

POLITECNICO DI TORINO

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Orientamento Strutture



Tesi di Laurea Magistrale

Instabilità nelle coperture di grande luce:
Analisi e verifica dello Yas Hotel di Abu Dhabi

Relatori:

Prof. Alberto Carpinteri

Dr. Amedeo Manuello Bertetto

Dr. Fabio Bazzucchi

Candidata:

Giulia Marasco

Marzo 2018

*“L’amore, mentre la vita ci incalza, è semplicemente un’onda alta
sopra le onde.”*

P.Neruda

A chi mi ha donato quell’amore, senza mai chiedere nulla in cambio.

Indice

Sommario	4
-----------------------	----------

Capitolo I. Introduzione	5
---------------------------------------	----------

1.1. Fenomeni d'instabilità strutturale.....	5
--	---

Capitolo II. Caso studio Yas Hotel di Abu Dhabi	18
--	-----------

2.1. Inquadramento	18
--------------------------	----

2.1.1. Evoluzione storica delle coperture di grande luce	18
--	----

2.1.2. Forma, efficienza e sostenibilità	19
--	----

2.1.3. Comportamento strutturale. Risposta statica e dinamica.....	21
--	----

2.2. Strutture reticolari spaziali (<i>grid shell</i>).	22
---	----

2.2.1. Shell e Grid Shell.....	22
--------------------------------	----

2.2.2. Materiali.....	23
-----------------------	----

2.2.3. <i>Grid shell</i> : Caratteristiche e potenziali applicazioni.....	24
---	----

2.2.4. <i>Grid Shell</i> : esempi rilevanti	25
---	----

2.3. Yas Hotel	31
----------------------	----

2.3.1. Inquadramento	31
----------------------------	----

2.3.2. Velocità e movimento	34
-----------------------------------	----

2.3.3. Supporti.....	38
----------------------	----

2.3.4.1. Elementi metallici	40
-----------------------------------	----

2.3.4.2. Nodi	40
---------------------	----

2.3.4.3. Caratteristiche geometriche	42
--	----

2.3.4.4. Pannelli	43
2.3.5. Prefabbricazione e montaggio	44
2.3.6. Illuminazione	45
2.3.7. Materiali.....	46
Capitolo III. Definizione della forma strutturale	47
3.1. Introduzione.....	47
3.2. Modellazione Autocad.....	48
3.3. Modellazione Visual Nastran 4D	51
3.3.1. Prima parte.....	51
3.4. Elaborazione Autocad: dal modello di caduta al modello effettivo	64
3.5. Seconda parte	69
3.5.1. Modellazione geometrica.....	69
3.6. Unione della prima e della seconda parte.....	73
Capitolo IV. Analisi tensionali e d'instabilità.	75
4.1. Studio preliminare dell'orientazione della sezione	75
4.2. Descrizione del modello	76
4.3. Carico di progetto	77

4.4. Analisi strutturale	85
4.4.1. Controventamento.....	85
4.4.1.1. Combinazione 1	85
4.4.1.2. Combinazione 2	86
4.4.1.3. Combinazione 3 (accidentale)	87
4.4.2. Pannelli in vetro strutturale.....	88
4.4.2.1. Combinazione 1.....	88
4.4.3.1. Passaggio dalla struttura semplificata alla struttura reale.....	98
4.4.3.2. Combinazione 1	100
4.4.4.1. Combinazione 2	105
4.4.4.2. Combinazione 3 (accidentale)	112
4.5. Analisi non lineari	118
4.5.1. Analisi in controllo di forza senza imperfezioni.....	120
4.5.2. Analisi in controllo di forza con imperfezioni (tipo1).....	121
4.5.3. Analisi in controllo di spostamento con imperfezioni (tipo1).....	122
4.5.4. Confronto delle analisi (4.5.1.-4.5.2.-4.5.3.)	123
Capitolo V. Conclusioni.....	126
Bibliografia	128
Sitografia.....	130

Sommario

Ai fini di una corretta valutazione del comportamento strutturale di opere di grande luce quali coperture reticolari e ponti sospesi è necessario considerare i fenomeni di instabilità che possono manifestarsi durante la loro vita utile.

Il presente lavoro ha come obiettivo quello di valutare i potenziali fenomeni d'instabilità che interessano le strutture reticolari (*grid shell*); a tale scopo è stata analizzata la copertura reticolare spaziale dello Yas Hotel di Abu Dhabi.

Nella parte introduttiva vengono illustrate le varie cause e relative modalità di manifestazione dell'instabilità strutturale.

Un'attenzione particolare è posta a due fenomeni: l'instabilità euleriana (*buckling*) e l'instabilità per *snap-through*.

Successivamente la valutazione di queste instabilità è stata effettuata per la copertura dello Yas Hotel di Abu Dhabi. Questa struttura rappresenta il simbolo di un nuovo centro economico-socio-politico che si sta ormai imponendo a livello mondiale. In strutture di questo tipo la sostenibilità ambientale ed economica risulta di fondamentale importanza e a tal fine occorre ottimizzare il materiale attraverso la realizzazione di sistemi prettamente funicolari.

La ricerca di forma della struttura, che rappresenta la parte centrale della tesi, ha permesso al sistema di rispondere in modo membranale ai carichi: tale scopo è stato raggiunto attraverso l'utilizzo di uno specifico software (*Visual Nastran 4D*) di modellazione basato su quattro solutori (*Cad, Motion, FEA e Controls*).

Si è poi ritenuto opportuno considerare due effettive soluzioni progettuali che permettessero alla struttura reticolare di rispondere alle varie condizioni di carico a cui potrebbe essere sottoposta.

La prima soluzione prevede l'utilizzo di controventi mentre la seconda l'impiego di pannelli. Il fulcro del quarto capitolo è stato quello di sviluppare un'indagine del comportamento strutturale attraverso analisi statiche, analisi di instabilità euleriana e analisi non lineari sia in controllo di forza (con e senza imperfezioni) che in controllo di spostamento.

Grazie alle verifiche e alle analisi eseguite sono emersi i vantaggi e gli svantaggi di ogni soluzione progettuale ed è stato possibile capire sia i fenomeni d'instabilità nonché le criticità alle quali la copertura potrebbe essere soggetta.

Capitolo I. Introduzione

1.1. Fenomeni d'instabilità strutturale

Molti autori, nel corso degli anni, si sono soffermati su tutto ciò che concerne il campo dell'instabilità strutturale, le cause che la provocano e le forme in cui essa si manifesta.

I fenomeni d'instabilità strutturale e i conseguenti collassi possono essere di diversa natura. E' bene ricordare che si può spaziare da collassi fragili (improvvisi, catastrofici) a collassi duttili (più prevedibili e meno impattanti); possono, inoltre, verificarsi fenomeni dinamici come la risonanza oppure fenomeni quali l'instabilità per *buckling* o per *snap-through* nel caso in cui la struttura rispetti determinate condizioni.

I fenomeni sui quali il presente lavoro si soffermerà maggiormente sono gli ultimi due appena citati.

Per una prima analisi, partendo dalle nozioni basilari, è importante concentrarsi sul concetto di *buckling*. Un prestigioso lavoro che è fondamentale citare per comprendere l'importanza della conoscenza del fenomeno¹, la natura e le cause dello stesso è stato elaborato da *D.Bushnell*.

Come affermato da *D.Bushnell*², il fenomeno del *buckling* <<può essere dovuto ad un collasso non lineare (grandi deformazioni e/o plasticizzazione), o alla biforcazione o alla combinazione dei due modi appena citati.>>

L'autore ritiene che la causa di tale fenomeno sia da ricercare nella differenza tra la rigidità membranale e quella flessionale in quanto quest'ultima risulta essere molto minore della prima.

In particolar modo, nel lavoro in questione, *Bushnell* prende in considerazione il caso di un guscio sottile e sottolinea come esso possa assorbire una grande

¹<< In order to produce efficient, reliable designs and to avoid unexpected catastrophic failure of structures of which thin shells are important components, the engineer must understand the physics of shell buckling. >>D.Bushnell, *Buckling of shells-pifall for designers*, in <<AIAA Journal, Vol. 19, 1981.

² D.Bushnell. *Buckling of shells-pifall for designers*, in <<AIAA Journal, Vol. 19, 1981.

quantità di sforzo membranale senza deformarsi molto e che, invece, per assorbire la stessa quantità di energia a flessione, dovrebbe deformarsi molto di più. Nel momento in cui l'energia immagazzinata in forma di compressione membranale si trasforma in *bending energy*, attraverso rilevanti deflessioni, si arriva a un collasso catastrofico.

Di notevole interesse risulta l'analisi di classiche curve nel piano "carico-deformazione", svolta in questa elaborazione. Dalla loro osservazione, infatti, è chiaro come i due punti di maggiore interesse siano quello di massimo carico e quello di biforcazione. Ciò che emerge e che l'autore rimarca è un concetto essenziale nell'ottica ingegneristica: il punto che si verifica prima è quello che ha maggiore significato ingegneristico.

Un secondo concetto da cui non si può prescindere per comprendere lo sviluppo dei fenomeni d'instabilità riguarda la sensibilità alle imperfezioni. *Bushnell* sottolinea in maniera molto chiara la funzione delle imperfezioni, come evidente da questa sua affermazione : <<*imperfections reduce its maximum load-carrying capability (Of course, it is not the structure that is sensitive to imperfections, but the maximum load it can safely support!.>>*)

Ciò che infine appare nodale cogliere dall'elaborazione dell'autore, fin qui analizzata e approfondita, è lo sviluppo di:

- Teorie asintotiche post *buckling* e loro applicazione a varie classi strutturali.
- Programmi al computer per lo studio di strutture assial- simmetriche.
- Programmi e analisi non lineari per il comportamento statico e dinamico delle strutture (grandi deflessioni, grandi sforzi, effetti non lineari dei materiali).

Questi tre punti descritti da *Bushnell* rappresentano tre alternative di comprensione e gestione del fenomeno; tra i tre approcci ci sono sia analogie che differenze ma ciò che è importante sottolineare è il fine per cui essi sono stati sviluppati.

Il fine primario dell'analisi asintotica è il calcolo del massimo carico per strutture perfette e imperfette; il secondo approccio, invece, ha come scopo principale l'ideazione e la realizzazione di uno strumento in grado di verificare il fenomeno e di restituire "un'intuizione fisica" del processo di *buckling*; l'analisi non lineare, infine, ha come obiettivo la produzione di affidabili metodi di analisi e programmi al computer in modo tale che si creino strumenti che possano essere usati per determinare il percorso di equilibrio.

I tre approcci mostrano, quindi, la volontà di voler descrivere lo stesso fenomeno cogliendo però aspetti differenti. Dall'approfondimento del lavoro di *Bushnell* risulta lampante la complessità del tema ed è altresì chiaro che a causa della sua intrinseca difficoltà esso debba essere affrontato con diversi approcci.

Per esplorare il mondo dell'instabilità è utile considerare un ulteriore studio. Il lavoro in questione ³ è infatti in grado di mettere in luce aggiuntivi aspetti ed esplora ciò che accade in cupole reticolate con un singolo strato. Un primo aspetto che gli autori sottolineano è il duplice modo con cui i fenomeni di instabilità possono manifestarsi : locale o globale. Per quanto riguarda invece i parametri strutturali che influenzano la stabilità sono messi in rilievo la geometria strutturale, il tipo di carico e la deviazione dei nodi. Secondo lo studio, inoltre, a generare *buckling* sarebbe il trasferimento come forza assiale del carico applicato; naturalmente, essendo le cupole reticolate con un solo strato delle strutture con un alto grado di indeterminazione statica, è molto facile riscontrare dei fenomeni di instabilità.

Nello studio in questione sono presentate analisi non lineari, sia da un punto di vista geometrico che da un punto di vista comportamentale del materiale (GMNA), su otto tipi differenti di forme di grigliato.

Il concetto interessante, che emerge per questi sistemi strutturali, riguarda la stabilità del singolo elemento; essa non può e non deve essere considerata come se l'elemento fosse isolato. A giocare un ruolo sostanziale ci sono effetti di confine e in particolar modo la rigidità degli elementi di confine << *boundary stiffness*>> che risulta essere un parametro di ardua determinazione.

³ J.Yan, F.Qin, Z. Cao, F. Fan, Y.L. Mo. *Mechanism of coupled instability of single-layer reticulated domes. Engineering Structures*, 2016.

Per determinare la stabilità dell'elemento durante le GMNA della struttura gli autori utilizzano due tipi di curve “compressione assiale - deformazione” dell'elemento che mostrano in che modo il *buckling* può manifestarsi : $P - \delta_{end}$ e $P - \delta_{mid}$.

Dove:

- P è la compressione assiale;
- δ_{end} è la deflessione tra le due estremità dell' elemento;
- δ_{mid} è la deflessione flessionale del punto in mezzera dell' elemento;

Ciò che gli autori riscontrano è la presenza di diversi modi in cui può manifestarsi l'instabilità euleriana e l'esistenza di due tempistiche differenti per giungere all'instabilità globale. Il primo caso analizzato è quello della *Schwedler bidirectional dome*.

L'instabilità che si verifica in questo caso è un' “instabilità progressiva” .

La curva “ carico-deflessione” mostra tre punti caratteristici: a , b e c .

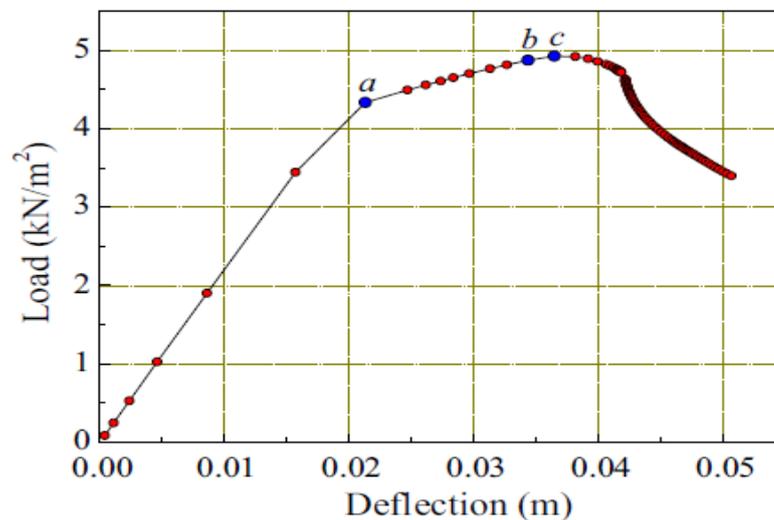


Figura 1⁴ Load- deflection curve of the structure of Casel

⁴ J.Yan, F.Qin, Z. Cao, F. Fan, Y.L. Mo, *op. cit.*

Al punto *a* si verifica il *buckling* dell'elemento, successivamente dopo una diminuzione della rigidezza tangenziale si giunge al punto *c* a cui corrisponde il *buckling* completo della struttura. In questo tipo d'instabilità, quindi, in un primo momento avviene il *buckling* dell'elemento; poi il numero di elementi che subisce *buckling* aumenta in maniera sequenziale fino a che il fenomeno colpisce l'intera struttura.

Il secondo caso analizzato è quello della *Geodesic dome*. Per quanto riguarda il secondo caso viene elaborata una curva “carico –deflessione” che rispecchia l'andamento della figura sottostante. Come si nota da quest'andamento, la curva dopo il raggiungimento del carico ultimo (rappresentato dal punto *a*) mostra un ramo discendente. Questo tipo di andamento è strettamente connesso al tipo d'instabilità che si sta analizzando: nell'instabilità sincrona, infatti, vi è una simultaneità temporale tra il *buckling* riferito all'elemento e il *buckling* riferito all'intera struttura. Rispetto al caso precedente al posto dei tre punti caratteristici ne abbiamo uno solo: il punto *a*. In esso una percentuale consistente di elementi ha già subito l'instabilità.

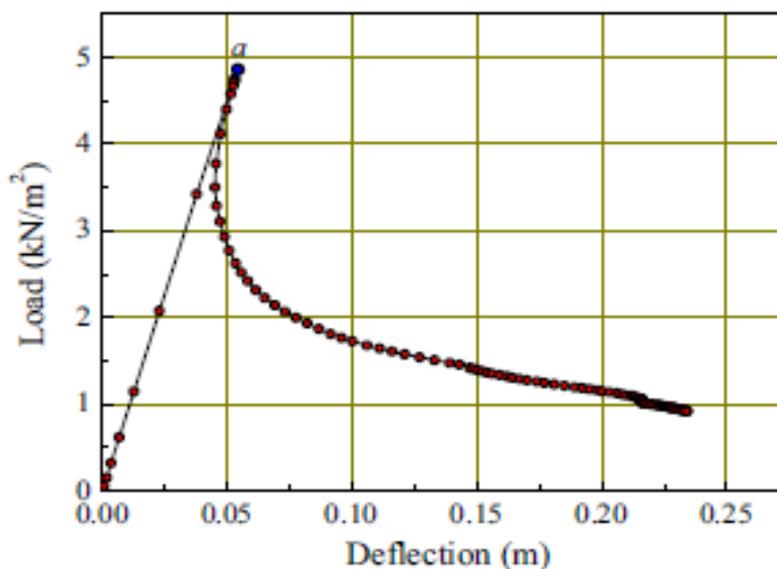


Figura2⁵ Load- deflection curve of the structure of Case 2

⁵ J.Yan, F.Qin, Z. Cao, F. Fan, Y.L. , *op. cit.*

Ciò che è emerso fino ad ora è la presenza di un'instabilità che può svilupparsi con tempistiche differenti; per maggior sintesi viene introdotto dagli autori un approccio immediato per comprendere il tipo di instabilità presente. Questo approccio è condensato nel seguente parametro.

$$R_b = \frac{P_m}{P_s}$$

Dove:

- P_m è il carico al tempo a;
- P_s è il carico al tempo c;

Basandoci sulla definizione di questo parametro risulta che: se esso è minore di 1 si ricade nel primo caso, invece, se esso è uguale a 1 si ricade nel secondo caso.

Un terzo autore a cui è indispensabile far riferimento, per cogliere ulteriori aspetti del complesso mondo dell'instabilità strutturale, è *J.M.T. Thompson*. Egli ha sviluppato un lavoro molto interessante nel campo dell'instabilità, in cui – come già chiaramente espresso nel titolo⁶ - è stato elaborato uno studio sperimentale e teorico di un guscio sferico completo sotto pressione uniforme esterna.

L'autore, nel lavoro in questione, fa emergere il diverso comportamento strutturale dovuto alla presenza o meno d'imperfezioni.

Attraverso un lavoro puramente sperimentale viene fatta un'*inwards snap analysis* e un *post-buckling and outwards snap analysis*. Nello specifico, ciò che viene evidenziato riguarda i collassi locali in una regione di nota imperfezione ed inoltre vengono osservate deformazioni flessionali *pre-snapping*.⁷ Ciò che risulta di particolare interesse è l'influenza delle imperfezioni e cosa avviene dopo il manifestarsi del fenomeno di instabilità. *Thompson* supporta le sue affermazioni

⁶ J. M.T. Thompson, *The elastic Instability of a Complete Spherical Shell*, in *The Aeronautical Quarterly*, Vol. XIII, 1962.

⁷ In particolare, si è osservato che <<La massima pressione sperimentale e la deformazione flessionale *pre- snapping* sono collegate al comportamento teorico del guscio imperfetto.>> *J.M.T. Thompson, op.cit.*

richiamando elaborazioni di *Von Karman* e *Tsien* che dimostrarono da una parte come la presenza d'irregolarità avesse un effetto negativo per il carico a cui corrisponde lo *snap*, e dall'altra come il *buckling* fosse negativo per la capacità portante di un guscio sottile.

E' notevole lo studio, sperimentale e teorico, sviluppato da *Thompson* riguardo al comportamento con grandi deflessioni in riferimento ad un guscio perfetto; attraverso la valutazione sperimentale ha dimostrato che gli stati *post-buckling* stabili di un guscio sferico perfetto hanno come caratteristica quella di essere rotazionalmente simmetrici.

Il comportamento *post-buckling* da un punto di vista teorico è stato, invece, affrontato attraverso il metodo dell'energia utilizzando l'equazione di compatibilità:

$$\frac{1}{E} \left\{ r \frac{d}{dr} \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \psi r \right\} = \frac{r}{R} \frac{d}{dw} - \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dr} \right)^2$$

Dove:

- w è la deformazione normale; per essa è stata utilizzata un'espansione polinomiale;
- ψ è la funzione di sforzo;
- r è il raggio variabile;
- E è il modulo di Young.

Attraverso la sostituzione dell'espressione della deformazione normale nell'equazione di compatibilità è stata ottenuta la funzione di sforzo in modo tale da rendere possibile la valutazione J_B e J_E ossia, rispettivamente, l'energia legata alla flessione e quella legata all'allungamento. Così operando si è potuta definire l'energia potenziale totale " ϕ ". In seguito, per restituire delle curve *post-buckling* sono state utilizzate e risolte (tramite procedure Newton-Raphson) le equazioni di equilibrio⁸ per le forze normali alla superficie del guscio:

⁸ <<non-linear algebraic equations in the four unknown parameters>>, J.M.T. Thompson, *op.cit.*

$$\frac{\partial \phi}{\partial Q} = \frac{\partial \phi}{\partial m_1} = \frac{\partial \phi}{\partial m_2} = \frac{\partial \phi}{\partial m_3} = 0$$

Una volta affrontato il problema, sia da un punto di vista teorico che sperimentale, si riscontra una conformità dei risultati tra i due differenti approcci.

Dall'approfondimento di questo lavoro appare chiara l'estrema importanza, non solo della consapevolezza di ciò a cui può portare un fenomeno di instabilità quale il *buckling*, ma anche della conoscenza e dell'ottenimento di relazioni in grado di descrivere tale fenomeno.

A questo punto, per ottenere un quadro generale e completo del tema trattato, si ritiene di dover menzionare altri due lavori aventi una rilevanza spiccata; essi hanno un contenuto non omogeneo e sviluppi differenti ma, sostanzialmente, il medesimo scopo. L'obiettivo che essi si pongono è cruciale per lo studio di qualsiasi fenomeno di instabilità e consiste nel raggiungimento della capacità di seguire dei percorsi/curve nel piano "sforzo - deformazione" (in altre parole, si è tentato di oltrepassare dei "punti limite"⁹ o "punti critici" del piano suddetto).

Il primo lavoro, di *H.B.Hellweg* e *M.A.Crisfield*¹⁰, porta alla luce il problema di ricercare nuove procedure in quanto, per *snap-back* molto acuti, i metodi standard *arc-length* non convergono. A partire da riflessioni sulla scarsa, o in alcuni casi inesistente, efficacia dello *standard arc-length method* viene elaborata una nuova procedura denominata *new arc-length method*. La fondamentale criticità dello *standard arc-length method* risiede nella non capacità di questo metodo di descrivere fenomeni di propagazione del crack ai quali corrisponde il fenomeno dello *snap-back*.

⁹ Sono punti non superabili tramite metodologie tipiche come il "controllo di forza o il controllo di spostamento".

¹⁰ H.-B. Hellweg e M.A.Crisfield, *A new arc-length method for handling sharp snap backs*, in *Computers & Structures*, Vol. 66, 1998, pp.705-709.

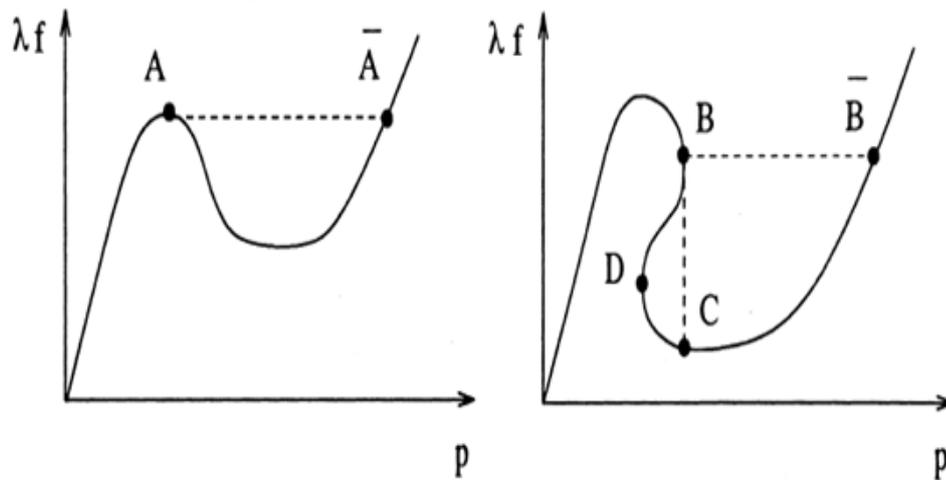


Figura 3 ¹¹Limit points during a snap-through and snap-back response

I metodi *standard arc-length*, come descritto ampiamente nel lavoro citato, utilizzano condizioni di vincolo, ossia procedure *Newton-Raphson*, con ulteriori vincoli per definire la direzione del percorso iterativo. Si stabiliscono lo spostamento iterativo e l'incremento di spostamento, mentre il carico iterativo è ricavato dall'equazione di vincolo. Ciò che differenzia il metodo standard da quello qui proposto è la scelta del *root* (radice). E' proprio la sbagliata scelta di questo parametro a causare problemi di convergenza.

Nel metodo standard, il criterio di scelta della soluzione implica la selezione di quella che comporta il minor angolo tra il precedente e il corrente incremento di spostamento.

¹¹ H.-B. Hellweg e M.A.Crisfield, *op. cit.* pp. 705-709;

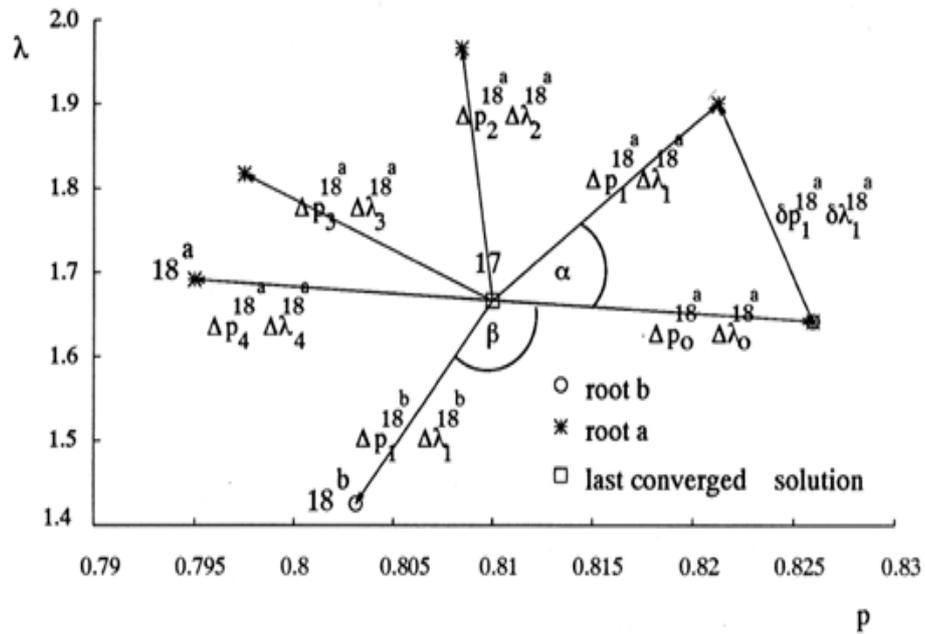


Figura 4¹² Effect of the choice of roots on the iterative path (reversible un-/loading)

Nel *new arc-length method* si considera sia la soluzione con l'angolo minore che quella con l'angolo maggiore; tra le due soluzioni si sceglie quella con la norma minima.

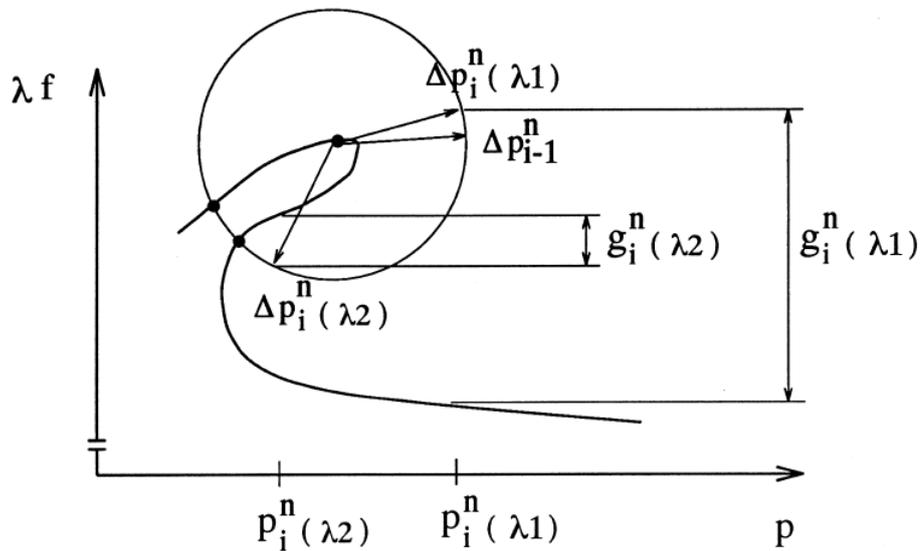


Figura 5¹³ Illustration of the minimum residual criterion

¹² H.-B. Hellweg e M.A.Crisfield, *op. cit.*, pp.705-709.

Quest'ultimo metodo è decisamente più solido e permette di tracciare i fenomeni di *snap-back* acuti.

Il secondo lavoro, che si ritiene di necessario approfondimento, è stato sviluppato da *M.A.Crisfield*¹⁴ e ha come obiettivo quello di gestire lo *snap-through* attraverso una “procedura incrementale/iterativa”. Analogamente al lavoro precedentemente citato¹⁵, questo studio ha l'intento di voler seguire un fenomeno non lineare che non può essere classicamente trattato. D'altro canto, però, bisogna sottolineare che i due lavori si occupano di fenomeni differenti.

Nell'elaborazione fatta dall'autore vengono presentate analisi di tecniche che permettono di superare il punto limite e migliorano il livello di convergenza delle procedure iterative prive di vincoli. *Crisfield* espone un concetto del tutto innovativo; egli, infatti, osserva come ciò che appare essenziale per le analisi di fenomeni d'instabilità strutturale (come il livello di carico al primo punto limite), in realtà non lo è affatto in assenza di analisi che siano in grado di superare il punto limite. Attraverso l'applicazione di tecniche non adeguate, infatti, la procedura di soluzione cade in errore in alcune parti del percorso e ciò impedisce al fenomeno di essere seguito e controllato. Procedure non idonee, non riescono a descrivere il fenomeno, non sono in grado di offrire informazioni sulla natura del fallimento e, cosa ancor più grave, non offrono criteri per discernere se il collasso che si osserva è di tipo strutturale o è un semplice collasso numerico. Tra le classiche procedure che risentono di questi problemi vi è quella in controllo di spostamento.

Come evidente dalla figura 6, attraverso una procedura in controllo di spostamento si può oltrepassare il punto B senza alcuna difficoltà; cosa diversa si verifica subito prima il punto G dove la procedura in controllo di spostamento non risulta efficace.

¹³ H.-B. Hellweg e M.A.Crisfield, *op. cit.* pp.705-709.

¹⁴ M.A.Crisfield, *A fast incremental/ iterative solution procedure that handles “snap-through”*, in <<Computers&Structures>>, Vol. 13,pp. 55-62.

¹⁵ H.-B. Hellweg e M.A.Crisfield, *op. cit.*, pp.705-709.

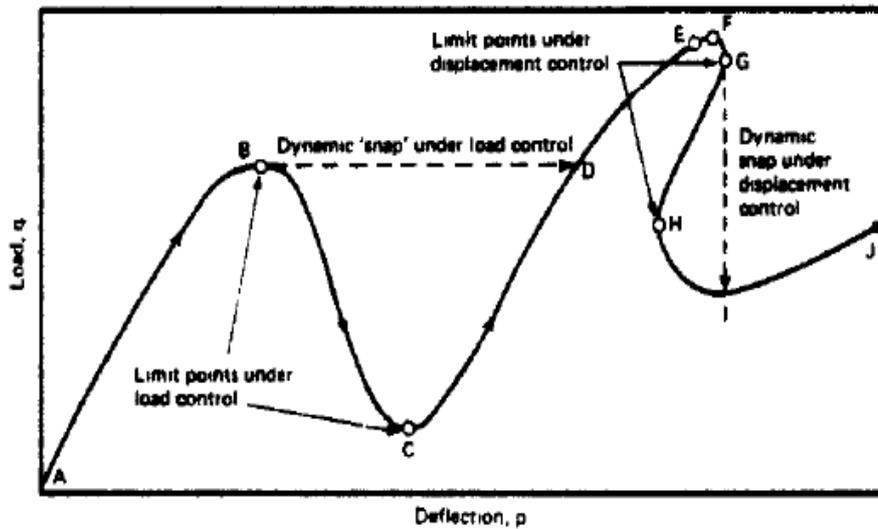


Figura 6¹⁶ Snap-buckling

Esiste, quindi, un'esigenza di procedure alternative.

