

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile, indirizzo Strutture (classe LM-23)

Tesi di Laurea Magistrale

**Strutture modulari per scenari di emergenza e spazi espositivi
temporanei e permanenti**



Relatori

firma del relatore (dei relatori)

Prof. Manuello Amedeo Bertetto

.....

Ing. Masera Davide

.....

Candidato

Pietro Ughettini

Ai miei genitori, i miei primi sostenitori ...

*“Non hai veramente capito
qualcosa fino a quando non sei in grado di
spiegarla a tua nonna”*

A. Einstein

Indice.....	3
Introduzione.....	6
1. Panoramica sugli eventi calamitosi degli ultimi 15 anni e soluzioni adottate	8
1.1 Tsunami in Sri Lanka del 2004	8
1.2 Uragano Katrina	10
1.3 Ciclone Sidr in Bangladesh del 2007.....	13
1.4 Terremoto Abruzzo del 2009.....	14
1.5 Terremoto di Haiti.....	27
1.6 Inondazioni in Pakistan nel 2010	30
1.7 Terremoto/Tsunami in Giappone del 2011	32
1.8 Tornado in Oklahoma del 2013.....	34
1.9 Conflitti nel Middle East e nell’Africa sub-Sahariana.....	35
1.10 Terremoto in Nepal del 2015	37
1.11 Analisi qualitativa e quantitativa delle strutture esistenti.....	39
2. Concept design della struttura e scelta del materiale.....	40
2.1 Concept design.....	40
2.2 Elenco di materiali potenzialmente idonei al progetto.....	41
2.3 Scelta del materiale	53
3. Scenario di progetto	58
3.1 Peso proprio	58
3.2 Carichi variabili.....	59
3.3 Vento.....	60
3.4 Neve	68
3.5 Azione sismica.....	73
4. Soluzione progettuale 1.....	84
4.1 Progettazione della sezione	84
4.2 Divisione delle sezioni in blocchi	85
4.3 Creazione del modello	86
4.4 Analisi strutturale.....	95
4.5 Progettazione dei cavi di precompressione	100
4.6 Definizione dei vincoli strutturali.....	113

4.7	Valutazione del volume occupato per il Packaging	118
4.8	Valutazioni generali sulla struttura e criticità	124
5.	Soluzione progettuale 2.....	126
5.1	Concept design della struttura	126
5.2	Creazione del modello	136
5.3	Analisi di resistenza	141
5.4	Analisi di deformabilità	143
5.5	Analisi di Buckling	150
5.6	Analisi sismica.....	153
5.7	Analisi termica	154
5.8	Riepilogo dei risultati	157
5.9	Definizione dei vincoli strutturali.....	158
5.10	Progetto della pavimentazione	168
5.11	Fasi costruttive della struttura	182
5.12	Valutazione del volume occupato per il Packaging	183
5.13	Valutazione del costo della struttura	188
5.14	Valutazioni generali sulla struttura e criticità	191
6.	Conclusioni.....	192
7.	Bibliografia	194
8.	Sitografia	194

Introduzione

I cambiamenti climatici e gli eventi naturali sono una costante delle nostre vite. Nel corso della sua storia l'uomo ha dovuto fronteggiare tante catastrofi naturali malgrado la sua impotenza di fronte alle stesse. L'aspetto più pericoloso è sicuramente legato alla mancanza di controllo, ovvero alla completa aleatorietà dell'evento, dettata dall'assenza di informazioni pertinenti l'intensità, la durata o l'intervallo temporale in cui questo verrà a svolgersi.

Tutto ciò che l'uomo può fare è cercare degli strumenti e delle strategie utili a garantire la sua sopravvivenza e ripristinare nel più breve tempo possibile la normalità del vivere civile delle collettività colpite dagli eventi. Notevoli e numerosi sono le invenzioni e gli accorgimenti che l'uomo è stato in grado di sviluppare nel corso degli anni per far fronte alle calamità naturali. Oltre ad aver ottenuto una discreta capacità previsionale nei confronti degli eventi naturali e climatici, l'attenzione maggiore è stata rivolta all'incrementare la robustezza delle strutture, ovvero aumentare la capacità delle costruzioni a redistribuire le sollecitazioni indotte da un evento improvviso, ad incrementare gli strumenti di difesa nei confronti dell'evento e la sua capacità di adattamento alla situazione immediatamente successiva allo svolgimento dello stesso.

Ponendo l'attenzione su quest'ultimo punto, risulta necessario fare quindi riferimento alla vasta gamma di strutture e ripari di emergenza che l'uomo è stato in grado di brevettare col passare del tempo.

Nel seguente studio si procede con un'ampia panoramica sulle soluzioni adottate dall'uomo e oggi note, evidenziandone i fattori positivi e quelli negativi e fissando in particolare l'attenzione sui costi e sui tempi di realizzazione e di impiego delle stesse. Si opera un confronto a livello qualitativo e quantitativo, facendo evidenza dei punti critici delle citate strutture.

L'obiettivo del seguente studio è quello di realizzare una struttura di emergenza che riesca ad eccellere in tutti quegli aspetti più critici delle soluzioni già esistenti.

Il rifugio di emergenza punta ad essere una soluzione ottimale in termini di prestazioni garantite, tempi di realizzazione, tempi di impiego e capacità di mantenere le proprie funzioni a lungo termine, con l'obiettivo di ridurre al minimo i costi e l'impatto ambientale, cercando di massimizzare il comfort abitativo e l'impatto estetico e, come detto, garantire nel più breve tempo possibile il ripristino della normalità del vivere civile delle collettività colpite dagli eventi.

L'aspetto da evidenziare, però, risulta essere quello costruttivo : il rifugio d'emergenza sarà una struttura veloce e semplice da costruirsi, anche da parte di utenti con nulle conoscenze o esperienze in ambito costruttivo. Questo rende la struttura versatile e universale, perché impedisce che l'utilizzo sia ristretto ad un'élite di esperti, ma la rende anche appetibile, riducendo i tempi di trasporto e quindi garantendo una edificabilità in loco. Edificabilità garantita dalla modularità del rifugio, che sarà realizzato mediante semplice assemblaggio di blocchi leggeri, quindi movibili praticamente da chiunque, che andranno opportunamente posizionati e vincolati reciprocamente seguendo le linee guida che saranno riportate sul foglio illustrativo utile al montaggio.

In conclusione, i punti di forza della nostra struttura saranno la facilità nel montaggio, la minimizzazione dei tempi di edificabilità e annullamento dei tempi di trasporto, minimizzazione dell'impatto ambientale e ottimizzazione strutturale garante del comfort abitativo e di un apprezzabile impatto estetico.

1. Panoramica sugli eventi calamitosi degli ultimi 15 anni e soluzioni adottate

Nel seguente capitolo vengono riportate numerose informazioni legate ad avvenimenti catastrofici per causa naturale e/o sociale che si sono verificati negli ultimi 15 anni. Gli eventi sono riportati in ordine cronologico e descritti dal punto di vista storico. Ad ogni evento segue la descrizione delle soluzioni di emergenza strutturali adottate. Alla fine del capitolo si effettuano delle considerazioni riguardo i pregi e i difetti delle soluzioni esposte. Si procede inoltre ad un confronto dal punto di vista economico.

1.1 Tsunami in Sri Lanka del 2004

Il maremoto dell'Oceano Indiano e della placca indo-asiatica del 26 dicembre 2004 è stato uno dei più catastrofici disastri naturali dell'epoca moderna, che ha causato centinaia di migliaia di morti. Ha avuto la sua origine e il suo sviluppo nell'arco di poche ore in una vasta area della Terra: ha riguardato l'intero sud-est dell'Asia, giungendo a lambire le coste dell'Africa orientale, destando per questo, insieme all'ingente numero di vittime, notevole impressione tra i mezzi di comunicazione e in generale nell'opinione pubblica al mondo.

L'evento ha avuto inizio alle ore 07:58:53 UTC+7 (le 00:58:53 UTC) del 26 dicembre 2004 quando un violentissimo terremoto, con una magnitudo di 9,1, ha colpito l'Oceano Indiano al largo della costa nord-occidentale di Sumatra (Indonesia), per una durata totale di 8 minuti.

Tale terremoto è risultato il terzo più violento degli ultimi sessant'anni, dopo il sisma che colpì Valdivia in Cile il 22 maggio del 1960 e quello dell'Alaska del 1964, rispettivamente con magnitudo 9,5 e 9,2. Esso ha provocato centinaia di migliaia di vittime, sia direttamente sia attraverso il conseguente maremoto manifestatosi attraverso una serie di onde anomale alte fino a quindici metri che hanno colpito sotto forma di giganteschi tsunami vaste zone costiere dell'area asiatica tra i quindici minuti e le dieci ore successive al sisma.

Gli tsunami hanno colpito e devastato parti delle regioni costiere dell'Indonesia, dello Sri Lanka, dell'India, della Thailandia, della Birmania, del Bangladesh, delle Maldive, giungendo a colpire le coste della Somalia e del Kenya (ad oltre 4.500 km dall'epicentro del sisma).

Si stima che 270.000 persone siano morte in quegli eventi, di cui circa un quarto bambini.

Post-Tsunami Kirinda Project

Uno stimolante progetto di soccorso in caso di calamità dalla mente di Shigeru Ban, queste case sono state costruite in terra di mattoni e legno di alberi di gomma di provenienza locale. 100 di queste piccole case sono state costruite dopo uno tsunami che ha colpito lo Sri Lanka nel 2004.

Lo scopo di Shigeru Ban era di adattare le case al loro clima, utilizzare la manodopera e i materiali locali per portare profitto alla regione e rispondere alle esigenze degli abitanti del villaggio attraverso la consultazione diretta. Ad esempio, cucine e bagni sono inclusi all'interno di ogni casa, come richiesto dagli abitanti del villaggio, ma una zona coperta centrale li separa dagli alloggi, come stabilito dal governo. L'area coperta offre anche uno spazio di intrattenimento da cui le donne possono ritirarsi per mantenere la privacy. Il legno degli alberi di gomma locali è stato utilizzato per le pareti divisorie e i raccordi, mentre i blocchi di terra compressi sono stati impiegati per i muri esterni.



Figura 1.1 Post-Tsunami Kirinda Project

Tabella 1.1 Caratteristiche del Post-Tsunami Kirinda Project

PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Scarso comfort	Terra di mattoni
Superficie : 40-60 mq		Legno di alberi di gomma
Leggerezza		
Rapidità e facilità di installazione		
Non necessita di opere di fondazione		
Costruzione standard		
Impiego abitativo esteso		
Basso costo (circa 2000 euro)		
Isolamento termico		

1.2 Uragano Katrina

Dalla povertà alla ricchezza, da Haiti agli Stati Uniti. I disastri naturali non fanno distinzione di genere, disponibilità economica e razza. New Orleans ancora ricorda la paura e il terrore di quei giorni, tra il 23 e il 30 agosto 2005, causati da uno dei cinque uragani più distruttivi al mondo. Più di ottomila persone hanno perso la vita in quei giorni e i danni stimati furono superiori agli 80 miliardi. Katrina mostrò la fragilità di uno dei paesi più ricchi e avanzati al mondo, mettendo in crisi la presidenza, già duramente criticata dopo gli attacchi dell'11 settembre. Il sistema di prevenzione mostrò la sua inefficacia nel momento in cui l'intera città fu spazzata in un battito di ciglia e finì sotto le acque. A dieci anni dal terribile disastro, sono ancora numerosi gli homeless che non hanno casa, i cittadini che vivono in case in cui sono ancora evidenti i danni dell'uragano.

La roulotte

La roulotte fa parte delle cosiddette unità abitative semoventi, composte cioè di un container adattato ad abitazione e trasportato da un vettore trainante, che può essere incorporato nel veicolo (camper) o esserne separato (roulotte e carrello trainabile attrezzato). In queste abitazioni semoventi lo spazio interno è suddiviso secondo i criteri del minimo ingombro ed in alcuni casi, può essere ampliato mediante il ribaltamento delle pareti, dando luogo a configurazioni diverse. Le roulotte sono state spesso impiegate in tutto il mondo per far fronte a situazioni di emergenza ma, nella maggior parte dei casi, si sono rivelate inadeguate con l'aggravante di costringere interi nuclei familiari a vivere troppo a lungo in spazi angusti, creati per brevi vacanze. L'unico vantaggio che forse le roulotte offrono è dato dalla presenza dell'arredamento, che permette una prima razionale utilizzazione degli spazi; ma i particolari materiali impiegati, scelti in funzione della loro leggerezza, al fine di agevolare il trasporto del rimorchio, pongono sovente in evidenza la loro fragilità. In molti casi si è constatato che i costi per le riparazioni da eseguire per rendere nuovamente fruibile la roulotte, superano notevolmente il suo valore di mercato, con inutile spreco di materiale e di manodopera. Oggi si continua a fronteggiare le emergenze anche con l'impiego di queste abitazioni mobili, così come è avvenuto recentemente, in occasione del disastro provocato dall'uragano Katrina abbattutosi nel 2005 sugli Stati Uniti.

Il problema forse più grave associato alle roulotte è la presenza della formaldeide. L'accensione di impianti di riscaldamento, insieme all'umidità relativa provocata dalla presenza di persone in ambienti chiusi, favorisce il passaggio della formaldeide presente nelle resine, dallo stato solido allo stato gassoso. Questo gas dall'odore pungente, può essere assorbito per via respiratoria ed in minima quantità anche per via cutanea; può determinare

irritazioni a carico delle mucose, dermatiti da contatto e asma bronchiale, nausea, senso di soffocamento, cefalee, ecc. La formaldeide è classificata come Cmr3, ossia “cancerogena, mutagena e tossica per la riproduzione”.



Figura 1.2 Camper e Roulotte di nuova generazione

Tabella 1. 2 Caratteristiche della Roulotte

PRO	CONTRO	Materiali
Mobilità	Scarso comfort	Alluminio
Adattabilità	Impiego abitativo limitato	Vetroresina
Rapidità di intervento	Costo :15.000-20.000 euro	
	Superficie : 15-18 mq	
	Scarsa personalizzabilità	

Mobile home

Le mobile homes sono case costruite interamente in fabbrica su telai con ruote. Esse sono mobili nel senso che possono essere trasportate su strada, ma solo una piccola percentuale trasloca una volta installata. Esse non devono conformarsi ai normali regolamenti edilizi e sono finanziate e tassate come beni mobili. Si affermano negli Stati Uniti come una reale alternativa alla tradizionale casa unifamiliare e già, nel 1975, oltre sette milioni di americani vivono in case mobili che costituiscono il 50% delle case unifamiliari costruite negli Stati Uniti. La mobile home può essere considerata contemporaneamente sia un veicolo, nel momento del trasporto dalla fabbrica al luogo di impiego, sia un’abitazione nel momento dell’uso. Le mobile homes possono essere singole o combinate orizzontalmente e verticalmente. Quelle doppie sono generalmente accostate in modo da raddoppiare la larghezza, lasciando costante la lunghezza, anche se in certi modelli l’accostamento può essere sfalsato, aumentando così la lunghezza totale del manufatto. Dal punto di vista distributivo, la mobile home singola ha una pianta del tutto simile a quella di una roulotte, ma

un ampliamento dello spazio interno può essere ottenuto anche con l'impiego di appendici (*additions*) che vengono aggiunte in testata o lateralmente. Negli Stati Uniti le mobile homes vengono impiegate anche in situazioni di crisi, come nel caso del già accennato uragano Katrina. In quell'occasione il FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) ha inviato anche un gran numero di *mobile homes* per fronteggiare l'emergenza che si è subito rivelata di enormi proporzioni.

Oggi, le problematiche legate alla sostenibilità ambientale ed al risparmio energetico sono dei temi molto ricorrenti anche nell'ambito dell'architettura transitoria e, fortunatamente, non tutti i progettisti che studiano e sperimentano nuove soluzioni in questo campo ricorrono a materiali e tecnologie che non tengono nella giusta considerazione la tutela dell'ambiente.

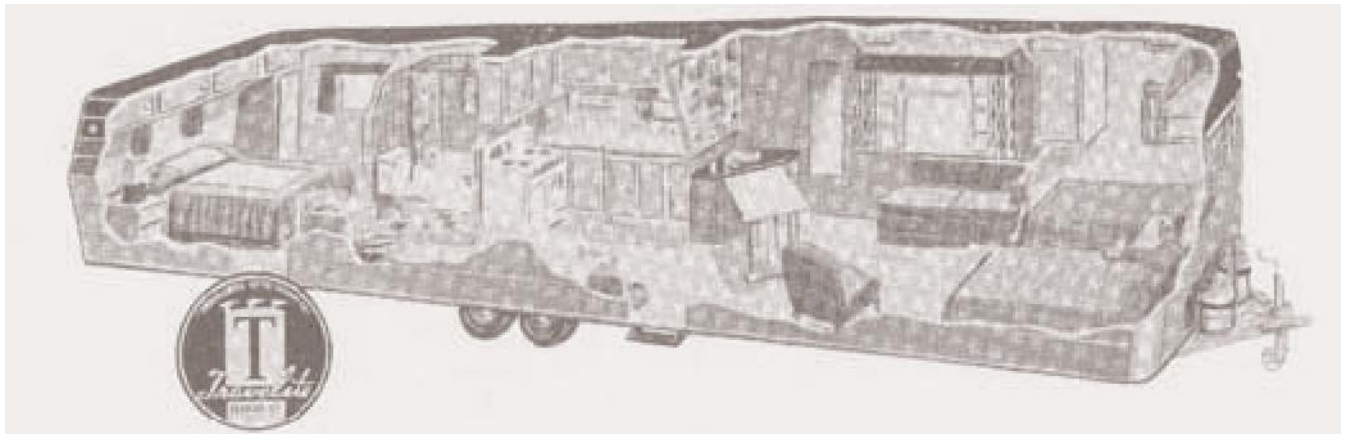


Figura 1. 3 Spaccato assonometrico di una mobile home. (da Prefabbricazione. Case unifamiliari prefabbricate di tutto il mondo, V. Chiaia, Bari 1963).

Tabella 1. 3 Caratteristiche della Mobile Home

PRO	CONTRO	Materiali
Mobilità	Comfort limitato	Compositi
Adattabilità	Costo :20.000 euro	
Rapidità di intervento		
Tassazione da bene mobile		
Superficie adattabile ed estendibile		
Componibilità orizzontale e verticale		
Impiego abitativo esteso		

1.3 Ciclone Sidr in Bangladesh del 2007

Il ciclone Sidr è la quarta tempesta della stagione dei cicloni nel nord dell'Oceano Indiano nel 2007. La mattina del 15 novembre i venti soffiavano a 250 km/h con picchi di 305 km/h. L'evento ha causato evacuazioni di massa in Bangladesh. Almeno 1.100 persone sono morte nella zona delle Sundarbans. Il 9 novembre, una zona di tempo disturbato si è sviluppata a sud-est delle isole Andamane, con una debole circolazione di basso livello nei pressi delle isole Nicobare. Inizialmente, il moderato livello di *wind shear* ha inibito l'organizzazione, mentre un forte deflusso ha aiutato a sviluppare la convezione. Lo shear verticale è diminuito notevolmente e la circolazione è diventata meglio definita, e un'allerta per ciclone tropicale è stata emessa l'11 novembre mentre si trovava a sud delle isole Andamane. Nello stesso periodo, l'India Meteorological Department (IMD) ha designato il sistema come Depressione BOB 09. Il Joint Typhoon Warning Center (JTWC) ha aggiornato la depressione a ciclone tropicale dopo che le stime dei venti indicavano raffiche di 65 km/h. L'IMD ha aggiornato il sistema di Sidr a tempesta ciclonica il 12 novembre. Il sistema si è poi intensificato rapidamente mentre si muoveva verso nord-ovest. La mattina del 15 novembre, il ciclone si è incredibilmente intensificato fino a raggiungere venti di punta di 215 km/h secondo la IMD, e un picco di 250 km/h secondo la JTWC. Ufficialmente Sidr ha toccato terra intorno alle 17:00 UTC il 16 novembre, con venti sostenuti di 215 km/h. Si è indebolito rapidamente dopo l'approdo e l'ultimo avviso è stato emesso alla fine del 16 novembre.