Nell'articolo viene descritto il metodo di *Riks*, il quale propone una nuova procedura di soluzione per superare i punti critici. Egli aggiunge alle equazioni di equilibrio delle equazioni di vincolo stabilendo la lunghezza dell'incremento allo *step* di carico nel piano "carico-deflessione". In questa procedura è presente un'ulteriore variabile rappresentata dal livello di carico applicato. All'aggiunta dell'ulteriore incognita corrisponde l'aggiunta di un'equazione, che è quella di vincolo. *Riks* risolve le equazioni utilizzando il metodo di *Newton-Raphson*; esso, però, risulta inadeguato agli elementi finiti e, per questo motivo, il metodo di *Newton-Raphson* modificato è privilegiato. Nonostante questo cambiamento nel metodo di risoluzione delle equazioni, il metodo di *Riks* non è ancora adatto per l'uso con il metodo standard degli elementi finiti e viene modificato a questo scopo.

Il metodo di *Riks* è un esempio di tecnica attraverso la quale i punti limite possono essere superati.

Si ottiene in questo modo un metodo valido che permette di superare i punti limite: sia quelli a tangente orizzontale che quelli a tangente verticale.

¹⁶ M.A.Crisfield, *A fast incremental/iterative solution procedure that handles "snap-through"*, in <<Computers&Structures>>, Vol. 13, pp. 55-62.

Attraverso l'approfondimento dei quattro lavori fin qui citati si ha una panoramica dei potenziali fenomeni di instabilità che si possono verificare; è emersa l'importanza della conoscenza della loro natura, dei parametri che possono influenzarli e di specifiche procedure per descriverli.

Capitolo II. Caso studio Yas Hotel di Abu Dhabi

2.1. Inquadramento

2.1.1. Evoluzione storica delle coperture di grande luce

Le dimensioni della copertura in esame collocano la medesima nei sistemi strutturali per le grandi coperture.

Per quanto riguarda questi specifici sistemi è interessante comprendere quale sia stata la loro evoluzione nel tempo, essendo questa figlia di esigenze sia di aderenza a dei principi progettuali sia di risoluzione e risposta a problemi strutturali.

Negli anni '70 del secolo scorso, i progettisti ambivano alla realizzazione di strutture spiccatamente leggere. Furono realizzate, quindi, strutture in cui emergeva questa caratteristica e in cui il peso portato era più grande del peso portante. Negli anni 2000 ci fu, invece, una controtendenza; pur rimanendo nell'ambito di strutture abbastanza leggere, il principio guida fondamentale a cui si ispiravano i progettisti divenne la versatilità. Dal 2010, invece, si riscontra un ritorno al principio di leggerezza che comporta il dover affrontare l'insorgenza dei problemi d'instabilità strutturale.

Per un'immediata visualizzazione dei cambiamenti dei principi guida per progettare le grandi coperture, può essere utile far riferimento al grafico sottostante che ne sintetizza l'evoluzione.

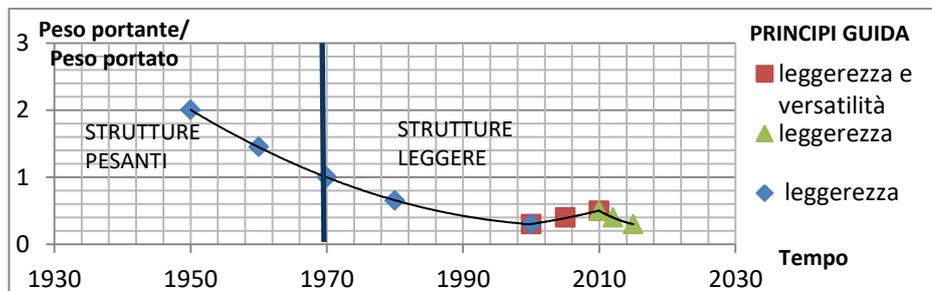


Figura 7: Andamento qualitativo del rapporto (peso portante/peso portato) nel tempo

Si potrebbe considerare come spartiacque tra le strutture pesanti e quelle leggere il valore unitario del rapporto tra il peso portante e il peso portato.

$$\frac{\text{Peso portante}}{\text{Peso portato}} = 1$$

Tendenzialmente, per valori di questo rapporto minori di 1 siamo di fronte a strutture leggere e snelle che portano alla luce problemi di stabilità dell'equilibrio sia globale che locale; traslando, invece, verso valori maggiori dell'unità ci dirigiamo verso strutture con un peso notevole rispetto a quello aggiuntivo a cui sono in grado di resistere.

2.1.2. Forma, efficienza e sostenibilità

Un altro fattore caratterizzante della struttura è la sua forma.

Come ben noto, per la ricerca di forma si possono utilizzare processi di tipo geometrico o processi di tipo fisico; per quanto riguarda il primo tipo, s'impone la geometria e si verifica come debbano essere gli elementi affinché essa regga (vengono spesso utilizzati dei controventi diagonali per poter resistere) mentre, per quanto riguarda il secondo tipo, le strutture assumono la forma che desiderano avere per resistere ai carichi.

Come evidenziato nel grafico precedente, tra i principi guida della progettazione emergono leggerezza e versatilità; per raggiungere questi obiettivi occorrono metodi di ottimizzazione in modo tale da rendere la struttura efficiente e allo stesso tempo sostenibile. Il concetto di sostenibilità nell'ambito delle costruzioni riguarda due aspetti: quello ambientale e quello economico. Per effettuare una progettazione sostenibile occorre minimizzare l'uso dei materiali e ciò comporta la riduzione delle emissioni di CO₂ e la diminuzione dei costi.

Un modo per raggiungere la maggior sostenibilità possibile è certamente la realizzazione di sistemi che tendano il più possibile a sistemi funicolari; in questo modo, infatti, si assicura la resistenza ai carichi esterni attraverso forze

unicamente membranali. L'assenza di flessione permette la riduzione di spessore e, di conseguenza, di materiale. Tutto ciò prevede una corretta ricerca della forma.

Le tensioni, che avevano classicamente rappresentato l'incognita del problema strutturale, non rappresentano più i parametri da dover ricercare. Questo ruolo viene associato alla geometria. Questo concetto è stato particolarmente sottolineato da Sergio Musumeci¹⁷ : <<*There is no reason why the unknown factors should always be the internal stresses and not, for example, the geometric parameters which define the form itself of the structures, since in this latter case a uniformity of stresses and a much more complete and efficient use of material may be obtained. With this method, it is possible to arrive at a synthesis of new forms rich in expressive strength.*

Nel corso dei secoli ci si è interrogati su come poter raggiungere questa forma ottimale; particolare attenzione e cura è stata posta ai carichi di progetto di tipo statico anche se, di decisivo valore e interesse, sarebbe stata un'elaborazione dal punto di vista dinamico.

Nell'articolo *Modal funicularity of shell structure*,¹⁸ vengono espressi tre differenti metodi utilizzati per giungere alle geometrie funicolari, che sono stati elaborati negli ultimi tre secoli. In associazione al primo, in cui vi è l'utilizzo di modelli fisici, emergono figure come *Antoni Gaudì, Frei Otto e Heinz Isler*. Il secondo è, invece, basato su metodi grafici e sulla dualità tra il concetto di poligono funicolare e quello di poligono delle forze. Infine l'ultimo, che è anche il più recente, si basa su metodi numerici.

Nel lavoro appena citato viene evidenziato come oggi il computer fornisca un supporto fondamentale in questi processi di ricerca di forma. Si riporta un esempio grafico, ottenuto grazie all'ormai sempre più utilizzato aiuto del computer per lo sviluppo dei processi di ricerca di forma.

¹⁷ S.Musumeci , *Struttura ed architettura. L'Industria Italiana del Cemento*, 1980; 10; 771-786.

¹⁸ S.Adriaenssens, S. Gabriele, V. Varano , G. Tomasello .*Modal funicularity of shell structure, IASS 2017.*

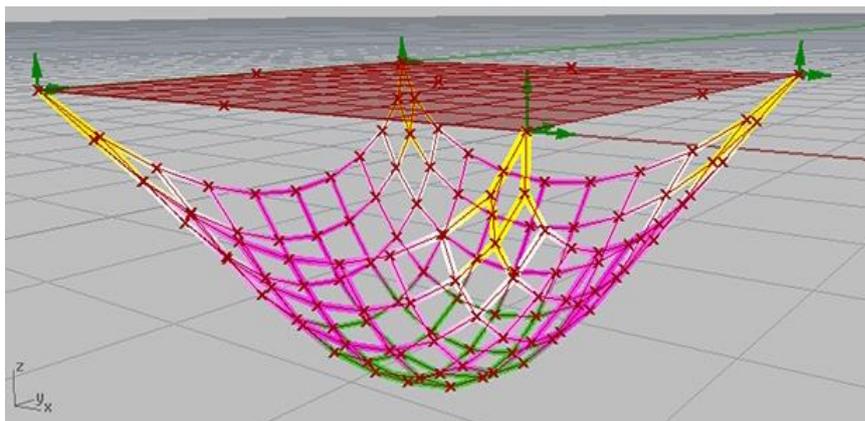


Figura 8¹⁹: *Example of computer-aided model for a funicular shell under self-weight developed in Grass*

2.1.3. Comportamento strutturale. Risposta statica e dinamica

L'essenziale capacità che la struttura deve possedere è, ovviamente, la resistenza ai carichi. E' importante considerare che i carichi, sia verticali che orizzontali, possono essere di natura statica e/o dinamica. Questa distinzione è fondamentale in quanto, a una diversa natura del carico, corrisponde una differente risposta strutturale.

Focalizzarsi sulla natura dinamica vuol dire affrontare un problema che, in Italia come in tante altre parti del mondo, è di centrale importanza; esso consiste nel comprendere come la struttura risponde ad eventi sismici.

Uno dei metodi di valutazione della risposta della struttura all'azione sismica si basa sull'impiego di fattori di amplificazione e dei carichi statici equivalenti²⁰. Come affermato nel lavoro sopra citato, questo metodo, si affermò inizialmente soltanto per specifici sviluppi geometrici; in un secondo momento fu invece in grado di coprire ogni possibile geometria. Attraverso l'allontanamento dalle forme più diffuse e radicalizzate dell'indagine strutturale, come quella sferica e quella cilindrica, e il conseguente ampliamento di visuale verso forme che siano le più generiche possibili si è resa questa metodologia molto interessante in quanto

¹⁹ S. Adriaenssens, S. Gabriele, Varano V., G. Tomasello, *op. cit.*

²⁰ T. Takeuchi, K. Okada, T. Ogawa. *Seismic response evaluation of freeform lattice shell roof using amplification factors, IASS 2017.*

capace di esplorare geometrie ancora non completamente analizzate, se non altro dal punto di vista dinamico.

2.2. Strutture reticolari spaziali (*grid shell*).

Oltre ad essere caratterizzata da elevate dimensioni, da una specifica forma e dalla spiccata leggerezza la copertura in esame è anche una *grid shell*; è proprio grazie alla scelta di questo tipo di sistema strutturale che si riescono a raggiungere queste caratteristiche.

2.2.1. Shell e Grid Shell

Le *grid shell* possono essere viste come un'evoluzione delle *shell structure*.

Le strutture a guscio sono configurazioni nello spazio caratterizzate dal fatto di riuscire a resistere ai carichi esterni grazie alla loro forma.

Ciò che permette a queste coperture di rientrare all'interno delle strutture leggere, è il modo tensionale di rispondere ai carichi esterni a esse applicati. La risposta teoricamente quasi esclusivamente membranale, infatti, fa' sì che siano effettivamente ammissibili delle sezioni sottili.

Quello che accomuna una *grid shell* a una più comune struttura a guscio di tipo continuo è il comportamento strutturale; l'evoluzione, se così si può chiamare, consiste invece nel passaggio da una struttura "continua" a una struttura "discreta". Chiaramente in questo passaggio vi è una perdita di materiale che conduce la struttura verso una più marcata leggerezza e implica, ovviamente, anche un risvolto economico positivo. Per fornire una concisa ed efficace designazione del sistema strutturale *grid shell*, si ritiene utile citare la seguente definizione: ²¹ <<*The name of grid shell commonly describes a structure with the shape and strength of a double curvature shell, but made of a grid instead of a solid surface.* >>

²¹ C.Douthe, O. Baverel, J.-F.Caron. *Form finding of a grid shell in composite materials, IASS2006.*

Per quanto riguarda il comportamento strutturale, si osserva che le *grid shell* si basano su due schemi strutturali che sono quello del “guscio” e quello dell’“arco”.

La struttura, prima di giungere alla sua configurazione finale, che è di tipo spaziale, è una superficie piana.²² Il lavoro appena citato è di grande interesse perché l’autrice illustra, in maniera molto chiara, come partendo da una superficie nel piano, si perviene a una superficie nello spazio. Questo passaggio avviene tramite una deformazione priva dell’aggiunta di addizionali connessioni o elementi strutturali (<<*additional connection or structural member*>>²³). Nel momento in cui si raggiunge la configurazione finale, vi è un irrigidimento. *Céline Paoli* evidenzia, inoltre, che per compiere queste operazioni è richiesto un certo grado di deformabilità della maglia. La deformabilità diventa, quindi, un criterio di scelta per la forma del modulo base della maglia. Ciò comporta l’utilizzo del quadrilatero e l’esclusione del triangolo che, come risaputo, è una figura di tipo stabile.

Al requisito di deformabilità, oltre alla forma, deve ovviamente rispondere anche il materiale.

2.2.2. Materiali

Tra i diversi materiali da costruzione si ritrovano sia quelli più tradizionali (come il calcestruzzo, il legno, l’acciaio, l’alluminio) che quelli più innovativi come le fibre di vetro rinforzate con polimero (GFRP)²⁴ e i tubi di cartone.

Per quanto riguarda il requisito di deformabilità, il legno è certamente uno dei più performanti; bisogna, però, tenere in conto anche altre proprietà che caratterizzano il materiale come ad esempio la densità, la resistenza e la rigidità. Tra di esse quella più rilevante è la rigidità e questo è dovuto alla snellezza degli elementi presenti. Data la presenza di elementi notevolmente snelli, è, infatti, importante

²²C. Paoli, *Past and Future of Grid Shell Structure*, 2007.

²³C. Paoli, *op.cit.*

²⁴C.Douthe, O. Baverel, J.-F.Caron., *op.cit.*

che essi abbiano una rigidità non inferiore ad una determinata soglia per evitare fenomeni di instabilità (come il *buckling*) che potrebbero verificarsi.

Tra i nuovi materiali emerge il GFRP; quest'ultimo è un materiale in alcuni casi preferito al legno proprio a causa della sua rigidità. Come ricordato nel lavoro approfondito²⁵, infatti, i valori di rigidità per questo materiale variano tra i 20 e i 40 GPa. Questo *range* di valori implica una rigidità che è il doppio o addirittura quattro volte quella del legno e ciò fornisce un carico di *buckling* molto maggiore.

Come evidente da quanto esposto fino ad ora, i parametri in gioco sono molteplici; bisognerà, quindi, eseguire una progettazione che abbia come scopo l'ottimizzazione dei materiali ma che sia allo stesso tempo vigile rispetto ai potenziali fenomeni d'instabilità che possono svilupparsi.

2.2.3. Grid shell: Caratteristiche e potenziali applicazioni

Ricapitolando, quindi, le *grid shell* sono strutture spaziali che grazie all'utilizzo di poco materiale sono anche leggere, sostenibili, economiche ed efficienti. Inoltre, essendo costituite da elementi di dimensioni contenute e avendo la possibilità di essere composte ed ancorate su ogni base, sono anche strutture mobili ed adattabili.

Tutte queste caratteristiche hanno portato ad uno studio delle potenziali applicazioni da parte di due autori: Vassallo e Malek²⁶. Questi ultimi hanno evidenziato come queste caratteristiche forniscano alle *grid shell* l'opportunità di essere strutture utilizzabili per l'assistenza sanitaria e più in generale umanitaria, che si presenta in caso di calamità naturali. In questi casi, infatti, in queste strutture potrebbero essere forniti aiuti medici, cibo, acqua o qualsiasi altro bene di prima necessità.

²⁵ C.Douthe, O. Baverel, J.-F.Caron., *op.cit.*

²⁶ M. Vassallo, S. Malek. *Design and Structural Analysis for a Deployable Grid Shell Shelter*, IASS 2017.

Si riporta una struttura realizzata all' Università di Catania da cui emergono le caratteristiche fino ad ora descritte.



Figura 9²⁷: *Grid Shell* in legno costruita all' università di Catania, Italia

2.2.4. *Grid Shell*: esempi rilevanti

Per una panoramica temporale delle costruzioni effettivamente realizzate con questo tipo di tecnica si approfondiscono le strutture più rappresentative.

Tra le strutture di rilievo spiccano, senza dubbio, due coperture situate in Germania; una di queste è la *Mannheim Multihall* di *Frei Otto*. Questa struttura copre un'area in pianta priva di regolarità e di simmetria, dove sono presenti due cupole connesse attraverso un tunnel. Essa è costituita da elementi di legno e poi coperta con una membrana in PVC rinforzata.

In questo caso la scelta di utilizzare una *grid shell* è stata causata dalla necessità di aderire alla forma pensata ed elaborata dal progettista.²⁸

Nelle figure 10 e 11 si possono osservare, rispettivamente, la vista esterna e quella interna.

²⁷ M. Vassallo, S. Malek, *op.cit*

²⁸ C. Paoli, *op.cit.*

E' importante ricordare che questa è una struttura degli anni 70 del 900; siamo quindi nel periodo di nascita di strutture di questo tipo.



Figura 10²⁹: vista esterna

Mannheim Multihall, Germany

Frei Otto, 1975



Figura 11³⁰: vista interna

Mannheim Multihall, Germany

Frei Otto, 1975

²⁹<https://www.bing.com/images/search?q=immagini%20mannheim%20multihalle%20frei%20otto&q&s=n&form=QBIR&sp=-1&pq=immagini%20mannheim%20multihalle%20frei%20otto&sc=0-38&sk=&cvid=8A15DB3808CB4BE098F02BA32833E06D>

³⁰<https://www.bing.com/images/search?q=mannheim%20multihall%20frei%20otto&q&s=n&form=QBIR&sp=-1&pq=mannheim%20multihall%20frei%20otto&sc=0-28&sk=&cvid=2E81E58AFCF249ECAECE876BC2A4E89E>

La seconda struttura è il *Japan Pavilion*; la sua specificità risiede nel materiale utilizzato. Per questa copertura è impiegato, infatti, un materiale da costruzione non tradizionale: la carta. Sono presenti, comunque, dei locali rinforzi con archi di legno. La scelta del materiale fu insolita e dovuta al fatto che la struttura era progettata per l'Expo 2000 che si basava sui concetti di coesistenza tra la tecnologia e l'uomo; come riportato in ³¹ << *the theme of the Expo 2000 was "Humankind, Nature and Technology"* >>. In questo modo la scelta di un "materiale riciclabile" come la carta aderiva a questa filosofia. In tal caso, ciò che con la struttura si vuole mostrare, non è fondamentalmente la forma, bensì il concetto di sostenibilità e di rispetto dell'ambiente.

Nelle figure 12 e 13 si possono osservare, rispettivamente, la vista esterna e quella interna.



Figura 12³²: vista esterna

Japan Pavilion, Germany

Ban Happold, 2000



Figura 13³³: vista interna

Japan Pavilion, Germany

Ban Happold, 2000

³¹ C. Paoli, *op.cit.*

³² <https://www.bing.com/images/search?q=japan%20pavilion%20ban%20happold%202000&qs=n&form=QBIR&sp=-1&pq=undefined&sc=0-31&sk=&cvid=C921A45E69854C09AEEC41EBD9A03DA8>

³³ <https://www.bing.com/images/search?q=japan%20pavilion%20ban%20happold%202000&qs=n&form=QBIR&sp=-1&pq=undefined&sc=0-31&sk=&cvid=C921A45E69854C09AEEC41EBD9A03DA8>

Una terza costruzione, molto affascinante per l'adattamento ambientale che mostra, è il *Downland e Weald Museum*. A differenza delle altre due, essa non è situata in Germania ma a sud dell'Inghilterra. Costituita da legno, il suo profilo armonico risulta totalmente conforme all'ambiente circostante.

In figura 14 e 15 si possono osservare, rispettivamente, la vista esterna e quella interna.

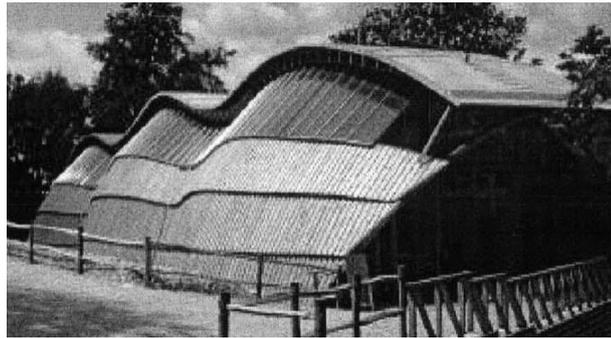


Figura 14³⁴: vista esterna

Downland and Wound Museum, United Kingdom

E. Cullinan, Happold, (2002)



Figura 15³⁵: vista interna

Downland and Wound Museum, United Kingdom

E. Cullinan, Happold, (2002)

³⁴ C. Paoli, *op.cit.*

³⁵ C. Paoli, *op.cit.*

Come marcatamente evidenziato da C. Paoli e come chiaro in particolar modo dalle prime due strutture, il fatto che non ci sia l'esigenza di avere delle colonne interne è un enorme vantaggio per strutture che hanno lo scopo di ospitare esposizioni, o che rappresentano spazi di assemblamento (*<<the fact that no interior columns are needed is a real advantage for exposition and assembly spaces>>³⁶*). Inoltre la discretizzazione della struttura, con conseguente diminuzione di materiale e costi, comporta anche un proficuo sfruttamento della luce solare (*<<provide daylight sources>>³⁷*). Infine le forme raggiunte sono adatte a soddisfare, sia principi estetici che obiettivi di integrazione con l'ambiente ospitante.

Prima di giungere al paragrafo 2.3, in cui sarà presentata la struttura oggetto di studio, è formativo curiosare tra le più recenti *grid shell*; questo permetterà, infatti, di poter poi iniziare a delineare un quadro più completo su questo tipo di strutture per capire a cosa porterà in futuro la loro evoluzione.

Una delle *grid shell* di più recente costruzione è il *Chadstone Shopping Centre* a Melbourne, in Australia, completata nel 2016.

L'opera copre un'area di circa 7000 metri quadri con una luce di 44 metri. La lunghezza della copertura si aggira sui 260 metri, mentre, l'altezza sui 30 metri; tra tutti il dato che colpisce maggiormente è lo spessore: 210 millimetri.

In figura 16 si riporta una ricostruzione tridimensionale della struttura in modo tale da avere idea della forma realizzata.

³⁶ C. Paoli, *op.cit*

³⁷ C. Paoli, *op.cit*

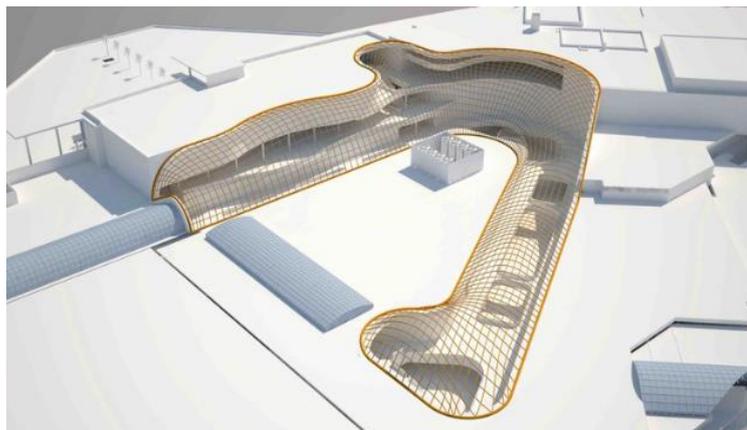


Figura 16³⁸: *Chadstone shopping centre*

Si è ritenuto opportuno citare anche quest' ultima struttura in quanto si differenzia nettamente dalle tre precedenti a causa delle dimensioni e dei materiali.

Nelle prime tre, infatti, la lunghezza si aggirava attorno ai 70 m (nel terzo caso 50 m), qui sono 260 m; l'altezza, invece, sui 15 m (nel terzo caso meno di 10 m), qui sono circa 30m. Per finire, si osserva che l'area ricoperta era di 3600 metri quadri nelle prime due, 1800 metri quadri nella terza e circa 7000 metri quadri in quest'ultima.

Tutto sembra raddoppiato o addirittura triplicato.

Dall'analisi della struttura che sarà oggetto di studio, che è temporalmente precedente a questa, si noterà come le dimensioni tendono ad avvicinarsi ai valori del *Chadstone shopping centre*. Si può dedurre, quindi, una tendenza di crescita delle dimensioni per questo tipo di strutture.

Inoltre, per quanto riguarda i materiali, sono presenti l'acciaio e il vetro; anche sotto quest'aspetto vi è un'analogia con lo *Yas Hotel* e un discostamento dalle strutture precedenti.

³⁸ www.archdaily.com

2.3. Yas Hotel



Figura 16³⁹: *Yas Hotel*, vista notturna

2.3.1. Inquadramento

La struttura in questione è situata ad *Abu Dhabi*, capitale degli Emirati Arabi Uniti e capoluogo dell'emirato omonimo. Dopo un periodo di costruzione di circa tre anni, dal 2007 al 2009, è stata aperta nel 2009 in concomitanza con l'edizione inaugurale del Gran Premio di Formula 1 dell' *Etihad Airways* di *Abu Dhabi*. Essa è costruita metà sulla terra ferma e metà sull'acqua e s'inserisce in un contesto particolarmente energico dal punto di vista delle più innovative costruzioni.

La struttura è visibilmente una grande copertura appartenente alla categoria delle *grid shell*.

Si può avere una prima idea dell'importanza e della complessità dell'opera già dall'osservazione della quantità di figure professionali che sono state coinvolte nella sua elaborazione. La struttura è stata progettata dagli architetti *Hani Rashid* e *Lise Anne Couture* dello studio newyorkese *Asymptote Architecture*, ma all'opera ha collaborato un team progettuale composto da oltre 60 figure professionali. Inoltre, date le peculiarità della struttura in questione, spiccano figure di rilievo

³⁹ <https://www.bing.com/images/search?q=i+yas+hotel+&qsn=&form=QBIRMH&sp=-1&pq=i+yas+hotel+&sc=3-19&sk=&cvid=DD9E730C041D4DCDB8FA8555F54407C1>

che hanno dato un contributo specifico nel ruolo di *gridshell engineers* e di *gridshell lighting consultant*.

Il committente dell'opera è l'*Aldar Properties PJSC*, una società con sede ad Abu Dhabi legata ai maggiori progetti in atto nella zona, tra cui proprio l'Isola di Yas di cui fanno parte il circuito di Yas Marina, il Ferrari World e la struttura in esame.

La struttura, infatti, è inglobata all'interno di un circuito di F1, lo *Yas Marina Circuit*. Nella figura 17 si può notare la collocazione della struttura rispetto al circuito, evidenziato in azzurro, mentre dalla figura 18 si deduce come il loro punto d'incontro sia collocato fondamentalmente nelle vicinanze dell'intersezione delle due direzioni principali di sviluppo della struttura.



Figura 17⁴⁰: *Yas Marina Circuit*

Dalla figura 19 si possono notare la grandezza, la forma e il tipo di grigliato a maglia quadrangolare utilizzato. Con i suoi 217 metri di espansione in lunghezza, un massimo di 45 metri in larghezza e 35 metri in altezza, lo Yas Hotel è una struttura imponente che simboleggia l'importanza e l'ascesa a livello mondiale di questo nuovo centro socio-economico e politico.

⁴⁰ <https://www.yasmarinacircuit.com/en/corporate/>

Le dimensioni, infatti, sono particolarmente notevoli; l'area hotel include 500 camere e si estende per circa 85.000 metri quadri.



Figura 18⁴¹: *Yas Hotel*

A prima vista la struttura sembrerebbe essere composta da un' unica unità; questo accade grazie alla capacità della *grid shell* in questione di riuscire a coprire le tre parti effettivamente presenti, facendole apparire come un corpo unico.

Se si osserva con attenzione, però, è chiara la presenza di tre parti differenti; in particolar modo ci sono due strutture hotel (*Main Building* e *Marina Building*) e un ponte, con struttura di acciaio monoscocca, che esplica la funzione di collegamento tra le due parti. E' proprio al di sotto di quest' ultimo che il circuito di F1 incontra la struttura.

A livello funzionale è una struttura alberghiera di dimensioni rilevanti, data la presenza di oltre 500 camere, ma al di là della pura funzionalità, essa spicca a livello simbolico; è diventata infatti un simbolo di riconoscimento della città.

Come tutte le *grid shell* ciò che la caratterizza è la forma e tutto ruota attorno ad essa; infatti : <<*Contrary to typical building where the structural system is mostly*

⁴¹ <http://www.extravaganzi.com/wp-content/uploads/2009/12/yas-hotel-2.jpg>

driven by performance, efficiency and most of all by cost, in the case of grid shell it first begins with the architectural choice of a shape.>>⁴²

2.3.2. Velocità e movimento

In questa struttura ciò che il progettista vuole trasmettere attraverso la forma sono i concetti di velocità e di movimento. Siamo di fronte, infatti, a una struttura che non ha assolutamente nulla di compatto, essendo essa molto più sviluppata in una delle tre dimensioni. Come si può notare, il valore della dimensione in lunghezza è molto maggiore dei rispettivi valori in larghezza e in altezza (217x45x35m).

<<Speed was of the essence in this ambitious project and not just on the racetrack.>>⁴³

In aggiunta alle dimensioni rispetto ai tre assi nello spazio, ciò che le conferisce dinamicità è il fatto di avere una copertura con raggio di curvatura non uniforme e con variazioni di quota anche particolarmente brusche in alcuni punti. Vi è, quindi, una non linearità geometrica che le conferisce complessità e bellezza allo stesso tempo.

Si mostrano di seguito quattro punti di vista: nord, sud, est e ovest in modo da rendere visibile la forte complessità della geometria nonostante la presenza di un asse di simmetria che permette di semplificarla.

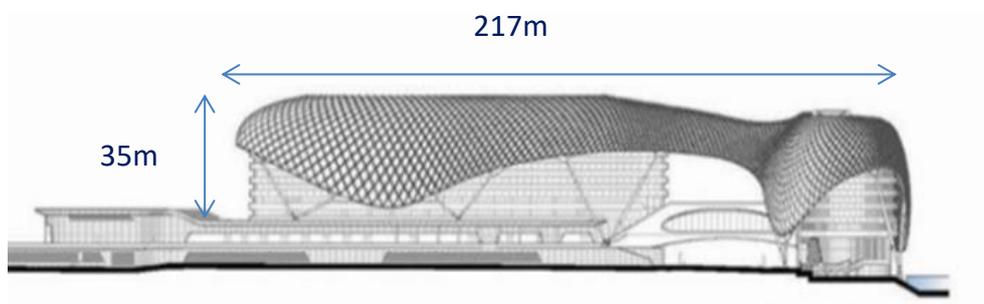


Figura 19⁴⁴: Vista Sud

⁴² C. Paoli, *op.cit.*

⁴³ H. Schober, Aff.M.ASCE, S. Justiz and H. Tamai. *Speed and Grace*. Civil Engineering 2011.

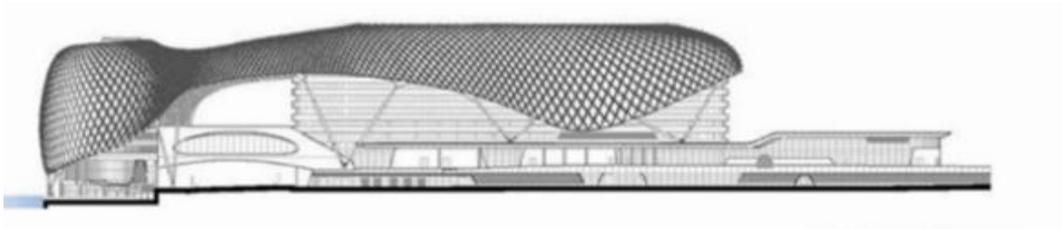


Figura 20⁴⁵: Vista Nord

Dai punti di vista Sud e Nord (figura 19 e 20) si constata come effettivamente la struttura non sia formata da un unico corpo, bensì sia composta da tre parti differenti ; è inoltre evidente come il ponte di collegamento sia posto ad una quota abbastanza bassa rispetto allo sviluppo in altezza delle due strutture hotel: altezza che comprende, ovviamente, il franco necessario per le attività sulla pista di F1.

In Figura 21 si riporta una particolare vista notturna del ponte dove si nota il collegamento tra il ponte e la struttura hotel.