I rifugi anticiclone

Uno dei modi per sottrarsi agli effetti dei cicloni e di altre calamità naturali sono i rifugi anticiclone, costruzioni a un piano sopraelevato in cemento armato, a forma di cuneo per smorzare l'impatto del vento. Nei locali interni, in situazioni di emergenza possono stare in piedi circa 1.500/2.000 persone. In Bangladesh ne sono stati costruiti 2000 ma il governo ne chiede altri 1000. La rete Caritas ne ha realizzati 222 negli anni, di cui 66 finanziati da Caritas italiana.

Tutte le persone hanno riconosciuto che i rifugi anticiclone gli hanno salvato la vita. Hanno anche fatto notare come non ci sono stati casi di morti tra le persone che si sono rifugiate nei rifugi anticiclone. Inoltre i rifugi anticiclone hanno aumentato la loro forza mentale nel far fronte al ciclone e sono stati utili per i lavori di sviluppo comunitario durante l'emergenza.

Tabella 1. 4 Caratteristiche dei rifugi anticiclone

PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Comfort limitato	Cemento armato
Costruzione standard	Scarsa personalizzabilità	
Robustezza	Necessità di opere di fondazione	Costo[euro]
Impiego abitativo esteso	Tempi di costruzione prolungati	171675



Figura 1.4 Rifugio Anticiclone

1.4 Terremoto Abruzzo del 2009

Il terremoto dell'Aquila del 2009 consiste in una serie di eventi sismici, iniziati nel dicembre 2008 e terminati nel 2012, con epicentri nell'intera area della città, della conca aquilana e di parte della provincia dell'Aquila (bassa Valle dell'Aterno, Monti della Laga e Monti dell'Alto Aterno). La scossa principale, verificatasi il 6 aprile 2009 alle ore 3:32, ha avuto una magnitudo momento (MMS) pari a 6.3 (5.8 o 5.9 sulla scala della magnitudo locale), con epicentro alle coordinate geografiche 42°20'51.36"N 13°22'48.4"E ,ovvero in località Colle Miruci, a Roio, nella zona compresa tra le frazioni di Roio Colle, Genzano e Collesfracido, interessando in misura variabile buona parte dell'Italia Centrale. A evento concluso, il bilancio definitivo è di 309 vittime, oltre 1.600 feriti e oltre 10 miliardi di euro di danni stimati.

SAE – Soluzioni Abitative in Emergenza (SAE)

Questa soluzione corrisponde ad una sistemazione a medio periodo destinata alle persone che hanno fatto espressa richiesta per una Sae – Soluzione abitativa in emergenza e che hanno la propria abitazione o inagibile o posta nella zona rossa del Comune di residenza.

Le SAE individuate dal Consorzio prevedono moduli in acciaio e legno da 40, 60 e 80 metri quadri, combinabili tra loro, si tratta sempre di superfici interne nette. Le SAE sono adatte a qualsiasi condizione climatica e studiate per essere fruibili anche da persone disabili. Sono progettate nel rispetto della normativa antisismica e delle leggi in materia di sicurezza, igiene e ambiente. Le SAE sono predisposte inoltre per essere rimosse e recuperate quando non più necessarie. Sono a tutti gli effetti case smontabili e il 60% dei componenti è riutilizzabile. Il loro primo ciclo di vita è di sei anni ma sono destinate a durare in eterno (il CNS garantisce quattro anni di manutenzione) e possono essere spostate altrove per altre eventuali emergenze. Le SAE, interamente Made in Italy, sono completamente arredate compresi gli elettrodomestici. Il solaio di copertura è adatto a sopportare un peso di 300 kg, che rappresenta l'ipotesi più sfavorevole di circa 2 metri di neve, mentre le pareti sopportano una spinta al vento di circa 200kg. Vengono realizzate con puntuale attenzione a tutte le caratteristiche del contenimento energetico, sono dotate di pannelli fonoassorbenti e isolanti che consentono una classificazione energetica in classe A++. Sul solaio è posizionato un pannello solare ad accumulo. Sono dotate di impianto termico autonomo costituito da una caldaia a condensazione e da radiatori in alluminio. Tutti i serramenti, le persiane, prevedono l'oscuramento. C'è una pensilina in legno per dare un ulteriore aspetto particolarmente gradevole a questa soluzione abitativa. L'altezza interna delle SAE è di 2,70 metri, tutte le stanze sono dotate di parquet, anche il bagno.

Tabella 1. 5 Tipologie di moduli SAE

Tipo S.A.E.	Superficie netta [mq] (tolleranza ammessa $\pm 3\%$)	Composizione nucleo familiare [n. persone]
40	40	1-2
60	60	3-4
80	80	5-6



Figura 1.5 Interni del modulo abitativo Sae



Figura 1.6 Visione dall'esterno del modulo abitativo Sae

Come sono fatti i moduli SAE

Numero piani: dovranno poter consentire anche la loro aggregazione in adiacenza e/o su due piani fuori terra, in funzione delle esigenze plano-altimetriche delle aree per l'insediamento delle S.A.E. individuate dalle Amministrazioni interessate dagli eventi calamitosi.

Accessibilità e servizi: dovranno essere dotate di apposite rampe di accesso, di porte e di arredi per servizi igienici e cucina realizzati secondo le vigenti disposizioni di legge in materia e dovranno essere sempre ubicate al piano terra.

Distribuzione spaziale delle Sae: “dovrà essere effettuata, per quanto possibile, tenendo conto delle dimensioni, della forma, dell’andamento planimetrico e dell’orientamento del lotto assegnato secondo i principi della bioclimatica, cercando di sfruttare al meglio il controllo del microclima interno attraverso strategie progettuali passive che minimizzino l’utilizzo di impianti ed ottimizzino l’efficienza degli scambi termici tra edificio e ambiente (quali l’orientamento, l’ombreggiamento estivo anche attraverso l’inserimento di piantumazioni e aree verdi, la ventilazione naturale in funzione della direzione dei venti dominanti, etc.)”, come indica il Capitolato tecnico Sae.

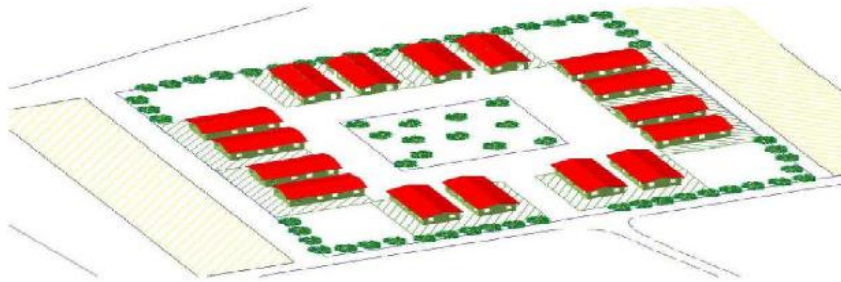


Figura 1.7 Distribuzione spaziale delle SAE

Soluzioni offerte e costi

Sulla base dei requisiti indicati dal bando di gara, le soluzioni abitative prevedono moduli da 40, 60 e 80 metri quadri, adatti a qualsiasi condizione climatica e studiati per essere fruibili anche da persone disabili. Progettati nel rispetto della normativa antisismica e del risparmio energetico, i Sae sono predisposti anche per essere smontati o riconvertiti.

Il prezzo offerto per questa tipologia di abitazione dal Rti primo classificato per il lotto del Centro Italia corrisponde a 1.075 euro a metro quadro; il prezzo del Consorzio Stabile Arcale, secondo classificato, è invece di 1.067 euro a metro quadro, mentre quello del Raggruppamento temporaneo di imprese costituito da Modulcasa Line Spa, Ames Spa, Nav system Spa è di 1.044,45 euro al metro quadro. La cifra comprende, oltre alla realizzazione e installazione, anche il servizio di progettazione delle opere di urbanizzazione e fondazione, la fornitura di arredi, elettrodomestici (non paragonabile, quindi, ai costi medi di abitazioni realizzate con sistemi costruttivi ordinari e nell’ambito di altri contesti territoriali). Il primo e il secondo classificato hanno offerto una garanzia per quattro anni, mentre il terzo ha dato una

garanzia per tre anni. I prezzi e le soluzioni saranno gli stessi anche se le Sae verranno utilizzate in altre parti del centro Italia: in un capoluogo di provincia come in un piccolo centro, in località di mare o in montagna, dove i prezzi medi di costruzione sono ben diversi.

Tabella 1. 6 Valutazione costi dei moduli SAE

Proposta	Euro/mq	Superficie[mq]	Costo totale[euro]	Garanzia[anni]
Rti	1075	40	43000	4
	1075	60	64500	4
	1075	80	86000	4
Consorzio stabile Arcale	1067	40	42680	4
	1067	60	64020	4
	1067	80	85360	4
Raggruppamento temporaneo di imprese	1044.45	40	41778	3
	1044.45	60	62667	3
	1044.45	80	83556	3

Tempi di realizzazione

Sulla base delle esperienze pregresse e grazie agli strumenti contrattuali messi in campo precedentemente, si è stimato sin dall'inizio che per la realizzazione delle Sae fossero necessari circa sette mesi.

Questa stima tiene conto sia delle tempistiche di progettazione e realizzazione previste dal contratto, sia di tutte le attività propedeutiche all'inizio dei lavori: individuazione e valutazione di idoneità delle aree, procedure di frazionamento ed esproprio, urbanizzazioni, ma anche quantificazione dei moduli necessari per accogliere le famiglie sulla base delle diverse tipologie e metrature disponibili.

Problemi associati alle Sae

Innumerevoli sono i problemi grandi e piccoli che gli assegnatari debbono affrontare quotidianamente, e che vanno ad accrescere il disagio di chi già ha perso la propria casa. Dai topi che rosicano il materiale di isolamento delle condutture idriche, ai terremoti simulati (perché se non si avverte il vicino si corre il rischio di farlo saltare dal letto ogni volta che si avvia una lavatrice): in queste strutture prefabbricate, infatti, le vibrazioni si trasmettono, e l'effetto è un "terremoto simulato". Le porte delle casette si aprono verso l'esterno, e in una zona dove sono prevedibili nevicate abbondanti, c'è il rischio che la neve di fatto impedisca di uscire.

Materiali

Moduli in acciaio e legno.

Tabella 1. 7 Caratteristiche dei moduli SAE

PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Comfort limitato	Acciaio
Costo :1067 euro/mq	Tempi di intervento prolungati	Legno
Impiego abitativo esteso	Tempi di montaggio prolungati	
Impatto estetico	Trasmissione delle vibrazioni tra unità adiacenti	
Componibilità orizzontale e verticale	Apertura delle porte verso l'esterno (rischio blocco da neve)	
Superficie : 40-80 mq	Necessità di opere di fondazione	
Accessibilità e servizi		

Container

Con il termine container (contenitore), si definisce un grande cassone metallico di misure unificate, adatto al trasporto di merci in mezzi di trasporto terrestri, aerei e marittimi. Il blocco container viene preassemblato in fabbrica e quindi le sue dimensioni sono vincolate alla sagoma massima di trasporto internazionale; questo ha determinato la produzione di tipologie spesso ai limiti dell'abitabilità, con prestazioni ridotte all'essenziale. Gli standard dimensionali bloccati, spesso eccessivamente contenuti, impongono una destinazione d'uso per nuclei di 4-6 persone, l'eliminazione di ambienti filtro verso l'esterno e la rinuncia a spazi come ripostigli e depositi. Le funzioni cucina pranzo - soggiorno vengono concentrate in un unico spazio e la zona notte viene ridotta alle dimensioni minime essenziali, così come la dotazione dei servizi sanitari che si compone di lavabo, doccia e vaso. In molti casi, per motivi di spazio, l'apertura dei serramenti è verso l'esterno. Di contro, la tecnologia dei containers industriali attrezzati garantisce un numero di reimpieghi illimitato ed il trasporto degli elementi senza l'ausilio di mezzi speciali. Un altro vantaggio offerto dal container è quello di non necessitare di opere di fondazione ma soltanto di un terreno pianeggiante e compatto. Questo agevola enormemente la fase di impianto, laddove l'orografia del terreno lo consenta o l'area destinata all'insediamento sia stata preliminarmente preparata con appositi massetti in calcestruzzo armato. Anche il costo risulta vantaggioso, se si considera un tempo di utilizzo minimo di due anni, ma che solitamente raggiunge i cinque anni.

La tipologia base è fondata su unità modulari ad involucro standardizzato, variamente aggregabili, al fine di ottenere alloggi unifamiliari o collettivi, mense, unità sanitarie, servizi sociali, ecc. Queste unità vengono imballate in involucri costituenti la stessa struttura del container e contengono tutti gli elementi necessari per il montaggio.



Figura 1.8 Container a uso abitativo

Home Container rappresenta l'evoluzione di un nuovo modo di concepire l'ambiente abitativo. L'obiettivo è, infatti, quello di ricreare un ambiente confortevole e full optional all'interno di un container, in grado di garantire gli stessi comfort di un'abitazione tradizionale, ma con l'indiscusso vantaggio legato alla mobilità del bene. Tutto questo è possibile perché il container assume una funzione diversa, tralasciando la sua "missione" originaria di semplice imballo per il trasporto delle merci, e reinventandosi in un vero e proprio involucro all'interno del quale ricreare tutti i comfort di una vera e propria abitazione. Home Container non è soltanto un'idea innovativa ma come detto è anche un modo per trasferire su un modulo abitativo i vantaggi del container: trasferibilità, ottimizzazione dei costi di trasferimento e occupazione del suolo e possibilità di ridurre i tempi attraverso l'utilizzo dei mezzi di trasporto intermodali e delle loro procedure standard (nave, treno, strada).

Costi

Il costo di un modulo abitativo medio, di una dimensione tra i 45 e i 60 metri quadri, corrisponde a circa 26 mila euro, ma le imprese fornitrici hanno sottoscritto una clausola che prevede che dopo due anni dovranno riacquisirli, restituendo per ognuno circa 6 mila euro. Quindi la spesa reale per ogni modulo sarà di circa 20 mila euro, a cui si deve aggiungere una somma corrispondente per i costi di acquisizione e urbanizzazione delle aree in cui sono stati collocati.

Tempi di installazione

Il tempo di realizzazione di una HOME container è ridotto al tempo di preparazione del terreno, che generalmente prevede anche il getto di un massetto di calcestruzzo armato, tempo di trasporto del container e di allestimento dello stesso.

Materiali

Generalmente si utilizzano telai in legno per le case private e telai in acciaio per gli edifici commerciali.

- Superficie : 45-60 mq
- Tempi di impiego : ridotti rispetto ad un'abitazione comune ma più estesi se confrontati alle strutture flessibili
- Un numero di reimpieghi illimitato
- Il trasporto degli elementi senza l'ausilio di mezzi speciali
- Non necessitare di opere di fondazione ma soltanto di un terreno pianeggiante e compatto; questo agevola enormemente la fase di impianto, laddove l'orografia del terreno lo consenta o l'area destinata all'insediamento sia stata preliminarmente preparata con appositi massetti in calcestruzzo armato
- Il costo risulta vantaggioso, se si considera un tempo di utilizzo minimo di due anni, ma che solitamente raggiunge i cinque anni.

Tabella 1. 8 Caratteristiche delle Home Container

PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Comfort limitato	Acciaio
Impiego abitativo esteso (2 - 5 anni)	Trasmissione delle vibrazioni tra unità adiacenti	Legno
Tempi di intervento ridotti	Impatto estetico	
Componibilità orizzontale e verticale	Costo : 26000 euro	
Superficie : 45-60 mq		
Accessibilità e servizi		
Fondazione realizzata con un massetto in CA		
Reimpiego illimitato del modulo abitativo		
Trasporto dei moduli senza mezzi speciali		
Immagazzinamento		



Figura 1.9 Interno di una HOME container



Figura 1. 10 Vista panoramica di un villaggio Container

Soluzioni proposte da Casaattiva

Casaattiva da anni specializzata nella costruzione di strutture in legno antisismiche propone soluzioni abitative di emergenza per privati e imprese. Il costo delle casette in legno provvisorie è abbastanza accessibile e generalmente è compreso fra 100 e 200 Euro al Mq, se si tratta di soluzioni “chiavi in mano”.

Oltre alla rapidità d’installazione, le casette in legno provvisorie possiedono il grande vantaggio di restituire un livello di comfort abitativo molto elevato, in quanto il legno è il materiale isolante per eccellenza. Chi sceglie questa tipologia di costruzione, comunemente rappresentata dalle cosiddette “case blockhaus”, non di rado la trasforma in una vera e propria abitazione definitiva.

Con l’aggiunta di pannelli isolanti e coibentazione, le casette in legno possono diventare delle dimore più che accoglienti e, molto spesso, anche più vivibili delle tradizionali costruzioni in muratura. I vantaggi di queste case sono molteplici: oltre a proteggere dall’inquinamento elettromagnetico, acustico e ambientale, il legno assicura un notevole risparmio energetico, fino al 50% in più rispetto alle tradizionali costruzioni in calcestruzzo.

L’azienda offre due tipologie di abitazioni, che si presentano come semplici prefabbricati ma in materiali completamente naturali, specialmente in legno. I due modelli sono 30 e Azeta.

30 è un modulo prefabbricato adatto ad ospitare dalle due alle quattro persone per una superficie complessiva interna di 30 metri quadri più 23 calpestabili di porticato esterno. La casa si presenta come un prisma semplice dal tetto piano e organizzato in modo tale da

essere completo e funzionale all'interno. La casa non ha fondamenta stabili quindi può essere sia trasportata che montata con molta rapidità. 30 presenta anche molte accortezze per quanto riguarda l'isolamento e gli allacci per le varie tubazioni, che devono essere effettuati in loco.

- Tempi di installazione : molto ridotti
- Tempi di impiego : prolungati per il comfort garantito
- Superficie : 30 mq interni + 23 mq di porticato
- Costi : circa 7950 euro
- Materiali : legno



Figura 1.11 30 (Casattiva)



Figura 1.12 Azeta (Casattiva)

Molto simile è Azeta anche se con tetto a falde. Questa seconda è leggermente più grande perché può ospitare dalle quattro alle sei persone su di una superficie di 90 metri quadri. La configurazione interna è più centrale rispetto a 30 ma le caratteristiche e le funzionalità sono le stesse.