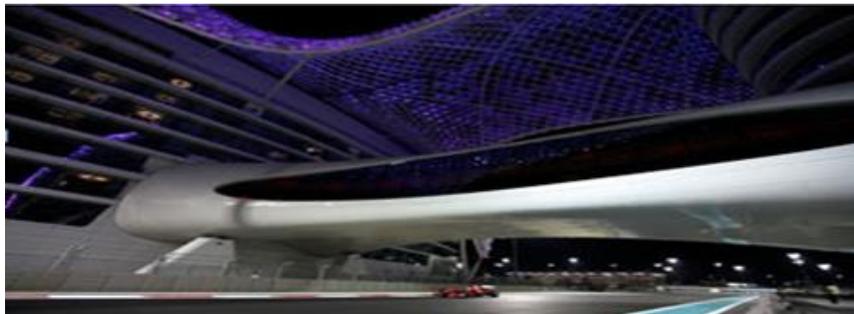


Figura 21⁴⁶: Collegamento ponte struttura hotel

Da questa prospettiva si ha nettamente la percezione di come la copertura si adagi sulla struttura, quasi come se fosse un velo (“*veil-like structure*”⁴⁷) ondeggiante a

⁴⁴ <https://www.area-arch.it/yas-hotel/>

⁴⁵ <https://www.area-arch.it/yas-hotel/>

⁴⁶ <http://tracce.morettispa.it/wp-content/uploads/2011/11/Yas-hotel-Asymptote-esterno4.jpg>

⁴⁷ H. Schober, Aff.M.ASCE, S. Justiz and H. Tamai, *op.cit.*

protezione di quest'ultima; questa percezione è rafforzata anche da un gioco di luci ed ombre.

In Figura 22 si riporta, invece, una vista diurna dalla quale emerge come la *grid shell* permetta l'ingresso di una grande quantità di luce naturale che colpisce sia la struttura hotel che il ponte.



Figura 22⁴⁸:dettaglio ponte

Infine, per quanto riguarda il ponte, si sottolinea che esso può essere classificato come *pedestrian bridge* e, come si può notare dalla figura 23, gli spazi interni sono suddivisi su due livelli.



Figura 23⁴⁹: particolare *pedestrian bridge*

⁴⁸ billingsjackson.com/projects/node-housing

Nelle due prossime figure (24 e 25) si possono osservare il punto di vista Est e quello Ovest.

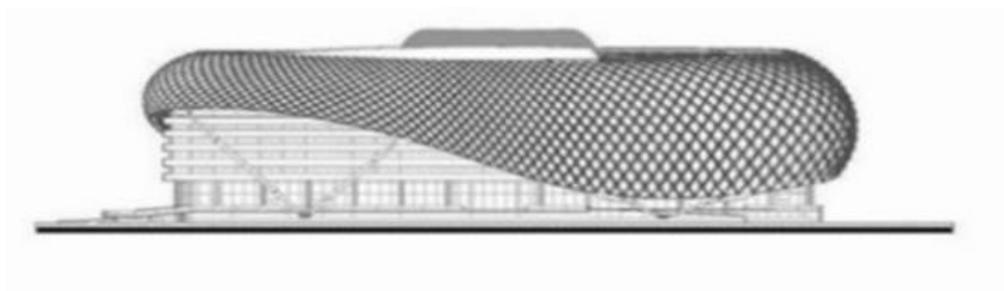


Figura 24⁵⁰: Vista Est

Dal punto di vista Est è visibile esclusivamente una faccia delle due strutture hotel ,data la sua maggiore estensione in quel piano. La faccia in questione è quella a contatto con l'acqua (figura 18).

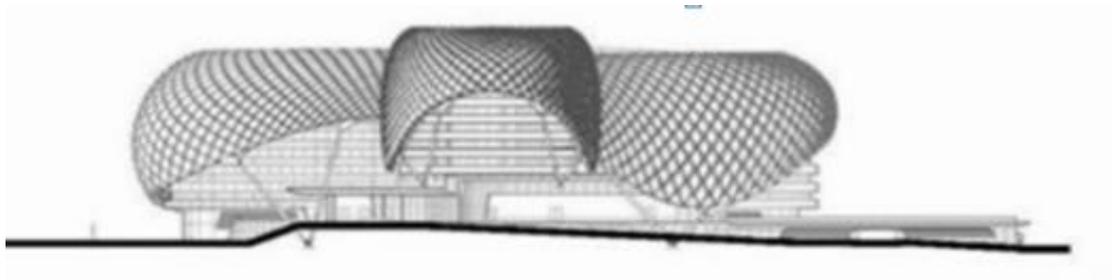


Figura 25⁵¹: Vista Ovest

Dal punto di vista Ovest, per lo stesso motivo, sono visibili invece entrambe le strutture hotel; infatti, essendo la struttura posteriore quella con maggior estensione nel piano considerato, non viene nascosta da quella anteriore.

⁴⁹ https://www.bing.com/images/search?view=detailV2&ccid=%2fy6RHhoY&id=28AA33B93F0E7BD50414F8F6A63578CA5E71B60A&thid=OIP._Y6RHhoYozelwkz36vVPDQHAE8&q=yas+hotel+abu+dhabi&simid=608024335989870585&selectedIndex=211&ajaxhist=0

⁵⁰ <https://www.area-arch.it/yas-hotel/>

⁵¹ <https://www.area-arch.it/yas-hotel/>

2.3.3. Supporti

Da tutti e quattro i punti di vista analizzati è evidente la presenza di colonne che fungono da supporto alla *grid shell*. Da un punto di vista estetico, esse sembrano conferire alla struttura un'uniformità visiva; da un punto di vista funzionale, esse sono invece elementi fondamentali per il confluimento delle forze agenti sulla copertura verso la fondazione.

Le colonne, come visibile anche dalle figure precedenti, si presentano sempre a coppia e, se si considera la loro unione con la sottostante fondazione in calcestruzzo, esse delineano una forma a “Y”.

Sono presenti 10 colonne di questo tipo. Le colonne, metalliche e di forma tubolare, devono essere connesse superiormente al corpo della *grid shell* e inferiormente alla fondazione; per fare ciò si utilizzano giunti in calcestruzzo e per collegare le colonne al calcestruzzo vi è l'utilizzo di morsetti e bulloni. Se ci si focalizza sulla forma ⁵²della singola colonna si può osservare come essa abbia i lati che scorrono paralleli nella parte centrale, mentre verso le estremità essa presenta una forma conica (figura 26).

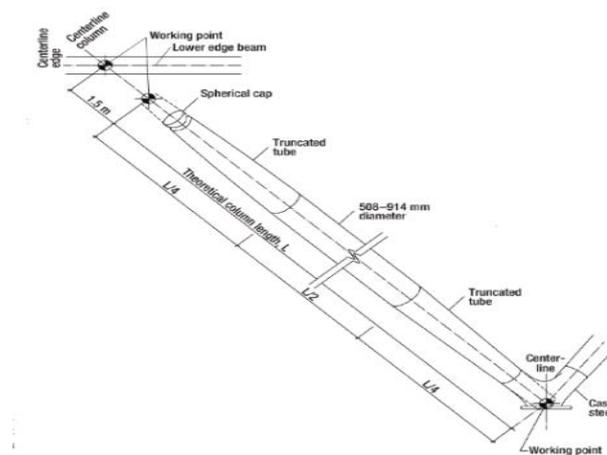


Figura 26⁵³: Forma colonna

⁵² H. Schober, Aff.M.ASCE, S. Justiz and H. Tamai, *op.cit.*

⁵³ H. Schober, Aff.M.ASCE, S. Justiz and H. Tamai, *op.cit.*

Inoltre, per quanto riguarda le dimensioni, le colonne hanno un diametro che varia dai 508 ai 914 millimetri e uno spessore delle pareti che rientra in un *range* dai 30 ai 40 mm.⁵⁴ Nel lavoro di *H. Schober, Aff.M.ASCE, S. Justiz and H. Tamai (Speed and Grace)* sono affrontati con molta cura molti aspetti strutturali tra cui la forma e le dimensioni dei supporti. Oltre alla descrizione delle colonne, gli autori mettono in luce che a livello funzionale, analogamente alle colonne, sono presenti altri elementi: i puntoni. Dalle figure fin qui osservate, non sono visibili perché essi hanno una giacitura non più verticale, come le colonne, bensì orizzontale. Essi esplicano, come le colonne, la funzione di trasferimento del carico; in questo caso si tratta però di un carico orizzontale, come può essere quello esercitato dal vento, che sarà convogliato verso la struttura in calcestruzzo. Gli autori si soffermano sul materiale e sulle dimensioni di questi elementi strutturali in modo tale da fornire un quadro completo.

I puntoni sono in acciaio e presentano un diametro il cui *range* varia dai 139 ai 244 millimetri; lo spessore delle pareti può assumere un valore dai 6 ai 16 millimetri. Da un immediato confronto tra le dimensioni è evidente come quelle delle colonne siano preponderanti rispetto a quelle dei puntoni. Per quanto riguarda la giacitura, i puntoni risultano perpendicolari sia alle colonne sia, naturalmente, alla direzione longitudinale.

Il lavoro appena citato chiarisce anche come la struttura risponde a delle azioni esterne, quali le variazioni di temperatura. Per rispondere ad esse sono presenti in direzione longitudinale degli appoggi sferici situati alla base delle colonne

In Figura 27 si può osservare, in particolar modo, come i puntoni orizzontali siano collegati alla struttura.

⁵⁴ H. Schober, Aff.M.ASCE, S. Justiz and H. Tamai, *op.cit.*

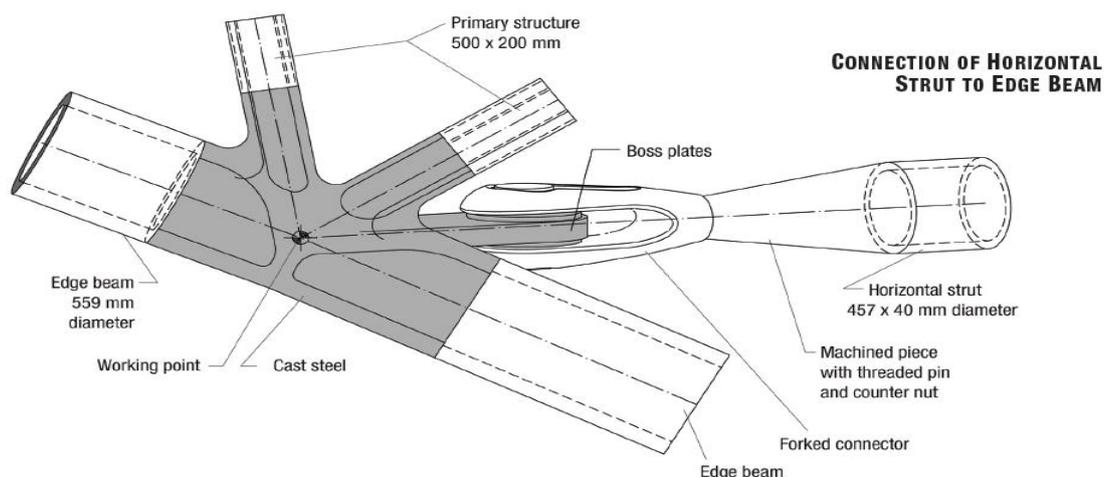


Figura 27⁵⁵: puntoni orizzontali

2.3.4. Grid shell

2.3.4.1. Elementi metallici

Analizzando la *grid shell* si osserva, come già precisato in precedenza, una maglia quadrangolare. Dal lavoro prima citato si ricavano informazioni molto importanti, sia per quanto riguarda le dimensioni e la forma che per quanto riguarda i metodi di lavorazione degli elementi del grigliato. Esso è composto da elementi metallici, rettangolari e di sezione cava (“supporto secondario”); il processo di lavorazione meccanica utilizzato per realizzarli è la laminazione a caldo e a livello dimensionale essi hanno una sezione 100 per 250 millimetri con uno spessore delle pareti che varia dai 7 ai 40 millimetri.

Ognuno di questi elementi deve essere unito a quelli adiacenti in modo da poter effettuare il passaggio dal singolo elemento alla superficie continua.

2.3.4.2. Nodi

I nodi possono essere considerati come dei vertici che accolgono gli elementi in arrivo; è importante porre l’accento sul fatto che tra gli elementi che giungono al

⁵⁵ H. Schober, Aff.M.ASCE, S. Justiz and H. Tamai, *op.cit.*

nodo non sia presente alcuna simmetria, data la loro appartenenza ad una superficie curva. Considerando l'intera struttura, sono presenti 5000 nodi e ciascuno di essi è caratterizzato da una peculiare geometria. In corrispondenza di ogni nodo vi è la presenza di sfere di plastica (*plastic balls*) e di perni metallici che hanno la funzione di congiungere le sfere di plastica al telaio del pannello.

Ogni connettore nodale, inoltre, è nascosto da un cosiddetto “*node housing*”; quest'ultimo nel caso specifico è stato progettato da *Billings Jackson* e permette, attraverso l'utilizzo di barre d'acciaio, di collegare il nodo stesso ai pannelli adiacenti.

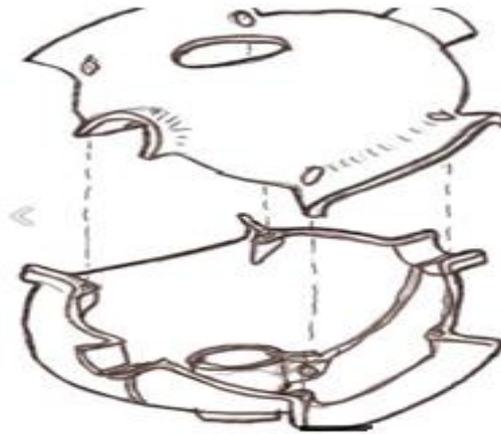


Figura 28⁵⁶: geometria *node housing*

Dalla figura 28 si può comprendere la geometria del *node housing*, mentre in figura 29 si possono osservare nel dettaglio i collegamenti tra i pannelli adiacenti.

⁵⁶ billingsjackson.com/projects/node-housing

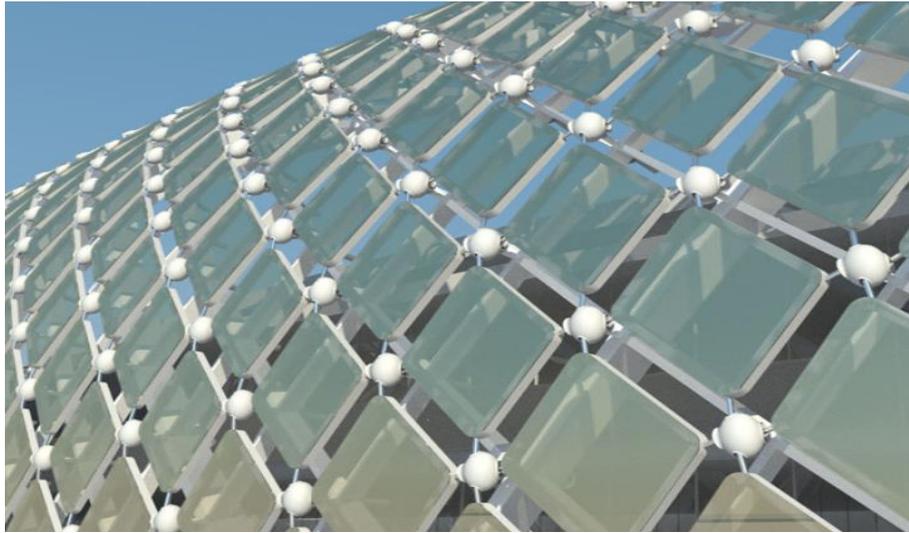


Figura 29⁵⁷: collegamento *node housing*-pannelli

2.3.4.3. Caratteristiche geometriche

Dalla Figura 30 emergono, inoltre, altre due caratteristiche molto importanti. La prima è “l’orditura diagonale” del grigliato mentre la seconda è la presenza di una “megatriangolazione”.



Figura 30⁵⁸: Dettaglio orditura e megatriangolazione

⁵⁷ billingsjackson.com/projects/node-housing

⁵⁸ H.Pottman. *Geometry and new and future spatial patterns*, - *Architectural Design*, 2009-Wiley Online Library.

<<The quad pattern of supporting beams computed for the grid shell of the Yas Island Marina Hotel receives structural stability through the formation of especially strong beams arranged in a triangular macrostructure.>>⁵⁹

Come specificato nell'elaborazione "*Speed and Grace*"⁶⁰, anche i megatriangoli (supporto principale), come gli elementi prima descritti, hanno una sezione rettangolare cava e sono ottenuti da laminazione a caldo. Le dimensioni delle sezioni, però, raddoppiano (500 x 200 mm) e gli spessori delle pareti aumentano, dato che in questo caso variano da 10 a 60 millimetri.

Infine, come evidente dalla figura 30 e come sottolineato nel lavoro appena citato, vi è la presenza di una trave curva sulla quale termina il grigliato. Anche quest'ultima ha una sezione cava; questa volta però non più di forma rettangolare, bensì circolare, con un diametro di 559 mm e uno spessore della parete tra i 14 e i 70 mm.

2.3.4.4. Pannelli

Elementi che meritano un certo approfondimento, in quanto essenziali sia da un punto di vista tensionale che da un punto di vista estetico, sono i pannelli. Per la precisione sono presenti 5800 pannelli romboidali in vetro. Tra essi e i piani locali tangenti alla griglia vi è un angolo di 30 gradi.

Nelle prime fasi di progetto fu presa in considerazione l'idea di realizzare pannelli che potessero modificare la loro posizione grazie ad un collegamento con un sistema elettronico; questo tipo di scelta progettuale, però, innalzava notevolmente i costi e non era più sostenibile da un punto di vista economico e così fu abbandonata. Anche per quanto riguarda la descrizione approfondita di questi elementi è stata di fondamentale importanza l'elaborazione "*Speed and Grace*".⁶¹

⁵⁹ H.Pottman, *op.cit.*

⁶⁰ H. Schober, Aff.M.ASCE, S. Justiz and H. Tamai, *op.cit.*

⁶¹ H. Schober, Aff.M.ASCE, S. Justiz and H. Tamai, *op.cit.*

2.3.5. Prefabbricazione e montaggio

Dalle informazioni raccolte e approfondite fino ad ora è chiaro che i materiali basilari sono l'acciaio e il vetro; la presenza di materiali così diversi fa' emergere l'esigenza di sviluppare conoscenze specialistiche sia per quanto riguarda il singolo materiale, che per quanto riguarda la loro interazione. Un'elaborazione di *H. Frey, B. Reiser e R. Ziegler*⁶² risulta chiarificatrice su molti aspetti delle competenze e delle tecniche che sono state necessarie per lo sviluppo dell' opera.

Tra le competenze imprescindibili ci sono abilità specialistiche nella prefabbricazione e, in particolar modo, nel taglio delle barre (es. utilizzo del laser). Si ricorda che il materiale prefabbricato è proveniente dall'Europa e, prima di essere utilizzato, è stato naturalmente stoccato in un'area di pre-assemblaggio. La tecnica di montaggio ha previsto un sollevamento *step by step* di parti della struttura pre-assemblate; la velocità di montaggio, che inizialmente era di una porzione pre-assemblata al giorno, è aumentata fino a raggiungere tre porzioni pre-assemblate al giorno. Per eseguire tali operazioni sono state utilizzate delle gru mobili e un'impalcatura che ha svolto la funzione di supporto nei confronti della parte di struttura pre-assemblata. In questo modo ogni singola parte, che può raggiungere un peso di circa 25 tonnellate, dopo essere stata alzata e “ appoggiata” all'impalcatura, è stata collegata alla parte adiacente. Si può notare, dalla figura 31, la presenza di ponteggi “ con staffe sporgenti o sovrastanti” che sono stati poi progressivamente eliminati.

⁶² H. Frey, B.Reisner, R. Ziegler, *Yas Island Marina-Hotel – Pole Position in Abu Dhabi*



Figura 31⁶³: sollevamento

2.3.6. Illuminazione

Su i pannelli ci sono dei led che permettono di illuminare la struttura nelle ore notturne e in questo modo le conferiscono un'ulteriore aspetto suggestivo.

A occuparsi dell'aspetto legato all'illuminazione è stata *Arup Lighting New York*. I 5800 pannelli a led presenti riescono a garantire, nonostante una situazione climatica non ottimale causata dalle temperature rilevanti del deserto, prestazioni di livello molto elevato.

Essi possono cambiare giacitura e si può spaziare tra un'ampia scelta di colori. E' facile immaginare l'atmosfera creata da queste luci che in parte vengono riflesse anche in acqua. In figura 32 si può osservare un elegante gioco di luci.

⁶³ H. Frey, B.Reisner, R. Ziegler, *op.cit.*

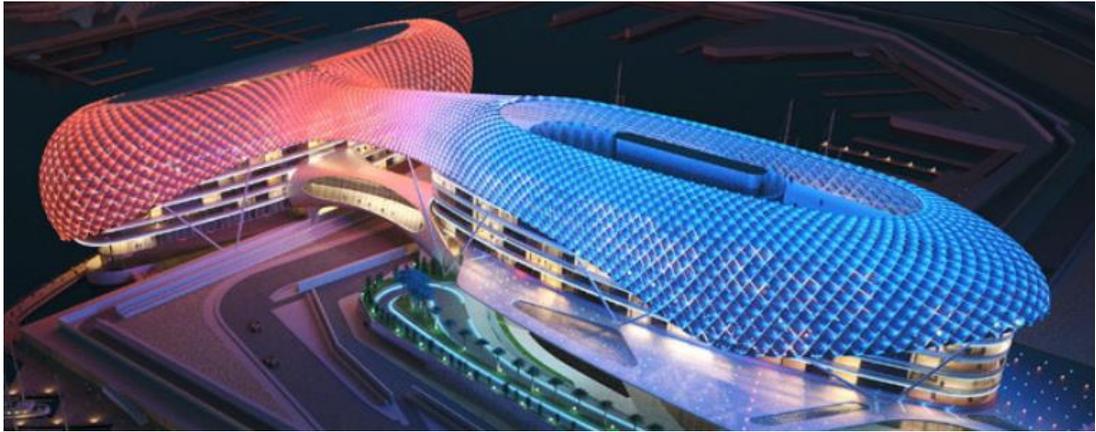


Figura 32⁶⁴: illuminazione notturna

2.3.7. Materiali

Dopo aver fatto una panoramica dei vari elementi presenti, ci si rende conto come siano stati molteplici i materiali utilizzati; preponderante è la presenza dell'acciaio, affiancato però da una consistente presenza di vetro (pannelli) e di calcestruzzo.

Per quanto riguarda l'acciaio, vi è l'utilizzo di un particolare tipo: l'acciaio monoscocca.

Materiali di secondo piano in quanto presenti in quantità minori, ma non per questo trascurabili, sono il gesso e il PVC plastico. Entrambi agiscono come rivestimento, ma sono utilizzati per elementi strutturali differenti. Il primo, infatti, è usato all'interno delle colonne, mentre il secondo per la struttura a guscio che è connessa alle colonne.

⁶⁴ billingsjackson.com/projects/node-housing

Capitolo III. Definizione della forma strutturale

3.1. Introduzione

Ciò che caratterizza la struttura in esame, come ampiamente evidenziato nel secondo capitolo, è il fatto di essere una *grid shell*; di conseguenza, uno dei principali obiettivi da raggiungere consiste nella ricerca di una forma adeguata.

L'iter seguito per portare a termine la definizione della forma strutturale ha previsto l'utilizzo di due software: Autocad e Visual Nastran 4D.

In un primo momento la struttura è stata modellata e discretizzata in ambiente CAD; in questo tipo di modellazione la struttura è stata discretizzata considerando la simmetria rispetto all'asse longitudinale e non è stata considerata la sua curvatura trasversale.

In seguito, una parte della struttura pari circa alla sua metà, è stata trasportata all'interno del secondo software; quest'ultimo ha consentito di ottenere un posizionamento dei punti appartenenti alla copertura che tenesse conto anche della curvatura trasversale.

Le nuove coordinate sono state ritrasportate in ambiente Cad e qui modificate per poter giungere alla struttura reale; quest'operazione è stata fatta sia per poter meglio esplorare il modello, sia per una fruizione di quest'ultimo a favore di successive analisi di instabilità.

Bisognerà, infatti, effettuare una successiva valutazione tensionale che permetterà di comprendere meglio il tipo di comportamento che la struttura presenta.

Naturalmente, quello a cui si aspira è un comportamento che sia il più possibile membranale; ovviamente la totale assenza di flessione, che dovrebbe essere presente in un comportamento puramente membranale, non sarà raggiungibile dato il discostamento del modello reale da quello teorico; già la sola presenza di vincoli di incastro non permette ciò.

Dall'analisi statica sarà possibile, inoltre, prendere atto di potenziali zone critiche presenti all'interno della struttura ed elaborare considerazioni che saranno punto di partenza per successive analisi.

L'utilizzo di questa procedura, come già detto, è stato previsto solo per una parte della struttura. Per la restante parte si è deciso di eseguire una ricostruzione geometrica in ambiente CAD3D. In questo modo si è cercato di restituire l'intera struttura, evitando spigolosità accentuate difficilmente superabili in Visual Nastran 4D, in quanto la seconda parte presenta dei bruschi cambiamenti di quota che risultano poco gestibili all'interno del software. Dato l'impiego di differenti approcci nel ricercare la forma delle due parti, si è prestata particolare attenzione alla continuità tra i due modelli.

3.2. Modellazione Autocad

Per poter avviare la modellazione si è partiti dalla scalatura della pianta.

Come visibile in figura 33, vi è la presenza di un asse di simmetria longitudinale che permetterà di semplificare l'analisi strutturale in quanto si terrà conto solo di metà struttura.

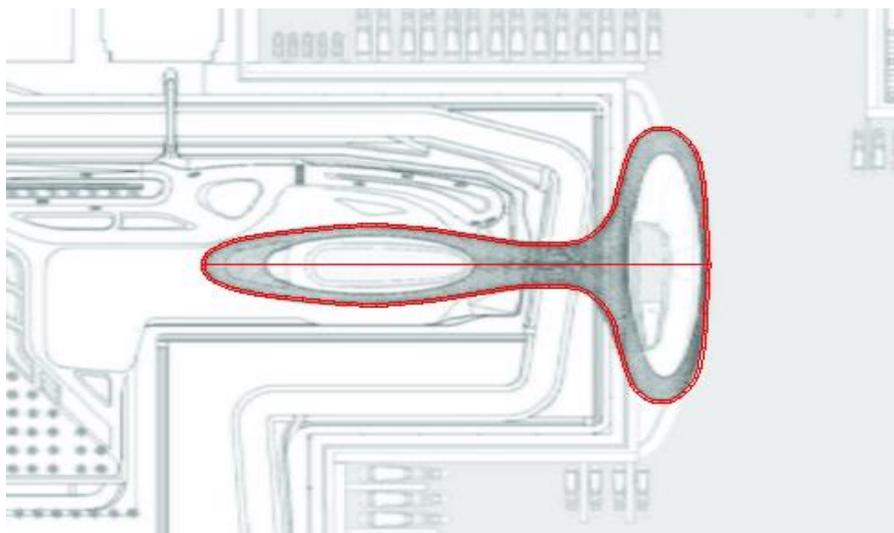


Figura 33: pianta

In realtà la copertura non rispetta perfettamente la simmetria longitudinale della struttura, come visibile nelle Figure 19 e 20 (Capitolo 2) che mostrano rispettivamente la vista Sud e la vista Nord. Data la complessità della struttura, però, si è deciso di considerare la vista Nord come se fosse identica alla vista Sud. La scelta di imporre la simmetria, anche nella porzione in cui non c'è effettivamente, è stata dettata dal bisogno di semplificare una geometria così complessa; d'altra parte la scelta di utilizzare la vista Sud, e non quella Nord, è stata fatta per analizzare un andamento potenzialmente più problematico della struttura, data la presenza di variazioni di quota più accentuate.

Successivamente sono state evidenziate le altezze della struttura considerando un passo longitudinale di 5 metri, che è stato infittito in alcune tratti dove occorreva un passo minore per poter descrivere opportunamente l'andamento strutturale.

Una volta evidenziate le altezze, esse sono state riportate in pianta e ruotate di un angolo di 90 gradi sul piano y-z in modo da riuscire a realizzare la struttura in uno spazio tridimensionale.

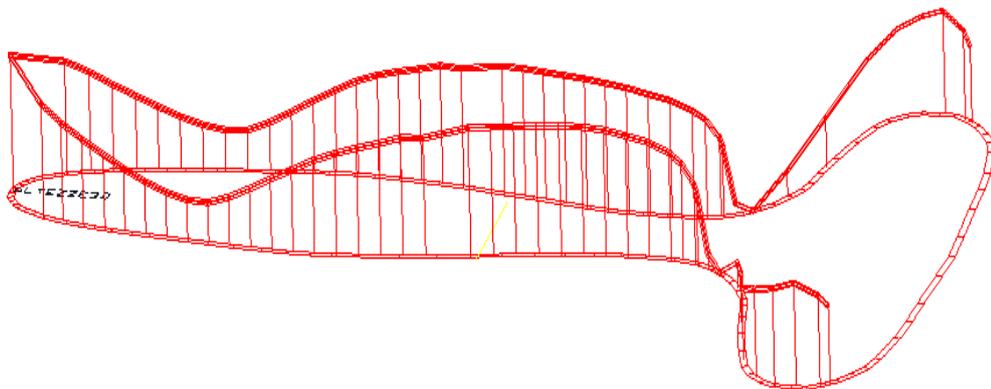


Figura 34: sviluppo delle altezze in vista assonometrica

Grazie alla simmetria strutturale, effettivamente presente per oltre i 2/3 della struttura e per la restante parte imposta, è stato possibile lavorare su metà struttura e poi specchiarla.

Per riuscire a discretizzare la copertura si è proceduto come segue:

- Congiunzione trasversale dei punti simmetrici
- Suddivisione delle congiungenti in dieci parti
- Messa in evidenza di metà struttura (per la simmetria)

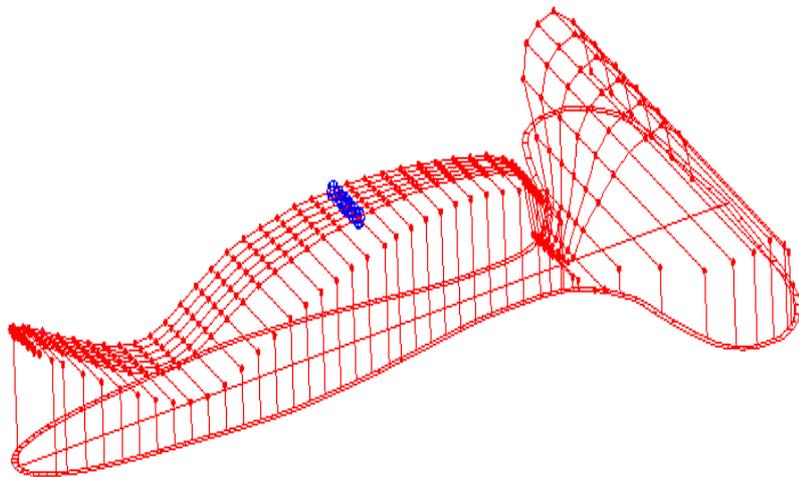


Figura 35: modello tridimensionale

Nella figura 36 vengono messe in evidenza le sfere con cui viene discretizzata la struttura.

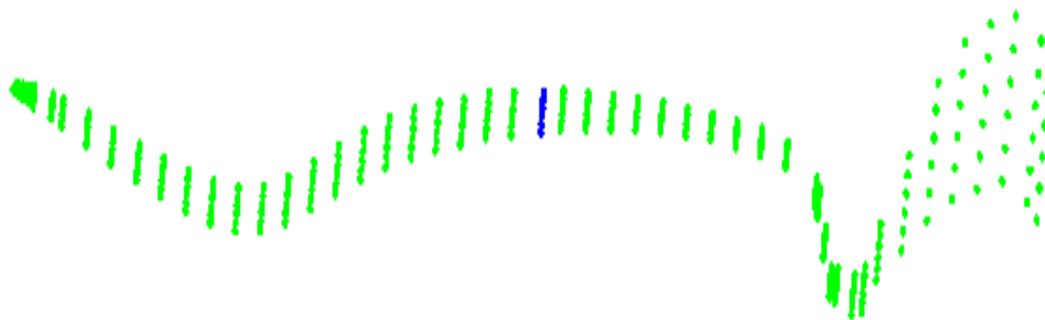


Figura 36: Discretizzazione con sfere

Infine, per ogni sfera vengono descritte le proprietà; in funzione della costruzione del modello occorrono le coordinate del baricentro di ogni sfera.

3.3. Modellazione Visual Nastran 4D

Una volta effettuata la modellazione in ambiente Cad entra in gioco il software Visual Nastran 4D; esso è un sistema di modellazione basato su quattro solutori: *Cad*, *Motion*, *FEA* e *Controls*.