- Tempi di installazione : molto ridotti
- Tempi di impiego : prolungati per il comfort garantito
- Superficie : 90 mq
- Costi : circa 13500 euro
- Materiali : legno

Tabella 1. 9 Caratteristiche di 30 (Casattiva)

30		
PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Necessità di opere di fondazione	Legno
Costo : 7950 euro		
Superficie : 30 mq interni + 23 mq porticato		
Accessibilità e servizi		
Rapidità di installazione		
Isolamento termico		
Comfort elevato		
Impiego abitativo esteso		

Tabella 1. 10 Caratteristiche di Azeta (Casattiva)

Azeta		
PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Necessità di opere di fondazione	Legno
Costo : 13500 euro		
Superficie : 90 mq		
Accessibilità e servizi		
Rapidità di installazione		
Isolamento termico		
Comfort elevato		
Impiego abitativo esteso		

Soluzioni proposte da ILLE Prefabbricati SPA

IL SISTEMA COSTRUTTIVO “CAMPIGLIO”

Il sistema costruttivo Campiglio è antisismico e sviluppato negli stabilimenti aziendali, permette la realizzazione di costruzioni ad un piano confortevoli grazie anche al loro livello di isolamento termico; la tipologia abitativa della casa monopiano risulta essere la soluzione più adatta in quanto facilmente e velocemente edificabile, soprattutto se realizzata con tecnologie costruttive leggere che si avvalgono di componenti smontabili. Ad oggi il sistema costruttivo “CAMPIGLIO” vanta un diffuso e collaudato impiego anche nell’ambito di tristi eventi di calamità naturale; la fornitura di oltre 2.000 unità abitative di varia metratura per il Ministero degli Interni e poi per il Dipartimento della Protezione Civile nell’ambito di interventi di emergenza abitativa (terremoti in Friuli 1976,Irpinia 1980, Umbria-Marche1997, Molise

2002, Abruzzo 2009) fa dell'emergenza il settore di maggiore impiego di questo particolare sistema costruttivo. Caratteristica peculiare di tale sistema risulta inoltre essere la totale possibilità di smontaggio e riutilizzo di tutte le strutture e manufatti.

Un aspetto fondamentale nell'ambito dell'edilizia ad uso temporaneo è il tempo necessario per la costruzione del manufatto; nel caso in cui la richiesta abitativa debba rispondere ad una situazione di emergenza assume inoltre fondamentale importanza anche la capacità e la tempistica produttiva delle componenti edilizie. Per quanto riguarda la realizzazione dei componenti del sistema costruttivo "Campiglio" i tempi di produzione risultano notevolmente ridotti grazie alla produzione in serie di elementi modulari con caratteristiche dimensionali costanti e standardizzate; le capriate reticolari ed i pannelli parete sono di tipo modulare e quindi hanno tutti un'unica dimensione e ciò permette una rapida produzione dell'intera struttura portante.

Il sistema costruttivo è concepito per ottimizzare la gestione delle fasi di cantiere, considerando anche che gli elementi costruttivi possano essere movimentati da due persone senza l'ausilio di mezzi di sollevamento.

Dopo aver realizzato l'elemento di fondazione si procede con la posa dei pannelli parete: in tempi brevissimi è possibile arrivare alla posa di tutte le strutture portanti, delle travi reticolari di copertura e dei pannelli di tamponamento. Si procede quindi poi con la posa del manto di copertura, delle opere di lattoneria e dei rivestimenti esterni. Infine viene posata la pavimentazione interna contemporaneamente al posizionamento degli impianti tecnologici.

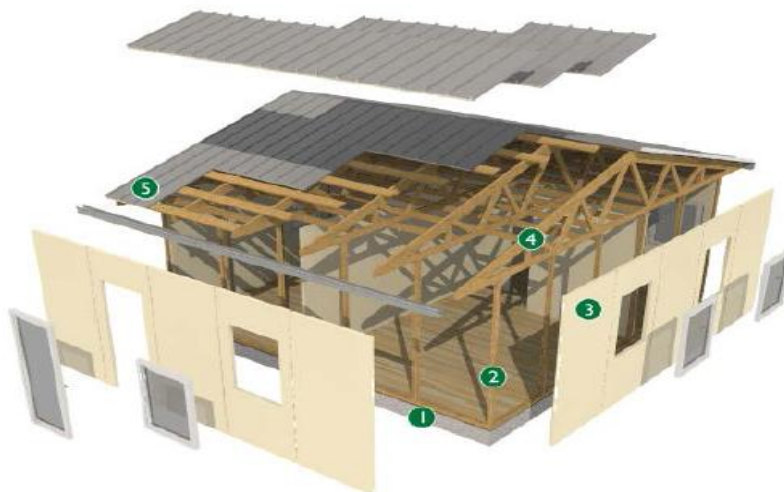


Figura 1.13 Fasi realizzative del sistema costruttivo Campiglio: 1- Fondazione in Calcestruzzo armato e posa della radice in legno; 2-Struttura portante verticale. Pilastrini e capriate reticolari in legno massiccio d'abete 3- Pannelli parete Campiglio; 4- Pannelli sandwich di copertura in lamiera d'acciaio e lattoneria; 5- finiture interne ed esterne e posa impianti.

Moduli abitativi

Il sistema costruttivo modulare Campiglio permette di realizzare diverse tipologie di alloggi per un numero crescente di persone. Variando il numero di pannelli parete che formano il perimetro esterno dei manufatti si possono realizzare moduli abitativi da una a sette persone.

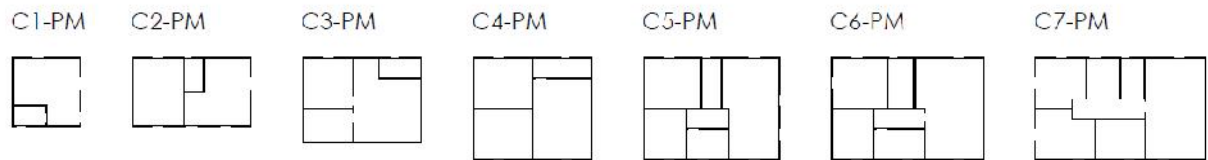


Figura 1.14 Moduli abitativi

Tabella 1. 11 Valutazioni su moduli abitativi Campiglio

Moduli abitativi Sistema costruttivo Campiglio					
n° di persone	Euro/mq	Superficie [mq]	Costo[euro]	Pannelli modulari	Tempo di realizzazione[gg]
1	1500	25.5	38250	4x4	3
2	1500	44.6	66900	7x4	3
3	1500	55.6	83400	7x5	3
4	1500	66.7	100050	7x6	3
5	1500	76.8	115200	8x6	4
6	1500	85.7	128550	9x6	4
7	1500	95	142500	10x6	4

Dimensione pannello : 1.26m x 1.26m.

Materiali : calcestruzzo armato, legno, lamiera d'acciaio.

Tabella 1. 12 Caratteristiche moduli abitativi Campiglio

PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Necessità di opere di fondazione	Legno
Superficie : 25.5-95 mq	Costo : 1500 euro/mq	Lamiera d'acciaio
Serialità e modularità delle componenti		Calcestruzzo armato
Rapidità di installazione		
Isolamento termico		
Impiego abitativo esteso		
Reimpiego della struttura e dei manufatti		

1.5 Terremoto di Haiti

Il 12 gennaio del 2010, alle 16:56 ore locali, un violento terremoto scosse la vita di milioni di haitiani. Il terremoto di Haiti di magnitudo 7.0 è stato uno degli eventi più disastrosi degli ultimi tempi, considerato tra i 7 peggiori terremoti del mondo. Oltre 200.000 le vittime coinvolte e danni che, ancora oggi, non sono perfettamente stimati. La povertà del paese provocò, sicuramente, più vittime del dovuto tanto che ad oggi non si conosce il numero esatto di sfollati. Non solo, la situazione economica precaria ha impedito di intervenire prontamente alla tragedia tanto che, nonostante gli aiuti da parte di molti paesi, gli scavi e le ricerche di vittime sono state lente e inefficienti. Si pensi che, dopo un mese dal terremoto, un ragazzo di 28 anni fu trovato sotto delle macerie ancora vivo. È giunto a Port-au-Prince un primo volo con aiuti UNICEF per un valore di 500.000 dollari, sufficienti ad assistere 10.000 persone. Nel cargo erano contenuti sali per la reidratazione orale, compresse per la potabilizzazione dell'acqua, teli impermeabili e tende per allestire ripari d'emergenza.

Subito dopo il terremoto erano state distribuite circa 564.000 tende di plastica, che hanno fornito un riparo d'emergenza a oltre un milione e mezzo di haitiani. Nei sei mesi successivi al terremoto, le distribuzioni dei rifugi d'emergenza della Croce Rossa hanno assistito 125.000 famiglie con teloni e più di 9.000 tende per famiglie. In aggiunta si cominciò a costruire rifugi provvisori di legno.

Un'iniziativa attualmente in fase di sviluppo è quella di stabilire centri comunitari sicuri, progettati per dare protezione alle famiglie in caso di uragano. Ancora in fase di pianificazione, l'approccio probabilmente sarà quello di provare a dare una doppia funzione alle strutture comunitarie, come scuole e centri di assistenza sanitaria, e di fornire istruzioni su come le comunità possono utilizzare questi rifugi di sicurezza.

La tenda

Con il termine tenda si definisce: Riparo trasportabile costituito da un telo impermeabile sorretto da pali e fissato al terreno con picchetti, usato da campeggiatori, militari o nomadi.

La tenda ha rappresentato, sin dalla seconda metà dell'ottocento, un componente essenziale dell'equipaggiamento militare avendo assunto già a quell'epoca, in America, caratteristiche di modularità, riproducibilità seriale, plurifunzionalità e componibilità. Fino agli anni cinquanta del secolo scorso, la tenda militare ha costituito l'unico riferimento anche per gli usi civili.

In seguito, cominciano a farsi strada, negli Stati Uniti, alcune proposte innovative finalizzate alla sperimentazione di morfologie e tipologie strutturali più organiche, in grado di conciliare i requisiti della resistenza e della stabilità con quelli della leggerezza e della mobilità.

Si cita in proposito l'esempio di Madrid, in occasione del XII Congresso dell'UIA, in cui viene presentato il risultato di una ricerca sull'habitat di emergenza, condotta da J. De Giacinto e A. Loisier, nell'ambito della Scuola di Architettura di Bordeaux. Lo studio prevede tre fasi di intervento e l'impiego di due tipologie di riparo provvisorio: "tende-comunitarie", con servizi collettivi da allestire entro 24 ore dall'evento calamitoso; e "tende individuali", per singole famiglie, da montare entro trenta giorni dal disastro.

Tabella 1. 13 Caratteristiche tenda

PRO	CONTRO	Materiali
Leggerezza	Scarso comfort	Tela
Adattabilità	Impiego limitato	Plastica
Trasportabilità		
Immagazzinamento		
Facilità di montaggio		
Basso costo (circa 500 euro)		
Rapidità di intervento		



Figura 1. 15 Tipologia comune di tenda

Rifugi in legno

La struttura è generalmente separata dagli elementi di tamponamento ed è costituita da un'intelaiatura in legno o metallica. Le pareti sono realizzate con pannelli sandwich, con strato esterno generalmente in legno (soprattutto truciolare nobilitato, perlinato, compensato, ecc.), trattato con antiparassitari e ignifughi.

Molto usato è stato per anni anche il cemento-amianto, preferito addirittura al legno per i migliori requisiti meccanici e di resistenza al fuoco. Le lastre di cemento- amianto venivano impiegate sia per la copertura degli alloggi, sia per i pannelli di tamponamento che presentavano un rivestimento interno con lastre di cartongesso. I pannelli con lastre esterne in legno, hanno invece un rivestimento interno, anche questo in legno, ma con spessori più sottili. Gli elementi prefabbricati sono isolati con poliuretano espanso o polistirene, mentre per quelli da assemblare in opera si impiegano materassini in lana minerale. Le partiture interne sono dello stesso materiale dello strato interno dei tamponamenti e gli infissi sono in legno o in profilati metallici.

Tabella 1. 14 Caratteristiche rifugi in legno

PRO	CONTRO	Materiali
Leggerezza	Scarso comfort	Legno
Adattabilità	Impiego limitato	
Montaggio in loco		
Facilità di montaggio		
Basso costo		
Rapidità di intervento		
Isolamento termico		

N.B. Si tratta di rifugi di fortuna, per cui non ha senso confrontare questa soluzione con quelle più innovative dal punto di vista tecnologico



Figura 1. 16 Villaggio di rifugi in legno

1.6 Inondazioni in Pakistan nel 2010

L'alluvione del Pakistan del 2010 è stata la più grande alluvione che abbia colpito il Pakistan. Causata da copiose piogge monsoniche, l'alluvione si manifestò nel bacino del fiume Indo tra la fine di luglio e gli inizi di agosto 2010, allagando circa un quinto dell'intero territorio del Pakistan e colpendo circa 20 milioni di persone, anche a causa delle frane e delle epidemie dovute alla mancanza di acqua potabile. Incredibilmente, il numero di morti documentati è relativamente basso (sotto i 2000), ma il numero di sfollati è stato altissimo.

L'alluvione è stata causata da un'anomalia documentata nella piovosità della regione. Nella mappa fornita dalla NASA per i primi nove giorni di agosto 2010 è indicato un forte eccesso di piovosità per tutto il Pakistan, a fronte di carenze di piovosità in alcune zone dell'India; e ciò viene espressamente attribuito al fenomeno detto La Niña, che ebbe luogo proprio nel 2010 e che notoriamente produce un incremento della piovosità estiva nel nordovest del subcontinente indiano. La temperatura più elevata del normale raggiunta dalle acque del Mare Arabico è indicata dalla NASA come causa secondaria.

Data la situazione drammatica, la gente è costretta a vivere sui tetti delle case o su un fazzoletto di terra circoscritto dall'acqua. Milioni di sfollati hanno cercato rifugio nelle città e villaggi più vicini, dormendo agli angoli di strade risparmiate dal fango, nelle scuole diventate ostelli e nei campi di prima accoglienza. La maggior parte delle famiglie che hanno avuto la casa distrutta ancora vive dentro le tende o rifugi di fortuna, attraverso l'allestimento di temporary shelter, dei rifugi temporanei costruiti in lamiera e legno.

Le tende, in particolare quelle di tela tradizionale, non sarebbero la soluzione più adatta, nonostante le grosse quantità di ogni forma e misura provenienti sia dalle risorse locali sia dagli altri paesi.

Le versioni "per l'inverno", che permettono agli sfollati di sopravvivere al lungo, freddo e umido inverno, sono care.

Le persone possono usare i fogli di lamiera e il legno recuperati dalle macerie per costruire rifugi temporanei. I moduli di lamiera vengono già usati in queste aree per i tetti spioventi, che fanno scivolare giù la neve, sono isolanti e mantengono il caldo. Un altro possibile materiale per rifugi rapidi è una semplice struttura sferica, ottenuta dall'assemblaggio di tubature dell'acqua di comune ferro zincato rivestite con uno spesso materiale di plastica.

La tenda

Tabella 1. 15 Caratteristiche tenda

PRO	CONTRO	Materiali
Leggerezza	Scarso comfort	Tela
Adattabilità	Impiego limitato	Plastica
Trasportabilità		
Immagazzinamento		
Facilità di montaggio		
Basso costo(circa 500 euro)		
Rapidità di intervento		



Figura 1. 17 Tipologia comune di tenda

La baracca

La cosiddetta baracca è intesa come costruzione di legno o metallo per ricovero provvisorio di persone, animali, materiali e attrezzi. Le baracche si distinguono in due tipologie: a capanna e tipo canadese. Le baracche a capanna hanno la forma di una casetta a pianta rettangolare o quadrata, di dimensioni variabili, atte ad ospitare anche più famiglie. La posa in opera di queste baracche richiede la realizzazione di un massetto livellante in calcestruzzo di cemento armato. Lo spazio disponibile per una famiglia di quattro persone è di circa 25-35 mq.

Le baracche canadesi sono costruzioni a profilo semicilindrico, in lamiera ondulata opportunamente sagomata ai fini della rigidità. La posa in opera di queste abitazioni è estremamente veloce, grazie all'impiego di viti o chiodi di fissaggio all'orditura portante metallica, che viene posizionata su elementi di appoggio isolati, generalmente costituiti da blocchi sovrapposti di pietra squadrata. Il basso livello di comfort igrotermico, la scarsa qualità fruitiva, l'impatto di tipo psicologico sulle popolazioni, alle quali viene imposto un oggetto impersonale e con scarse possibilità di variazione tipologica, costituiscono solo alcune delle problematiche legate a questo tipo di progettazione che spesso, purtroppo, non tiene conto delle reali difficoltà di fronte le quali ci si può trovare in situazioni di emergenza. E questo perché, molto spesso, si considera il "provvisorio" come una condizione momentanea, senza pensare che a questa situazione si vanno ad aggiungere precarie condizioni di vita e forti stress psico-emotivi e fisici. La mancanza dei normali punti di riferimento come la propria casa, la comunità, la piazza, il luogo di lavoro, sconvolgono totalmente la vita di ogni persona che molto spesso viene colta da una forma di fatalismo dettato dal convincimento dell'impossibilità di reagire ad un evento così drammatico.

Tabella 1. 16 Caratteristiche della baracca

PRO	CONTRO	Materiali
Leggerezza	Scarso comfort	Lamiera
Adattabilità	Impiego limitato	Legno
Montaggio in loco		
Facilità di montaggio		
Basso costo(circa 900 euro)		
Rapidità di intervento		



Figura 1.18 Baracca a capanna



Figura 1. 19 Baracca canadese

1.7 Terremoto/Tsunami in Giappone del 2011

L'11 marzo 2011, un sisma di magnitudo 9.0 colpì la regione di Tohoku, nel Giappone Settentrionale. Il sisma provocò uno tsunami con onde alte oltre 10 metri, causando più di 10 mila vittime e danni, tanto da essere considerato come il settimo evento naturale più pericoloso degli ultimi anni. Le zone più coinvolte dallo tsunami furono la prefettura di Iwate e la prefettura di Miyagi. Il danno maggiore fu causato dall'esplosione del reattore numero 1 di Fukushima, che subendo la fusione delle barre di combustibile ha provocato una forte esplosione della centrale rilasciando, in un'ora, radiazioni maggiori di quelle rilasciate in un anno intero. Tanto che tale disastro, fu considerato il più grande disastro ambientale della storia dopo Chernobyl.

Temporary housing units, Onagawa, Japan

Per aiutare le vittime del terremoto in Giappone, l'architetto Shigeru Ban ha progettato case di emergenza nella città di Onagawa, nella regione di Tohuko, colpita da uno tsunami nella primavera del 2011. Le unità abitative temporanee di Shigeru Ban forniscono case a quasi 200 famiglie. Dopo aver lavorato con Shigeru Ban in precedenza, UPM ha donato il suo UPM ProFi Deck per il progetto, in cui i materiali da costruzione sono tutti riciclati e riciclabili. Le case a più piani sono assemblate da vecchi container marittimi impilati l'uno sull'altro, sostenuti da pali di acciaio e collegati con corridoi e porte. Questo metodo di costruzione è

facile e veloce, essendo una soluzione ideale per un sistema di alloggi che deve essere costruito rapidamente, ma con la massima cura. I corridoi e il piano di calpestio esterno sono costruiti da UPM ProFi Deck. Di fronte a ciascun blocco ci sono impalcati da 1,5 x 32 metri, che combinano Snow Blue con Sunny Beige e Stone Grey con i pannelli per decking Autumn Brown, installati con T-Clips. I pannelli Sunny Beige sulla parte interna della terrazza mostrano la linea in cui si aprono le porte dell'appartamento. I pannelli perimetrali Snow Blue segnalano dove è sicuro camminare e che i bambini possano correre e giocare.

Complessivamente 188 appartamenti sono suddivisi in nove blocchi abitativi, contenenti da una a tre camere da letto su oltre tre piani. Nel mezzo dei blocchi, sono stati creati una biblioteca, un mercato e un'aula d'arte. Una volta che le unità abitative provvisorie non sono più necessarie, possono essere smontate e riciclate per nuovi scopi in un luogo diverso.