L'utilizzo di questo software, per effettuare la modellazione, ha costituito una parte fondamentale del lavoro e ha comportato un'elaborazione abbastanza onerosa anche in termini di tempo.

3.3.1. Prima parte

La prima parte della struttura presa in esame è quella con l'estremità più lontana dall'acqua. Per un'immediata localizzazione sulla struttura reale si può far riferimento alla Figura 18 del capitolo 2. Per individuare il confine tra prima e seconda parte bisogna, invece, considerare le sfere evidenziate in blu nella figura 36 (capitolo 3).

Una volta note le coordinate dei baricentri, esse s'inseriscono nel software Visual Nastran 4D e si creano delle sfere di massa unitaria. Per ottenere una più

immediata visualizzazione le coordinate vengono scalate di un fattore 100 e, per poter tener conto di un adeguato grado di precisione dopo la scalatura, si considerano quattro cifre dopo la virgola. Dalla figura 37 si può notare un punto molto al di sopra della struttura: esso non fa' parte della copertura ma sarà utile per simulare la sua caduta.

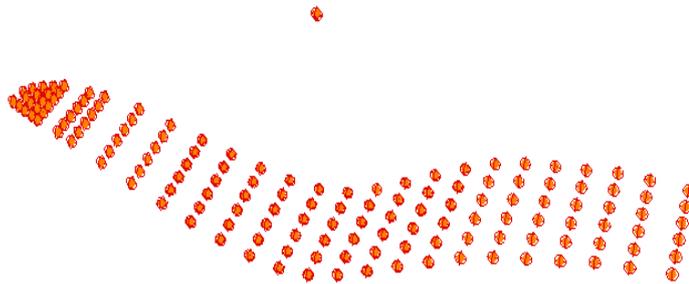


Figura 37: discretizzazione VN4D

In un secondo momento ogni sfera è stata collegata con quella adiacente con delle funi. Per facilitare e velocizzare l'analisi del programma, si è impostato che il collegamento tra sfere avvenisse a livello baricentrico; attraverso la schermata seguente si mostra come è avvenuta questa impostazione per un singolo *body*.

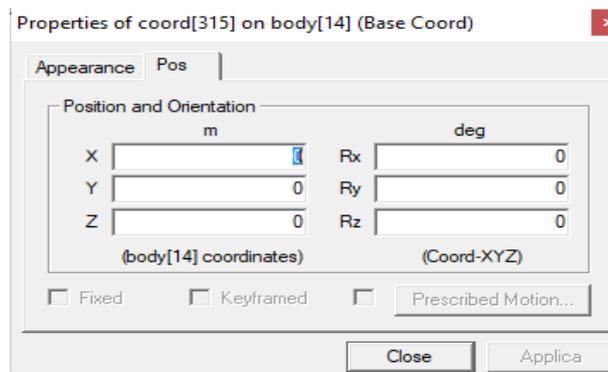


Figura 38: proprietà funi

Come accennato in precedenza, per simulare la caduta si è utilizzato un punto non appartenente alla struttura. A esso sono state collegate tutte le sfere tramite *Linear Spring Damper*.

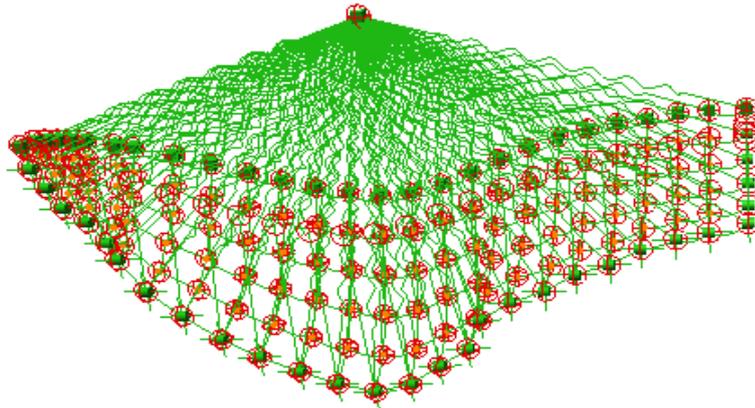


Figura 39: *Linear Spring Damper*

Per quanto riguarda questi tipi di vincolo è stata impostata una *Natural Length* pari a zero, una rigidezza k nulla e un coefficiente di smorzamento c pari a 10 kg/s. La decisione di assegnare questi determinati valori ai parametri appena citati è avvenuta dopo varie prove in cui è stato osservato il comportamento strutturale.

Anche per quanto riguarda il collegamento attraverso i *Damper*, delle sfere appartenenti alla struttura con la sfera esterna, si è fatto riferimento alle coordinate baricentriche delle sfere. Per fare ciò è stato selezionato ogni singolo *Damper*.

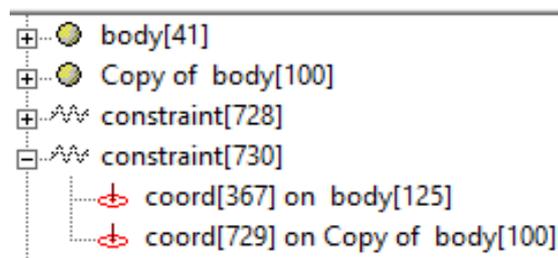


Figura 40: schermata *damper*

Una volta fatto ciò, come mostra la schermata in figura 40, è possibile cliccare sulle due opzioni all'interno del vincolo e impostare pari a zero le coordinate x, y e z.

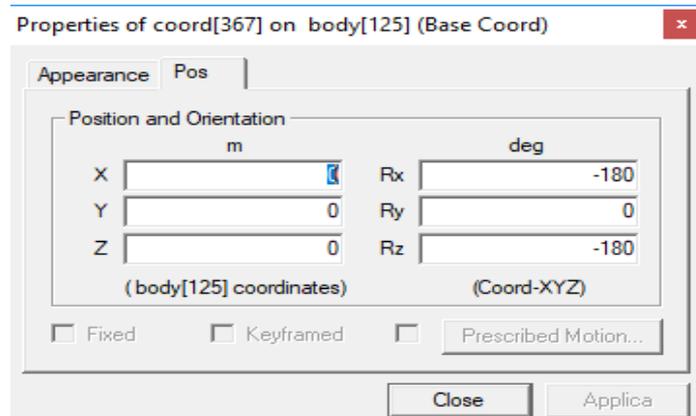


Figura 41: proprietà damper

Infine sono stati imposti i vincoli; in particolar modo sono presenti due tipi di vincolo:

- *Rigid Joint*
- *Revolute Joint on Plane*

Il primo tipo di vincolo impedisce sia le rotazioni attorno ai tre assi che gli spostamenti. Con esso sono state vincolate le sfere sul contorno esterno, in quanto esse rappresentano i punti appartenenti alla trave di bordo e, di conseguenza, devono essere fisse.

Il secondo tipo di vincolo, invece, è stato utilizzato sia sull'asse di simmetria della struttura, sia sul bordo trasversale di collegamento tra il contorno esterno e quello di simmetria.

In particolar modo sull'asse di simmetria questo vincolo permette, a livello traslazionale, il movimento in direzione verticale e longitudinale mentre, a livello rotazionale, consente la rotazione rispetto all'asse longitudinale.

Sul bordo trasversale, invece, è permessa la traslazione verticale e trasversale e la rotazione rispetto all'asse longitudinale.

Dopo aver imposto la geometria e i vincoli, per avviare il processo di caduta, è stata modificata la lunghezza delle corde: essa è stata aumentata in modo da fornire un lasco che permettesse il movimento delle sfere verso il basso.

Alle corde trasversali è stato attribuito un lasco che varia dal 35% al 100% circa; la seguente attribuzione è stata fatta dopo valutazioni e osservazioni riguardanti la caduta permessa nei vari punti, a causa della geometria e delle condizioni di vincolo. Alle corde longitudinali, invece, è stato attribuito un lasco con valori che variano all'interno di un *range* che ha come estremi il 10% e il 28% . Si sottolinea che, dal centro della parte di struttura considerata (confine tra le due parti) fino all'estremità sinistra, sono stati attribuiti valori più alti di lasco. Sono, invece, al di fuori di questo *range* le funi presenti all'estremità (denominazione funi all'estremità a cui ci si riferisce: 790, 792, 794,796, 798, 1106, 782, 784, 788, 539, 776, 1405, 780) per cui è stata utilizzata una lunghezza pari al prodotto di quella iniziale per un fattore 3,5. Il fatto che alle corde longitudinali estreme si sia dovuto attribuire un aumento decisamente maggiore in percentuale rispetto alle altre, è dovuto al fatto che queste hanno una lunghezza estremamente piccola se posta in relazione con le funi della restante struttura; inoltre, esse sono molto vicine anche al bordo esterno il quale tende ad arrestare subito la loro caduta.

Per giungere alla scelta delle percentuali di aumento della lunghezza delle corde si è avuto un duplice obiettivo:

- Raggiungimento della curvatura reale
- Uguaglianza tra *Length* e *Current Length*

Se il primo obiettivo è stato fissato per riprodurre la realtà il più fedelmente possibile, il secondo è stato imposto per far sì che il modello fosse posizionalmente stabile nel tempo.

Naturalmente, è bene evidenziare che i due obiettivi sopra citati non potranno essere raggiunti in maniera assoluta; la curvatura da raggiungere, infatti, è stata ricavata dai dati a disposizione e si discosta leggermente da quella effettiva (perché la precisione raggiunta nella sua descrizione non è la massima possibile), inoltre siamo di fronte a un modello, che in quanto tale, non è esattamente identico alla realtà.

Sono state necessarie differenti prove per raggiungere questi due obiettivi; in particolar modo ci si è resi conto che le corde situate trasversalmente diventavano quasi perfettamente lineari più facilmente e in minor tempo, rispetto a quelle poste longitudinalmente. Inoltre, per rendere lineari quelle longitudinali si è dovuto aumentare il lasco assegnato a quelle trasversali. Comportamento differente si è invece osservato nelle funi situate all'estremità sinistra della struttura. In questo caso, infatti, erano le funi longitudinali che diventavano subito lineari e, una volta raggiunta questa configurazione, non permettevano l'ulteriore caduta.

Poi per riuscire a rispettare la curvatura reale della struttura, sono stati considerati, oltre a quelli già presi in esame, ulteriori punti per controllare che il modello si avvicinasse il più possibile a quello reale.

Nella figura 42 si riporta la struttura quotata nei punti di controllo.

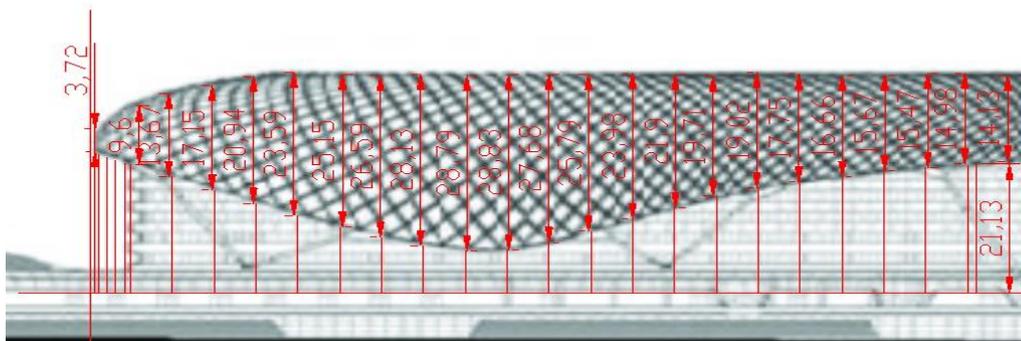


Figura 42: quotatura

Una volta giunti alla percentuale grazie alla quale era possibile ottimizzare la modellazione si è proceduto con l'avvio del processo di caduta. Attraverso

l'opzione *Simulation Setting* sono state impostati i parametri che regolano il processo di caduta, come mostrato in figura 43.

Data la complessità del modello, che ha richiesto un impiego di tempo notevole prima di arrivare a un'assestamento posizionale, si è scelto come metodo di integrazione quello di Eulero; esso non è accurato, come quello di *Kutta-Merson*, ma è sicuramente più veloce.

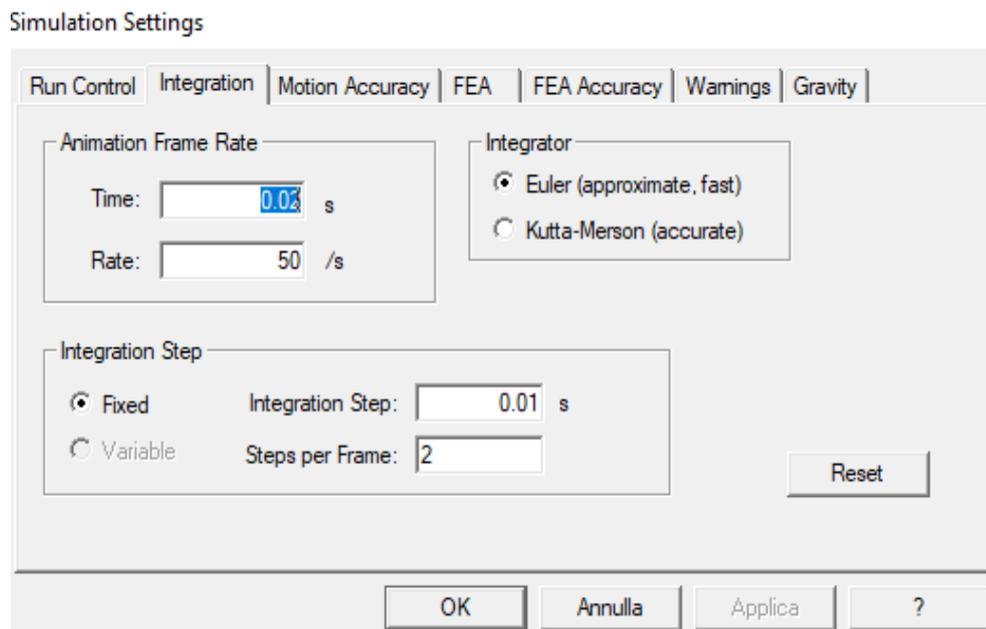


Figura 43: *Simulation Setting*

Per ogni frame sono stati impostati due step d'integrazione, ciascun di 0,01s.

Per controllare il processo sono state scelte come rappresentative quattro sfere (50, 48, 40 e 30) posizionate lungo l'asse longitudinale. Attraverso le opzioni *Insert >>Meter >> Position* sono state osservate le variazioni delle tre coordinate delle sfere sottoposte a controllo.

La scelta di queste quattro sfere non è stata casuale; il *body 50* è indice della curvatura all'estremità della struttura che, come si può notare dai valori ottenuti e dall'osservazione della struttura reale, è già una curvatura molto marcata.

L'osservazione dei *body* 48, 40 e 30 mostra la significativa variazione di curvatura all'interno della struttura lungo l'asse longitudinale, specchio della complessità geometrica della copertura in esame.

Il modello finale, ottenuto considerando 303 frame, è mostrato in figura 44 e in figura 45.

Nella prima schermata si predilige una vista che mette in mostra (attraverso linee verticali verdi terminanti con circonferenze rosse) la discesa verticale di ciascun punto appartenente al piano di simmetria.

La seconda schermata, invece, cerca di mostrare la quasi linearità finale raggiunta dalle funi.

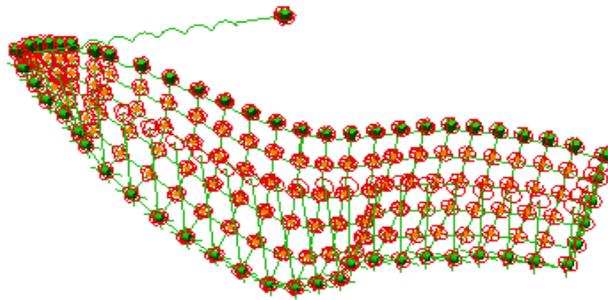


Figura 44: Modello finale

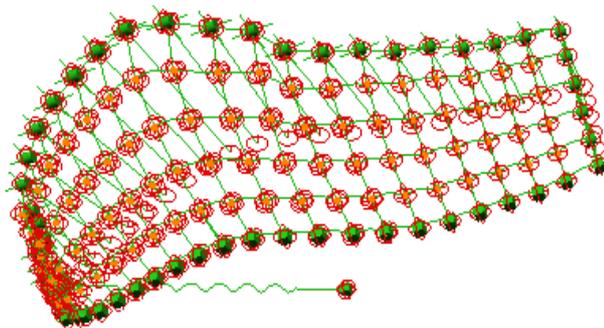


Figura 45: Modello finale

Si mostrano di seguito, per le quattro sfere, i risultati ottenuti rispettivamente per le coordinate z, x e y. Per ottenere dei dati effettivi è necessario ritornare alla scala reale; per far ciò basta moltiplicare attraverso un fattore 100 i risultati ottenuti. Naturalmente, essendo le quattro sfere sottoposte a indagine appartenenti al piano di simmetria, si riscontra che la coordinata y è costante durante tutto il processo di caduta. Si rileva tutto ciò nelle figure seguenti.

Si nota subito che la coordinata che presenta una maggior variazione è, come prevedibile, la z. Essa è chiaramente la coordinata che gioca il ruolo fondamentale.

Il *body* 50 mostra una caduta lungo l'asse z di circa 9 metri; la curva mostra tangenti molto ripide fino a 0,5 s, successivamente la tangente si appiattisce fino al frame 50 corrispondente a 1 s dove inizia l'assestamento della curva.

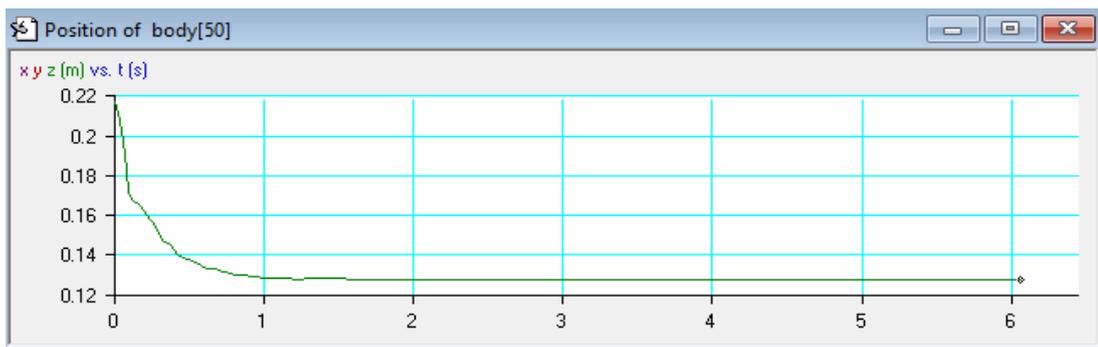


Figura 46: coordinata z

La coordinata x mostra una variazione di circa 4 metri e l'assestamento, come per la coordinata z, si verifica a 1 s.

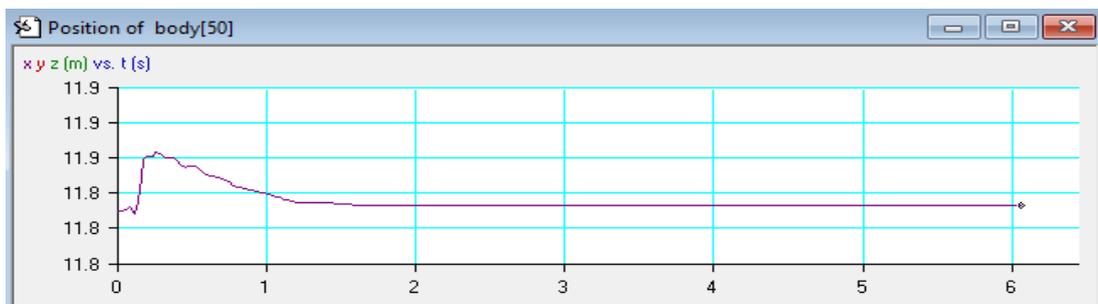


Figura 47 :coordinata x

La coordinata y è costante.

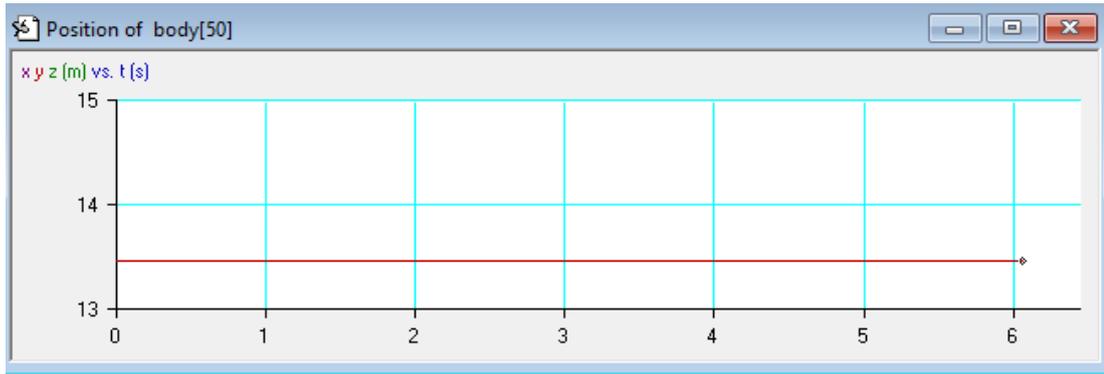


Figura 48 :coordinata y

Il *body* 48 mostra una caduta lungo l'asse z di circa 13,5 metri e valgono le stesse considerazioni fatte per il *body* 50.

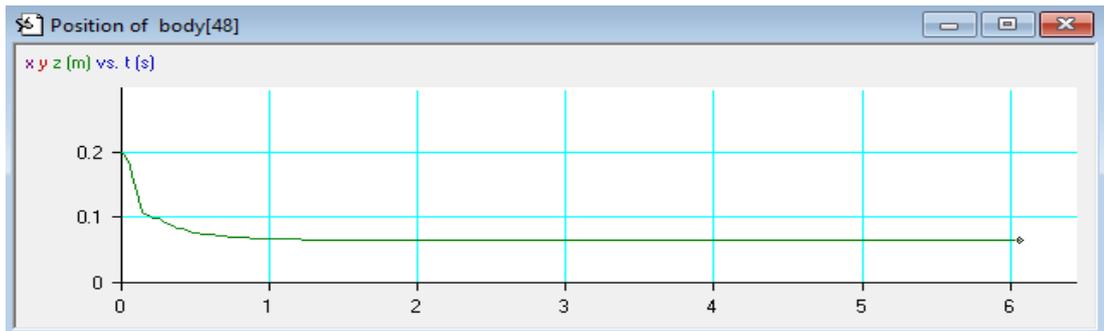


Figura 49 :coordinata z

La coordinata x mostra una variazione di circa 6 metri e l'assestamento in questo caso si verifica verso il secondo 1,5.

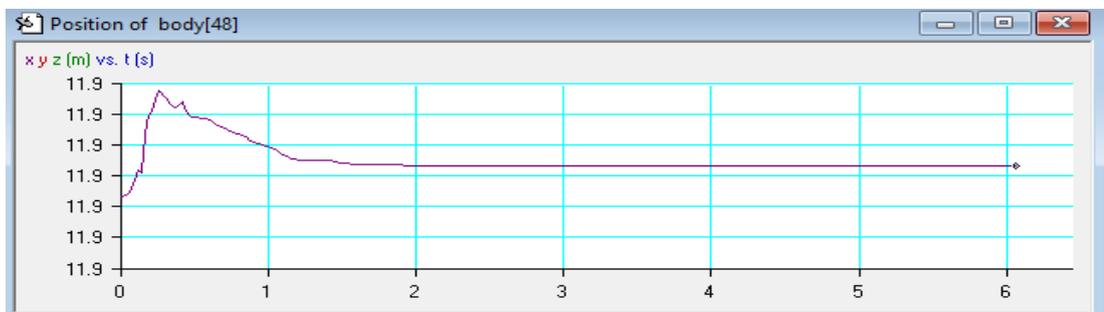


Figura 50 :coordinata y

La coordinata y è costante.

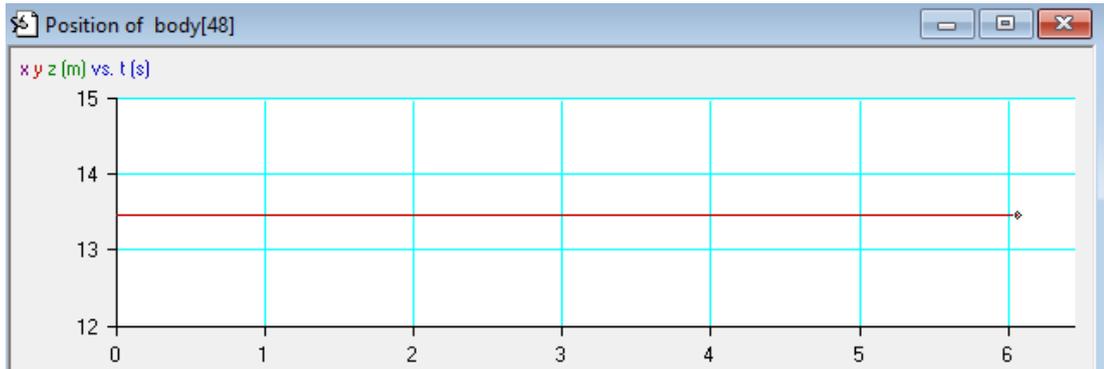


Figura 51 :coordinata x

Il *body* 40 mostra una caduta lungo l'asse z di circa 29 metri e l'assestamento di questa coordinata avviene nell'intorno del frame 75 (1,5s). Il *body* 40 impiega circa il 50% in più degli altri *body* per assestarsi.



Figura 52: coordinata z

La coordinata x mostra una variazione di circa 3 metri e l'assestamento in questo caso si verifica verso il secondo 1,2.

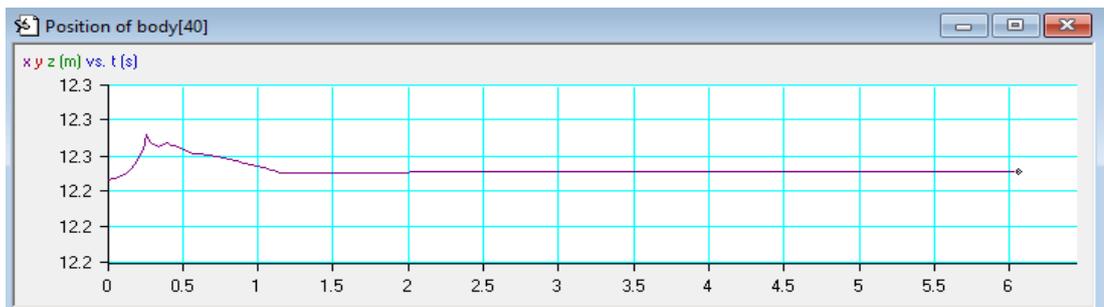


Figura 53 :coordinata x

La coordinata y è costante.

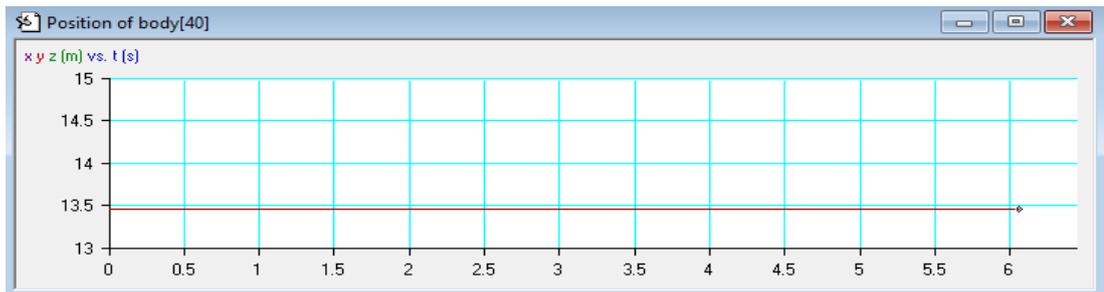


Figura 54: coordinata x

Il *body 30* mostra una caduta lungo l'asse z di circa 15,5 metri e l'assestamento di questa coordinata avviene nell'intorno del frame 50 (1s) similmente a quanto accade per i *body 50* e 48..

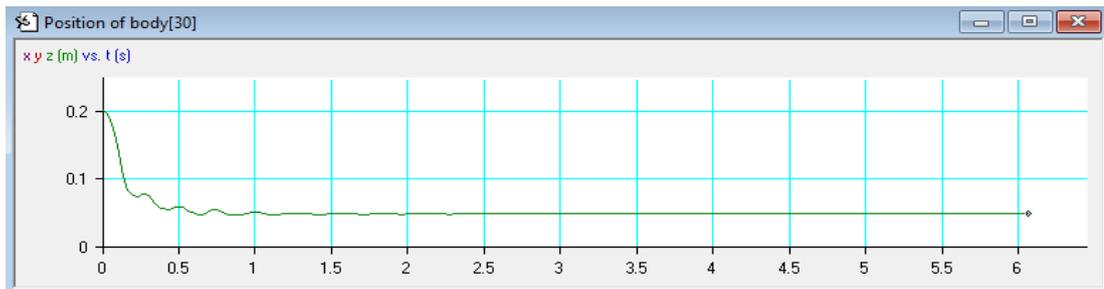


Figura 55: coordinata z

La coordinata x mostra una variazione di circa 1 m e l'assestamento in questo caso si verifica verso il secondo 1,2.

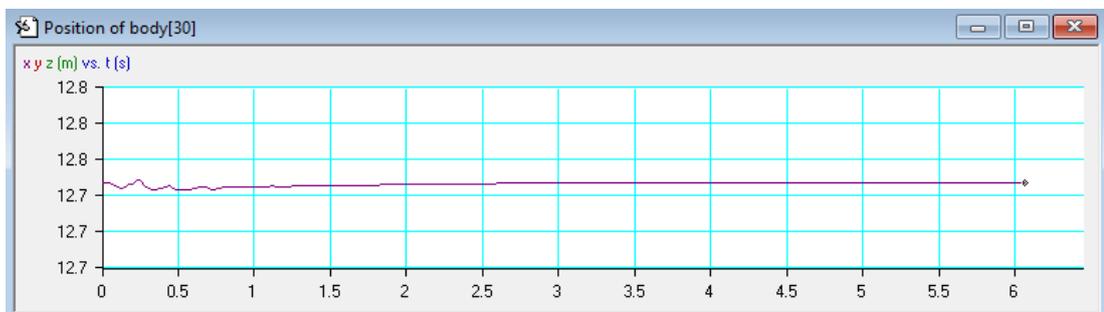


Figura 56: coordinata y

La coordinata y è costante.

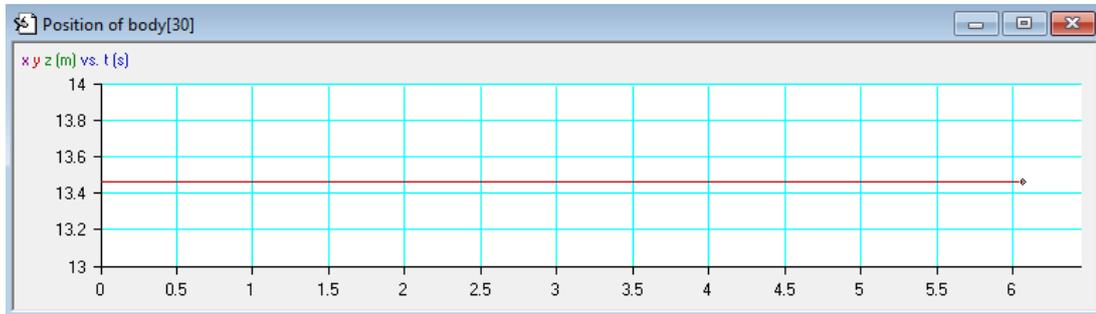


Figura 57: coordinata x

Oltre alla visualizzazione grafica, per cogliere maggiormente il fenomeno, ci si può affidare a quella digitale mostrata nelle figure 58, 59, 60, 61. In essa sono presenti i valori finali delle tre coordinate e i valori minimi e massimi che essi hanno assunto nel corso del processo di caduta. Come visibile, i valori minimi e massimi della coordinata x per i *body* 48 e 30 sono uguali tra loro e di conseguenza anche uguali al valore finale. In realtà, delle variazioni di queste coordinate durante il processo ci sono, ma la precisione con cui sono mostrati questi valori non permette di apprezzarle.

Position of body[50]				Position of body[48]			
	Value	Min	Max		Value	Min	Max
x	11.8 m	11.8	11.9	x	11.9 m	11.9	11.9
y	13.5 m	13.5	13.5	y	13.5 m	13.5	13.5
z	0.128 m	0.128	0.217	z	0.0648 m	0.0648	0.2

Figura 58: valori posizionali body 58

Figura 59: valori posizionali body 48

	Value	Min	Max
x	12.3 m	12.2	12.3
y	13.5 m	13.5	13.5
z	-0.22 m	-0.22	0.0689

Figura 60: valori posizionali body 50

	Value	Min	Max
x	12.7 m	12.7	12.7
y	13.5 m	13.5	13.5
z	0.0479 m	0.0461	0.201

Figura 61: valori posizionali body 30

3.4. Elaborazione Autocad: dal modello di caduta al modello effettivo

Il modello finale, ottenuto con il software Visual Nastran 4D fin qui descritto, viene utilizzato per costruire il nuovo modello strutturale nello spazio Autocad.