Figura 1. 20 Temporary housing units

Tabella 1. 17 Caratteristiche del Temporary Housing Units

PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Comfort limitato	Materiali riciclabili
Trasporto e stoccaggio	Scarsa personalizzabilità	
Materiali riciclabili	Impiego abitativo limitato	
Rapidità e facilità di installazione		
Non necessita di opere di fondazione		
Costruzione standard		
Modularità		
Basso costo (circa 2720 euro)		

1.8 Tornado in Oklahoma del 2013

Nel pomeriggio di lunedì 20 maggio 2013, un grande e molto potente tornado EF5 ha devastato Moore, Oklahoma e aree adiacenti, con venti di punta stimati a 210 mph (340 km / h), uccidendo 24 persone (più due morti indirette) e ferendone altri 212. Il tornado faceva parte di un sistema meteorologico più grande che aveva prodotto diversi altri tornado attraverso le Grandi Pianure nei due giorni precedenti, compresi cinque che hanno colpito parti dell'Oklahoma centrale il giorno precedente il 19 maggio. Il tornado atterrò a nord-ovest di Newcastle alle 14:56. CDT (19:46 UTC), e rimasto a terra per 37 minuti su un percorso di 17 miglia (27 km), attraversando una zona densamente popolata di Moore. Il tornado era largo 2.25 miglia (3.62 km) al suo apice. Seguiva una pista quasi simile al deadlier 1999 Bridge Creek-Moore, che era più piccolo ma altrettanto severo; tuttavia, pochissime case e nessuna delle scuole colpite nella zona avevano rifugi antiatomici costruiti negli anni successivi dal primo tornado che aveva colpito Moore.

Storm shelters

Le stanze sicure attraverso i rifugi dell'Oklahoma partono da \$ 3,750 per uno spazio di 4 per 6 piedi installato all'interno di una casa. Sono costruzioni senza finestre con protezioni in posizione, come una porta in acciaio e pareti metalliche. Un riparo sotterraneo, d'altra parte, è solitamente fatto di cemento. Questi partono da \$ 2,450.

Tabella 1. 18 Caratteristiche dei rifugi interrati

Rifugi interrati		
PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Comfort limitato	Acciaio
Costruzione standard	Scarsa personalizzabilità	
Robustezza		
Rivestimento antiruggine		
Costo : 2450 \$		
Porte in lamiera d'acciaio da 1/4"		
Facile design della porta scorrevole		

Tabella 1. 19 Caratteristiche delle camere sicure sopra terra

Camere sicure sopra terra		
PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Comfort limitato	Acciaio
Costruzione standard	Scarsa personalizzabilità	
Robustezza		
Porta dotata di tre perni di blocco per carichi pesanti		
Costo : 3750 \$		
Porte in lamiera d'acciaio da 1/4"		
Funzione di sicurezza Tornado Safe Room		
Soddisfa o supera gli standard FEMA		



Figura 1. 21 Rifugio interrato



Figura 1. 22 Camere sicure sopra terra

1.9 Conflitti nel Middle East e nell’Africa sub-Sahariana

I primi due mesi del 2015 hanno visto la morte di circa 8.300 persone a causa del conflitto nell'Africa subsahariana, con appena cinque paesi - Nigeria, Camerun, Sudan, Somalia e Niger - che rappresentano circa il 90% di questi decessi. La maggior parte della violenza era concentrata nell'Africa occidentale, dove il conflitto tra le forze armate e il gruppo islamista Boko Haram e gli attacchi di Boko Haram contro i civili rappresentavano la maggior parte delle morti per conflitto.

La conseguenza di tanta violenza è chiaramente la migrazione della popolazione africana, e di tutto il Medio Oriente, verso l’Europa e verso luoghi lontani dai conflitti della propria terra.

Se grossomodo tutti i Paesi del Mondo sono allo stesso tempo area di destinazione, origine e transito della migrazione, per l’Africa questo vale molto di più. Tante le ragioni, legate alle condizioni economiche, politiche e alle guerre. Ma il motivo

principale è che qui lo sviluppo demografico non accenna a placarsi. Ci sono milioni di giovani, e il sovrappopolamento non si accompagna al miglioramento delle condizioni di vita o a una crescita della giustizia sociale, della sicurezza, della stabilità politica. Soprattutto non c'è una equa distribuzione della ricchezza.

Le migrazioni dell'Africa hanno quindi un carattere misto, in cui si possono rintracciare una grande quantità di cause economiche, politiche ed ambientali.

SURI Modular Housing

Sebbene questo rifugio sia stato originariamente progettato per situazioni post-terremoto, ora viene utilizzato per ospitare rifugiati dal Medio Oriente e dall'Africa in fuga da difficoltà politiche ed economiche. SURI è un progetto iniziato come un rifugio di emergenza facile da trasportare e assemblare, con miglioramenti di confort e abitabilità, che finalmente è diventato un sistema modulare di architettura a basso costo. Il sistema di alloggiamento è costituito da una struttura leggera che racchiude più strati di DuPont Tyvek, una membrana traspirante resistente ai raggi UV che può essere piegata e spiegata per estendere la struttura. Questa flessibile funzionalità consente a SURI di essere facilmente flat-packed per un trasporto veloce. Inoltre, l'innovativo design modulare consente di riunire più unità, consentendo dimensioni più grandi adatte a centri medici, servizi mensa, uffici amministrativi, ecc.

Tabella 1. 20 Caratteristiche del Suri Modular Housing

PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Comfort limitato	Membrana DuPont Tyvek
Trasporto e stoccaggio	Scarsa personalizzabilità	
Leggerezza	Impiego abitativo ridotto	
Rapidità e facilità di installazione		
Non necessita di opere di fondazione		
Costruzione standard		
Modularità		
Isolamento termico		
Basso costo (circa 1000 euro)		



Figura 1. 23 Suri Modular Housing

1.10 Terremoto in Nepal del 2015

Il terremoto del Nepal del 25 aprile 2015 è stato un violento evento sismico di magnitudo locale 7,8 con epicentro a circa 34 km a est-sud-est di Lamjung, in Nepal, che ha causato più di 8 000 morti e gravissimi danni in Nepal oltre a danni minori nelle zone himalayane di India, Cina, Bangladesh e Pakistan. Si tratta dell'evento sismico più violento che abbia colpito quest'area dopo il 1934, quando un terremoto di magnitudo 8.0 provocò la morte di circa 10 600 persone. Alcuni edifici secolari, tra i quali la torre Dharahara, già ricostruita dopo il sisma del 1934 e situata nella piazza Durbar di Katmandu e parte del patrimonio dell'umanità dell'UNESCO, sono andati distrutti.

Il terremoto ha innescato una valanga sul monte Everest a circa 220 km ad est dell'epicentro che ha ucciso almeno 17 persone presso il South Base Camp: fra queste, tre speleologi e guide alpine della provincia di Trento: tra questi Renzo Benedetti, sepolto insieme ai due colleghi sotto una frana sui sentieri del Langtang, non distante da Katmandu. Nel disastro sono periti anche il cofondatore dell'azienda statunitense Google Adventures Dan Fredinburg che si trovava sull'Himalaya insieme ad alcuni colleghi e il professor Matthias Kuhle dell'Università Georg-August di Gottinga, Germania, autore di una serie di testi geografici divulgativi.

Altre valanghe sono state causate dalla scossa del 12 maggio.

IKEA Solar-Powered Flat Pack Shelter

Questo rifugio impacchettabile, facile da trasportare, è stato sviluppato in collaborazione tra la fondazione IKEA e l'Alta Commissione delle Nazioni Unite per i rifugiati (UNCHR). Il Better Shelter è costituito da un robusto telaio in acciaio rivestito con pannelli isolanti in polipropilene, insieme a un pannello solare sul tetto che fornisce quattro ore di luce elettrica, o ricarica del cellulare tramite porta USB. Fondamentalmente, è saldamente ancorata al

terreno e le pareti sono a prova di coltellata, una caratteristica potenzialmente salvavita visto che tali rifugi sono spesso situati dove la violenza è diffusa e basata sul genere. Grazie alla competenza di IKEA nell'assemblaggio e nell'impaccamento piatto, questo rifugio d'emergenza può essere costruito in sole 4 ore. Esso è circa il doppio di una normale tenda da rifugio e può ospitare comodamente fino a cinque persone per dormire. Il rifugio è dotato di coperture con pannelli solari, che eliminano il bisogno di candele o lampade al cherosene che possono rappresentare una causa di incendio. In più, la copertura riflette il 70% del calore solare, mantenendo l'interno fresco anche durante i periodi caldi.

Tabella 1. 21 Caratteristiche dell'IKEA Solar Powered Flat Pack Shelter

PRO	CONTRO	Materiali
Adattabilità	Scarso comfort	Acciaio
Superficie : 50-60 mq	Impatto estetico	
Impacchettabilità della struttura		
Rapidità di installazione(4 h)		
Non necessita di opere di fondazione		
Facilità di trasporto		
Durabilità elevata		
Costo : 1250 \$		



Figura 1.24 IKEA Solar Powered Flat Pack Shelter

1.11 Analisi qualitativa e quantitativa delle strutture esistenti

Sulla base delle ricerche effettuate è possibile procedere ad una valutazione dei pregi e dei difetti di tutte le soluzioni di emergenza riportate. E' facile notare come le strutture siano tutte tra di loro diverse dal punto di vista strutturale e costruttivo. Inoltre la natura stessa della struttura risulta influire grandemente sulla sua bontà e sulle caratteristiche : è ovvio, ad esempio, che la tenda o la baracca non possano garantire lo stesso comfort abitativo della SAE. Si riporta quindi di seguito una tabella utile a riepilogare i pro e i contro di tutte le soluzioni riportate :

Tabella 1. 22 Caratteristiche delle strutture esistenti

Strutture esistenti	
PRO	CONTRO
Adattabilità	Scarso comfort
Leggerezza	Impiego abitativo limitato
Facilità di installazione	Costo elevato
Costruzione standard	Superficie ridotta
Isolamento termico	Scarsa personalizzabilità
Mobilità	Si fondazioni
Componibilità	Tempi di costruzione estesi
Modularità	Trasmissione di vibrazione tra unità adiacenti
Robustezza	Impatto estetico negativo
Accessibilità e servizi	
Immagazzinamento	
Possibilità di reimpiego	
Trasportabilità	
Riciclabilità dei materiali	
Impacchettabilità	

Si riporta di seguito un confronto dei costi delle strutture esistenti ordinati per costo crescente:

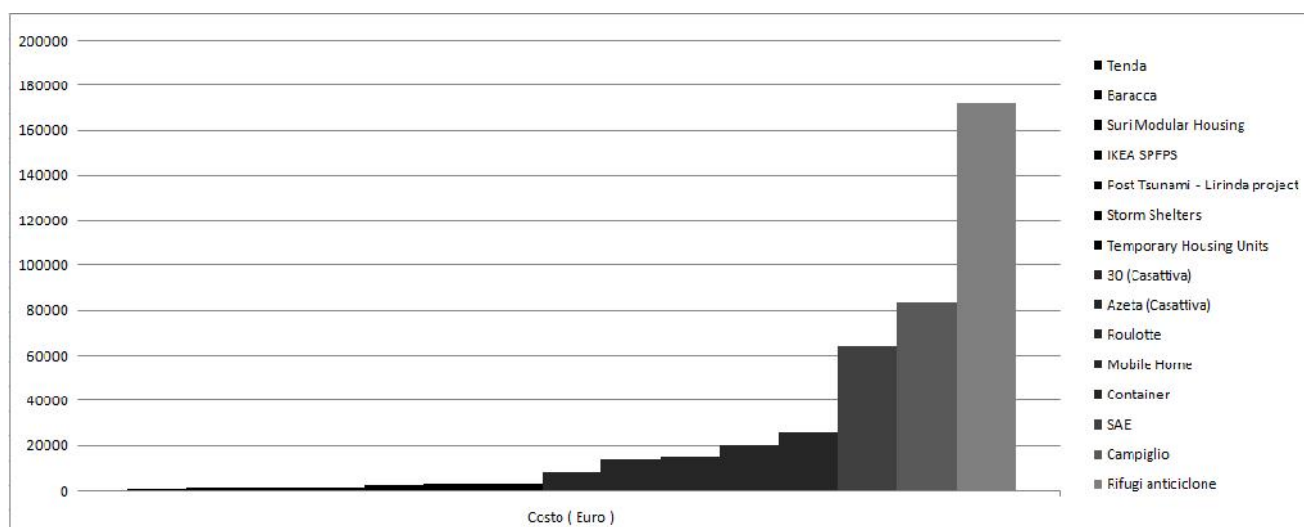


Figura 1. 25 Grafico comparativo dei costi delle strutture esistenti

2. Concept design della struttura e scelta del materiale

2.1 Concept design

Sulla base delle ricerche svolte sulle strutture di emergenza esistenti, si è deciso di focalizzare l'attenzione sui pregi e i difetti delle soluzioni adottate in passato. La struttura che si procede a progettare deve quindi far riferimento ai pregi delle soluzioni esistenti e cercare di ridurre il più possibile i difetti in gioco. Volendo realizzare una struttura che sia modulare, facile da montare e da trasportare, le caratteristiche che la definiscono risultano essere quelle riportate nella tabella di seguito.

Tabella 2. 1 Caratteristiche di progetto della struttura

Leggerezza	Buon impatto estetico
Adattabilità	Accessibilità e servizi
Trasportabilità	Assenza di opere di fondazione
Immagazzinamento	Modularità
Montaggio in loco	Impacchettabilità della struttura
Facilità e rapidità di montaggio	Reimpiego e durabilità della struttura
Basso costo	Isolamento termico
Comfort elevato	Componibilità
Impiego abitativo esteso	Riciclabilità dei materiali
Personalizzabilità degli ambienti	Ecosostenibilità
Superficie estesa	

Per poter realizzare una struttura che soddisfi i requisiti appena elencati si immagina di costruire un edificio a guscio fatto a blocchi. L'idea da cui si parte è quella di una forma geometricamente accessibile e facile da gestire. Si riporta di seguito una vista :

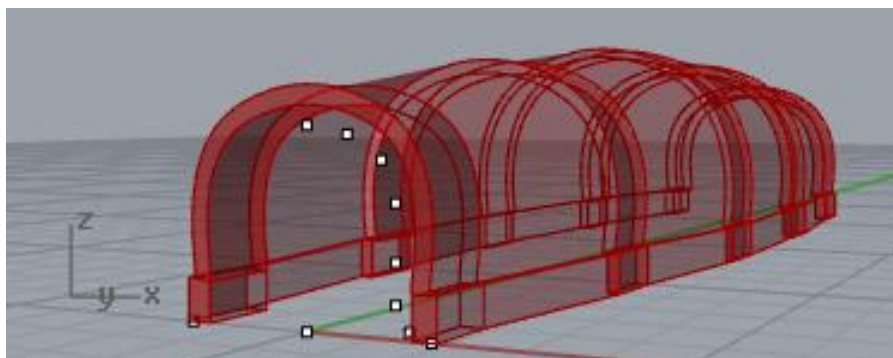


Figura 2. 1 Vista prospettica della struttura intera

Nei paragrafi successivi si cercherà di indagare una forma della sezione in grado di garantire l'auto sostenibilità durante il montaggio.

2.2 Elenco di materiali potenzialmente idonei al progetto

S riporta di seguito un elenco di materiali, con le rispettive caratteristiche qualitative e tecniche, in modo da effettuare un confronto che ci consenta di scegliere quello più adatto al nostro caso.

POLIMERI

POLIMETILMETACRILATO (PMMA)

Scoperto nel 1872, solo intorno agli anni '30 fu messa a punto una procedura tecnologica che ne consentì la produzione a livello industriale e la conseguente commercializzazione. Il polimetilmetacrilato è un polimero termoplastico che fa parte della più grande famiglia dei poliacrilati e che, per caratteristiche tecniche e di aspetto (trasparenza, durezza superficiale e resistenza nel tempo), più si avvicina al vetro. Si presenta con una superficie dura, rigida, incolore o colorata.

Caratteristiche tecniche : Per quanto accennato, possiede qualità ottiche eccellenti con caratteristiche di grande permeabilità alla luce, superiori anche a quelle del vetro normale, (lascia passare il 73% delle radiazioni ultraviolette e il 92% della luce solare), buona resistenza meccanica alla trazione, compressione e flessione, con una leggera tendenza però alle deformazioni plastiche (tranne che a compressione), e buona resistenza termica agli sbalzi di temperatura, ottima resistenza all'usura provocata dalle intemperie e dai raggi ultravioletti, ma scarsa resistenza al calore.

Condizioni ambientali e d'uso : Il polimetilmetacrilato può operare in un intervallo di temperatura compreso tra - (?) C° e + 65 C° (ma anche a temperature più elevate nel caso di alcuni tipi di prodotti resistenti al calore).

Prodotti : Il polimetilmetacrilato, per le sue caratteristiche di infrangibilità, isolamento termico e acustico, ha conquistato molti settori, una volta specifici del vetro, trovando impiego anche in applicazioni particolari, come ad esempio in aeronautica per la realizzazione di cupole e finestrini. Nel settore edilizio, il polimetilmetacrilato viene utilizzato soprattutto per la realizzazione di lastre per vetrate verticali e inclinate (shed, lucernari, etc.), per le quali vengono adoperati i tipi HIPMMA, che maggiormente si prestano a resistere alla caduta di corpi estranei, come la grandine. Le lastre vengono prodotte compatte o alveolari con diversi spessori. Le compatte possono avere la superficie liscia o goffrata, essere trasparenti, colorate oppure opaline, a superficie mazzata o strutturata. Per quanto riguarda le lastre estruse, queste possono essere realizzate con forme diverse e a richiesta con la superficie mazzata. Le nervature che le compongono creano all'interno una serie di celle chiuse che conferiscono al prodotto ottime proprietà di isolamento termico ed acustico, buona resistenza meccanica e

grande leggerezza.

Tabella 2. 2 Caratteristiche qualitative del PMMA

Polimetilmetacrilato (PMMA)			
Tipo polimero		Caratteristiche	Prodotti
Termoplastico		Qualità ottiche eccellenti	Lastre per vetrate(Edilizia)
Intervallo di T[°C]		Resistenza a trazione	Cupole e finestrini(Aeronautica)
-?	+65	Resistenza a compressione	
		Resistenza a flessione	Costo[euro/Kg]
		Deformabilità plastica	11.40
		Resistenza agli sbalzi di T[°C]	
		Resistenza alle intemperie	
		Resistenza agli UV	
		Scarsa resistenza al calore	

Tabella 2. 3 Caratteristiche meccaniche del PMMA

Polimetilmetacrilato(PMMA)
Peso specifico[g/cm ³]
1.19
Assorbimento H ₂ O a 24h[%]
0.3
Resistenza a trazione[MPa]
60
Resistenza flessione[MPa]
115
Tensione di snervamento a compr.[MPa]
110
Modulo di elasticità tangenziale[MPa]
2500
Allungamento a strappo[%]
5.5
Coefficiente di Poisson[-]
0.375



Figura 2. 2 Tubi in Polimetilmetacrilato

POLICARBONATO (PC)

Ottenuto nel 1902 dalla reazione di condensazione del bisfenolo con l'acido carbonico (fosgene), il polycarbonato appartiene alla grande famiglia dei tecnopolimeri, materiali dalle proprietà meccaniche elevate, e al gruppo dei termoplastici. Come polimero termoplastico è termodeformabile e può quindi assumere conformazioni diverse con raggi di curvatura anche notevoli.

Caratteristiche tecniche : Le caratteristiche del polycarbonato sono date essenzialmente dal basso peso specifico, dalla leggerezza, dall'elevata resistenza all'urto, dalla buona resistenza

termica e acustica (anche se inferiore al polimetilmetacrilato), dalla stabilità dimensionale, dalla impermeabilità all'acqua e all'umidità, oltre che dalla trasparenza ottica, facilità di colorazione e non nocività per l'uomo. Di contro il polycarbonato è graffiabile a causa della sua bassa durezza superficiale e presenta debole resistenza agli agenti atmosferici e ai raggi ultravioletti, causa quest'ultima dei rapidi fenomeni di degradazione fotosensibile (ingiallimento, torpidità ed erosione visibile al microscopio in alcuni punti del materiale). Se esposto a climi caldi e umidi può presentare anche una resistenza all'urto minore e un abbassamento del modulo elastico a flessione.

Condizioni ambientali e d'uso : Il polycarbonato può operare in un intervallo di temperatura molto ampio, compreso tra -100°C e $+150^{\circ}\text{C}$, grazie alla sua stabilità dimensionale, alla sua resistenza all'urto alle basse temperature e al calore continuato.

Prodotti :Il polycarbonato è disponibile nel mercato industriale come materiale di base, sotto forma di granuli, pronto per essere lavorato mediante estrusione o iniezione. Nella maggior parte degli impieghi in edilizia il polycarbonato è prodotto in forma di semilavorati per strutture di rivestimento: lastre o pannelli, compatti o nervati. Le lastre nervate monostrato o pluristrato, con camere d'aria vuote o riempite di materiale isolante, permettono di ottenere un prodotto più resistente alle sollecitazioni meccaniche e termiche e presentano una resistenza al fuoco notevole, tanto da essere in classe 1. Le lastre monostrato a camere vuote presentano un coefficiente di trasmissione termica di $2,5 \text{ W/mK}$, mentre quelle a doppio strato di $1,6 \text{ W/mK}$. Con le camere a più strati aumentano le proprietà acustiche della lastra e diminuiscono quelle illuminotecniche. Le dimensioni standard delle lastre nervate da 20 a 50 mm. Come ulteriori impieghi in edilizia il polycarbonato è prodotto in forma di cupole, lucernai, evacuatori di fumo, pensiline, autoportanti o centinati.

Tabella 2. 4 Caratteristiche qualitative del Polycarbonato

Polycarbonato (PC)			
Tipo polimero		Caratteristiche	Prodotti
Termoplastico		Leggerezza	Lastre(Edilizia)
Intervallo di T[°C]		Resistenza all'urto	Pannelli(Edilizia)
-100	150	Resistenza agli sbalzi di T[°C]	Pensiline(Edilizia)
		Stabilità dimensionale	Centinati(Edilizia)
		Impermeabilità	
		Trasparenza	Costo[euro/Kg]
		No resistenza alle intemperie	13.87
		Debole resistenza agli UV	
		Bassa durezza superficiale	

Tabella 2. 5 Caratteristiche meccaniche del Policarbonato

Policarbonato(PC)
Peso specifico[g/cm ³]
1.2
Assorbimento H ₂ O a 24h[%]
0.1
Resistenza trazione a snervamento[MPa]
60
Resistenza trazione a rottura[MPa]
70
Modulo a flessione[MPa]
2500
Resistenza allo snervamento a flessione[Mpa]
100
Coefficiente di Poisson[-]
0.38

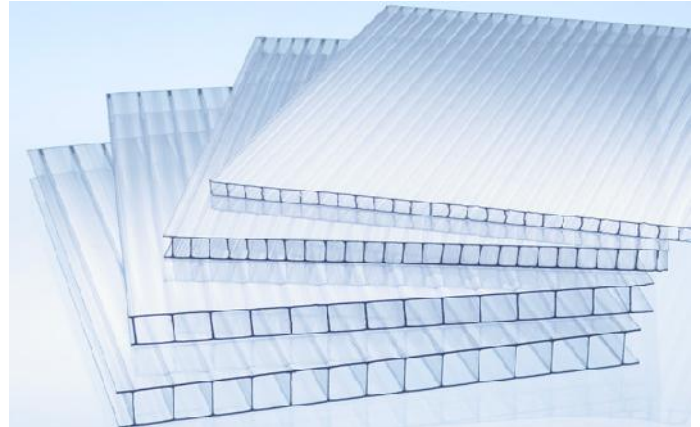


Figura 2. 3 Lastre in policarbonato

POLIPROPILENE (PP)

Tecnopolimero utilizzato prevalentemente per le sue proprietà meccaniche, realizzato nel 1953 dal premio Nobel Giulio Natta per la Montedison, è noto sotto il nome commerciale di Moplen, marchio registrato dalla Montedison fino al 1983 e poi dalla Himont S.p.a. E' il primo polimero prodotto industrialmente nel mondo. I primi impieghi sono limitati ad usi non tecnici, ma la lavorazione ad alta temperatura e l'impiego di catalizzatori ad elevata resa ne aumentano le prestazioni, abbassano i costi di produzione e ne derivano prodotti con caratteristiche superiori alle resine propileniche tradizionali. Dalla sola Himont il polipropilene è prodotto in oltre 200 tipi diversi, distinti in base al tipo di carica impiegata, al rinforzo voluto, alle proprietà caratteristiche ottenibili. Presenta costi e lavorazioni simili a quella del polietilene.

Caratteristiche tecniche : Il polipropilene è un polimero termoplastico con struttura parzialmente cristallina, molto leggero e simile al polietilene ad alta densità. Rispetto al polietilene presenta minore densità, un punto di rammollimento più alto, prestazioni a temperature più elevate ed è più soggetto ad ossidazione. Possiede buone caratteristiche meccaniche, tra le quali spiccano la rigidità (di contro il polipropilene ha un comportamento fragile se sottoposto a intaglio debole), la scarsa deformabilità (intorno ai 50-60°C), la buona resistenza ai carichi, alla trazione (intorno ai 25-35 MPa), all'impatto e all'abrasione (0,7% del volume). Presenta inoltre caratteristiche elettriche simili a quelle del polietilene, tra le quali elevate sono quelle isolanti. Tra le caratteristiche termiche si evidenzia la tendenza

all'ossidazione alle alte temperature, che ne impone una stabilizzazione. Il comportamento al fuoco è simile a quello del polietilene, pertanto brucia con fiamma bluastro e sgocciolamento. Diventa fragile con temperature intorno agli 0°C, inferiori per i tipi modificati. Il polipropilene presenta una buona resistenza alle condizioni atmosferiche, ma non agli idrocarburi alifatici e aromatici.

Condizioni ambientali e d'uso : Il polipropilene può essere impiegato all'aria in un range di temperature che va da qualche grado sopra lo 0°C, limite minimo per cui diventa fragile, sino a 110°C e solo nei tipi fortemente stabilizzati e rinforzati può superare tale valore. Il polipropilene presenta una buona resistenza alle soluzioni acquose di sali inorganici, acidi, soluzioni alcaline, alcool, alcuni olii e soluzioni di lavaggio, mentre non resiste a forti agenti ossidanti e presenta rigonfiamenti se a contatto con idrocarburi alifatici e aromatici (benzina, benzolo). Con i miglioramenti in fase di lavorazione grazie alle alte temperature impiegate e alle cariche utilizzate, il polipropilene viene prodotto anche in pezzi sottili che sono in grado di avere alta resistenza alla flessione e durabilità. Per tale motivo non è più solo impiegato per beni di uso comune, ma anche per usi tecnici. Viene usato in diverse combinazioni, come omopolimero caricato e/o rinforzato e come copolimero.

Prodotti : Il polipropilene è impiegato per la produzione di oggetti di uso quotidiano, in special modo per pezzi che necessitano di una buona resistenza meccanica, indeformabilità e resistenza alla fiamma come parti interne di elettrodomestici e auto. In edilizia è impiegato per raccordi di scarico, tubazioni per riscaldamento a pannelli radianti e radiatori, lavabi, teli di copertura e nell'arredamento.

Tabella 2. 6 Caratteristiche qualitative del polipropilene

Polipropilene (PP)			
Tipo polimero		Caratteristiche	Prodotti
Termoplastico		Leggerezza	Parti interne di auto(Autoveicolo)
Intervallo di T[°C]		Soggetto a ossidazione	Elettrodomestici
0	110	Rigidità (rischio fragilità a 0°)	Raccordi di scarico(Edilizia)
		Scarsa deformabilità	Tubazioni(Edilizia)
		Resistenza ai carichi	Teli di copertura(Edilizia)
		Resistenza a trazione	
		Resistenza a flessione	Costo[euro/Kg]
		Resistenza a impatto	6.4
		Resistenza ad abrasione	
		Rigonfiamento per contatto con idrocarburi aromatici e alifatici	
		Durabilità	

Tabella 2. 7 Caratteristiche meccaniche del Polipropilene

Polipropilene(PP)
Peso specifico[g/cm ³]
0.91
Resistenza trazione a rottura[MPa]
30
Modulo di elasticità a trazione[MPa]
1400
Assorbimento di H ₂ O a saturazione[%]
0.03
Resistenza penetrazione Brinell[MPa]
70
Allungamento a rottura[%]
70
Coefficiente di Poisson
0.4



Figura 2. 4 Sedia in Polipropilene

CLORURO DI POLIVINILE (PVC)

Scoperto nel 1835, il PVC ha trovato largo impiego nella realizzazione industriale di prodotti solo in epoca relativamente recente, quando fu realizzata la stabilizzazione del polimero di cloruro di vinile. Presenta caratteristiche sensoriali e di aspetto molto diverse in ragione degli additivi o cariche con i quali viene mescolato: con adeguati plastificanti si trasforma in materiale flessibile ed elastico, dalle prestazioni simili alla gomma, mentre con l'aggiunta ad esempio di fibre di vetro diventa rigido e resistente. Rigido e allo stesso tempo fragile e pesante risulta invece quando è allo stato puro. Si presenta con una superficie lucida, trasparente (con trasparenza però inferiore al polimetilmetacrilato e al policarbonato) o traslucida.

Caratteristiche tecniche :Per la struttura molecolare è praticamente ininfiammabile, ma in presenza di alte temperature risulta pericoloso, in quanto secerne vapori corrosivi e tossici all'uomo. L'eliminazione di acido cloridrico può avvenire anche in presenza di catalizzatori, come ad esempio il ferro, e di alte temperature. Risulta molto resistente ad acidi e basi, ai gas atmosferici, ai carichi statici grazie all'elevato valore del modulo elastico a flessione, ma poco ad alcuni solventi organici e a soluzioni acquose.

Condizioni ambientali e d'uso : Il cloruro di polivinile può operare in un intervallo di temperatura non eccessivamente ampio, compreso tra -10 °C e +60 °C. Con speciali plastificanti però i valori limite possono diminuire o aumentare sensibilmente.

Prodotti: Il cloruro di polivinile viene utilizzato per creare cartelli stradali, suppellettili, tubi medicali e per moltissimi altri prodotti; nel settore edilizio viene impiegato, grazie al costo contenuto, soprattutto per realizzare lastre per edifici industriali, ma anche per le costruzioni commerciali o destinate allo sport e per le piscine. Oggigiorno alle lastre in cloruro di polivinile vengono preferite quelle in policarbonato, che offrono prestazioni maggiori, pur se a costi superiori. Le lastre vengono prodotte piane o nervate, prevalentemente a due pareti, ma anche a più, con le seguenti caratteristiche: - larghezza 100-400 mm (estensibile a 1200 mm, soprattutto nel caso delle lastre monolitiche) - spessore 9-60 mm (con spessori delle nervature e delle pareti di 1 mm, per le lastre a due pareti) .

Tabella 2. 8 Caratteristiche qualitative del Polivinilcloruro

Polivinilcloruro (PVC)			
Tipo polimero		Caratteristiche	Prodotti
Miscibile ad additivi		Ininfiammabile	Lastre per edifici (Edilizia)
Intervallo di T[°C]		Tossico ad alta T[°C]	Costruzioni commerciali(Edilizia)
-10	+60	Resistenza ad acidi e basi	Cartelli stradali(Viabilità)
		Resistenza ai gas atmosferici	Tubi medicali(Medicina)
		Resistenza ai carichi statici	
		Resistenza a flessione	Costo[euro/Kg]
		No resistente a solventi organici	4.13
		No resistente a soluzioni acquose	
		Flessibile ed elastico (plastificanti)	
		Rigido e resistente (fibre di vetro)	

Tabella 2. 9 Caratteristiche meccaniche del Polivinilcloruro

Polivinilcloruro(PVC)
Peso specifico[g/cm ³]
1.42
Tensione di snervamento[MPa]
58
Modulo di elasticità[MPa]
3000
Allungamento a rottura[%]
15
Allungamento a snervamento[%]
3
Coefficiente di Poisson[-]
0.33



Figura 2. 5 Tubi in Polivinilcloruro

Alluminio

L'affermazione dell'alluminio come materiale multiuso sui mercati mondiali è un avvenimento che fa parte della nostra storia recente: con poco più di cento anni di vita, infatti, il metallo leggero è uno degli ultimi arrivati tra i materiali per la produzione di massa, avendo iniziato il suo sostanziale sviluppo solo nel secolo appena trascorso. Ciò è avvenuto soprattutto grazie alla combinazione ottimale di diverse proprietà che lo caratterizzano e lo contraddistinguono:

Leggerezza: L'alluminio possiede un basso peso specifico ($2,7 \text{ KG/dm}^3$) che si traduce in un notevole vantaggio nelle applicazioni industriali;

Formabilità : Il prodotto estruso/laminato si può produrre in una vastissima serie di forme (profili standard e a disegno, estrusi e trafilati, etc..), in funzione delle svariate esigenze dell'utilizzatore;

Lavorabilità : L'ottima truciolabilità (ossia l'attitudine a subire lavorazioni con asportazione di truciolo) consente una facilità di lavorazione dello stesso metallo;

Plasticità : La proprietà di deformarsi permanentemente, che caratterizza varie leghe di alluminio, ne agevola l'impiego anche in applicazioni complesse;

Conduttività elettrica e termica: Questo metallo possiede un'ottima conduttività elettrica e termica, qualità che lo rendono indispensabile in ambito elettronico, nelle applicazioni elettriche ed in tutte quelle che richiedono dissipazione di calore. A parità di costo e di peso l'alluminio conduce molto più calore di qualsiasi altro metallo ($2.37 \text{ W cm}^{-1} \text{ }^\circ\text{K}^{-1}$) e la sua conducibilità elettrica è circa doppia di quella del rame (2.55 m W cm a temperatura ambiente);

Resistenza meccanica: Le leghe di alluminio possono raggiungere resistenze meccaniche fino a oltre 560 Mpa; il limite di snervamento per le leghe di più elevata resistenza è di circa l'85% della resistenza a rottura; ciò permettere di risolvere la maggior parte dei problemi in numerosissime applicazioni. La resistenza meccanica aumenta alle basse temperature, senza che si evidenzino fenomeni di transizione duttile/fragile;

Resistenza agli agenti atmosferici e corrosivi: Grazie al trattamento superficiale di ossidazione anodica protettiva, facilmente applicabile al metallo, si incrementa lo strato naturale di ossido protettivo. Attraverso i trattamenti di anodizzazione, conversione chimica e verniciatura, il metallo non si corrode né si deteriora nel tempo, pertanto gli elementi costruttivi in alluminio resistono a lungo senza richiedere manutenzione;

Scintille: L'alluminio e le sue leghe non emettono scintille, e quindi sono materiali ideali ovunque vi siano pericoli di esplosione o di incendio;

Resilienza: Le leghe di alluminio combinano resistenza elevata ed elevata capacità di deformarsi elasticamente sotto carico, ritornando alla forma iniziale dopo l'urto o dopo che è stato rimosso il carico applicato;

Riflettività: La riflettività dell'alluminio è molto elevata, ed i prodotti in alluminio ad alta riflettività possono essere vantaggiosamente utilizzati quali schermi per luce, radiazioni infrarosse, onde radio;

Resistenza al fuoco e alle basse temperature: I prodotti in alluminio e leghe non bruciano e non producono fumi tossici anche alle temperature più elevate; inoltre, la resistenza meccanica aumenta alle basse temperature senza significativi fenomeni di fragilizzazione; ciò fa delle leghe di alluminio materiali ideali per le applicazioni criogeniche, e comunque per applicazioni a temperature esterne estremamente basse;

Gradevole aspetto esteriore: La moltitudine di trattamenti superficiali ai quali può essere sottoposto il metallo ne esaltano l'aspetto e di conseguenza la sua applicazione nella creazione di particolari a vista;

Caratteristiche amagnetiche: L'alluminio e le sue leghe sono amagnetici, e quindi si prestano particolarmente per applicazioni ad alta tensione, per applicazioni elettroniche e in generale in presenza di forti campi magnetici, o attorno ad apparecchiature sensibili ai campi magnetici;

Non tossicità: L'alluminio è un metallo atossico e pertanto largamente utilizzato nell'industria alimentare;

Assemblabilità: Le leghe di alluminio possono essere assemblate per fissaggio meccanico con viti, bulloni, chiodi, rivetti a strappo; si possono realizzare assemblaggi strutturali; sono disponibili leghe saldabili per fusione e brasabili;

Versatilità : L'alluminio è diventato, nell'arco di un secolo di eccezionale sviluppo, il metallo più variamente utilizzato al servizio dell'umanità. La chiave della sua vincente competitività risiede senza dubbio nell'insieme delle sue caratteristiche non riscontrabili in nessun altro metallo, preso individualmente;

Elevata riciclabilità: I materiali a base alluminio possono essere riciclati indefinitamente senza perdere le caratteristiche superiori del metallo, e i loro rottami conservano un valore elevato; ciò ne fa articoli estremamente interessanti dal punto di vista sia dell'impatto ambientale che economico.

Tabella 2. 10 Caratteristiche qualitative dell'Alluminio

Alluminio		
Peso[Kg/dm3]	Caratteristiche	Prodotti
2.7	Leggerezza	Profilati strutturali(Edilizia)
	Formabilità	Lastre(Edilizia)
	Lavorabilità	Pannelli(Edilizia)
	Plasticità	Elementi costruttivi(Edilizia)
	Conduttività elettrica e termica	
	Resistenza meccanica	Costo[euro/Kg]
	Resistenza agli agenti atmosferici e corrosivi	11
	No emissione di scintille	
	Resilienza	
	Riflettività	
	Resistenza al fuoco e a basse T[°C]	
	Gradevole aspetto esteriore	
	A-magneticità	
	Non tossicità	
	Assemblabilità	
	Versatilità	
	Elevata riciclabilità	

Tabella 2. 11 Caratteristiche meccaniche dell'Alluminio

Alluminio
Peso specifico[g/cm3]
2.7
Resistenza a trazione[MPa]
156
Modulo di elasticità[GPa]
69
Carico di snervamento[MPa]
350
Carico a rottura[MPa]
450
Durezza Brinell[MPa]
50
Allungamento a rottura[%]
15
Coefficiente di Poisson[-]
0.33



Figura 2. 6 Bottiglie in alluminio

Profili strutturali in vetroresina PRFV

La Vetroresina (P.R.F.V., resina poliestere rinforzata con fibra di vetro) è un materiale composito che si genera dall'unione di vari tipi di resine (ortoftalica, isoftalica, bisfenolica, vinilestere) con differenti fibre di vetro (vetro C, stuoia, mat, roving, paratank). Appena due decenni fa era impensabile che potessero prodursi sistemi in vetroresina per gli impianti di depurazione. Oggi, invece, la vetroresina ha dimostrato di avere caratteristiche di resistenza chimica e soprattutto meccanica superiori a qualsiasi altro abituale materiale o manufatto. Questo ci ha spinto a guardare avanti con lungimiranza e prospettive, alla ricerca di nuove soluzioni per un mercato sempre più competitivo.