Ciò che occorre sono le nuove coordinate dei corpi. Per essere sicuri che il modello realizzato su Visual Nastran 4D abbia raggiunto una stabilità posizionale, attraverso le opzioni *File >> Export >> Meter Data* si controlla che non ci siano più oscillazioni dei valori delle coordinate ottenute. Criterio fissato per ritenere il modello posizionalmente stabile è quello di non osservare almeno negli ultimi 10 frame variazioni di coordinate prima della quinta cifra dopo la virgola (nelle coordinate scalate).

Per i quattro punti di controllo si riportano le seguenti verifiche effettuate:

- Body 50

t	X(t)	Z(t)
5.87999999999997	11.8327387079524	0.127842627448242
5.89999999999997	11.8327386840053	0.127842545935287
5.91999999999997	11.8327386985085	0.127842471512054
5.93999999999996	11.832738748049	0.127842413407985
5.95999999999996	11.8327388185344	0.127842379467264
5.97999999999996	11.83273889902279	0.1278422379467264
5.99999999999996	11.8327389442644	0.127842237271311
6.01999999999996	11.832738967207	0.1278422391263323
6.03999999999996	11.8327389501968	0.127842500780902
6.05999999999996	11.832738893607	0.12784257680929

- Body 48

t	X(t)	Z(t)
5.87999999999997	11.883101433638	0.0648045974967937
5.89999999999997	11.8831012866428	0.0648045974967937
5.91999999999997	11.8831012305716	0.0648044446628839
5.93999999999996	11.8831012636459	0.0648043445876813
5.95999999999996	11.8831013492075	0.0648043044645988
5.97999999999996	11.8831014613842	0.0648043260826212
5.99999999999996	11.8831015888013	0.0648044070012121
6.01999999999996	11.883101705167	0.0648045362600154
6.03999999999996	11.883101773869	0.0648046857090449
6.05999999999996	11.8831017779385	0.0648048176791181

- Body 40

t	X(t)	Z(t)
5.87999999999997	12.2508306037809	-0.220172684868439
5.89999999999997	12.250830892154	-0.220172363569204
5.91999999999997	12.2508312714196	-0.220172077391814
5.93999999999996	12.2508312714196	-0.220171889363836
5.95999999999996	12.2508319534237	-0.220171836301185
5.97999999999996	12.2508321172711	-0.220171919321768
5.99999999999996	12.2508321132909	-0.220172114618825
6.01999999999996	12.2508319403756	-0.220172378013764
6.03999999999996	12.2508319403756	-0.220172663194918
6.05999999999996	12.2508312688743	-0.220172914791194

- Body 30

t	X(t)	Z(t)
5.87999999999997	12.7467970561129	0.0478997244425022
5.89999999999997	12.7467975924275	0.047902563886511
5.91999999999997	12.7467974393297	0.0479049364564956
5.93999999999996	12.7467967151104	0.0479063997609733
5.95999999999996	12.746795614985	0.0479067097711622
5.97999999999996	12.7467943792711	0.047905849391364
5.99999999999996	12.7467932411992	0.0479040221863473
6.01999999999996	12.7467924031046	0.0479016120788921
6.03999999999996	12.7467921354391	0.0478991048477713
6.05999999999996	12.746792530857	0.0478970142177989

L'unico corpo che non rispetta questa verifica al frame 303 è il *body* 30; vi è un'oscillazione alla quarta cifra dopo la virgola da 2,83s della quantità di circa 6 mm.

Essendo la quantità in questione molto piccola viene ritenuta trascurabile.

Una volta effettuato questo controllo si procede con l'esportazione delle coordinate dei corpi attraverso le opzioni *File >> Export >> ACIS File* che vengono salvate attraverso l'utilizzo dell'app Architetto Progettista.

Riportate queste coordinate in campo Cad si è ottenuto il modello ribaltato della struttura. Per ottenere la struttura reale, bisogna ribaltare le sfere che hanno subito il processo di caduta, facenti parte inizialmente delle singole linee trasversali a z e x costante, rispetto al punto fisso di bordo corrispondente. Avessimo avuto una struttura i cui punti di bordo esterno fossero stati tutti sul piano definito da una coordinata z costante, sarebbe stato sufficiente ribaltare il modello ottenuto rispetto a questo piano; nel caso in esame, non essendo così, dobbiamo eseguire il ribaltamento rispetto a ogni singolo punto del bordo e la procedura risulta più onerosa in termini di tempo. Per far ciò, la coordinata z dei corpi che hanno subito il processo di caduta sarà sostituita con la somma, del valore di z del punto fisso e la differenza tra la z del punto fisso e la z del corpo dopo il processo di caduta.

Il primo passo consiste nel riportare il modello ottenuto dal processo di caduta all'interno del software Autocad; qui le sfere, poste di raggio unitario, vengono collegate tra loro attraverso polilinee 3D.

Nello spazio Autocad, per rimanere coerenti con il precedente modello sviluppato in questo spazio, le coordinate dei punti sono state rimoltiplicate per un fattore cento e sono state considerate due cifre dopo la virgola.

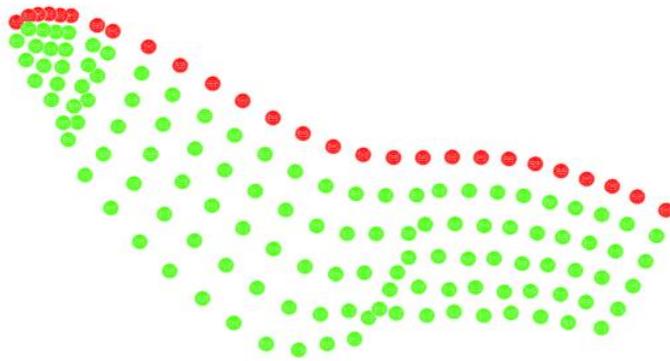


Figura 62: modello Autocad dopo il processo di caduta

Data la precisione con cui è stato realizzato il modello iniziale, si riscontrano sul piano di simmetria delle lievi variazioni della coordinata y . Per specchiare la struttura rispetto a questo piano, si decide di utilizzare per tutti i punti appartenenti ad esso il valore della coordinata y della sfera della trave di bordo situata sul piano di simmetria pari a 1345,87 metri.

Nella figura 63 viene mostrata la forma a cui si è giunti.

Per una migliore resa grafica, oltre alle sfere e alle polilinee, sono state create delle superfici nello spazio a partire da tre polilinee 3D.

In questo modo si è in grado di restituire la prima porzione della struttura e di procedere con lo sviluppo della seconda parte.

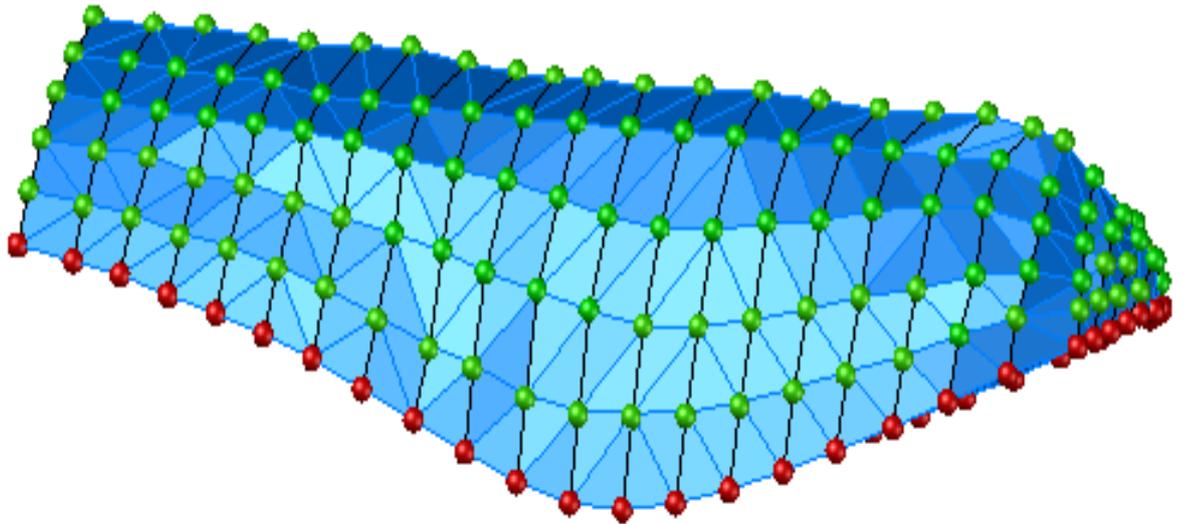


Figura 63: modello finale prima parte

3.5. Seconda parte

3.5.1. Modellazione geometrica

Per quanto riguarda la seconda parte della struttura, la definizione della forma è stata effettuata lavorando in ambiente Cad attraverso una modellazione 3D.

La parte in questione è stata suddivisa in ulteriori tre parti le cui superfici sono state sviluppate a partire da quattro bordi.

La prima di queste tre parti è direttamente collegata alla porzione di struttura sviluppata con VN4D e ciò comporta che ci sia un bordo in comune tra le due (sfere verdi nella figura 64 e nella figura 68). Si hanno, quindi, due bordi già definiti che sono: il bordo in comune con la porzione già sviluppata e quello definito dalla trave di bordo, che è rappresentata nel modello tramite delle sfere rosse.

Per quanto riguarda il terzo bordo, invece, si è partiti dalle coordinate dei punti situate sull'asse di simmetria ($y = \text{costante}$) e di questi ultimi è stata aumentata la coordinata z andando a considerare l'aumento di quota che essi presentano rispetto ai punti della trave di bordo.

Una volta ottenuti questi tre bordi si è proceduto con la creazione del quarto bordo cercando di essere il più fedeli possibili alla geometria reale della struttura.

La realizzazione di quest'ultimo bordo è stato il passaggio più difficoltoso in quanto sono state effettuate svariate prove in modo da creare successivamente, attraverso l'utilizzo del comando *EDGESURF*, una superficie che fosse continua a quella adiacente precedentemente sviluppata e che rispettasse l'andamento effettivo.

Tutte queste operazioni sono state effettuate per tutte e tre le porzioni della seconda parte della copertura. La seconda e la terza porzione hanno presentato le maggiori difficoltà, a causa di bruschi cambiamenti di quota e di altrettanto complessi cambiamenti di curvatura; per questo motivo si è deciso di imporre un altro contorno al loro interno.

Si riportano di seguito i tre blocchi elaborati rispettivamente nelle figure 64, 65 e 66.

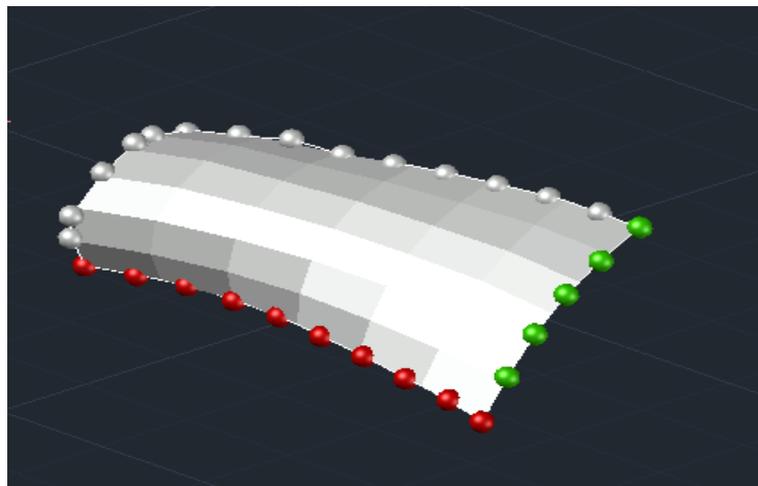


Figura 64: blocco 1

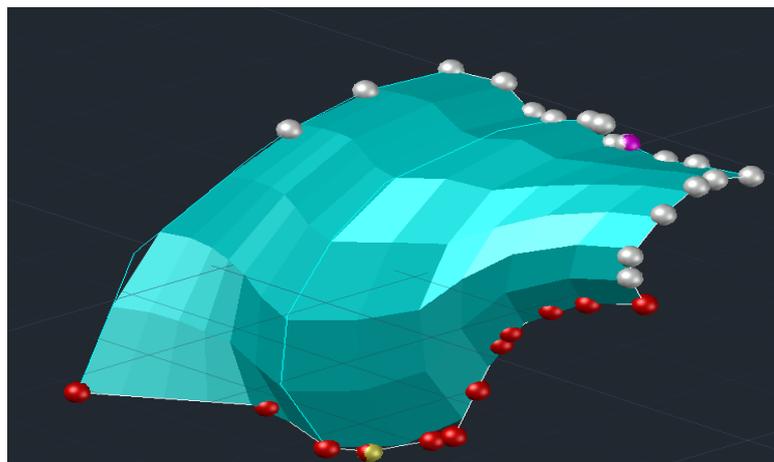


Figura 65: blocco 2

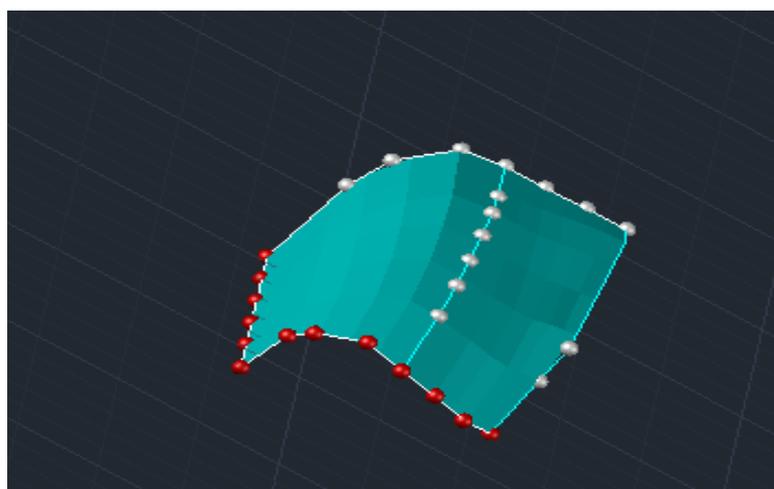


Figura 66: blocco 3

Successivamente questi tre blocchi sono stati uniti e specchiati rispetto al piano di simmetria. Nelle figure 67 e 68 si mostrano due viste dalle quali si può cogliere il lavoro svolto, e che mostrano la continuità e l'armonia tra i vari blocchi.

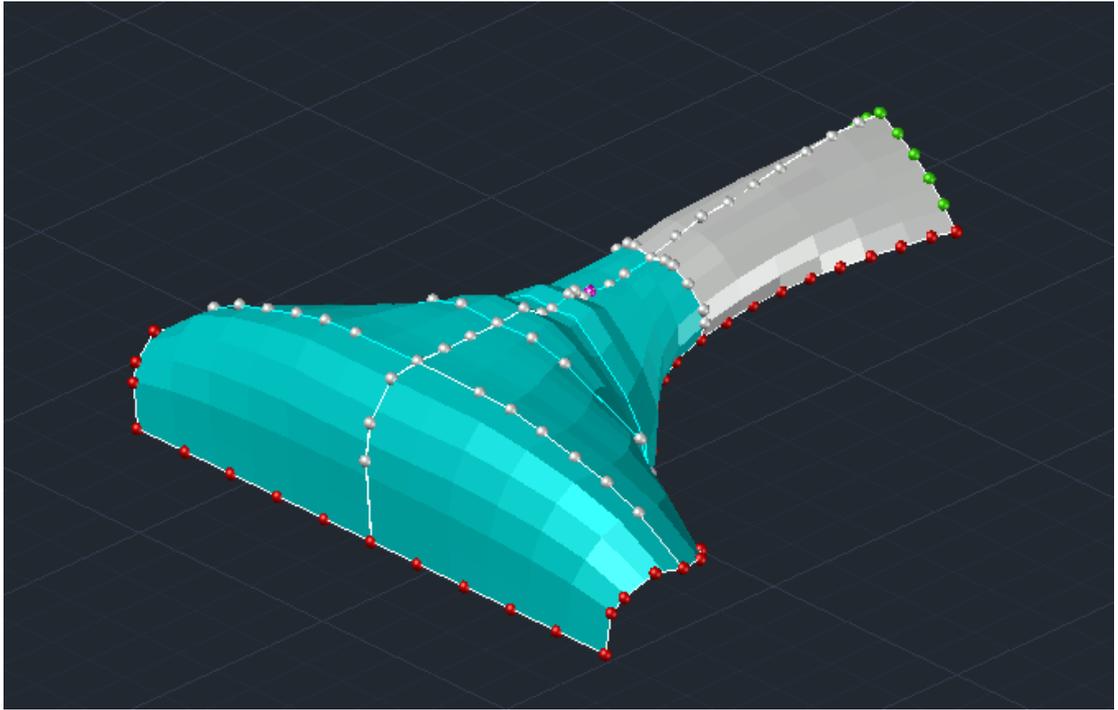


Figura 67 : unione tre porzioni seconda parte

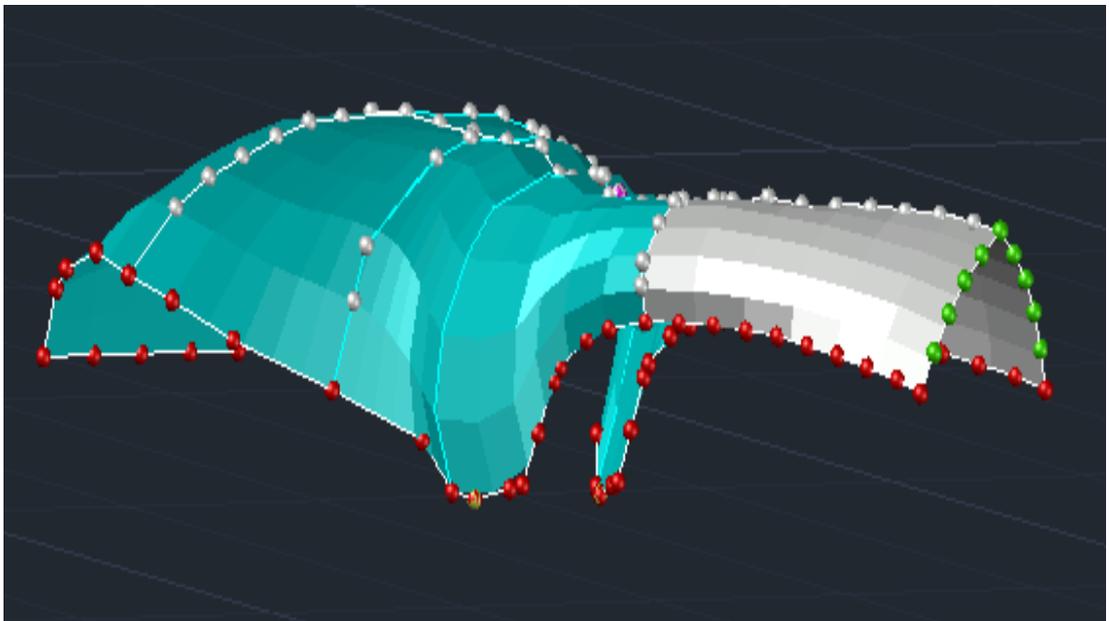


Figura 68 : unione tre porzioni seconda parte

3.6. Unione della prima e della seconda parte

In ambiente Cad sono state unite le due parti precedentemente elaborate per restituire la forma dell'intera struttura. Nelle figure 69 e 70 vengono mostrate, rispettivamente, la vista laterale e quella posteriore.

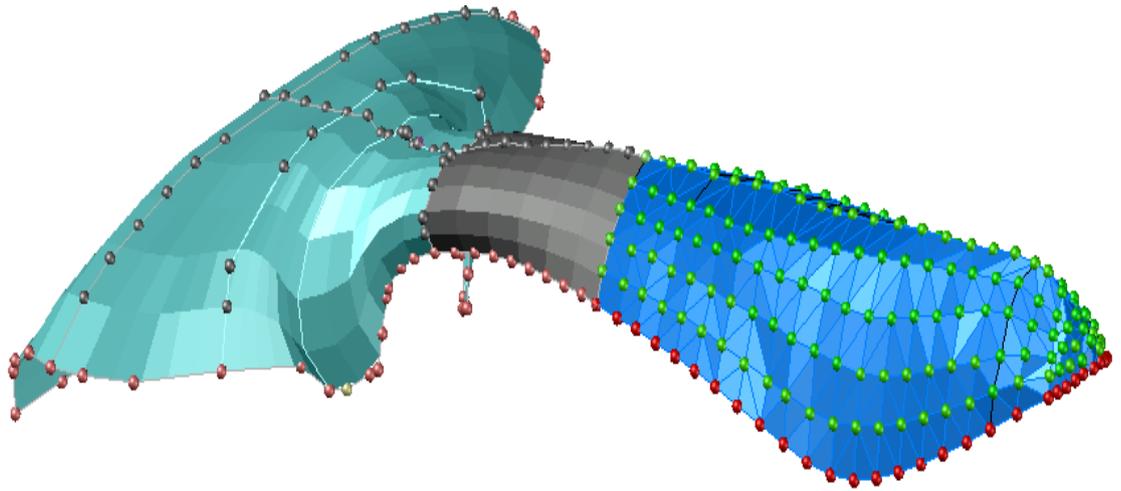


Figura 69: vista laterale

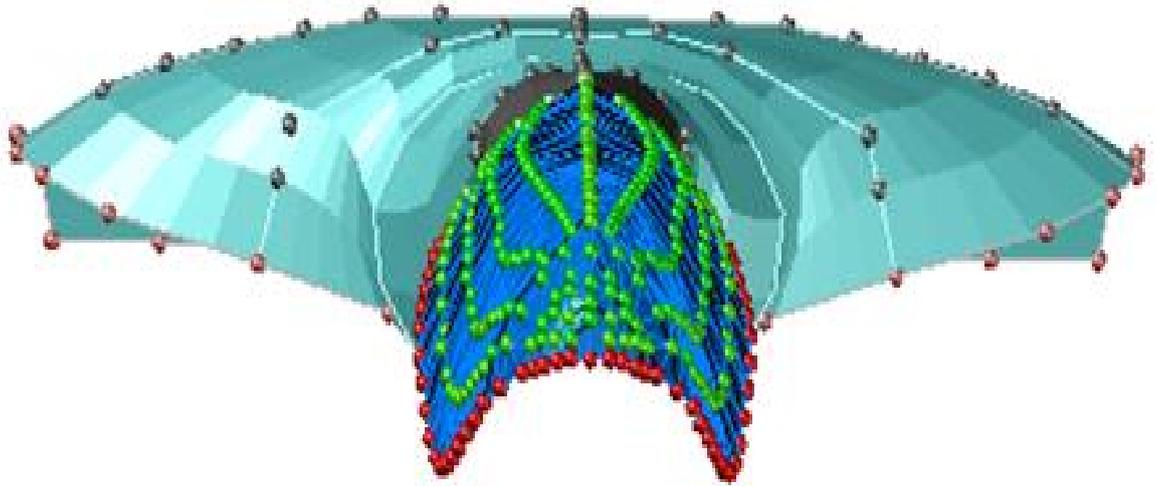


Figura 70: vista posteriore

Capitolo IV. Analisi tensionali e d'instabilità.

S'importa la prima parte della struttura all'interno del software Lusas in modo tale da eseguire, sia da un punto di vista tensionale che d'instabilità, un'indagine approfondita.

4.1. Studio preliminare dell'orientazione della sezione

L'elemento associato alle aste in acciaio è la *thick beam* BTS3; esso ha il seguente sistema di riferimento locale:

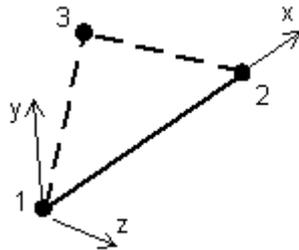


Figura 71: sistema di riferimento BTS3

Al fine di prevenire fenomeni d'instabilità euleriana, si esegue uno studio preliminare dell'orientazione della sezione. Per le aste in acciaio si utilizzano sezioni rettangolari cave di dimensioni esterne 250x100 (mm) e si osserva cosa succede a livello d'instabilità euleriana nei due casi:

CASO 1: predisposizione della dimensione maggiore lungo l'asse y del sistema di riferimento locale dell'elemento *thick beam*.

CASO 2: predisposizione della dimensione maggiore lungo l'asse z del sistema di riferimento locale dell'elemento *thick beam*.

Per quanto riguarda il carico, s'ipotizza una forza verticale di 15KN per nodo. Si riportano, per i due casi esaminati, i valori dei primi tre moltiplicatori dei carichi critici per l'instabilità euleriana. Come evidente dall'osservazione di questi valori,

disponendo le sezioni come nel CASO1 si aumentano moltissimo (quasi si quadruplicano) i carichi che conducono all'instabilità euleriana.

CASO1:

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	7.58675	7.58675	0.321739E-10
2	10.2998	10.2998	0.259183E-10
3	16.6380	16.6380	0.316581E-05

CASO2:

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	2.16456	2.16456	0.187058E-11
2	3.61134	3.61134	0.434295E-08
3	5.08662	5.08662	0.134664E-06

Di conseguenza si decide di disporre le sezioni del modello come nel CASO1.

4.2. Descrizione del modello

- Mesh aste: elemento *thick beam*
- Mesh pannelli: elemento *thin/thick shell*
- Materiale aste: *Steel Eu*
- Materiale pannelli: vetro strutturale (modulo elastico 70000N/mm^2 , coefficiente di *Poisson* 0,22, densità 2500Kg/m^3)
- Carico: dipendente dalle combinazioni analizzate
- Vincoli: incastri e vincoli di piano in maniera coerente con quanto descritto fino ad ora
- Geometria aste: sezioni rettangolari cave con spessore decrescente dalla trave di bordo verso il centro della struttura
- Geometria guscio: si assegna uno spessore variabile dell'ordine del centimetro

La trave di bordo è eliminata poiché essa non fa' strettamente parte della maglia analizzata e potrà essere verificata in un secondo momento.

L'elemento *thick beam* subisce una, seppur lieve, flessione deviata. Dopo aver portato a termine la ricerca di forma, lo scopo dello studio è di assegnare alla struttura delle sezioni che siano il più possibile leggere e che siano, per una percentuale ingegneristicamente accettabile, a compressione sotto un carico uniformemente distribuito.

4.3. Carico di progetto

Per il calcolo del carico di progetto, da attribuire a ogni nodo della copertura all'interno del software Lusas, è stato fatto riferimento alla normativa americana ANSI/AISC 360 la quale è riferita al progetto di strutture in acciaio.

In particolar modo il testo di riferimento è stato il *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7).

In una prima analisi sono stati elaborati i due carichi fondamentali presenti sulla struttura: peso proprio e vento.

- PESO PROPRIO

Peso proprio acciaio	Area sezione (t=20mm)	Lunghezza (per nodo) asta _{media}	Volume asta	Volume asta x 4	Peso _s
$\gamma = 78,5 \text{ KN/m}^3$	12400 mm^2	3000 mm	$37,2 \text{ E}6 \text{ mm}^3$	$148,8 \text{ E}6 \text{ mm}^3$	11,680KN

Peso proprio vetro	Area di pertinenza di ogni nodo	Spessore indicativo t	Peso _g
$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$	36 m^2	19 mm	17,1KN

Peso proprio totale	28,780 KN
---------------------	-----------

▪ VENTO

L'azione del vento è tra le forze più influenti per le strutture di spiccata leggerezza e deformabilità. Il vento imprime sulle costruzioni delle forze non costanti a livello temporale che comportano, in generale, anche effetti dinamici.

Le azioni legate ad esso risultano essere sia azioni normali che azioni tangenziali (queste ultime vengono in genere considerate solo per costruzioni o elementi di grandi dimensioni).

Per calcolare il carico dovuto all'azione del vento sono state prese in considerazione statistiche basate su osservazioni effettuate fra 05/2003 - 12/2017 giornalmente dalle 7 alle 19 orario locale.⁶⁵

Come si osserva in figura 72, in questa statistica sono presenti per ogni mese dell'anno, due parametri fondamentali: la direzione e la velocità.

Si nota che, mediamente, la velocità del vento è molto bassa; la massima raggiunge un valore di 11 kts = 6m/s. La direzione del vento predominante, invece, è Nord-Ovest. Per un maggior dettaglio sulla distribuzione della direzione del vento si fa' riferimento alla figura 73.



Figura 72⁶⁶: caratteristiche vento

⁶⁵ https://it.windfinder.com/windstatistics/abu_dhabi

Distribuzione della direzione del vento in (%) Anno

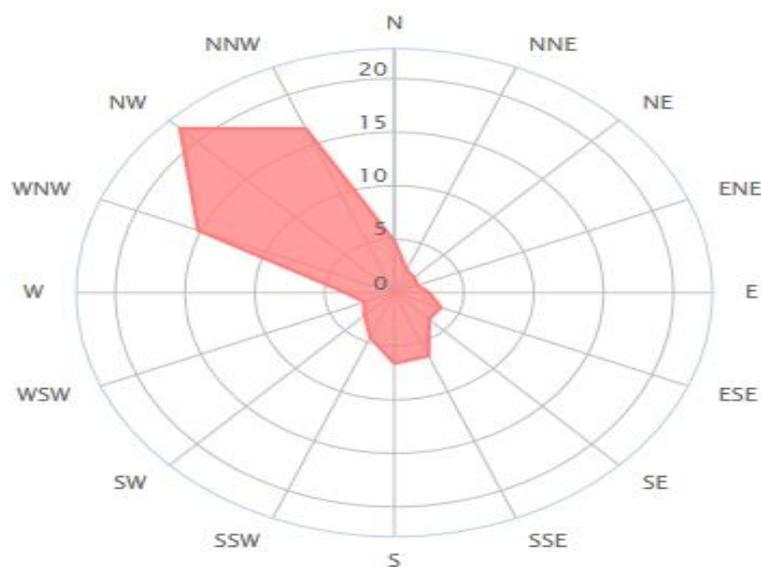


Figura 73⁶⁷: caratteristiche vento

E' inoltre evidente che nei mesi estivi la probabilità che il vento sia maggiore di 4 *Beaufort* è più alta. Il valore 4 della scala di *Beaufort* indica un vento moderato (La Scala di Beaufort⁶⁸ è una misura empirica della forza del vento); valori più alti di 4 indicherebbero venti con maggiore forza. Nel caso in esame però, essendo la velocità minore di 16 kts il vento ha sempre una natura moderata.

Essendo la copertura in esame una struttura di grandi dimensioni bisogna considerare sia l'azione normale che l'azione tangenziale del vento. Inoltre, in mancanza di dati sull'inclinazione del vento, si ritiene di non poter trascurare la sua componente verticale.

Componente orizzontale azione del vento

Per essere a favore di sicurezza si è scelto di considerare la massima velocità del vento per calcolare la pressione cinetica da esso esercitata.

$$q_b = \frac{\rho \cdot v^2}{2}$$

⁶⁶ https://it.windfinder.com/windstatistics/abu_dhabi

⁶⁷ https://it.windfinder.com/windstatistics/abu_dhabi

⁶⁸ https://www.arpae.it/cms3/documenti/simc/2012/scala_beaufort_del_vento.pdf

Dove:

$$\rho = \text{densità dell'aria} = 0,125 \text{ Kg/m}^3$$

$$v = \text{velocità} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_b = \frac{\left(6 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{16} = 2,25 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Area di pertinenza di ogni nodo	Pressione Tangenziale $q_b \cos 60^\circ$	Azione del vento tangenziale	Pressione normale $q_b \cos 30^\circ$	Azione del vento normale	Azione del vento orizzontale
36m ²	1,125 $\frac{\text{N}}{\text{m}^2}$	40,5 N	1,94 $\frac{\text{N}}{\text{m}^2}$	69,84N	80,73N

S'ipotizza che mediamente l'inclinazione della maglia di riferimento sia di 60° rispetto all'orizzontale.

Componente verticale azione del vento

Non conoscendo l'inclinazione del vento, per essere a favore di sicurezza, s'ipotizza un'azione verticale pari al 50% dell'azione orizzontale e quindi pari a 40,5N per nodo.

Come si può notare, la componente dovuta al vento è davvero minima rispetto al peso proprio.

Per le combinazioni di carico si è fatto riferimento alla sezione 2.3. del testo prima citato e in particolar modo al 2.3.2 *Basic Combination*.