Caratteristiche tecniche: Le proprietà intrinseche della vetroresina PRFV sono sostanzialmente alto rapporto resistenza meccanica /peso, nessun rammollimento per il calore, leggerezza, stabilità dimensionale e facilità di installazione ed adattabilità. Altre caratteristiche intrinseche del composito (tra cui la resistenza alla corrosione, l'a-magneticità, l'isolamento elettrico e l'assenza di manutenzione) consentono un'elevata flessibilità di impiego anche in condizioni sfavorevoli (industrie chimiche, ambienti aggressivi, ambienti marini). La possibilità di utilizzarle per soppalchi, portali, orditure di solai, ponti, ecc. ne fanno un materiale innovativo fondamentale per l'edilizia contemporanea specie nei lavori di ristrutturazione.

I Vantaggi della Vetroresina:

Resistenza chimica

- Resistenza Acidi e Basi
- Resistenza Alta Temperatura Liquidi
- Resistenza Idrocarburi
- Stabilità a più di 1200 Composti Chimici

Leggerezza

Con un peso specifico di 1,20 g/cm³ (=11kg /m²/cm), ad esempio un serbatoio di 20 mc con sviluppo superficiale di 50 mq pesa solo 660 kg.

Resistenza meccanica

- Nelle prove di carico (manufatto parzialmente interrato con peso gravante direttamente sulla portella) ha resistito ad oltre 44 quintali di peso
- La verifica strutturale condotta dal Dipartimento di Ingegneri dell'Università degli Studi di Modena e Reggio Emilia ha dimostrato che i manufatti Manzi in vetroresina sono carrabili per le strade di 1° categoria, le più gravose previste dalla normativa italiana.

Prodotti : Linea di prodotti in vetroresina (plastici rinforzati con fibre di vetro), proposte per strutture composite di elevata qualità e prestazioni meccaniche tramite fornitura di profili a sezioni variabili (C, H, IPE, ecc.) .

Tabella 2. 12 Caratteristiche qualitative del Vetroresina

Vetroresina(PRFV)		
Tipo materiale	Caratteristiche	Prodotti
Composito	Elevata resistenza meccanica	Soppalchi(Edilizia)
Resina + fibre di vetro	Leggerezza	Portali(Edilizia)
	No rammollimento per calore	Orditure di solai(Edilizia)
Peso [g/cm3]	Stabilità dimensionale	Ponti(Edilizia)
1.2	Facilità di installazione	Profilati a sezione Variabile(Edilizia)
	Adattabilità	
	Resistenza alla corrosione	
	A-magneticità	
	Isolamento elettrico e termico	Costo[euro/Kg]
	Assenza di manutenzione	5.5
	Resistenza ad acidi e basi	
	Resistenza ad alta T[°C]	
	Resistenza a idrocarburi	

Tabella 2. 13 Caratteristiche qualitative del Vetroresina

Vetroresina
Peso specifico[g/cm3]
1.2
Resistenza circonferenziale a trazione[MPa]
130
Resistenza assiale[MPa]
130
Resistenza circonferenziale a flessione[MPa]
150
Modulo el. Circonferenziale a trazione[MPa]
11000
Modulo elastico assiale[MPa]
11000
Modulo el. Circonferenziale a flessione[MPa]
11000
Coefficiente di Poisson[-]
0.3



Figura 2. 7 Contenitore in Vetroresina

2.3 Scelta del materiale

Questo studio ha lo scopo di progettare un rifugio di emergenza la cui costruzione si basa sulla modularità delle sezioni e sulla semplicità dell'intera struttura.

La soluzione pensata adotta blocchi realizzati in Polimetilmetacrilato per realizzare le sezioni, mentre la struttura tra le stesse sarà ricoperta da conci con spessore limitato utili a generare la continuità della superficie a guscio. Tali conci saranno posti in compressione tramite dei cavi che li attraversano e che verranno tesati dopo la posa in opera di tutti gli elementi strutturali. L'utilizzo dei cavi serve a garantire la generazione di una curvatura in direzione longitudinale, utile a creare un regime membranale e a garantire la non sviluppabilità della struttura. La conseguenza è l'aumento dell'energia necessaria al collasso della struttura rispetto alla medesima struttura ma con semplice curvatura nel piano.

La scelta del Polimetilmetacrilato è dettata dalla volontà di puntare sulla leggerezza e sulle capacità strutturali di materiali innovativi come i polimeri, ad esclusione quindi dell'alluminio e della vetroresina, e per la sua particolare predisposizione al problema rispetto agli altri polimeri concorrenti.

Il Policarbonato viene infatti escluso per i problemi legati all'instabilità per snap-trough che avrebbe caratterizzato le facce e richiesto quindi un'analisi troppo approfondita per essere impiegato.

Il Polipropilene viene escluso perché malgrado sia il materiale più leggero, è anche quello col modulo elastico più basso oltre che essere rigido e quindi soggetto potenzialmente a rottura fragile.

Il Polivinilcloruro è quello che probabilmente più compete col Polimetilmetacrilato ma che, rispetto a quest'ultimo, risulta essere più pesante e quindi meno predisposto alla flessibilità col rischio di generare delle forze di inerzia, prodotte da un sisma, maggiori a causa del peso superiore.

Tabella 2. 14 Caratteristiche del materiale di progetto

Soluzione progettuale		
Materiale del blocco : Polimetilmetacrilato		Materiale della superficie laterale : Polimetilmetacrilato
Caratteristiche qualitative	Proprietà meccaniche	Caratteristiche qualitative
Qualità ottiche eccellenti	Peso specifico[g/cm3]	Qualità ottiche eccellenti
Resistenza a trazione	1.19	Resistenza a trazione
Resistenza a compressione	Assorbimento H2O a 24h[%]	Resistenza a compressione
Resistenza a flessione	0.3	Resistenza a flessione
Deformabilità plastica	Resistenza a trazione[MPa]	Deformabilità plastica
Resistenza agli sbalzi di T[°C]	60	Resistenza agli sbalzi di T[°C]
Resistenza alle intemperie	Resistenza flessione[MPa]	Resistenza alle intemperie
Resistenza agli UV	115	Resistenza agli UV
Scarsa resistenza al calore	Tensione di snervamento a compr.[MPa]	Scarsa resistenza al calore
	110	
	Modulo di elasticità tangenziale[MPa]	
	2500	
	Allungamento a strappo[%]	
	5.5	
	Coefficiente di Poisson[-]	
	0.375	



Figura 2. 8 Copertura in Polimetilmetacrilato

Si passa adesso a considerare il comportamento meccanico del PMMA. Infatti risulta necessario interpretare dei grafici che riproducano il comportamento a trazione e compressione del materiale che si è scelto per il progetto. Il valore della tensione di snervamento a compressione del Polimetilmetacrilato è 110 MPa. Il valore della tensione di rottura a trazione è intorno a 60 MPa. Se si osserva il diagramma sforzo-deformazione del Polimetilmetacrilato si può notare un comportamento dipendente dalla temperatura. In particolare, scegliendo il diagramma pertinente la temperatura ambiente (circa 20°), si osserva che il comportamento a trazione risulta essere pressoché elastico. Ciò comporta che la tensione a rottura a trazione coincida con quella di snervamento. Quindi nelle verifiche strutturali effettuate nei paragrafi successivi si impiegherà come valore della tensione caratteristica di snervamento il minore tra quello di compressione e di trazione. Di seguito il diagramma sforzo- deformazione :

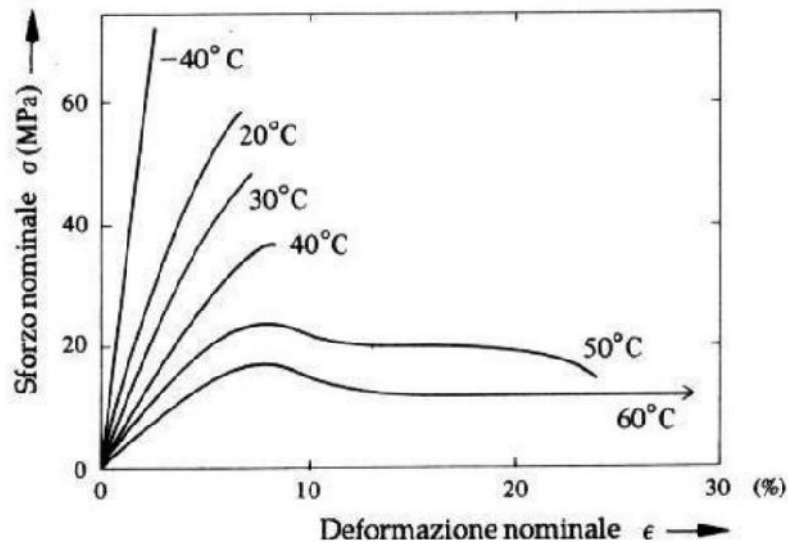


Figura 2. 9 Diagramma sforzo – deformazione a trazione del PMMA

L'allungamento a rottura del PMMA è noto e pari a 5.5 % . Quello che bisogna determinare è il valore della deformazione a compressione che provoca lo snervamento. Conoscendo l'andamento del diagramma sforzo-deformazione a trazione, per ottenere la parte del diagramma in compressione è sufficiente tracciare una retta, con pendenza pari al modulo elastico del materiale, che riproduca il comportamento elastico fino alla tensione di snervamento a compressione di 110 MPa. La validità di tale modo di procedere si basa sull'ipotesi che il comportamento del PMMA sia elastico lineare a compressione fino a snervamento. A dimostrazione di ciò, si riporta un diagramma sforzo-deformazione ottenuto mediante prove sperimentali realizzate dal Department of Materials Science and

Metallurgical Engineering, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran :

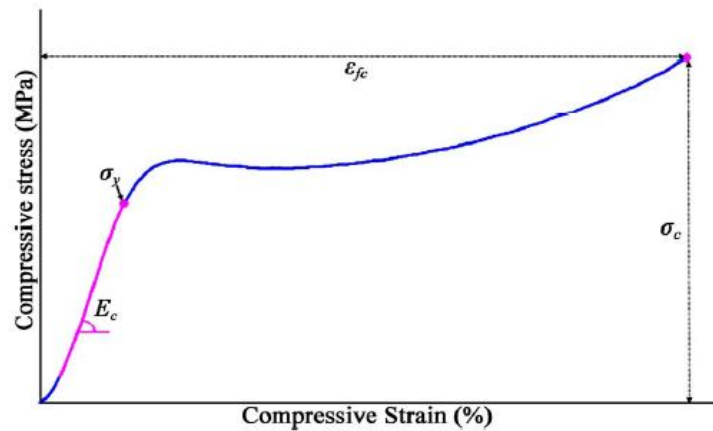


Figura 2. 10 Diagramma sforzo-deformazione a compressione del PMMA

Quindi, disegnando in scala, è possibile risalire alla deformazione di snervamento a compressione. Di seguito si riporta la descrizione dei passaggi per la ricostruzione completa del diagramma :

Si inizia col tracciare la retta utile a descrivere il comportamento elastico a compressione del materiale. Per far ciò bisogna imporre una pendenza pari al modulo elastico di 2500 MPa. Ciò comporta assumere in ordinata una tensione pari a 2500 MPa e in ascissa una deformazione pari a 1, ovvero al 100%. E' chiaro che risulta complicato rintracciare questi valori sul diagramma. Di conseguenza si procede modificando i valori di tensione e deformazione ma, ovviamente, facendo in modo che il rapporto sia costante e pari a 2500 MPa. Per facilità si assume una tensione pari a 62.5 MPa e una deformazione pari a 0.025, ovvero al 2.5%. Infatti : $62.5 \text{ MPa} / 0.025 = 2500 \text{ MPa}$. A questo punto si riporta la retta sul quadrante negativo e la si estende fino a raggiungere un'ordinata pari alla tensione di snervamento a compressione, ovvero -110 MPa. Si traccia una retta verticale e si legge sull'asse delle ascisse il valore della deformazione di snervamento a compressione.

Di seguito il diagramma ottenuto :

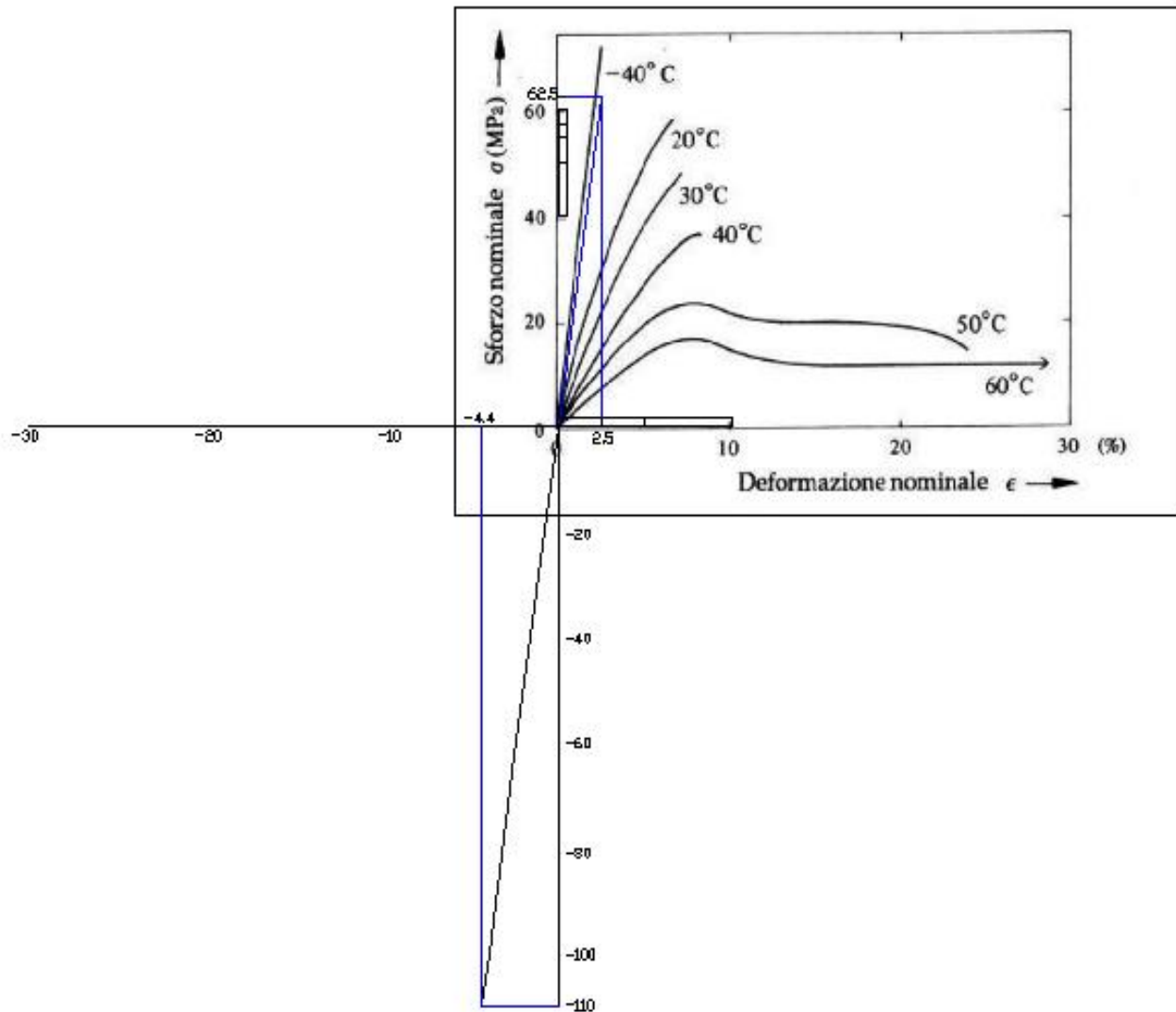


Figura 2. 11 Diagramma sforzo-deformazione a trazione e compressione del PMMA

Come si evince dal grafico, il valore della deformazione a snervamento per compressione è pari al -4.4% , ovvero a -0.044 .

3. Scenario di progetto

Per la progettazione completa della struttura è necessario definire uno scenario di progetto, utile alla simulazione costruttiva e comportamentale del manufatto soggetto a determinati carichi. Lo scenario serve appunto a definire le condizioni ambientali utili al rintracciamento dei carichi di progetto. Tali carichi saranno applicati al modello per simulare le azioni a cui la struttura sarà soggetta durante il suo tempo di vita. Le sollecitazioni che nasceranno da tali carichi saranno impiegate per verificare la resistenza degli elementi strutturali.

Lo scenario che viene impiegato nel seguente studio è il Centro Italia. I motivi per cui viene assunto tale contesto ambientale sono di seguito elencati :

- Il Paese scelto è l'Italia perché è il maxi contesto in cui si sta approcciando lo studio della struttura in esame
- Il Nord Italia rappresenta una situazione limite, in quanto, in media, risulta molto sollecitato dal carico neve e poco da azioni sismiche
- Il Sud Italia rappresenta un'altra situazione limite, in quanto, in media, risulta poco o quasi per nulla sollecitato dal carico neve e molto da azioni sismiche
- Il Centro Italia rappresenta la condizione ideale, in quanto intermedia tra le precedenti e in quanto molto soggetta a fenomeni catastrofici negli ultimi decenni, come descritto nelle prime pagine del lavoro.

Una volta definito lo scenario si procede alla definizione dei carichi agenti. Di seguito la lista dei carichi da computare :

- Peso proprio della struttura (già da considerare durante le fasi costruttive)
- Carichi variabili distribuiti sulla pavimentazione del rifugio di emergenza ed eventuali carichi folla (in funzione della distribuzione degli spazi interni della struttura)
- Vento (agente nelle direzioni X e Y con verso positivo e negativo)
- Neve
- Sisma (agente nelle direzioni X e Y con verso positivo e negativo)

Si procede adesso alla definizione dei carichi elencati

3.1 *Peso proprio*

Il peso proprio della struttura viene già considerato durante le fasi costruttive ed inserito nel modello andando a caratterizzare il peso specifico del materiale della struttura e inserendo come carico la gravità.

3.2 Carichi variabili

I carichi variabili assunti da progetto sono quelli delle strutture di civile abitazione. Per la definizione di tali carichi ci si rifà alla tabella 3.1.II delle Nuove Normative Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018). In particolare la tabella mostra tre valori che vengono di seguito esplicitati:

- $q_K [KN/m^2]$ = carichi verticali uniformemente distribuiti
- $Q_K [KN]$ = carichi verticali concentrati
- $H_K [KN/m]$ = carichi orizzontali lineari

Di seguito la tabella coi carichi :

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, adatri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Figura 3. 1 Tabella 3.1.II dell'NTC 2018 utile alla definizione dei carichi variabili

I carichi di progetto assunti quindi sono:

- $q_K = 2KN/m^2$
- $Q_K = 2KN$ (impiegato esclusivamente per verifiche locali su impronte di carico)
- $H_K = 1 KN/m$ (impiegato esclusivamente per verifiche locali su elementi bidimensionali verticali)

3.3 Vento

La definizione del carico vento viene effettuato rifacendosi ai termini descritti dall'NTC 2018 nel paragrafo 3.3. Innanzitutto è quindi necessario definire la regione in cui si sta procedendo alla progettazione e l'altezza sul livello del mare in cui si procede alla realizzazione dell'edificio. Per le assunzioni descritte in precedenza, si valuta come zona di studio il Centro Italia, ovvero la fascia di regioni che compare nella riga 3 della tabella 3.3.I dell'NTC 2018. Si immagina inoltre che l'altezza sul livello del mare sia $a_s = 1000m$, in modo da generare una velocità del vento superiore a quella di riferimento garantendo una condizione più gravosa sulla struttura. Di seguito la tabella 3.3.I :

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 3. 2 Tabella 3.3.I dell'NTC 2018 utile alla definizione della velocità del vento

A questo punto si procede al calcolo della velocità del vento mediante la formula 3.3.1 :

$$V_b = V_{b,0} * C_a$$

- $V_{b,0}$ = velocità di riferimento del vento

- C_a = coefficiente di altitudine pari a :

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + K_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Noti

$$-V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$-a_0 = 500 \text{ m}$$

$$-K_s = 0.37$$

allora avremo :

$$C_a = 1 + 0.37 * \left(\frac{1000}{500} - 1 \right) = 1.37$$

$$V_b = V_{b,0} * C_a = 27 * 1.37 = 36.99 = 37 \text{ m/s}$$

Nota la velocità del vento, si procede adesso al calcolo della pressione mediante la formula 3.3.4 :

$$p = q_r * C_e * C_p * C_d$$

di cui

- q_r = pressione cinetica di riferimento

- C_e = coefficiente di esposizione

- C_p = coefficiente di pressione

- C_d = coefficiente dinamico.

Si procede alla definizione dei termini utili al calcolo della pressione :

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \rho V_b^2$$

- ρ = densità dell'aria assunta pari a 1.25 Kg/m^3

e quindi

$$q_r = 0.5 * 1.25 * 37^2 = 855.63 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

$$C_e(z) = K_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } Z \geq Z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(Z_{\min}) \quad \text{per } Z < Z_{\min}$$

- C_t = coefficiente di topografia (assunto generalmente pari a 1)

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 3. 3 Tabella 3.3.II per la definizione dei termini utili al calcolo del coefficiente di esposizione

E' necessario a questo punto valutare la categoria di esposizione del sito. Per farlo si passa dalla definizione della classe di rugosità del terreno. Di seguito la tabella 3.3.III utile alla definizione :

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 3. 4 Tabella 3.3.III utile alla definizione della classe di rugosità

Si sceglie di classificare la rugosità come B semplicemente per generare una condizione più sfavorevole rispetto ad A. Le rugosità C e D sembrano troppo gravose per la conformazione dei territori del centro Italia. Essendo la quota sul livello del mare pari a 1000m, si immagina di porsi nella condizione più sfavorevole. Quindi si considera l'ultima colonna della figura 3.3.2 .

Si procede a questo punto alla definizione della classe di esposizione del sito :

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa mare	2 km	10 km	30 km	500m	750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	IV
* Categoria III in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Figura 3. 5 Figura 3.3.2 per la definizione della classe di esposizione del sito

Il sito risulta avere una classe di esposizione IV. E' possibile quindi definire i parametri caratteristici :

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 3. 6 Tabella 3.3.II per la definizione dei termini utili al calcolo del coefficiente di esposizione
Noti

- $K_r = 0.22$

- $Z_0 = 0.3$ m

- $Z_{min} = 8$ m

il valore di C_e deve essere calcolato in funzione dell'altezza Z della struttura. Chiaramente la quota Z varia lungo lo sviluppo longitudinale del rifugio. Si osserva però che nel caso in cui $Z < Z_{min}$ il valore di C_e è pari al valore calcolato in corrispondenza di Z_{min} . Nel nostro caso studio, l'altezza massima della struttura è 3.807m, che risulta quindi minore di $Z_{min} = 8$ m. Ciò comporta che il valore di C_e calcolato per l'intera struttura sarà quello calcolato in corrispondenza di $Z = 8$ m, ovvero :

$$C_e(z) = K_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] = 0.22^2 * 1 * \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) * (7 + 1 * \ln\left(\frac{8}{0.3}\right)) = 1.63$$

Coefficiente dinamico

A scopo cautelativo il coefficiente dinamico C_d viene assunto pari a 1.

Coefficiente di pressione

Il calcolo del coefficiente di pressione per corpi cilindrici viene effettuato seguendo le formulazioni riportate nella circolare 3.3.10 “Coefficiente di forma (o aerodinamico)” dell’NTC 2008. Di seguito le formulazioni per il calcolo di C_p :

$$C_p = 1.2 \quad \text{per } d/\sqrt{q} \leq 2.2$$

$$C_p = (1.783 - 0.263 d/\sqrt{q}) \quad \text{per } 2.2 < d/\sqrt{q} < 4.2$$

$$C_p = 0.7 \quad \text{per } 4.2 \leq d/\sqrt{q}$$

con d = diametro della sezione circolare del corpo cilindrico e $q = q_B * C_e$ [N/m^2].

I valori di q_B e C_e sono stati calcolati in precedenza. Si fa notare che la nuova normativa sostituisce q_B con q_r . Di seguito i valori :

$$q_r = 0.5 * 1.25 * 37^2 = 855.63 \text{ N/m}^2$$

$$C_e(z) = 1.63$$

quindi possiamo calcolare il valore di q :

$$q = q_B * C_e = 855.63 * 1.63 = 1394.7 \text{ N/m}^2$$

La definizione di d è un po’ più complicata in quanto la nostra struttura non ha sezione perfettamente circolare. Di conseguenza bisogna definire in modo approssimativo il valore di d , che cambierà da sezione a sezione. In particolare è possibile assumere come diametro la larghezza alla base della sezione. Si riporta di seguito la tabella coi valori di d , col rapporto d/\sqrt{q} e col calcolo di C_p :

Tabella 3. 1 Calcolo del fattore di forma

Sezione	$d[m]$	$q[N/m^2]$	$d/\text{rad}(q)$	C_p
1	3.555	1394.7	0.095192	1.2
2	4.082		0.109303	1.2
3	4.47		0.119693	1.2
4	4.896		0.131099	1.2
5	5.153		0.137981	1.2

Come si osserva il rapporto d/\sqrt{q} fa sì che si ricada nel primo caso e quindi il valore di C_p risulta essere costante e pari a 1.2. A questo punto si riassumono i valori dei coefficienti calcolati e si procede alla valutazione della pressione p del vento.

Di seguito i dati :

$$p = q_r * C_e * C_p * C_d$$

$$- q_r = 855.63 \text{ N/m}^2$$

$$-C_e = 1.63$$

$$-C_p = 1.2$$

$$-C_d = 1$$

$$p = 855.63 \frac{N}{m^2} * 1.63 * 1.2 * 1 = 1673.6 \frac{N}{m^2}$$

Applicazione del carico vento sul modello

A questo punto si ha la necessità di definire il modo di inserimento del carico vento sul modello. Ciò che si procede a caricare sono i gusci e i blocchi delle sezioni. Avendo calcolato una pressione, e quindi un carico distribuito su una superficie, i modi più semplici per caricare questi elementi strutturali sono :

-Caricare i blocchi di sezione con un carico distribuito lineare, in quanto sul modello la sezione viene rappresentata con la linea media. Il valore di tale carico lineare sarà dato dal prodotto della pressione calcolata moltiplicata per la larghezza del blocco. Quindi bisogna distinguere il caso in cui si applichi il vento in direzione X e quello in cui si applichi in direzione Y. Se il vento agisce in direzione X, la faccia del blocco su cui agisce ha larghezza 1m, e quindi il carico lineare distribuito sarà pari al prodotto di p per 1m. Se il vento agisce in direzione Y la faccia su cui grava avrà larghezza pari allo spessore nel piano SNP della sezione estrema su cui agisce, e questa larghezza sarà differente per la sezione 1 e la sezione 2. Ma in questo caso avendo modellato solo metà struttura ed essendo il caso di un carico simmetrico applicato a struttura simmetrica, il valore del carico del vento da applicare sarà la metà. Di seguito una tabella per riassumere i dati :

Tabella 3. 2 Calcolo del carico vento

Direzione	Verso	p[N/m ²]	Larghezza[m]	Carico lineare[N/m]
X	-	1674	1	1674
X	+		1	1674
Y	-		0.26	217.62
Y	+		0.25	209.25

-Caricare i gusci con un carico distribuito su una superficie agente in direzione X e pari proprio al valore di p.

Azione tangenziale del vento

Nota la pressione del vento si procede alla definizione dell'azione tangente del vento mediante la formula 3.3.5 :

$$P_f = q_r * C_e * C_f$$

di cui

- q_r = pressione cinetica di riferimento

- C_e = coefficiente di esposizione

- C_f = coefficiente di attrito

I valori di q_r e C_e sono stati precedentemente calcolati. Si procede adesso alla definizione del coefficiente di attrito. Questo viene calcolato mediante la circolare C3.3.11 dell'NTC 2008.

Di seguito la tabella per la valutazione di C_f :

Tabella C3.3.XIX - Valori del coefficiente d'attrito

Superficie	Coefficiente d'attrito c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

Figura 3. 7 Tabella C3.3.XIX utile al calcolo di C_f

Avendo a che fare con una struttura in Polimetilmetacrilato sicuramente la faccia su cui grava il vento tangenziale risulta liscia e di conseguenza si assume $C_f = 0.01$. Quindi si riassumono i valori dei coefficienti e si procede al calcolo di P_f :

$$- q_r = 855.63 \text{ N/m}^2$$

$$- C_e = 1.63$$

$$- C_f = 0.01$$

$$P_f = 855.63 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 1.63 * 0.01 = 13.95 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Applicazione del vento tangenziale sul modello

Anche in questo caso è necessario definire il modo di applicazione del carico sul modello e, pertanto, distinguere il caso del vento tangenziale in direzione X e Y. Dovendo ancora una volta caricare i blocchi delle sezioni e i gusci strutturali, si immagina di assumere come valide le considerazioni fatte in precedenza per l'applicazione della pressione p del vento. Di seguito le assunzioni :

-Per caricare i blocchi di sezione si immagina di applicare un carico distribuito lineare lungo la linea media. Chiaramente, dovendo introdurre un carico tangenziale, se il vento tangenziale viene applicato in direzione Y allora il carico lineare sarà il prodotto di P_f per la larghezza di 1m. In questo caso il vento graverà su tutte le sezioni strutturali. Di seguito la tabella coi dati :

Tabella 3. 3 Calcolo del vento tangenziale in Y

Direzione	Verso	Pf[N/m ²]	Larghezza sezione 1,2,3,4,5[m]	Carico lineare[N/m]
Y	-	13.95	1	13.95
Y	+		1	13.95

Se invece il vento tangenziale viene applicato in direzione X il carico lineare sarà il prodotto di P_f per lo spessore nel piano SNP delle sezioni estreme 1 e 2. Ma in questo caso avendo modellato solo metà struttura ed essendo il caso di un carico simmetrico applicato a struttura simmetrica, il valore del carico del vento da applicare sarà la metà. Si riporta quindi una tabella che racchiude le casistiche :

Tabella 3. 4 Calcolo del vento tangenziale in X

Direzione	Verso	pf[N/m ²]	Larg.sez.1[m]	Carico lin. Sez. 1[N/m]	Larg.sez.2[m]	Carico lin. Sez. 2[N/m]
X	-	13.95	0.25	1.74375	0.26	1.8135
X	+		0.25	1.74375	0.26	1.8135

-Per caricare i gusci si applica semplicemente il vento tangenziale come carico distribuito su una superficie esclusivamente agente in direzione Y. Per applicare il vento tangenziale al guscio in direzione X si dovrebbe caricare il bordo superiore del guscio con un carico lineare. Come si osserva i valori del vento tangenziale sono molto minori,chiaramente, rispetto a quelli della pressione p ortogonale. Nel caso del vento tangenziale in direzione Y c'è una differenza di due ordini di grandezza con l'azione del vento ortogonale. Nel caso del vento in direzione X tangenziale la differenza diventa di tre ordini di grandezza. Di conseguenza l'azione del vento tangenziale potrebbe essere tranquillamente trascurata perché comunque coperta dai coefficienti di sicurezza applicati nella combinazione delle azioni al vento ortogonale.

3.4 Neve

Il calcolo del carico neve viene effettuato seguendo le indicazioni dell'NTC 2018, al paragrafo 3.4. La formulazione generale per il calcolo del carico sarà :

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_E * C_t$$

in cui

- q_s = carico neve sulla copertura

- q_{sk} = valore di riferimento carico neve al suolo

- μ_i = coefficiente di forma della copertura

- C_E = coefficiente di esposizione

- C_t = coefficiente termico

Si procede alla definizione dei termini utili al calcolo del carico neve :

Valore di riferimento al suolo

La valutazione del coefficiente q_{sk} viene effettuata sulla base della zonazione del territorio italiano. Ricordando che lo scenario di progetto prevede una collocazione nel Centro Italia e che l'altitudine del sito sul livello del mare è $a_s = 1000m$, il valore di q_{sk} è presto noto :

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.4]$$

Figura 3. 8 Estratto della normativa per la zonazione utile al calcolo di q_{sk}

Noto $a_s = 1000m$, il valore di q_{sk} sarà :

$$q_{sk} = 0.85 * (1 + (a_s/481)^2) = 0.85 * (1 + (1000/481)^2) = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

Coefficiente di forma

Avendo a che fare con una struttura non perfettamente cilindrica, le considerazioni riguardo i coefficienti di forma sono sempre molto delicate. In linea di massima conviene, quindi, porsi sempre nella situazione più sfavorevole, in modo che qualunque approssimazione fatta sulla geometria della copertura non porti ad errori grossolani. La circolare C3.4.3.1 dell'NTC 2018 fornisce una valutazione del coefficiente di forma per coperture cilindriche che rientra in due casi : carico neve agente in assenza di vento e carico neve agente in presenza di vento. Di seguito la figura dimostrativa :

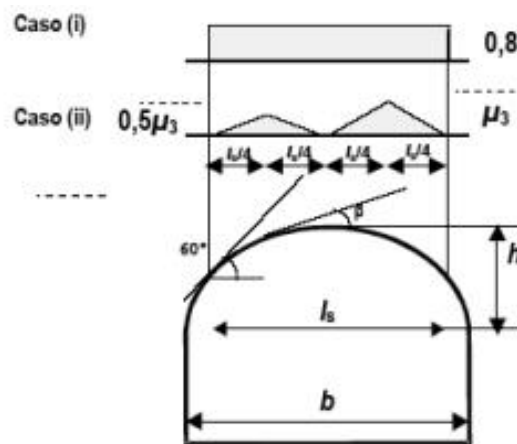


Figura 3. 9 Figura C3.4.4 dell' NTC - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture cilindriche

Nel caso II, ovvero di carico neve in presenza di vento, il calcolo del coefficiente di forma μ_3 segue le seguenti formulazioni:

$$-\mu_3 = 0 \quad \text{per } \beta > 60^\circ$$

$$-\mu_3 = 0.2 + 10 h/b \quad \text{per } \beta \leq 60^\circ$$

Non sapendo a priori quale possa essere il caso più gravoso per la nostra struttura è necessario considerarli entrambi. Nel caso in cui si consideri il carico neve in assenza di vento si assume $\mu_3 = 0.8$.

Se invece si considera la presenza del vento assieme alla neve bisogna procedere alla definizione di β e μ_3 per le diverse sezioni, assumendo poi per il singolo guscio il coefficiente che porta al carico più gravoso.

Si riporta a titolo esemplificativo la schermata con le trattazioni geometriche effettuate sulla sezione 1 in modo da definire tutti i parametri richiesti. Si parte definendo la larghezza b della sezione che viene valutata per semplice quotatura. Poi si procede alla valutazione di l_s . Per farlo si traccia una retta inclinata di 60° e si trova sulla circonferenza quel punto avente tangente coincidente con tale retta. Rintracciato il punto, il valore di l_s sarà semplicemente il doppio della distanza del punto dall'asse Z. A questo punto si procede alla valutazione di β . Per farlo si parte dal punto di simmetria in chiave della sezione e si traccia una retta orizzontale verso sinistra con una lunghezza pari a $l_s/4$. Fatto ciò, si riporta il punto traslato di $l_s/4$ sulla circonferenza con una retta verticale e si traccia la sua tangente. Il valore di β sarà l'inclinazione della tangente. Di seguito la schermata :

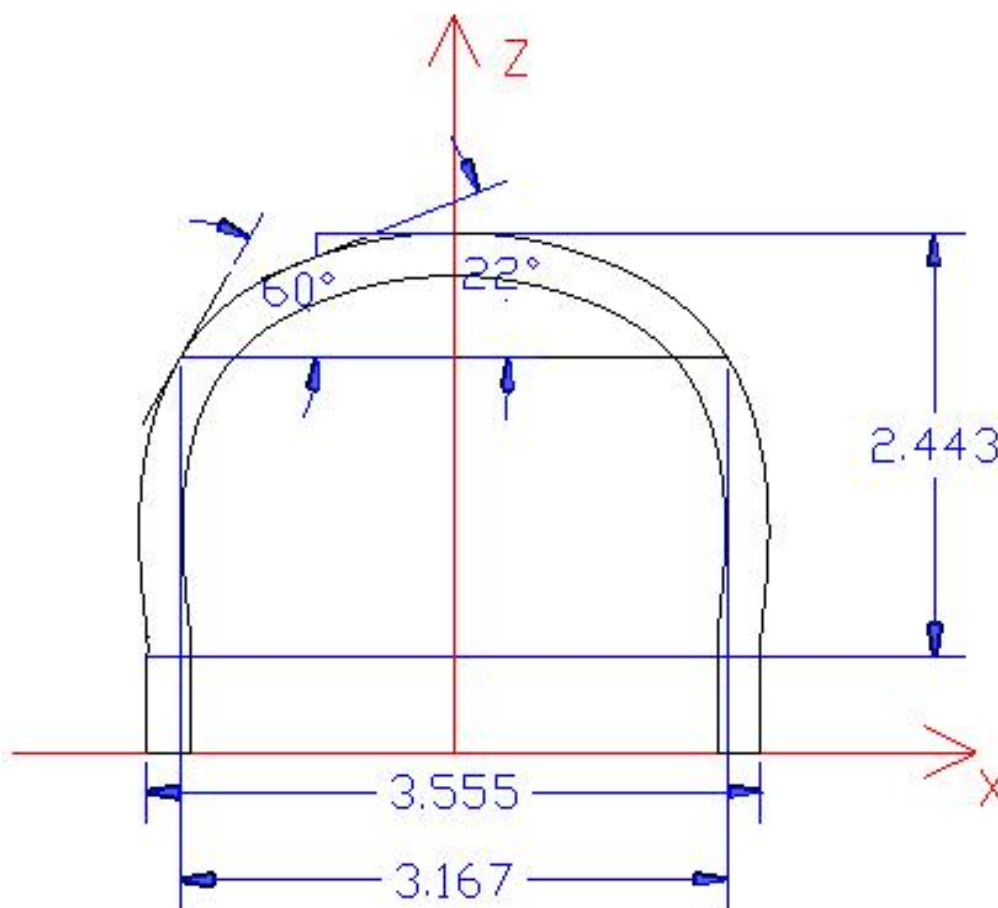


Figura 3. 10 Schermata della Sezione 1 con le trattazioni geometriche utili alla definizione dei parametri per il calcolo del coefficiente di forma (Sezione in nero, linee di costruzione e quote in blu, assi X e Z in rosso)

Di seguito la tabella coi dati di tutte le sezioni :

Tabella 3. 5 Caratteristiche sezioni per il calcolo dei coefficienti di forma

Sezione	b[m]	Ls[m]	h[m]	$\beta[^\circ]$	μ_3 sezioni	μ_3 guscio
1	3.555	3.167	2.443	22	7.072011252	
Guscio 1-3						7.0720113
3	4.47	4.025	2.829	22	6.52885906	
Guscio 3-5						6.7605096
5	5.153	4.617	3.212	22	6.433262177	
Guscio 5-4						6.4622549
4	4.896	4.355	3.066	22	6.462254902	
Guscio 4-2						6.7605096
2	4.082	3.653	2.678	22	6.760509554	

Come già anticipato, per i gusci si è scelto di assumere il valore più gravoso tra i coefficienti di forma delle sezioni adiacenti. Questo ci consente di trascurare il fatto che il guscio abbia la sezione variabile e quindi di valutare molteplici fattori di forma intermedi. Come si osserva i valori dei coefficienti di forma sono tutti superiori a 0.8. Ciò comporta un carico neve maggiore e quindi una situazione più gravosa.