⁶⁹<< Structures, components, and foundations shall be designed so that their design strength equals or exceeds the effects of the factored loads in the following combinations>>:

Le combinazioni da dover considerare sono le seguenti:

⁶⁹ <https://law.resource.org/pub/us/cfr/ibr/003/asce.7.2002.pdf>

1. $1.4(D + F)$
2. $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.6W + 1.6H$
7. $0.9D + 1.0E + 1.6H$

Dove:

D = dead load; Di = weight of ice; E = earthquake load; F = load due to fluids with well-defined pressures and maximum heights; Fa = flood load; H = load due to lateral earth pressure, ground water pressure, or pressure of bulk materials; L = live load; Lr = roof live load; R = rain load; S = snow load; T = self-straining force; W = wind load; Wi = wind-on-ice determined in accordance with Section 10.

Come si può notare dai dati climatici riportati (figura 74), sia il carico legato alla neve (a causa delle alte temperature) che quello legato alla pioggia sono molto bassi e quindi trascurabili.

Mese	Temperatura Media C		Precipitazioni Mese (mm)	Giorni di Pioggia Mese
	Media Minima	Media Massima		
Gen	11.8	23.8	3.9	0.8
Feb	13.2	24.6	42.0	3.5
Mar	15.8	28.6	24.8	3.9
Apr	19.1	33.4	7.3	1.4
Mag	22.8	38.4	Trace	0.0
Giu	24.8	39.6	0.0	0.0
Lug	27.6	42.0	Trace	0.0
Ago	28.7	41.5	0.1	0.1
Set	25.6	40.1	Trace	0.0
Ott	21.8	35.8	0.0	0.0
Nov	17.5	30.6	1.8	0.2
Dic	14.1	25.7	9.0	2.1

Figura 74: dati climatici⁷⁰

Ciò giustifica la scelta di considerare soltanto il peso proprio e il vento.

⁷⁰ http://www.viaggiatori.net/turismoestero/Emirati_Arabi_Uniti/clima/Abu_Dhabi

Delle sette combinazioni presenti, le due più significative nel caso in esame sono la prima e la quarta.

Approfondite ricerche sui dati climatici hanno fatto emergere la presenza, però, di eventi eccezionali con raffiche di vento fino a 120Km/h=33m/s e di piogge consistenti.

Si riporta uno stralcio di un articolo di cronaca del 6 marzo 2016 ⁷¹ <<La pioggia è piuttosto rara negli Emirati Arabi Uniti, paese caratterizzato dal clima arido dei deserti tropicali, che vede mediamente meno di 100 mm di pioggia l'anno: dallo scorso sabato invece sono caduti quasi 300mm di pioggia!>>.

In questi casi si otterrebbe per quanto riguarda l'azione orizzontale:

$$q_b = \frac{\left(33 \frac{m}{s}\right)^2}{16} = 68 \frac{N}{m^2}$$

Area di pertinenza di ogni nodo	Pressione Tangenziale $q_b \cos 60^\circ$	Azione del vento tangenziale	Pressione normale $q_b \cos 30^\circ$	Azione del vento normale	Azione del vento orizzontale
36m ²	34 $\frac{N}{m^2}$	1224 N	58,88 $\frac{N}{m^2}$	2119N	2447N

Non conoscendo l'inclinazione del vento, per essere a favore di sicurezza s'ipotizza un'azione verticale pari al 60% dell'azione orizzontale e quindi pari a 1468,2N per nodo.

Bisogna porre l'accento sul fatto che il calcolo dell'azione del vento, fino a ora, a causa dell'assenza di dati più specifici, si è basato esclusivamente sulla velocità. In realtà ci sono altri fattori che devono essere presi in conto, tra essi spiccano:

⁷¹ <https://www.3bmeteo.com/giornale-meteo/tempesta-di-vento-e-pioggia-ad-abu-dhabi--video-91873>

- Esposizione (topografia, altezza della costruzione, vicinanza con altri edifici).
- Forma (tipologia, geometria della costruzione e orientamento rispetto alla direzione del vento).

Essi saranno presi in considerazione attraverso l'utilizzo di un coefficiente aggiuntivo.

Inoltre nei calcoli eseguiti sono state fatte le seguenti approssimazioni:

- ❖ Assegnazione di un'area media a ciascun nodo.
- ❖ Non considerazione di ulteriori carichi (come quello legato alla manutenzione).

A causa di ciò si decide di utilizzare fattori di sicurezza aggiuntivi in modo tale da coprire le incertezze presenti.

▪ **Combinazione 1**

Si avrebbe: $1.4(D + F)$. Si decide per il peso proprio di aumentare il fattore di sicurezza di circa il 23% e quindi si passa da 1,4 a 1,73 (questo in quanto si è fatto un calcolo sull' area media e perché si introducono in questo carico verticale degli ulteriori carichi che non sono stati presi in considerazione come quello dovuto alla manutenzione).

Di conseguenza la combinazione 1 prevede un carico verticale di 50KN per nodo che corrisponde a un carico di 140 Kg/m^2 .

▪ **Combinazione 2**

Si avrebbe: $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L, \text{ or S or R})$

$$D = 28,78\text{KN}$$

$$W_{\text{oriz}} = 80,73\text{N} \times 2,5 = 201\text{N}$$

$$W_{\text{vert}} = 40,5\text{N} \times 2,5 = 101,25\text{N}$$

Si decide di aumentare il fattore di sicurezza del peso proprio del 25% (leggermente maggiore rispetto alla combinazione 1 in quanto si prende in considerazione anche la pioggia) e si passa quindi da 1,2 a 1,5.

Per quanto riguarda l'azione del vento, data la spiccata altezza e l'assenza di edifici vicini che possono ostacolare la sua azione (s'ipotizza un coefficiente pari a 2,5), si decide di considerare un fattore di sicurezza pari a 1,8.

Di conseguenza per questa combinazione si avrebbe:

carico verticale: $(28,78\text{KN} \times 1,5) + ((40,5/1000) \times 2,5 \times 1,8) = 43,35\text{KN}$ per nodo corrispondente a 123 Kg/m^2 .

carico orizzontale: $1,8 \times 2,5 \times 80,73\text{N} = 363,28 \text{ N}$ per nodo.

- **Combinazione 3 (accidentale):** per considerare eventi di eccezionale, portata si decide di aggiungere alle combinazioni fin qui analizzate una combinazione che consideri il vento con la sua velocità massima.

In questo caso si associa al peso proprio un coefficiente di sicurezza più basso (1,2) per tener in considerazione che da una parte ci sono delle incertezze che potrebbero avere effetti sfavorevoli e dall'altra non c'è la contemporaneità temporale con gli effetti massimi dell'azione del vento. Per quanto riguarda l'azione del vento, si considera il coefficiente dovuto all'altezza e all'esposizione pari a 2,5 e si ritiene di aumentare a 3 il coefficiente totale ($=1,2 \times 2,5$) per coprire le incertezze che possono essere presenti.

$$D = 28,78\text{KN}$$

$$W_{\text{oriz}} = 2447\text{N} \times 2,5 = 6,11 \text{ KN}$$

$$W_{\text{vert}} = 1468,2\text{N} \times 2,5 = 3,67\text{KN}$$

Carichi verticali: $1,2 \times 28,78\text{KN} + 1,2 \times 2,5 \times 1,468\text{KN} = 40\text{KN}$ per nodo che corrispondono a 112 Kg/m^2 .

Carichi orizzontali: $1,2 \times 2,5 \times 2,447\text{KN} = 7,3\text{KN}$ per nodo che corrispondono a 20 Kg/m^2 .

4.4. Analisi strutturale

Dall'analisi delle combinazioni di carico è evidente che il carico verticale sia notevolmente superiore rispetto a quello orizzontale; anche nella combinazione accidentale in cui è presente il maggior carico orizzontale, infatti, esso risulta più piccolo di circa un ordine di grandezza.

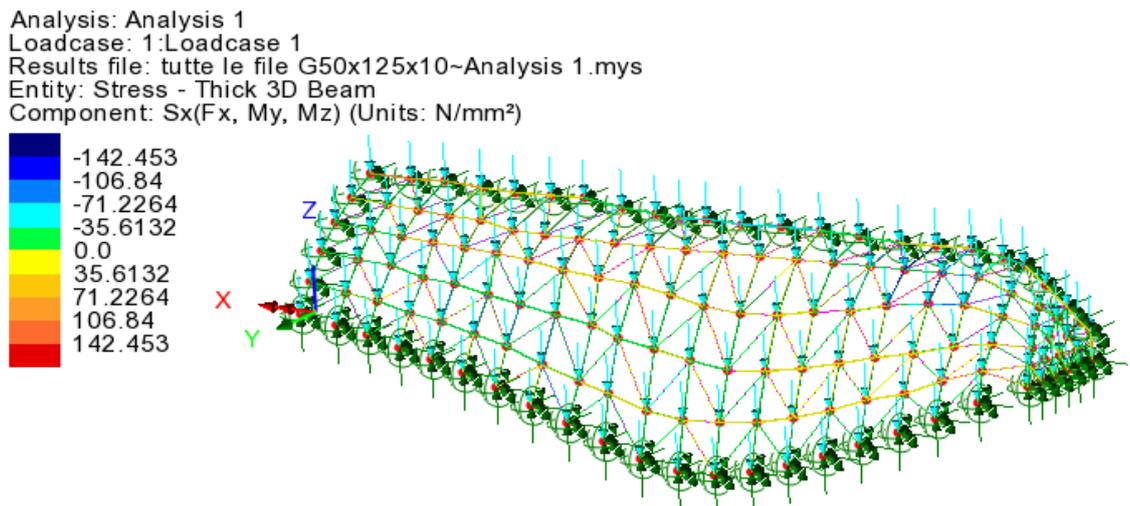
Di conseguenza, in prima battuta, ci concentreremo sulla combinazione 1 e poi verificheremo che le scelte progettuali basate adottando questa combinazione risultino congrue anche per le altre.

4.4.1. Controventamento

Dopo aver effettuato la ricerca di forma si ritiene opportuno controventare la struttura in quanto quest' ultima sarà sottoposta, nel corso della sua vita utile, a diverse condizioni di carico.

4.4.1.1. Combinazione 1

Le tensioni sulle aste, applicando il carico proveniente dalla combinazione 1, risultano essere all' interno del *range* di resistenza dell' acciaio.



La percentuale di aste che risente di flessione (retta o deviata) è pari al 13%; ci sono 45 aste fuori range.

Si esegue, poi, l'analisi di *buckling* e si riscontrano i seguenti valori per i primi tre moltiplicatori critici del carico:

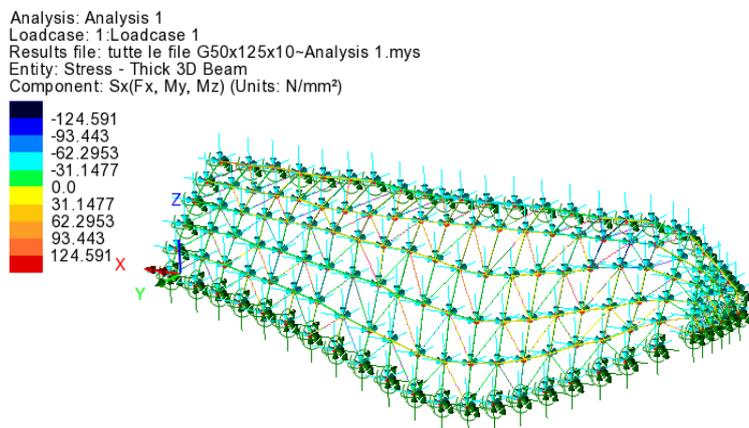
MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	3.87907	3.87907	0.137861E-08
2	6.23952	6.23952	0.145363E-06
3	7.62808	7.62808	0.392373E-07

4.4.1.2. Combinazione 2

Per quanto riguarda la combinazione 2 si considerano due casi:

CASO1: vento in depressione

Si verifica che le tensioni sull'acciaio sono minori della resistenza del materiale e che il numero delle aste che subisce flessione (retta o deviata) è in una quantità ingegneristicamente accettabile (in questo caso pari al 12,6%).



Si esegue poi l'analisi di *buckling* e si riscontrano i seguenti valori per i primi tre moltiplicatori critici dei carichi:

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	4.48381	4.48381	0.148323E-10
2	7.18168	7.18168	0.873900E-11
3	8.86635	8.86635	0.488706E-06

CASO2: vento in compressione

Si effettuano le stesse verifiche che, anche in questo caso, risultano essere soddisfatte.

Si esegue l'analisi d'instabilità euleriana che mostra i seguenti valori per i primi tre moltiplicatori critici dei carichi :

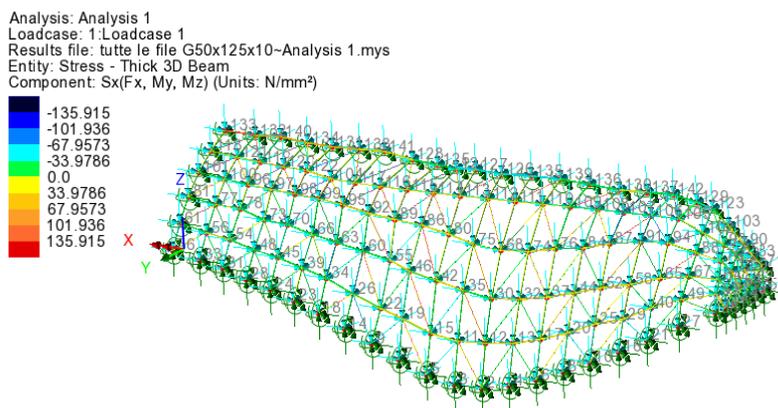
MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	4.46445	4.46445	0.472138E-08
2	7.21109	7.21109	0.710446E-07
3	8.71842	8.71842	0.232009E-07

4.4.1.3. Combinazione 3 (accidentale)

Similmente alla combinazione 2 si esaminano i 2 casi:

CASO1: vento in depressione

Si verifica che le tensioni sull'acciaio sono minori della resistenza del materiale e che il numero delle aste che subisce flessione (retta o deviata) è in una quantità ingegneristicamente accettabile (in questo caso pari al 16%).



Si esegue poi l'analisi di *buckling* e si riscontrano i seguenti valori per i primi tre moltiplicatori critici dei carichi:

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	5.07932	5.07932	0.420804E-10
2	7.34171	7.34171	0.122257E-05
3	9.88116	9.88116	0.155475E-06

CASO2: vento in compressione

Si effettuano le stesse verifiche che, anche in questo caso, risultano essere soddisfatte.

Si esegue l'analisi d'instabilità euleriana che mostra i seguenti valori per i primi tre moltiplicatori critici dei carichi :

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	4.62021	4.62021	0.228145E-06
2	7.85372	7.85372	0.707956E-08
3	7.95249	7.95249	0.422432E-09

4.4.2. Pannelli in vetro strutturale

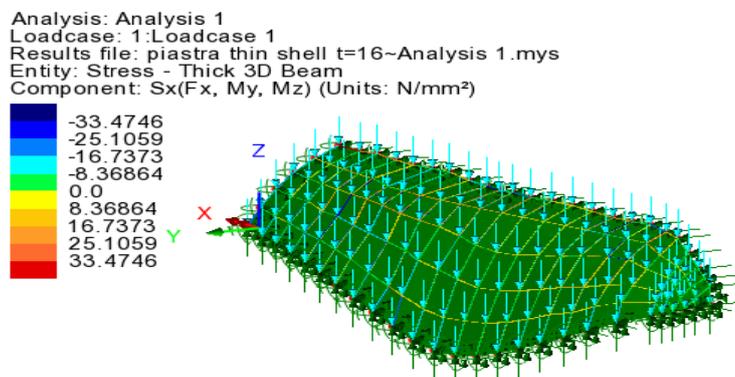
A questo punto, per perseguire fini estetici, si decide di sostituire i controventi in acciaio con pannelli in vetro strutturale.

Considerando i pannelli come dei gusci sottili si utilizza l'elemento *THIN SHELL* e si analizza cosa succede assegnando ai pannelli diversi spessori.

4.4.2.1. Combinazione 1

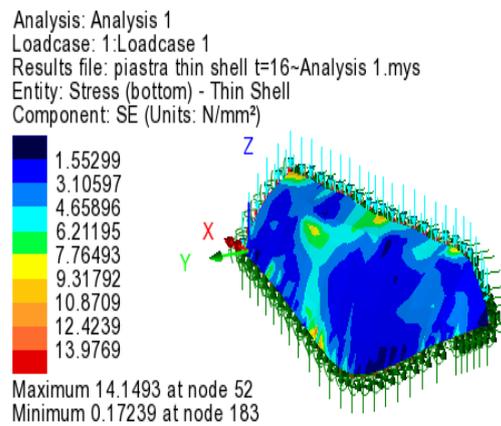
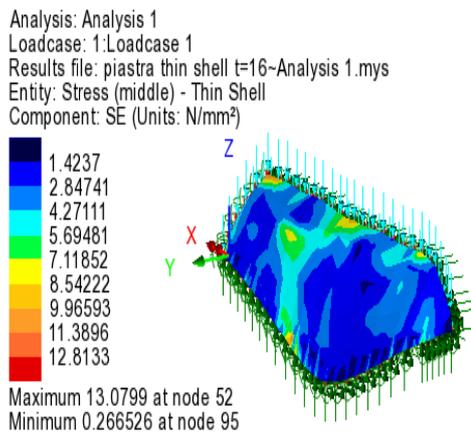
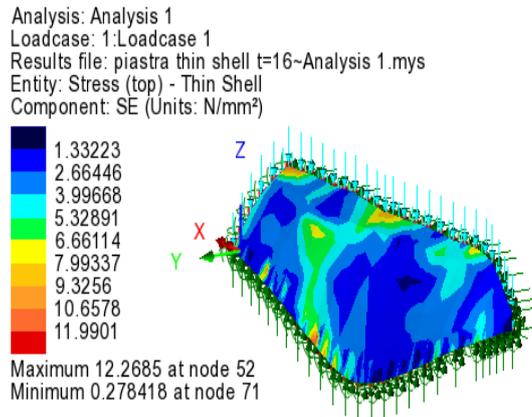
- **THIN SHELL spessore 16mm**

Si riscontrano 29 aste fuori *range* (12,7% delle aste subisce flessione).



- ✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

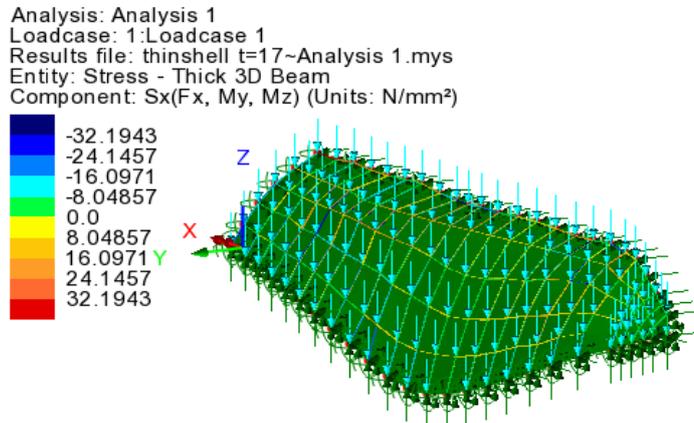
Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.



- ✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

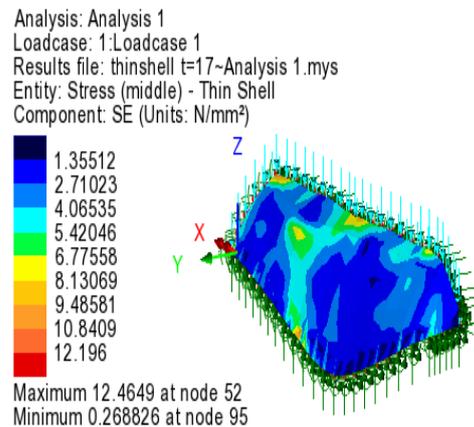
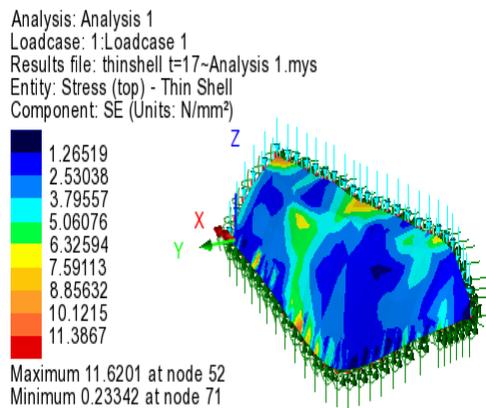
- **THIN SHELL spessore 17mm**

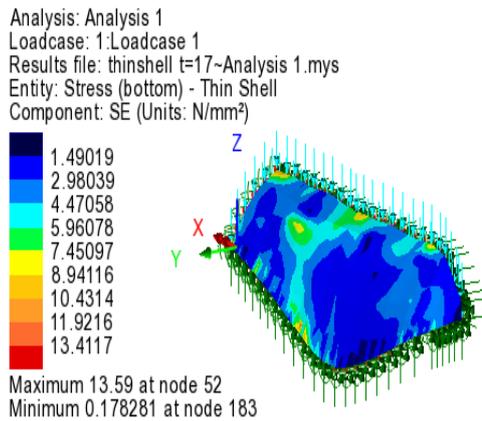
Si riscontrano 29 aste fuori *range* (12,7% delle aste subisce flessione).



✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.

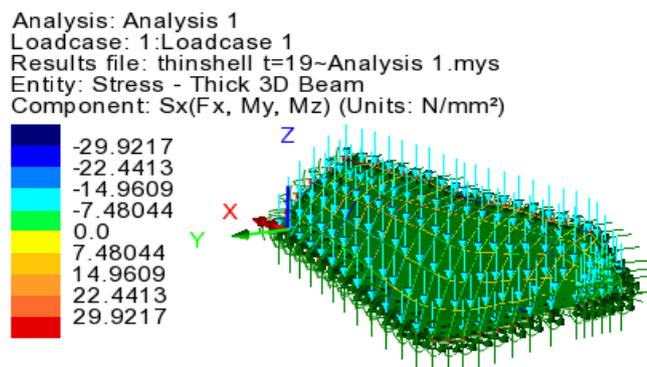




✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

▪ **THIN SHELL spessore 19mm**

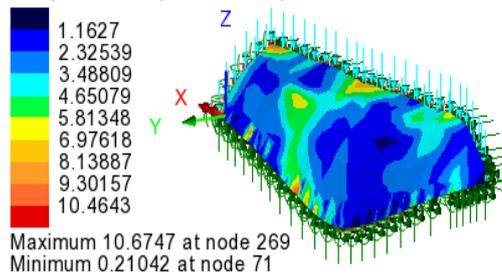
Si riscontrano 29 aste fuori *range* (12,7% delle aste subisce flessione).



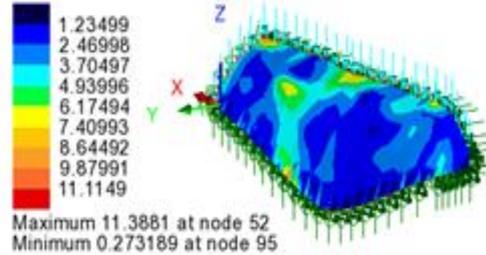
✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.

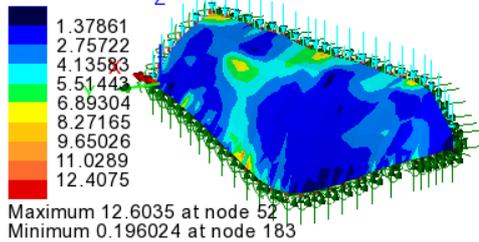
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (top) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (middle) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (bottom) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Osservazioni:

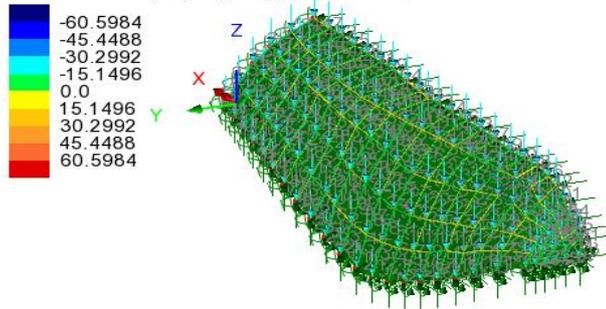
- All'aumentare dello spessore del guscio sia le tensioni nelle aste che quelle nel guscio diminuiscono (seppur in maniera lieve).

Si ritiene opportuno indagare anche qual è il comportamento della copertura se i pannelli vengono trattati come elementi *THICK SHELL*. Ciò permette anche di effettuare l'analisi di *buckling*.

▪ **THICK SHELL spessore 16mm**

Utilizzando l'elemento *thick*, il numero di aste fuori *range* aumenta (56 aste fuori *range*; 24,5%). Si resta comunque in una % ingegneristicamente accettabile in quanto più dei 5/7 della struttura subisce ancora soltanto sforzi membranali.

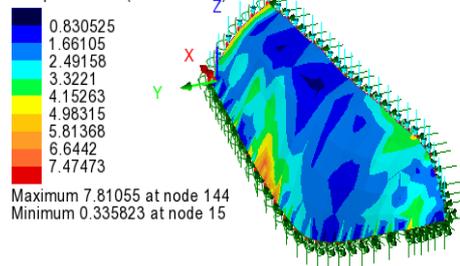
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: piastra t=16-Analysis 1.mys
 Entity: Stress - Thick 3D Beam
 Component: Sx(Fx, My, Mz) (Units: N/mm²)



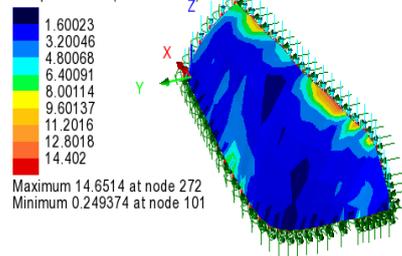
✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.

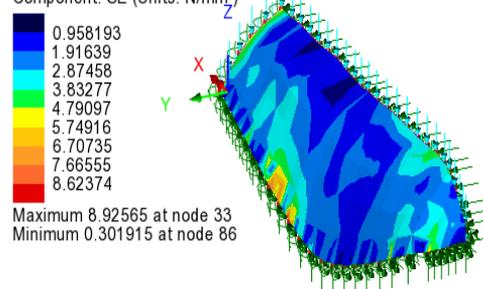
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: piastra t=16-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (top) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: piastra t=16-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (middle) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: piastra t=16-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (bottom) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



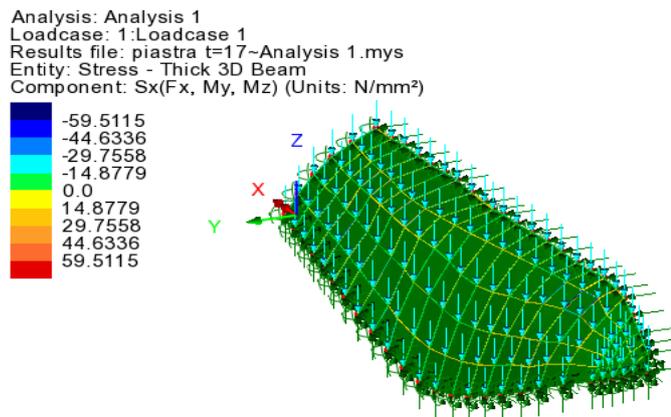
- ✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

L'analisi d'instabilità euleriana produce i seguenti valori di moltiplicatori dei carichi critici.

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.00476	1.00476	0.192002E-08
2	1.76666	1.76666	0.205778E-06
3	1.81858	1.81858	0.391114E-06

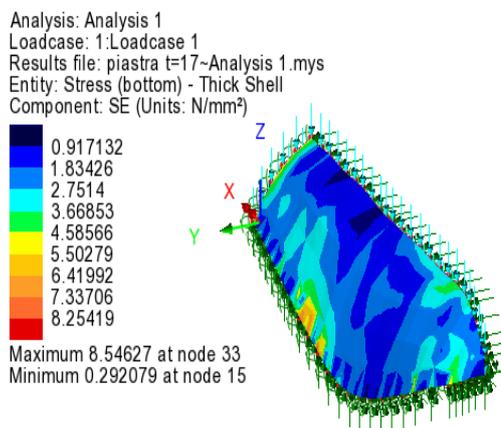
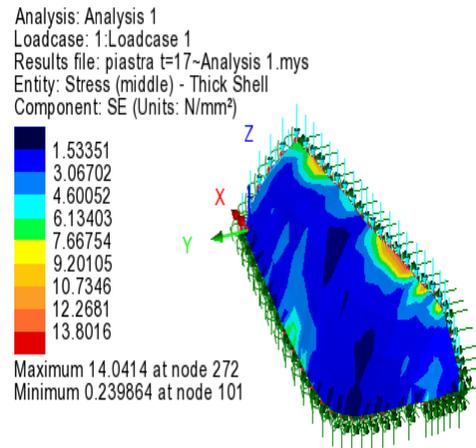
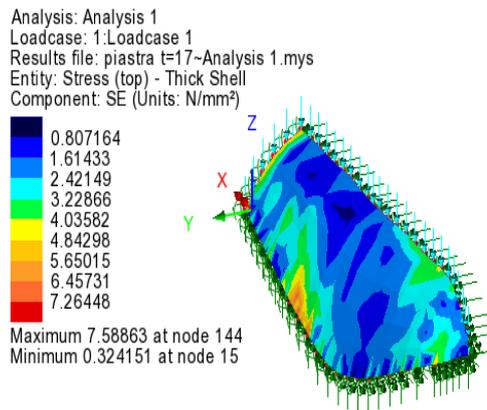
- **THICK SHELL spessore 17mm**

Utilizzando l'elemento *thick*, il numero di aste fuori *range* aumenta (57aste fuori range; 25%). Si resta comunque in una % ingegneristicamente accettabile in quanto più dei 5/7 della struttura subisce ancora soltanto sforzi membranali.



- ✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.



✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale

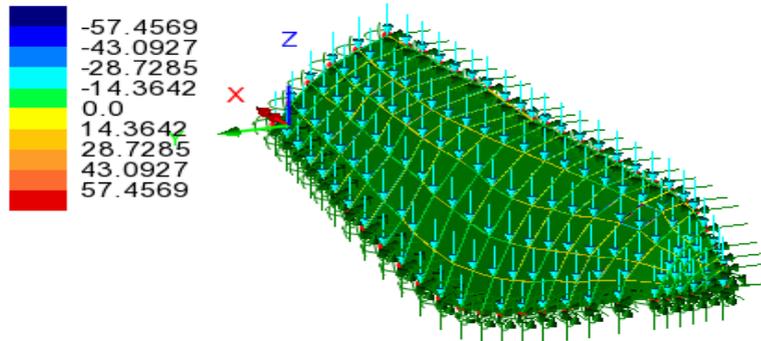
L'analisi d'instabilità euleriana produce i seguenti valori di moltiplicatori dei carichi critici.

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.15884	1.15884	0.336802E-08
2	2.07593	2.07593	0.153148E-05
3	2.14029	2.14029	0.290603E-05

▪ **THICK SHELL spessore 19mm**

Utilizzando l'elemento thick, il numero di aste fuori range aumenta (60 aste fuori range; 26%). Si rimane comunque in una % ingegneristicamente accettabile in quanto più dei 5/7 della struttura subisce ancora soltanto sforzi membranali.

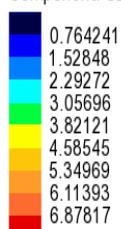
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: piastra t=19~Analysis 1.mys
 Entity: Stress - Thick 3D Beam
 Component: Sx(Fx, My, Mz) (Units: N/mm²)



✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone in cui si risentono le tensioni maggiori.

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: piastra t=19~Analysis 1.mys
 Entity: Stress (top) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)

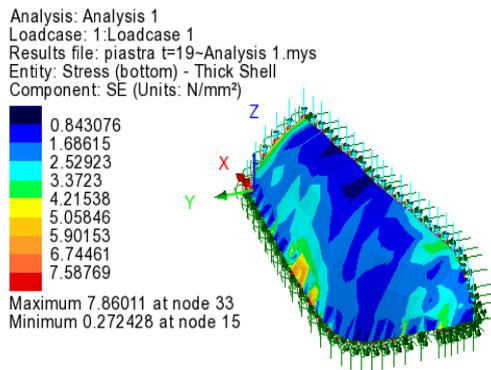


Maximum 7.18029 at node 144
 Minimum 0.302124 at node 15

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: piastra t=19~Analysis 1.mys
 Entity: Stress (middle) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Maximum 12.9771 at node 272
 Minimum 0.223956 at node 101



✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

L'analisi d'instabilità euleriana produce i seguenti valori di moltiplicatori dei carichi critici.

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR
1	1.51470	1.51470	0.399296E-08
2	2.79963	2.79963	0.384265E-05
3	2.89163	2.89163	0.840970E-05

Si ritiene adeguato l'utilizzo del pannello di spessore 19 mm per essere a favore di sicurezza rispetto all'instabilità euleriana.

Osservazioni:

- Con l'aumento dello spessore del guscio il carico critico legato al collasso per instabilità euleriana aumenta.
- Le tensioni sulle aste, nel passaggio da elemento *thin shell* a elemento *thick shell*, variano in un *range* che raddoppia la sua ampiezza.
- Nel passaggio da elemento *thin* ad elemento *thick* le tensioni nel guscio nella parte superiore (*top*) e nella parte inferiore (*bottom*) diminuiscono mentre per quanto riguarda la parte centrale (*middle*) accade il contrario.

- Utilizzando elementi *thick shell* con spessori crescenti, nel guscio le tensioni nella parte superiore (*top*), nella parte centrale (*middle*) e nella parte inferiore (*bottom*) sono decrescenti in tutti i casi esplorati.
- Per elementi *thick shell* con spessori crescenti, le tensioni sull'acciaio variano in un *range* più ristretto.

4.4.3.1. Passaggio dalla struttura semplificata alla struttura reale

Sul modello ottenuto dalla ricerca di forma si effettua un taglio in modo da effettuare il passaggio dalla struttura semplificata a quella reale.

Si rileva, come mostrato dalle analisi seguenti, un aumento del carico critico per l'instabilità euleriana di circa il 20%.



Figura 72⁷²: struttura reale

⁷²<https://www.bing.com/images/search?view=detailV2&ccid=GeAA0rDJ&id=9115F91F0AD037627E9F23CD2DA94AE2419A7F42&thid=OIP.GeAA0rDJxcx8UepnK5f51QHAE8&q=yas+abu+dhabi+imagini&simid=608009325104791848&selectedIndex=94&ajaxhist=0>

I materiali, la geometria e i vincoli assegnati sono identici a quelli precedenti con l'aggiunta di ulteriori vincoli di incastro in corrispondenza della trave di bordo interna.

Per la trave di bordo che definisce il foro, valgono le stesse considerazioni fatte per la trave di bordo inferiore. Anche in questo caso, quindi, essa viene eliminata e potrà essere studiata in un secondo momento.

Si riportano di seguito due viste per visualizzare meglio la geometria.

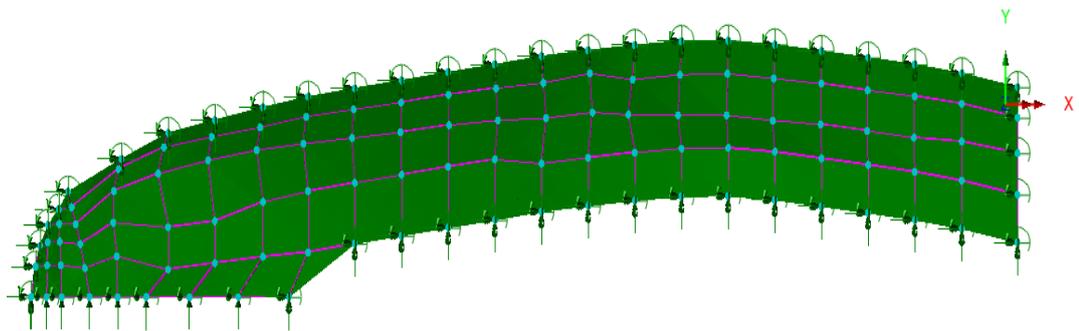


Figura 73: vista dall'alto

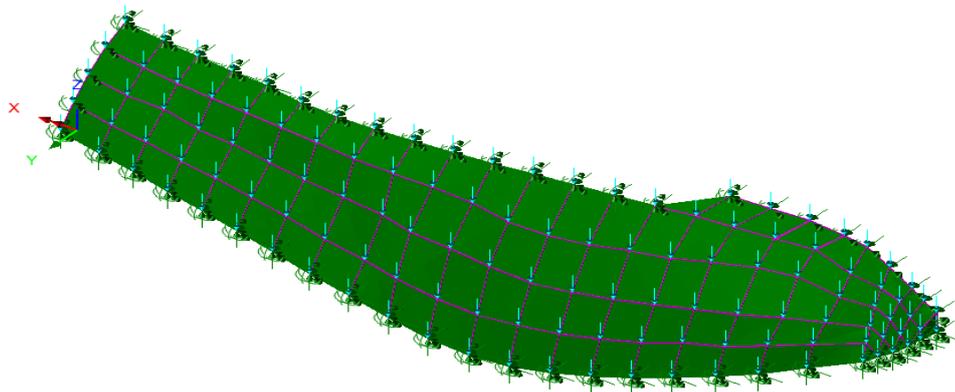


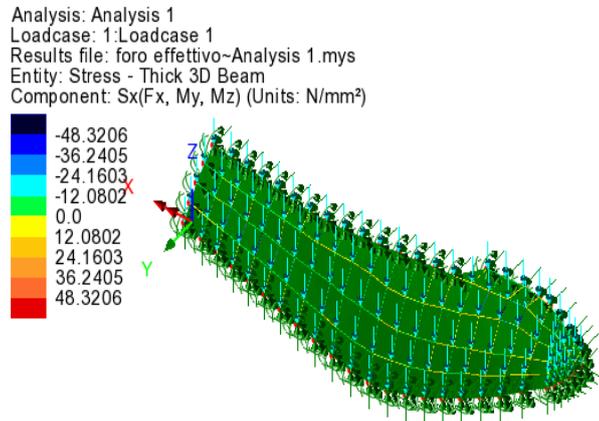
Figura 74: vista assonometrica

Si analizzano i risultati ottenuti al variare degli spessori.

4.4.3.2. Combinazione 1

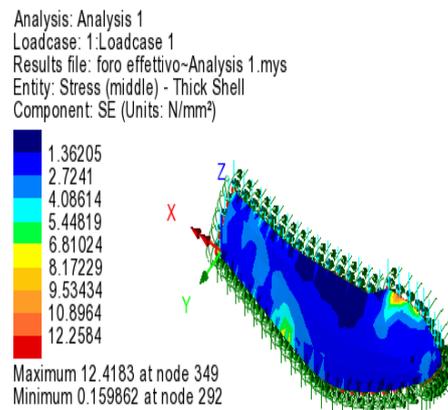
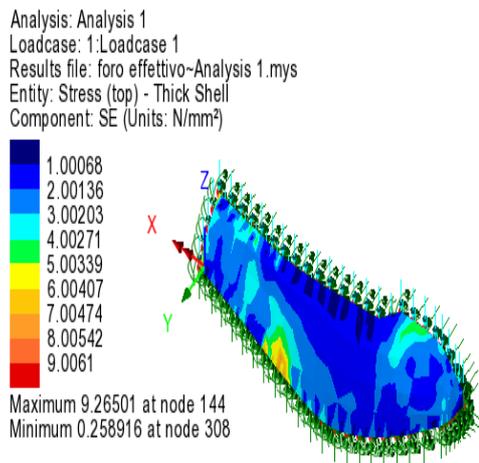
▪ THICK SHELL spessore 16mm

Si riscontrano 35 elementi fuori *range*, la percentuale delle aste che subisce flessione è il 19%.

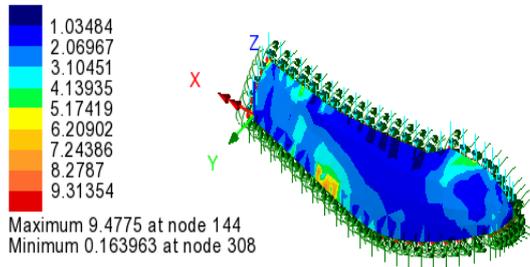


✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (bottom) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

L'analisi d'instabilità euleriana produce i seguenti valori di moltiplicatori dei carichi critici.

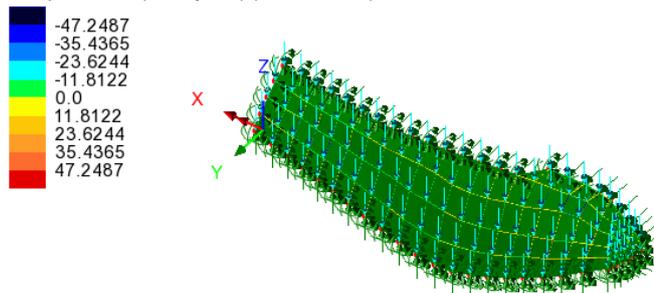
MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.21987	1.21987	0.577847E-08
2	1.40016	1.40016	0.531399E-08
3	-1.56922	-1.56922	0.236505E-08

Utilizzando l'elemento *thin shell* tutte le verifiche sono soddisfatte.

▪ **THICK SHELL spessore 17mm**

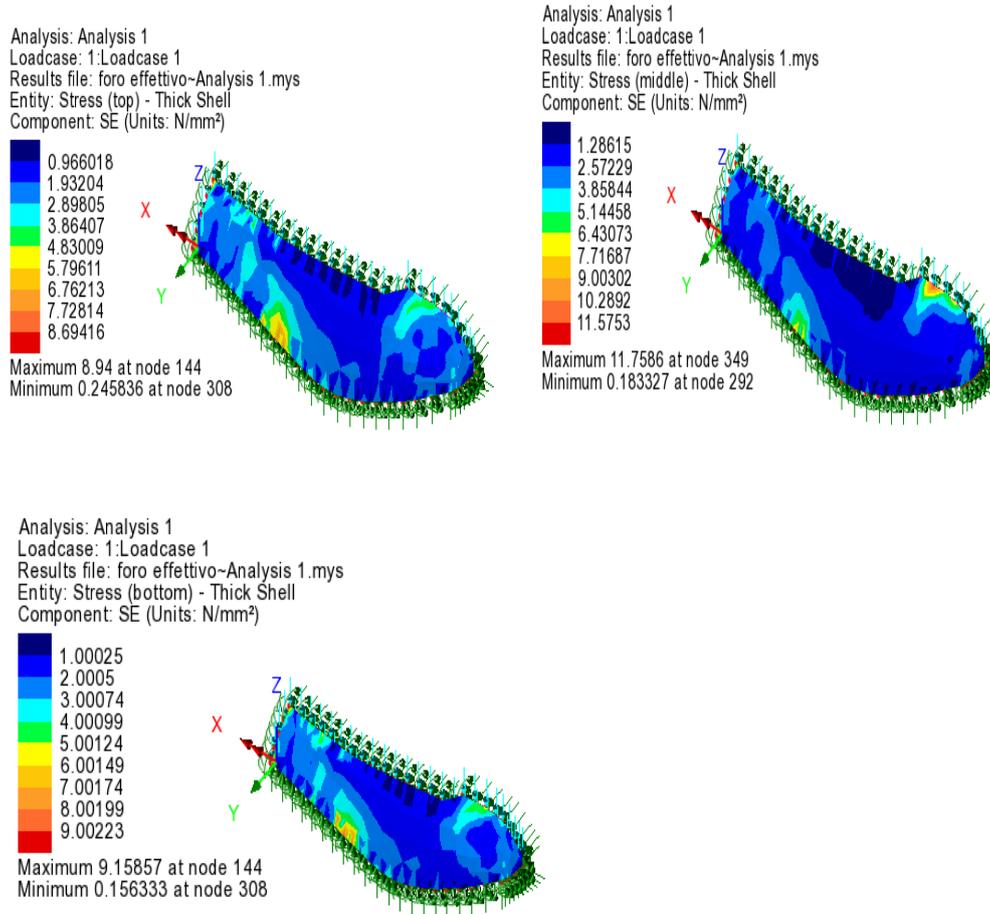
Si riscontrano 34 elementi fuori *range*, la percentuale delle aste che subisce flessione è il 18,4%.

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress - Thick 3D Beam
 Component: Sx(Fx, My, Mz) (Units: N/mm²)



✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone in cui si risentono le tensioni maggiori.



✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

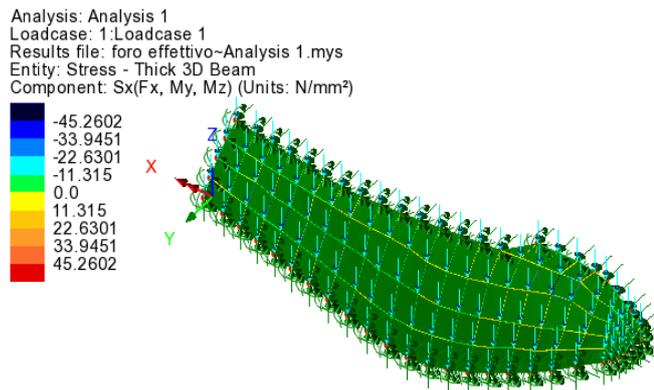
L'analisi d'instabilità euleriana produce i seguenti valori di moltiplicatori dei carichi critici.

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.40718	1.40718	0.332737E-08
2	1.63678	1.63678	0.113093E-07
3	-1.90532	-1.90532	0.308833E-08

Utilizzando l'elemento *thin shell* tutte le verifiche sono soddisfatte.

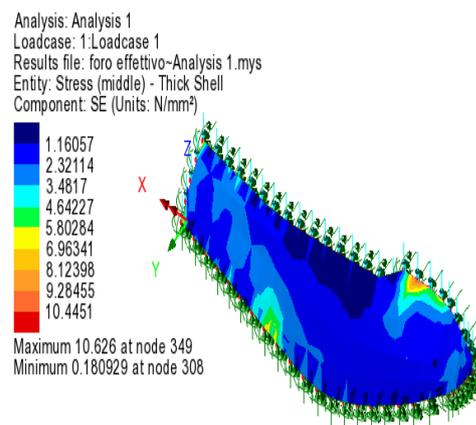
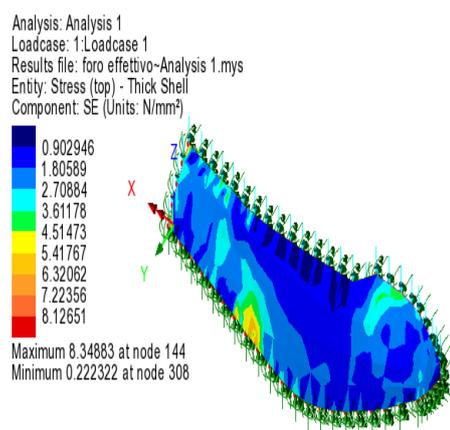
▪ **THICK SHELL spessore 19mm**

Si riscontrano 37 elementi fuori *range*, la percentuale delle aste che subisce flessione è il 20%.

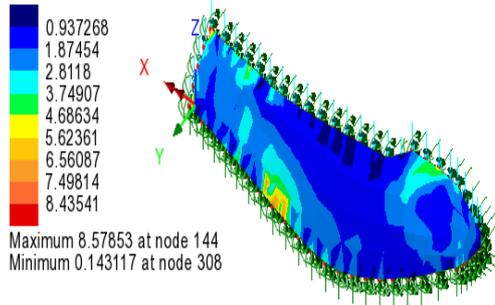


✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (bottom) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

L'analisi d'instabilità euleriana produce i seguenti valori di moltiplicatori dei carichi critici.

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.83972	1.83972	0.426612E-08
2	2.18243	2.18243	0.217231E-07
3	2.52966	2.52966	0.313872E-05

Utilizzando l'elemento *thin shell* tutte le verifiche sono soddisfatte.

Anche in questo caso si ritiene più adeguato l'utilizzo dei pannelli con spessore 19 mm poiché in questo modo si è a favore di sicurezza rispetto all'instabilità euleriana.

Naturalmente si verifica che lo spessore scelto sia effettivamente in commercio.

I pannelli utilizzati sono vetri piani, detti anche vetri *float*. Impianti di vetri *float* producono vetri i cui spessori variano in un ristretto *range* avente come estremo superiore proprio lo spessore scelto.

Si verifica che lo spessore dei pannelli scelto, da considerazioni fatte dopo aver sottoposto la struttura al solo carico verticale (che è quello preponderante) con la combinazione 1, sia ugualmente adeguato per la combinazione 2 e per la combinazione 3.

4.4.4.1. Combinazione 2

La struttura per ogni nodo è sottoposta ad una carico verticale di 43,35K e ad un carico orizzontale:363,28N.

Essendo il vento distribuito principalmente in direzione Nord Ovest, si scompone il carico orizzontale in direzione x e in direzione y ipotizzando un angolo di 45°.

Nel caso di vento in compressione si applica un carico in direzione x pari a 256,8 N e in direzione y pari a -256,8N. Nel caso, invece, di vento in depressione si applica un carico in direzione x pari a -256,8 N e in direzione y pari a 256,8N.

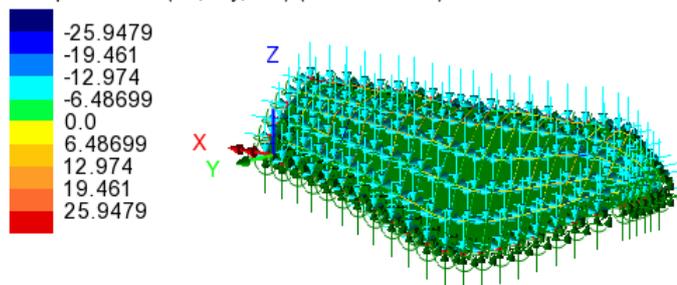
Vento in depressione

SENZA FORO

Si effettuano le verifiche sul materiale sia utilizzando l'elemento *thin* che l'elemento *thick*.

THIN SHELL spessore 19mm

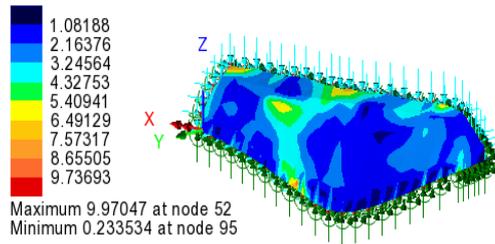
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1
Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
Entity: Stress - Thick 3D Beam
Component: Sx(Fx, My, Mz) (Units: N/mm²)



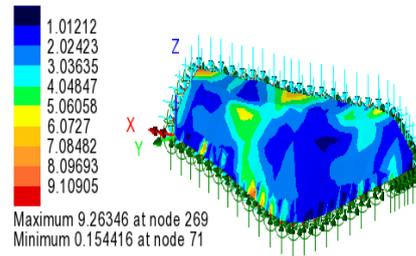
✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.

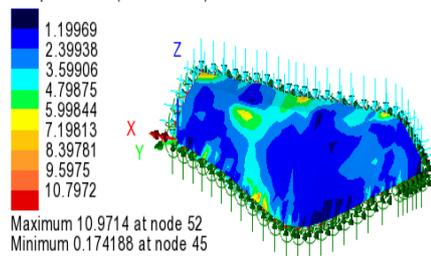
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (middle) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (top) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (bottom) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)

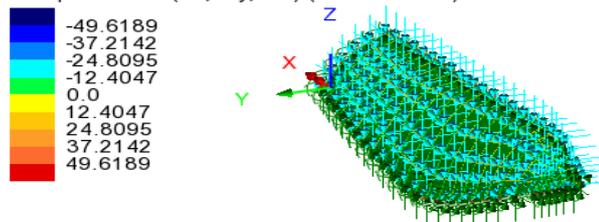


✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Rispetto alla combinazione 1 sia le tensioni sull' acciaio che quelle sul vetro sono diminuite, anche se lievemente.

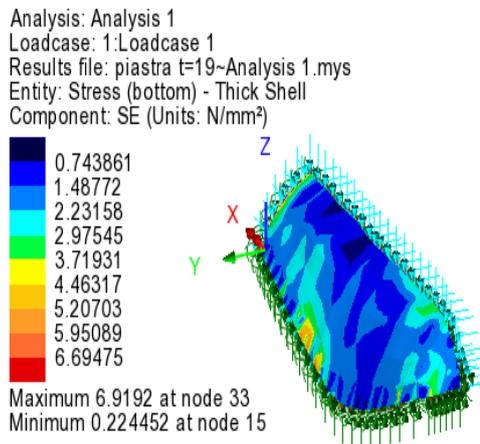
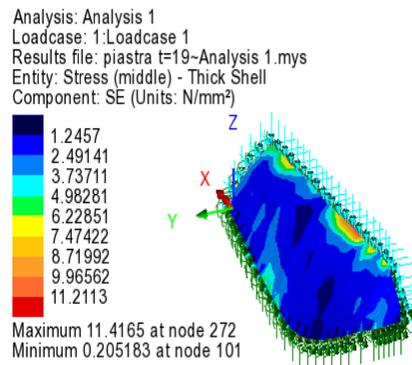
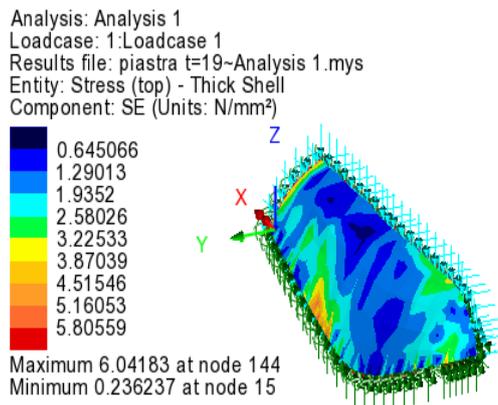
THICK SHELL spessore 19mm

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: piastra t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress - Thick 3D Beam
 Component: Sx(Fx, My, Mz) (Units: N/mm²)



- ✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top*, *middle*, *bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.



- ✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Nel passaggio dall'elemento *thin* all'elemento *thick* si riscontrano valide le stesse osservazioni fatte in precedenza.

Rispetto alla combinazione 1 sia le tensioni sull' acciaio che quelle sul vetro sono diminuite. Le tensioni nelle aste mostrano una diminuzione più marcata rispetto a quella presente tra le due combinazioni con l'utilizzo dell'elemento *thin shell*.

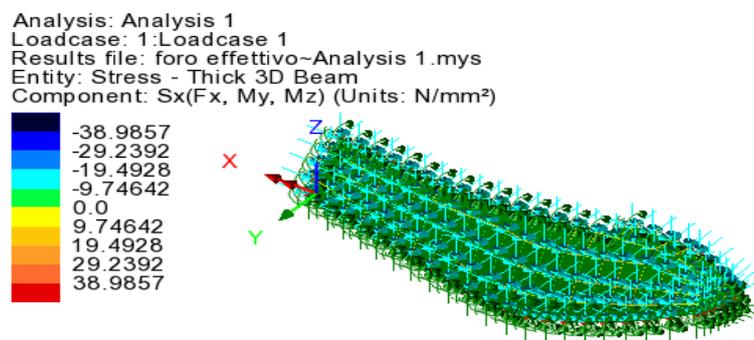
Si riportano i valori dei primi tre moltiplicatori critici per l'instabilità euleriana.

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.74852	1.74852	0.255441E-08
2	3.21949	3.21949	0.100756E-05
3	3.34171	3.34171	0.265192E-05

Anche con l'elemento *thick shell* si nota, rispetto alla combinazione 1 che le tensioni sono diminuite. Inoltre anche il carico di collasso è maggiore, infatti, i moltiplicatori di carico critici sono più alti rispetto al caso della combinazione 1.

INSERIMENTO FORO

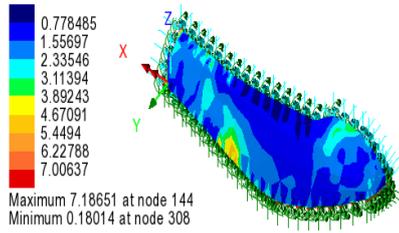
THICK SHELL spessore 19mm



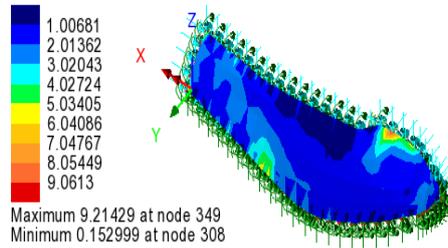
✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.

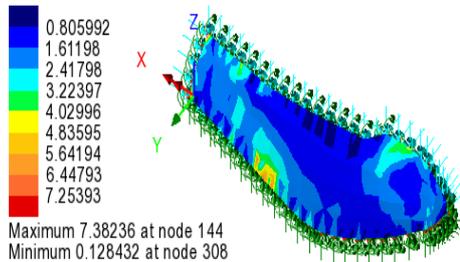
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (top) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (middle) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (bottom) - Thick Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Rispetto alla Combinazione 1 le tensioni sono diminuite.

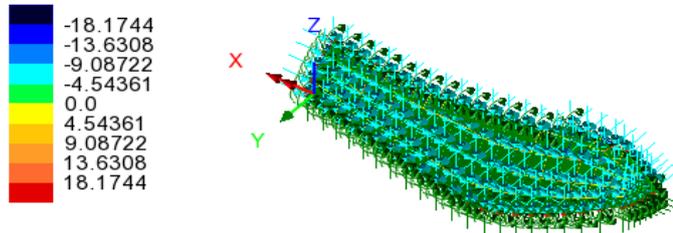
Si riportano i valori dei primi tre moltiplicatori critici per l'instabilità euleriana.

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	2.14185	2.14185	0.124546E-07
2	2.50023	2.50023	0.251154E-05
3	2.93165	2.93165	0.766009E-06

Anche in questo caso la combinazione 2 conduce a minori tensioni e a carichi critici più elevati rispetto alla combinazione 1.

THIN SHELL spessore 19mm

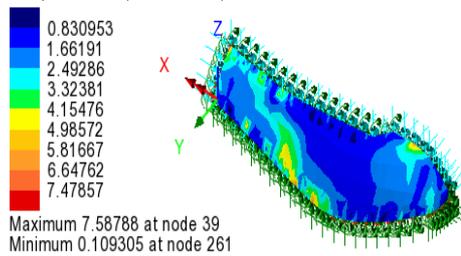
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress - Thick 3D Beam
 Component: Sx(Fx, My, Mz) (Units: N/mm²)



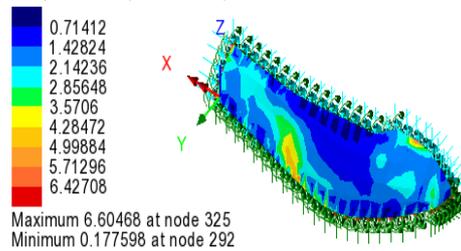
✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.

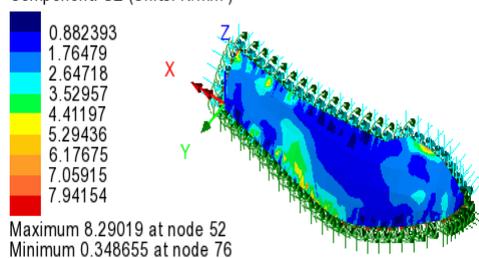
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (top) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (middle) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: foro effettivo-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (bottom) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



- ✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Nel passaggio dall'elemento *thin* all'elemento *thick* si riscontrano valide le stesse osservazioni fatte in precedenza.

Vento in compressione

Sono state effettuate le medesime verifiche del caso in depressione; è stato controllato che le tensioni sia del vetro che dell' acciaio fossero nel loro *range* di resistenza (sia con elementi *thin shell* che *thick shell*) sia in assenza che in presenza di foro.

Si riportano i risultati dell'analisi d'instabilità euleriana.

SENZA FORO

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.74559	1.74559	0.312265E-08
2	3.23876	3.23876	0.908291E-06
3	3.32863	3.32863	0.165636E-05

INSERIMENTO FORO

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	2.13034	2.13034	0.459159E-08
2	2.53916	2.53916	0.154900E-07
3	2.95311	2.95311	0.224599E-05

Osservazioni:

- L'inserimento del foro è positivo rispetto all'instabilità euleriana.
- Se il vento è in compressione è più pericoloso.

4.4.4.2. Combinazione 3 (accidentale)

Si verifica che lo spessore dei pannelli scelto, da considerazioni fatte dopo aver sottoposto la struttura al solo carico verticale (che è quello preponderante) con la combinazione 1, sia ugualmente adeguato per la combinazione accidentale.

Carichi verticali: 40KN per nodo

Carichi orizzontali: 7,3KN per nodo

Essendo il vento distribuito principalmente in direzione Nord Ovest si scompone il carico orizzontale in direzione x e in direzione y ipotizzando un angolo di 45°.

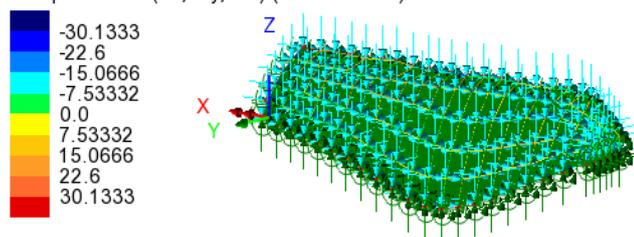
Nel caso di vento in compressione si applica un carico in direzione x pari a 5,2 KN e in direzione y pari a -5,2 KN. Nel caso di vento in depressione si applica un carico in direzione x pari a -5,2 KN e in direzione y pari a 5,2 KN.

Vento in depressione

SENZA FORO

THIN SHELL spessore 19mm

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1
Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
Entity: Stress - Thick 3D Beam
Component: Sx(Fx, My, Mz) (Units: N/mm²)

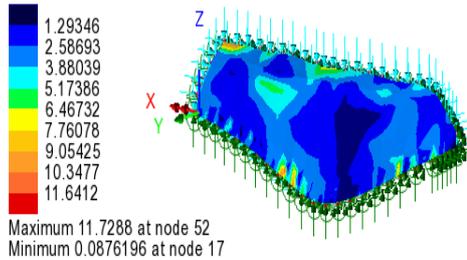


✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

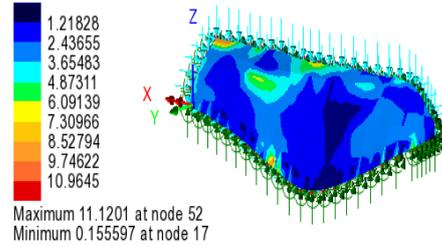
Questa è la combinazione in cui le aste, utilizzando l'elemento *thin shell* per i gusci, sono più sollecitate.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.

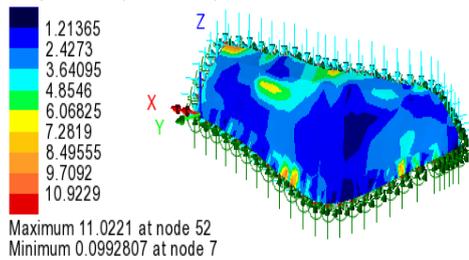
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (top) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (middle) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



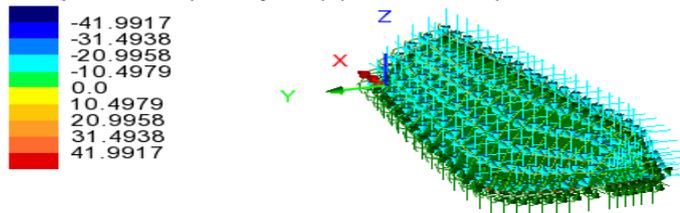
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: thinshell t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress (bottom) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/mm²)



✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

THICK SHELL spessore 19mm

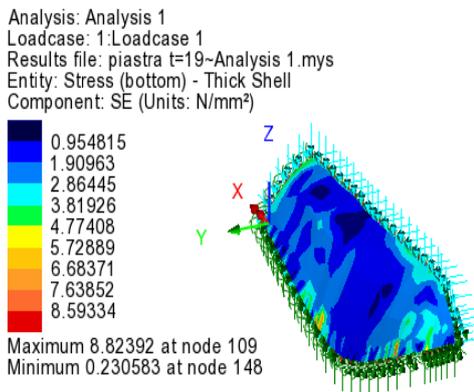
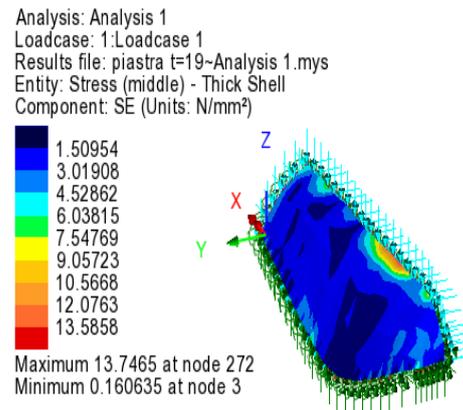
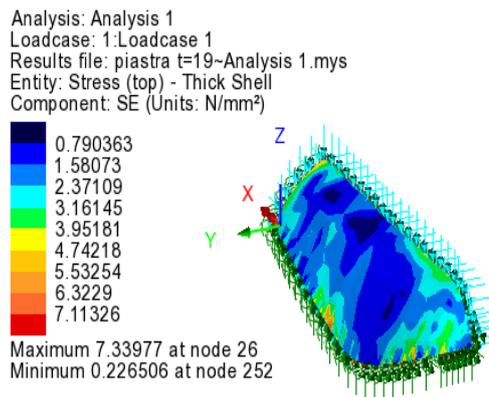
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: piastra t=19-Analysis 1.mys
 Entity: Stress - Thick 3D Beam
 Component: Sx(Fx, My, Mz) (Units: N/mm²)



✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Questa è la combinazione in cui le aste, utilizzando l'elemento *thick shell* per i gusci, sono meno sollecitate.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.



✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

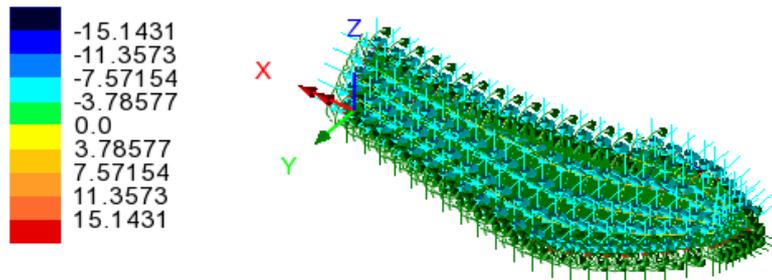
Si riportano i valori dei primi tre moltiplicatori critici per l'instabilità euleriana.

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.92812	1.92812	0.424758E-08
2	2.27372	2.27372	0.511392E-05
3	2.41150	2.41150	0.782830E-05

INSERIMENTO FORO

THIN spessore 19 mm

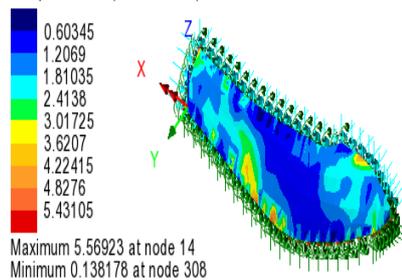
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1
Results file: foro effettivo~Analysis 1.mys
Entity: Stress - Thick 3D Beam
Component: Sx(Fx, My, Mz) (Units: N/mm²)



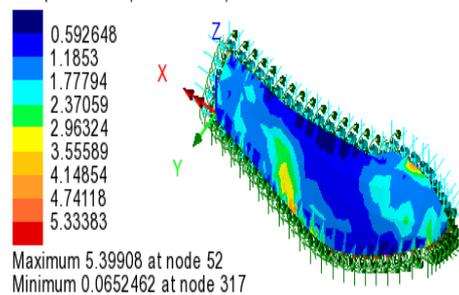
✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

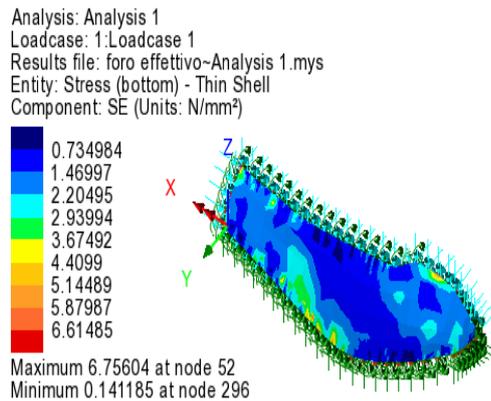
Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1
Results file: foro effettivo~Analysis 1.mys
Entity: Stress (top) - Thin Shell
Component: SE (Units: N/mm²)



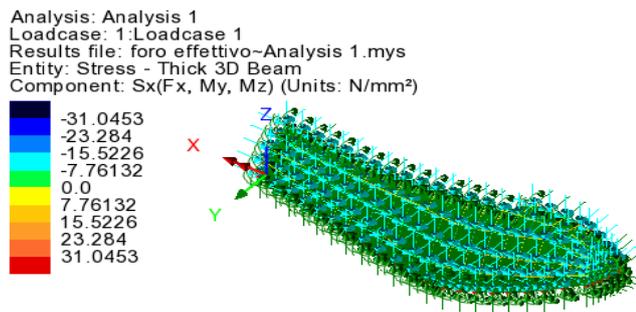
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1
Results file: foro effettivo~Analysis 1.mys
Entity: Stress (middle) - Thin Shell
Component: SE (Units: N/mm²)





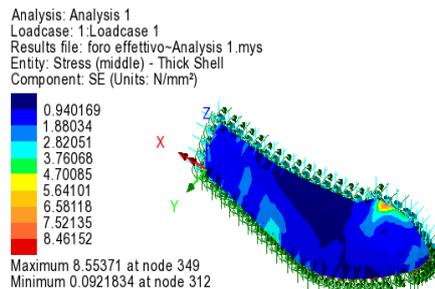
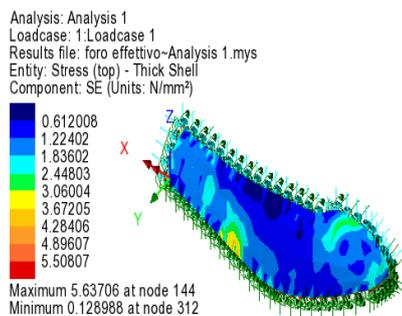
✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

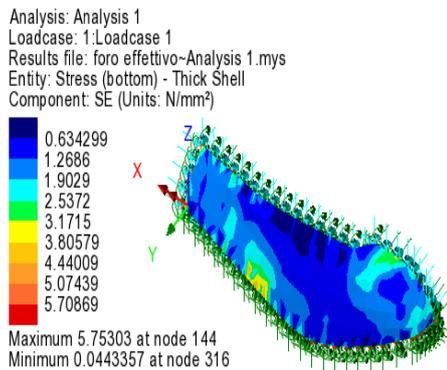
THICK spessore 19 mm



✓ Le tensioni sull'acciaio risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Si riporta il *Contour* delle tensioni all'interno del guscio (*top, middle, bottom*) in modo da poter osservare quali sono le zone sottoposte alle tensioni maggiori.





✓ Le tensioni sul vetro risultano inferiori alla resistenza del materiale.

Per quanto riguarda il passaggio dall'elemento *thin shell* all'elemento *thick shell* si possono fare le stesse considerazioni; l'unica differenza riscontrata è nelle tensioni a livello superiore del guscio (in questo caso si riscontra un piccolo aumento).

Si riportano i valori dei primi tre moltiplicatori critici per l'instabilità euleriana.

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	2.36740	2.36740	0.679499E-08
2	2.88738	2.88738	0.218258E-07
3	3.53311	3.53311	0.238096E-05

Vento in compressione

Sono state effettuate le medesime verifiche del caso in depressione; è stato controllato che le tensioni sia del vetro che dell'acciaio fossero nel loro range di resistenza (sia con elementi *thin* che *thick shell*) sia in assenza che in presenza di foro.

Si riportano i risultati dell'analisi d'instabilità euleriana.

SENZA FORO

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.85893	1.85893	0.318684E-08
2	2.28619	2.28619	0.529355E-08
3	-2.56323	-2.56323	0.117925E-08

INSERIMENTO FORO

MODE	EIGENVALUE	LOAD FACTOR	ERROR NORM
1	1.90878	1.90878	0.342327E-08
2	-2.41636	-2.41636	0.187301E-05
3	2.84930	2.84930	0.440751E-07

Osservazioni:

- Rispetto alla combinazione 1 e alla combinazione 2 le tensioni sono diminuite (tranne nel caso “senza foro” per l’elemento *thin shell*).
- I carichi di collasso euleriano sono maggiori di quelli della Combinazione 1 e minori di quelli della Combinazione 2.
- L’inserimento del foro è positivo rispetto all’instabilità euleriana.
- Se il vento è in compressione è più pericoloso.

4.5. Analisi non lineari

Si effettuano analisi non lineari sia in controllo di forza che in controllo di spostamento.

La combinazione dei carichi presa in considerazione è la Combinazione 1 in quanto risulta la più gravosa, mentre, la soluzione progettuale esaminata è quella che prevede i controventi.

La deformata statica è stata il mezzo per la scelta di un punto rappresentativo della potenziale instabilità. Come si può notare dalla figura 79 è presente una zona in con uno spiccato imbozzamento.

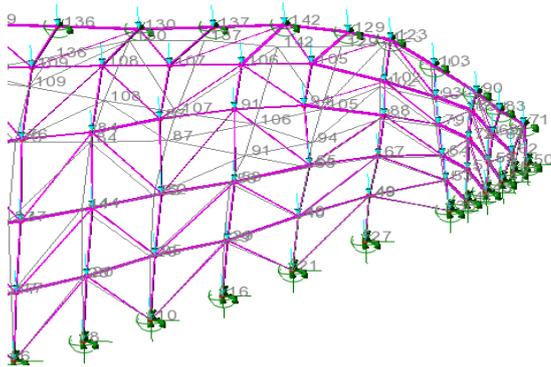


Figura79: zoom deformata statica

Il nodo scelto per l'analisi è il nodo 91. In figura 80 il nodo in esame è evidenziato con un pallino rosso per rendere per facilitare la sua individuazione.

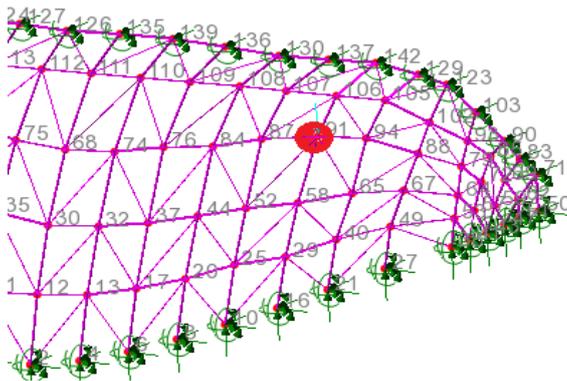


Figura80: collocazione nodo

E' stata effettuata un'analisi in controllo di forza con e senza imperfezioni e successivamente un'analisi in controllo di spostamento.

4.5.1. Analisi in controllo di forza senza imperfezioni

Analisi 2

Partendo dalla struttura non deformata, si applica un carico crescente.

I parametri imposti per eseguire questo tipo di analisi sono i seguenti:

Nonlinear & Transient

Nonlinear

Incrementation: Automatic

Starting load factor: 1.0E-3

Max change in load factor: 5.0E-3

Max total load factor: 3.87

Adjust load based on convergence

Iterations per increment: 4

Geostatic step

Time domain

Consolidation

Initial time step: 0.0

Total response time: 100.0E6

Automatic time stepping

Solution strategy

Same as previous loadcase

Max number of iterations: 12

Residual force norm: 0.1

Incremental displacement norm: 1.0

Incremental LUSAS file output

Same as previous loadcase

Output file: 1

Plot file: 1

Restart file: 0

Max number of saved restarts: 0

Log file: 1

History file: 1

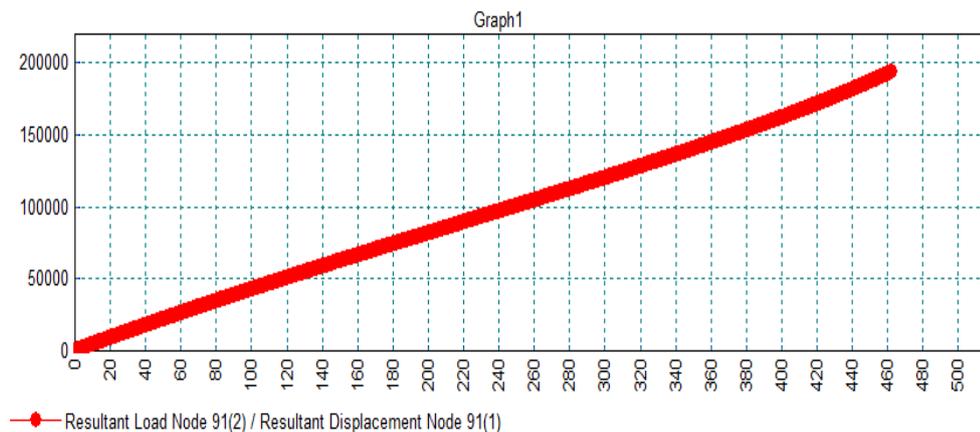
Common to all

Max time steps or increments: 0

OK Cancel Help

Figura 81: parametri per analisi non lineari in controllo di forza

Attraverso l'opzione *Graph Wizard* si ottiene graficamente l'andamento del carico risultante rispetto allo spostamento risultante sul nodo 91.



4.5.2. Analisi in controllo di forza con imperfezioni (tipo1)

Analisi 3

A differenza della precedente analisi il punto di partenza non è l'indeformata.

Per simulare un'imperfezione, l'analisi parte dalla configurazione deformata corrispondente alla prima deformata di *buckling* scalata di un fattore 10 (tipo1).

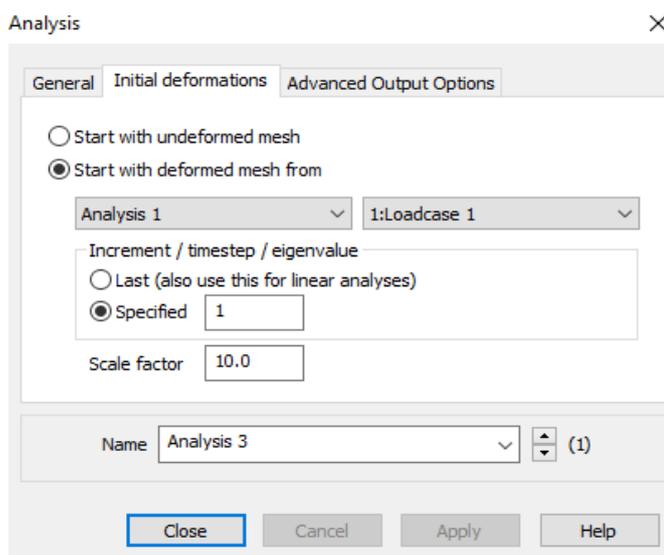
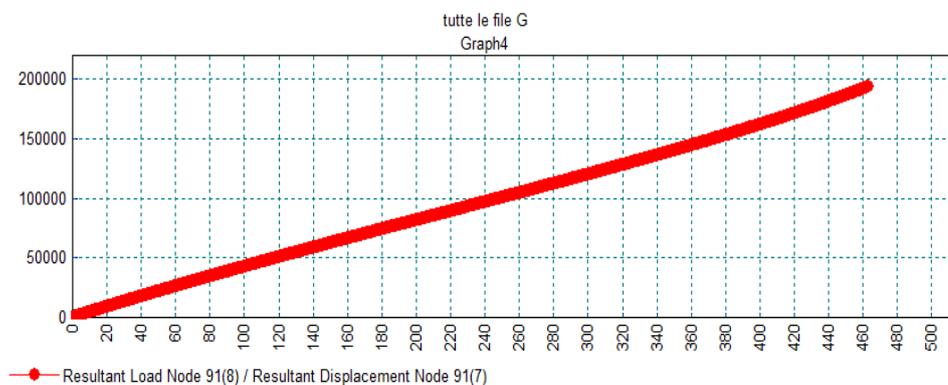


Figura82: deformata di partenza per l'analisi 3.

Anche in questo caso attraverso l'opzione *Graph Wizard* si ottiene graficamente l'andamento del carico risultante rispetto allo spostamento risultante al nodo 91.



Come si può notare dalla figura 83, il tipo di imperfezione imposta non comporta nessun cambiamento.

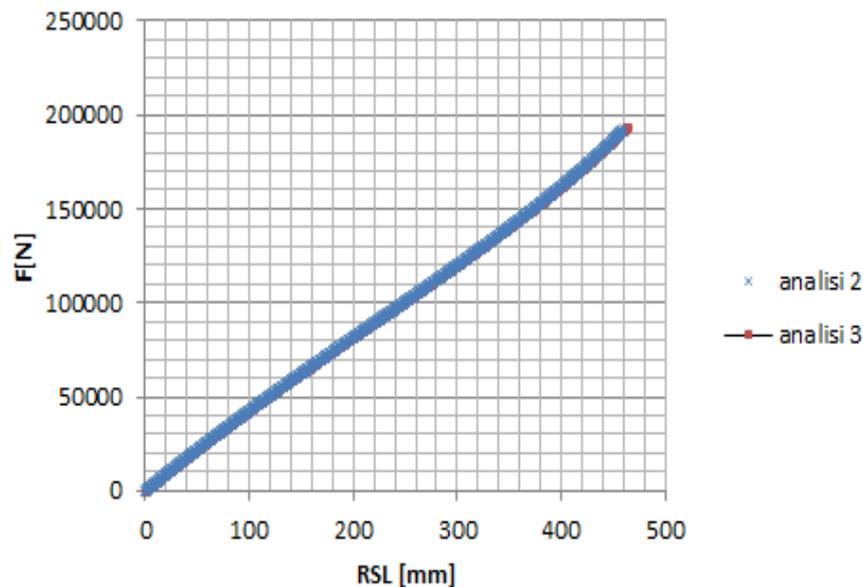


Figura 83: grafico forza-spostamento (con e senza imperfezioni)

4.5.3. Analisi in controllo di spostamento con imperfezioni (tipo1).

Analisi 4

Partendo dalla prima deformata di *buckling* scalata di un fattore 10 (imperfezione tipo1) s'impone uno spostamento incrementale con valore massimo 650 mm.

Per l'indagine d'instabilità si ricerca uno spostamento che sia il più svantaggioso possibile per la struttura in esame. Generalmente la direzione più svantaggiosa è quella perpendicolare alla superficie di appartenenza del nodo. Nel punto in esame confluiscono quattro superfici e ciascuna di esse ha un'orientazione diversa, quindi il concetto di ortogonalità risulta non applicabile. Si osserva attraverso varie prove qual è l'orientazione più sfavorevole.

Si crea un sistema di riferimento locale sul punto in modo tale da gestire con più facilità la direzione dello spostamento imposto.

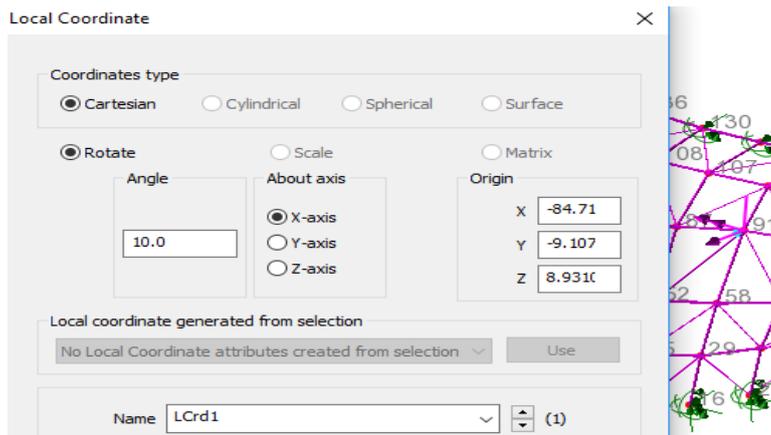
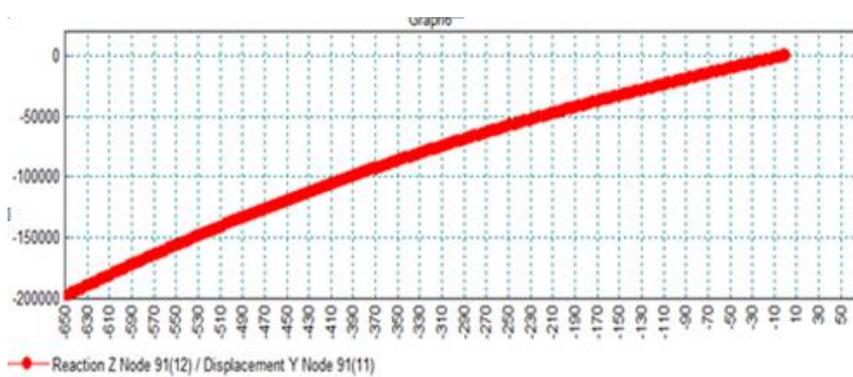


Figura 84: coordinate S.R. locale con origine nel punto 91

Si esegue un'analisi non lineare e si plotta l'andamento della reazione lungo z nel sistema di riferimento globale rispetto allo spostamento risultante che, a causa del carico (sotto forma di spostamento imposto) corrisponde allo spostamento dy del sistema di riferimento locale.



A questo punto attraverso un'inversione di segno si passa dalle reazioni alle forze.

4.5.4. Confronto delle analisi (4.5.1.-4.5.2.-4.5.3.)

Nel grafico seguente (figura 85) sono presenti tutte le analisi eseguite.

L'analisi 2 e l'analisi 3, corrispondenti rispettivamente alle analisi in controllo di forza con e senza imperfezioni, si sovrappongono.

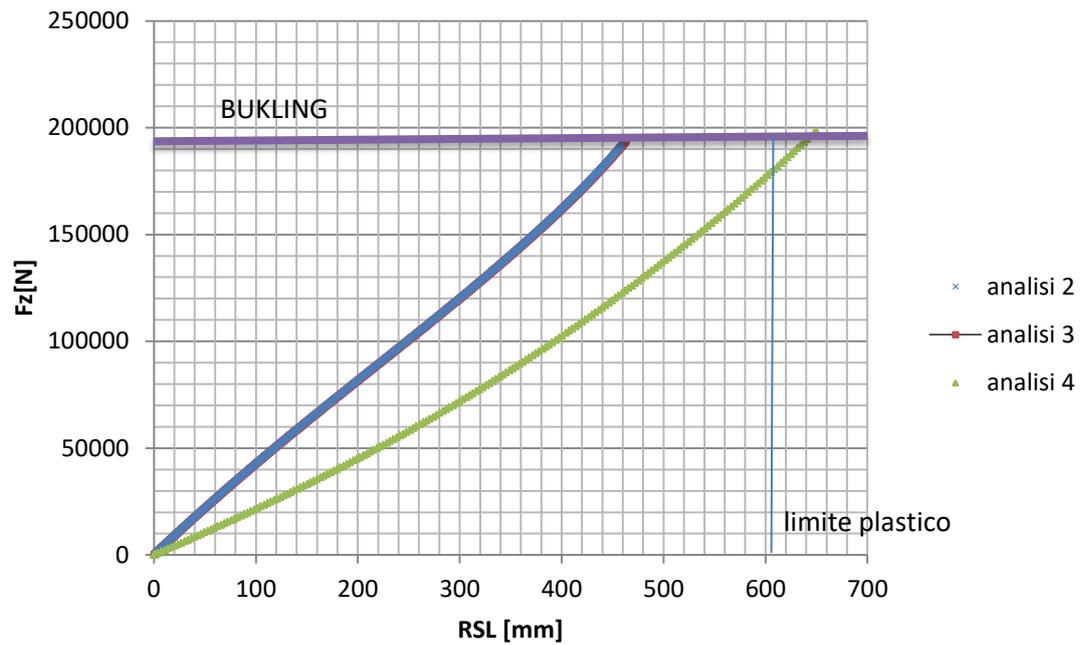
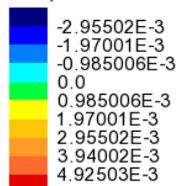


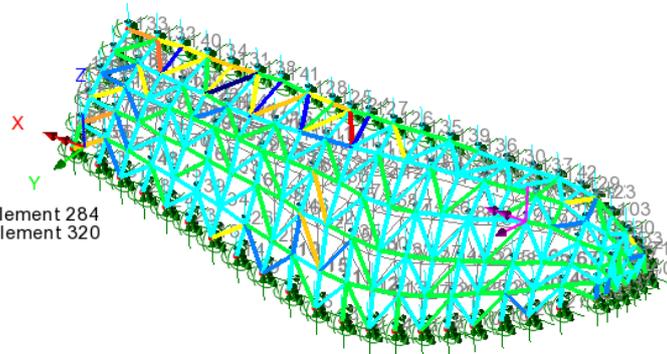
Figura 85: grafico riassuntivo

Il loro andamento non mostra fenomeni d'instabilità, bensì un irrigidimento della struttura. E' presente, infatti, una seppur lieve concavità verso l'alto (*tension stiffening*). Inoltre, dall'osservazione degli *step* dell'analisi in controllo di forza (sia senza che con imperfezioni) si riscontra che le deformazioni corrispondenti sono al di sotto della deformazione di snervamento dell'acciaio.

Analysis: Analysis 3
 Loadcase: 777: Loadcase 3, Increment 777 Load Factor = 3.87482
 Results file: tutte le file G50x125x10 - riprovo - (funziona)-Analysis 3.mys
 Entity: Strain - Thick 3D Beam
 Component: Ex

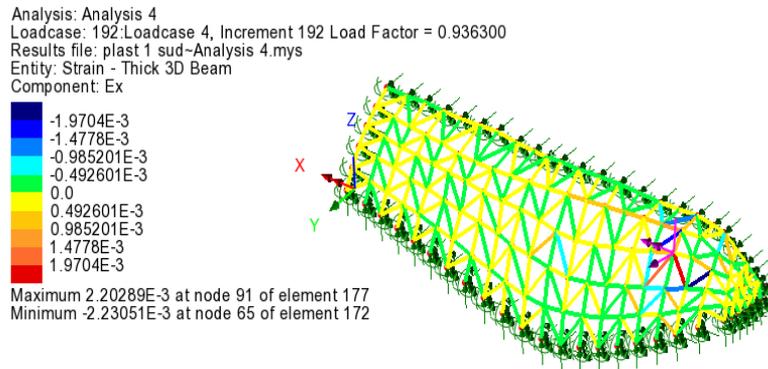


Maximum 5.51996E-3 at node 124 of element 284
 Minimum -3.34509E-3 at node 122 of element 320



L'analisi 4, corrisponde all'analisi in controllo di spostamento; anche in questo caso non sono presenti fenomeni di instabilità.

Inoltre, dall'osservazione degli *step* dell'analisi in controllo di spostamento, se s'ipotizza una deformazione di snervamento per l'acciaio pari all'1,96 per mille, si rileva una plasticizzazione al fattore di carico pari a 0,936.



Dal grafico riassuntivo delle varie analisi emerge che, se si effettuano analisi in controllo di forza il carico critico è quello di *buckling*.

In controllo di spostamento, invece, il carico critico è leggermente minore poiché interviene la plasticizzazione.

Si eseguono le stesse analisi considerando la medesima imperfezione ma con un fattore di scala raddoppiato (pari a 20). Si ottengono gli stessi andamenti (a meno di lievissime variazioni) e di conseguenza lo stesso grafico riassuntivo.

Capitolo V. Conclusioni

I fenomeni di instabilità sono eventi di fondamentale importanza per una completa conoscenza del comportamento strutturale delle opere civili.

La struttura presa in esame soffre di un particolare fenomeno d'instabilità denominata "euleriana" (*buckling*) la quale, tipicamente, (ma non in maniera esclusiva) si presenta in tali strutture reticolari-spaziali (c.d. "*grid shell*").

Al fine di addivenire a tale conclusione, il metodo utilizzato per il presente lavoro si è sviluppato attraverso la creazione di un modello avente come caratteristica l'assoluta sostenibilità economica e ambientale (tramite la *ricerca di forma*⁷³), ovvero realizzabile attraverso un uso ottimale, e dunque minimo, dei materiali da costruzione e, successivamente, adottando due diverse soluzioni progettuali tali da permettere allo stesso di rispondere positivamente a differenti combinazioni di carico. Da ultimo ciascuna di tali due soluzioni è stata sottoposta a diverse tipologie di analisi (v. cap. IV) volte a evidenziare eventuali criticità.

Nello specifico, la prima soluzione ha previsto l'utilizzo di controventi in acciaio, mentre la seconda l'uso di pannelli in vetro.

A seconda della soluzione progettuale che adottata, si riscontrano vantaggi e svantaggi.

Nel caso di utilizzo dei pannelli si riscontrano minori tensioni sulle aste; per contro, però, si rilevano moltiplicatori dei carichi critici di gran lunga più bassi rispetto alla soluzione che prevede i controventi. L'utilizzo dei pannelli comporta dunque una maggior predisposizione rispetto all'instabilità euleriana.

Un'altra caratteristica interessante, relativa al comportamento strutturale, riguarda il modo in cui si manifesta l'instabilità euleriana in base alla soluzione progettuale scelta.

⁷³ Si sottolinea che, nella ricerca di forma, si è avuto come obiettivo quello di creare un sistema funicolare che risultasse quanto più fedele alla struttura oggetto del caso studio, la quale presenta caratteristiche geometriche particolarmente complesse e di difficile realizzazione.

Se si utilizzano controventi, l'instabilità euleriana, si manifesta come un'instabilità globale (sincrona). Al contrario, con l'impiego dei pannelli l'instabilità euleriana si manifesta come un'instabilità locale (progressiva). Emerge dunque che, se per un verso l'utilizzo dei controventi conduce verso l'instabilità euleriana con carichi più alti, è anche vero che una volta giunti a quei carichi ne viene coinvolta l'intera struttura.

L'analisi della copertura in esame ha mostrato che la stessa non soffre di fenomeni d'instabilità quali lo *snap-through* e lo *snap-back*. Si evitano in questo modo fenomeni che possono abbassare il carico critico effettivo.

La ricerca, le analisi e i risultati di cui sopra dimostrano ancora una volta l'importanza della conoscenza dei fenomeni d'instabilità strutturale ai fini di una corretta progettazione.

Bibliografia

Adriaenssens S., Gabriele S., Varano V., Tomasello G. Modal funicularity of shell structure , IASS2017.

Bushnell D., Buckling of shells-pitfall for designers, in <<AIAA Journal, Vol. 19, 1981.

Crisfield M.A., A fast incremental/ iterative solution procedure that handles “snap-through”, in <<Computers&Structures>>, Vol. 13,pp. 55-62.

Douthe C., Baverel O., Caron J.-F., Form finding of a grid shell in composite materials, IASS 2006.

Frey H., Reiser B., Ziegler R., Yas Island Marina-Hotel – Pole Position in Abu Dhabi.

Hellweg H.-B. e Crisfield M.A., A new arc-length method for handling sharp snap backs, in Computers & Structures , Vol. 66, 1998, pp.705-709.

Musumeci S., Struttura ed architettura. L’Industria Italiana del Cemento, 1980; 10; 771-786.

Paoli C., Past and Future of Grid Shell Structure, 2007.

Pottman H. - Geometry and new and future spatial patterns, Architectural Design, 2009-Wiley Online Library.

Schober H., Aff.M.ASCE, S. Justiz and Tama H., Speed and Grace, Civil Engineering 2011.

Takeuchi T., Okada K., Ogawa T., Seismic response evaluation of freeform lattice shell roof using amplification factors, IASS 2017.

Thompson J. M.T., The elastic Instability of a Complete Spherical Shell ,in The Aeronautical Quarterly, Vol. XIII, 1962.

Vassallo M., Malek S., Design and Structural Analysis for a Deployable Grid Shell Shelter, IASS 2017.

J.Yan, F.Qin, Z. Cao, F. Fan, Y.L. Mo. Mechanism of coupled instability of single-layer reticulated domes. Engineering Structures, 2016.

Sitografia

<https://www.bing.com/images/search?q=immagini%20mannhein%20multihalle%20frei%20otto&qsn=&form=QBIR&sp=-1&pq=immagini%20mannhein%20multihalle%20frei%20otto&sc=0-38&sk=&cvid=8A15DB3808CB4BE098F02BA32833E06D>

<https://www.bing.com/images/search?q=mannheim%20multihall%20frei%20otto&qsn=&form=QBIR&sp=-1&pq=mannheim%20multihall%20frei%20otto&sc=0-28&sk=&cvid=2E81E58AFCF249ECAECE876BC2A4E89E>

<https://www.bing.com/images/search?q=japan%20pavilion%20ban%20happold%202000&qsn=&form=QBIR&sp=-1&pq=undefined&sc=0-31&sk=&cvid=C921A45E69854C09AEEC41EBD9A03DA8>

[https:// seele.com](https://seele.com)

https://www.bing.com/images/search?view=detailV2&ccid=%2fY6RHhoY&id=28AA33B93F0E7BD50414F8F6A63578CA5E71B60A&thid=OIP._Y6RHhoYozelwkz36vVPDQHaE8&q=yas+hotel+abu+dhabi&simid=608024335989870585&selectedIndex=211&ajaxhist=0

www.archdaily.com

<https://www.bing.com/images/search?q=i+yas+hotel+&qsn=&form=QBIRMH&sp=-1&pq=i+yas+hotel+&sc=3-19&sk=&cvid=DD9E730C041D4DCDB8FA8555F54407C1>

<https://www.yasmarinacircuit.com/en/corporate/>

<http://www.extravaganzi.com/wp-content/uploads/2009/12/yas-hotel-2.jpg>

<https://www.area-arch.it/yas-hotel/>

<http://tracce.morettispa.it/wp-content/uploads/2011/11/Yas-hotel-Asymptote-esterno4.jpg>

billingsjackson.com/projects/node-housing

https://www.arpae.it/cms3/documenti/simc/2012/scala_beaufort_del_vento.pdf

https://it.windfinder.com/windstatistics/abu_dhabi

<https://law.resource.org/pub/us/cfr/ibr/003/asce.7.2002.pdf>

http://www.viaggiatori.net/turismoestero/Emirati_Arabi_Uniti/clima/Abu_Dhabi

<https://www.3bmeteo.com/giornale-meteo/tempesta-di-vento-e-pioggia-ad-abu-dhabi--video-91873>

<https://www.bing.com/images/search?view=detailV2&ccid=GeAA0rDJ&id=9115F91F0AD037627E9F23CD2DA94AE2419A7F42&thid=OIP.GeAA0rDJxcx8UepnK5f51QHaE8&q=yas+abu+dhabi+immagini&simid=608009325104791848&selectedIndex=94&ajaxhist=0>