Coefficiente di esposizione

La valutazione del coefficiente di esposizione viene effettuata facendo riferimento al paragrafo 3.4.4 dell'NTC 2018. In particolare la stima del coefficiente è di tipo tabellare :

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 3. 11 Tabella 3.4.I per la stima del coefficiente di esposizione del carico neve

Viene scelta la tipologia di topografia “Battuta dai venti” in quanto si immagina che, essendo in uno scenario post-catastrofe, è molto probabile che la zona del disastro sia sgombra di ostacoli, appunto crollati a causa della catastrofe naturale. Di conseguenza il valore di C_E sarà pari a 0.9.

Coefficiente termico

In assenza di analisi più approfondite, il valore di C_t viene assunto cautelativamente pari a 1.

Si procede a questo punto alla definizione complessiva del carico neve che ovviamente graverà in modo diverso, in termini quantitativi, sulle diverse sezioni e sui gusci. Di seguito la tabella coi dati :

Tabella 3. 6 Calcolo del carico neve sulla struttura

Elemento strutturale	qsk[KN/m2]	μ_i	Ce	Ct	qs[KN/m2]
Sezione 1	4.5	7.072011	0.9	1	28.641646
Guscio 1-3	4.5	7.072011	0.9	1	28.641646
Sezione 3	4.5	6.528859	0.9	1	26.441879
Guscio 3-5	4.5	6.528859	0.9	1	26.441879
Sezione 5	4.5	6.433262	0.9	1	26.054712
Guscio 5-4	4.5	6.462255	0.9	1	26.172132
Sezione 4	4.5	6.462255	0.9	1	26.172132
Guscio 4-2	4.5	6.76051	0.9	1	27.380064
Sezione 2	4.5	6.76051	0.9	1	27.380064

Applicazione del carico neve sul modello

Anche in questo caso è necessario definire la via per caricare gli elementi strutturali, ovvero i blocchi delle sezioni e i gusci. Non c'è ovviamente distinzione dell'applicazione del carico che sarà univocamente applicato verticale e gravante verso il basso (ovvero in direzione Z con verso negativo). Di seguito si riporta i sistemi di carico di blocchi e gusci:

-Ai blocchi sarà applicato un carico verticale distribuito lineare lungo la linea media della sezione pari al prodotto di qs della sezione per 1m di larghezza. Ma in questo caso avendo modellato solo metà struttura ed essendo il caso di un carico simmetrico applicato a struttura simmetrica, il valore del carico neve da applicare sarà la metà. Di seguito la tabella coi carichi lineari :

Tabella 3. 7 Calcolo del carico neve sulle sezioni

Sezione	qs[KN/m2]	Larghezza[m]	Carico lineare[KN/m]
1	28.6416456	1	14.32082278
2	27.3800637	1	13.69003185
3	26.4418792	1	13.2209396
4	26.1721324	1	13.08606618
5	26.0547118	1	13.02735591

-Ai gusci invece viene semplicemente applicato un carico distribuito su superficie pari al valore del qs agente su ogni guscio e precedentemente definito. Ma in questo caso avendo modellato solo metà struttura ed essendo il caso di un carico simmetrico applicato a struttura simmetrica, il valore del carico neve da applicare sarà la metà. Di seguito la tabella coi valori riassunti :

Guscio	qs[KN/m2]
1-3	14.3208228
3-5	13.2209396
5-4	13.0860662
4-2	13.6900318

Tabella 3. 8 Calcolo del carico neve sui gusci

3.5 Azione sismica

Per la valutazione dell'azione sismica viene impiegato il file Excel fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Si procede quindi alla compilazione dei dati richiesti dal file per poter ottenere alla fine gli spettri di risposta del sito. Nella fase 1 si procede alla valutazione della pericolosità del sito. Quello che si fa è quindi identificare il sito per coordinate o per comune di appartenenza. In questo caso, avendo scelto come scenario di progetto il Centro Italia, si decide di collocare il sito in Abruzzo, precisamente in provincia di L'Aquila. Di seguito la schermata coi dati :

Figura 3. 12 Schermata di definizione della Fase 1 per la costruzione dello spettro di risposta

A questo punto si procede alla compilazione dei dati per la Fase 2. I dati di input richiesti in tale fase sono esclusivamente V_N , ovvero la vita nominale della struttura e C_u , ovvero il coefficiente d'uso. Tali parametri vengono definiti in base alle indicazioni dell'NTC 2018 al paragrafo 2.4.

In particolare la definizione di V_N è racchiusa nella tabella 2.4.I e di seguito riportata :

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 3. 13 Tabella 2.4.I dell'NTC 2018 per la valutazione di V_N

Nel caso studio, avendo a che fare con un rifugio di emergenza, la struttura rientra nella categoria di “Costruzioni temporanee e provvisorie”, assumendo quindi un valore di V_N pari a 10 anni.

Per la valutazione di C_u ci si rifà, invece, alla divisione in classi d'uso fornita dall'NTC 2018 al paragrafo 2.4.2 e alla tabella 2.4.II. Di seguito la definizione delle classi d'uso :

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Figura 3. 14 Divisione in classi d'uso delle opere

La struttura oggetto di studio ricade nella classe d'uso IV, in quanto considerato edificio strategico per la gestione della protezione civile in caso di calamità. A questo punto si definisce il fattore C_u :

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 3. 15 Tabella 2.4.II per la valutazione del coefficiente C_u

In funzione della classe d'uso assunta, il valore di C_u corrispondente è pari a 2. A questo punto si procede all'inserimento dei due fattori nel file Excel.

Di seguito la schermata con l'inserimento dei dati di Fase 2 :

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	35
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	332
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	682

Elaborazioni

Grafici parametri azione ➡

Grafici spettri di risposta ➡

Tabella parametri azione ➡

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 3. 16 Schermata di definizione della Fase 2 per la costruzione dello spettro di risposta

Sulla base dei dati appena inseriti, i parametri che vengono calcolati sono i seguenti :

$$V_R = V_N * C_U \quad \text{formula 2.4.1}$$

ma essendo $V_R \leq 35$ anni si assume $V_R = 35$;

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad \text{formula 3.2.0}$$

dove P_{VR} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R definita in funzione dello stato limite assunto. Di seguito la tabella coi valori P_{VR} :

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 3. 17 Tabella 3.2.I coi valori di P_{VR} in funzione dello stato limite

Si procede a questo punto alla definizione dei parametri da definire nella fase 3. La prima richiesta è lo stato limite che si vuole assumere. In questo caso procediamo al calcolo dei parametri per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

E' necessario adesso definire la categoria di sottosuolo e la categoria topografica del sito. Le indicazioni utili alla definizione di tali categorie sono contenute nelle tabelle 3.2.II e 3.2.III dell'NTC 2018. Per la definizione della categoria del suolo è necessario prelevare delle informazioni sul sito da una carta geologica, utile a descrivere le condizioni del terreno. Si riporta di seguito uno stralcio centrato sul comune di L'Aquila della carta geologica dell'Abruzzo :



Figura 3. 18 Stralcio della carta geologica dell'Abruzzo, con focus sul territorio di L'Aquila

Il territorio è interamente coperto da materiali calcarei di varia natura, costituzione e caratteristiche meccanico-fisiche. La gran parte del territorio preso in esame presenta un colore di base verde a scale differenti di tonalità. Si riporta la legenda coi dati associati ai colori :



Figura 3. 19 Legenda dei colori dominanti sulla carta geologica di L'Aquila

Come si evince dalla legenda, il territorio è per lo più formato da calcari e da strati argilloso marnosi. Rifacendoci quindi alle caratteristiche meccaniche di tali territori, possiamo concludere che il sito è fortemente caratterizzato da depositi di terreno a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti. Sulla base di tali considerazioni si riporta la tabella 3.2.II dell'NTC 2018 utile alla definizione della categoria del suolo :

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 3. 20 Tabella 3.2.II per la definizione della categoria di suolo

In assenza di informazioni molto approfondite si decide di adottare la condizione C che risulta molto sfavorevole, in quanto la presenza di materiali sciolti, poco addensati o poco consistenti provoca un'amplificazione degli effetti del sisma passando quindi ad una condizione più gravosa rispetto alla presenza di ammassi rocciosi compatti.

Si procede adesso alla definizione della categoria topografica. In questo caso è necessario risalire a informazioni sulle pendenze dei pendii. Immaginando che lo scenario di progetto della struttura sia un ambiente cittadino o con pendenze dei pendii molto basse, si sceglie di adottare la categoria topografica T1. Di seguito la tabella 3.2.IV dell'NTC 2018 :

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 3. 21 Tabella 3.2.III per la definizione della categoria topografica

Immaginando adesso che l'altezza del rilievo topografico H sia molto maggiore della quota del sito, e quindi che il rapporto h/H tenda a 0, si procede alla definizione del valore massimo del fattore di struttura q_0 . Il fattore q_0 viene definita sulla base della tabella 7.3.II dell'NTC 2018. La struttura oggetto di studio è chiaramente un caso particolare e di conseguenza è difficile trovare una collocazione adatta all'interno della tabella. Di conseguenza si procederà col cercare la configurazione più vicina a quella reale scegliendo sempre il caso più sfavorevole. Di seguito la tabella :

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_1 / \alpha_2$	$3,0 \alpha_1 / \alpha_2$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_1 / \alpha_2$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_1 / \alpha_2$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_1 / \alpha_2$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_1 / \alpha_2$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_1 / \alpha_2$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Figura 3. 22 Tabella 7.3.II utile alla definizione del fattore q_0

Come anticipato la struttura non rientra in nessuno dei casi citati dalla tabella. Di conseguenza si decide di ricadere nella categoria delle costruzioni con struttura prefabbricata, avendo a che fare con un manufatto a blocchi ed escludendo le altre categorie. Non rientrando in nessuno dei tre casi citati si sceglie di assumere il fattore q_o più piccolo che risulta quindi scalare meno lo spettro di risposta elastico portando così ad accelerazioni di progetto maggiori. Per tale motivo si assume $q_o = 2$. Quindi sul file Excel si inserisce l'irregolarità in altezza e il valore di q , utile a definire l'accelerazione verticale, di cui si trascura l'effetto, viene inserito in modo casuale. Di seguito la schermata con la compilazione dei dati per la fase 3 :

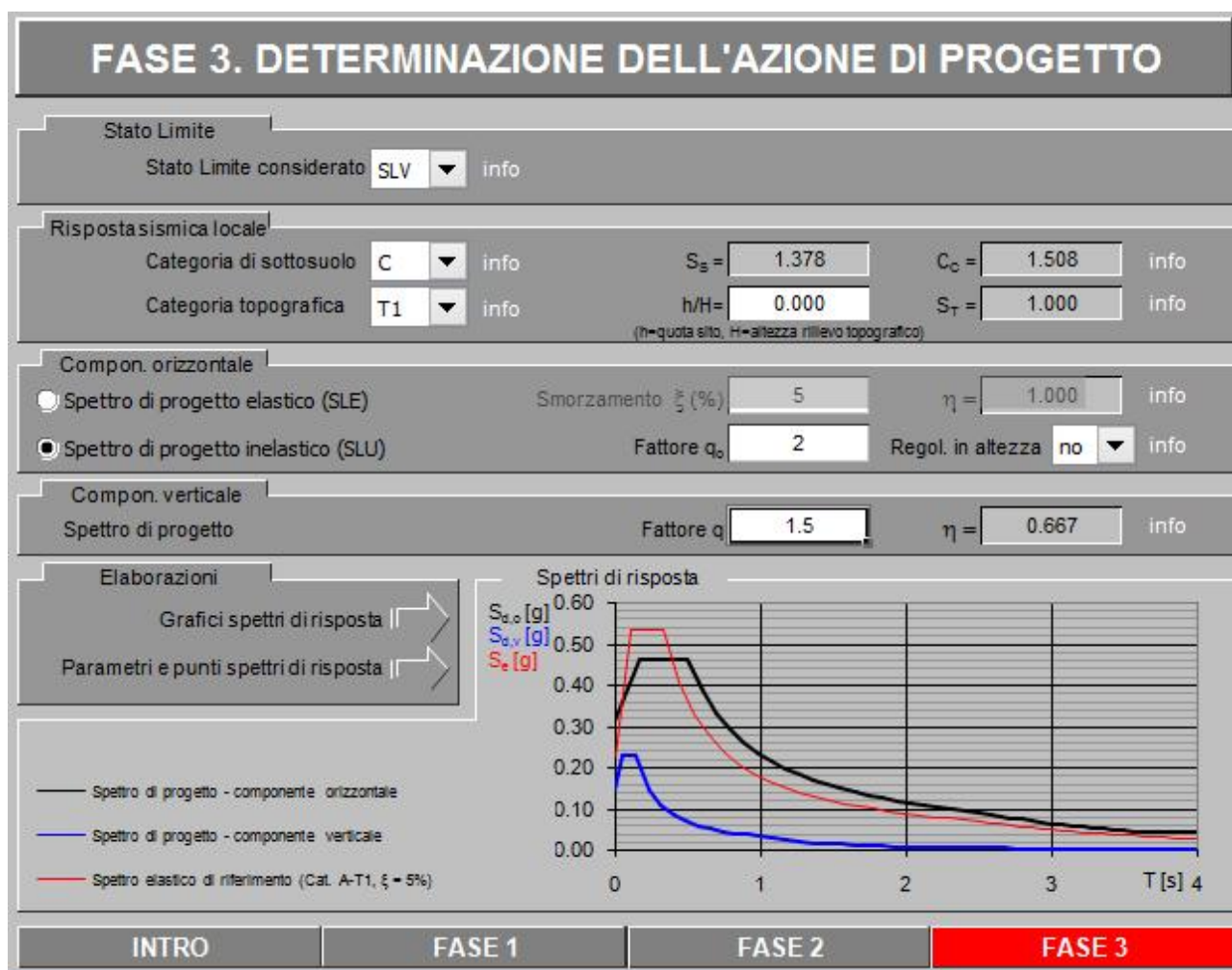


Figura 3. 23 Schermata di definizione della Fase 3 per la costruzione dello spettro di risposta

A questo punto è possibile risalire allo spettro di risposta per lo stato limite ultimo SLV. Di seguito la schermata con lo spettro :

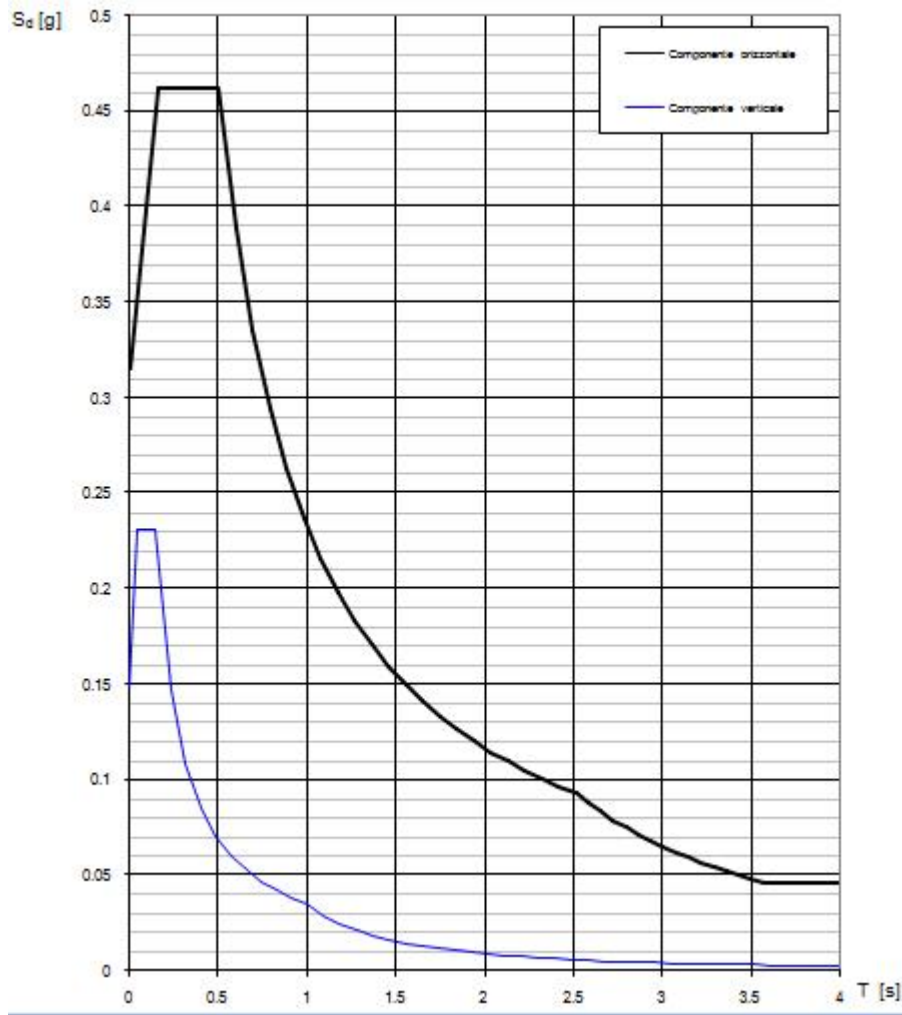


Figura 3. 24 Spettro di risposta per la componente di accelerazione verticale allo stato limite ultimo SLV

A questo punto è necessario entrare nello spettro di risposta col periodo T_1 della struttura. T_1 è il periodo del primo modo di vibrare della struttura e può essere calcolato mediante la formula 7.3.5 dell'NTC 2008. Di seguito la formulazione :

$$T_1 = C_1 * H^{\frac{3}{4}}$$

in cui

-H è l'altezza della costruzione in metri

- C_1 è un coefficiente che varia in funzione del tipo di struttura

$C_1 = 0.085$ per costruzioni con struttura a telaio in acciaio

$C_1 = 0.075$ per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato

$C_1 = 0.05$ per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura

La struttura in esame ricade chiaramente nel terzo caso e quindi si avrà:

$$-C_1 = 0.05$$

$$-H = 3.807\text{m}$$

$$T_1 = C_1 * H^{\frac{3}{4}} = 0.05 * 3.807^{\frac{3}{4}} = 0.14\text{ s}$$

Tale formulazione è applicabile a patto che sia verificata la seguente disequaglianza:

$$T_1 < 2.5 T_C < T_D$$

I valori estratti dal file Excel di T_C e T_D sono i seguenti : $T_C = 0.504\text{ s}$ e $T_D = 2.515\text{ s}$.

Pertanto si avrà : $T_1 < 2.5 T_C < T_D$, $0.14\text{ s} < 0.504\text{ s} * 2.5 < 2.515\text{ s}$.

Noto il valore di T_1 è possibile entrare nello spettro di risposta e ricavare il valore dell'accelerazione corrispondente $S_D(T_1)$:

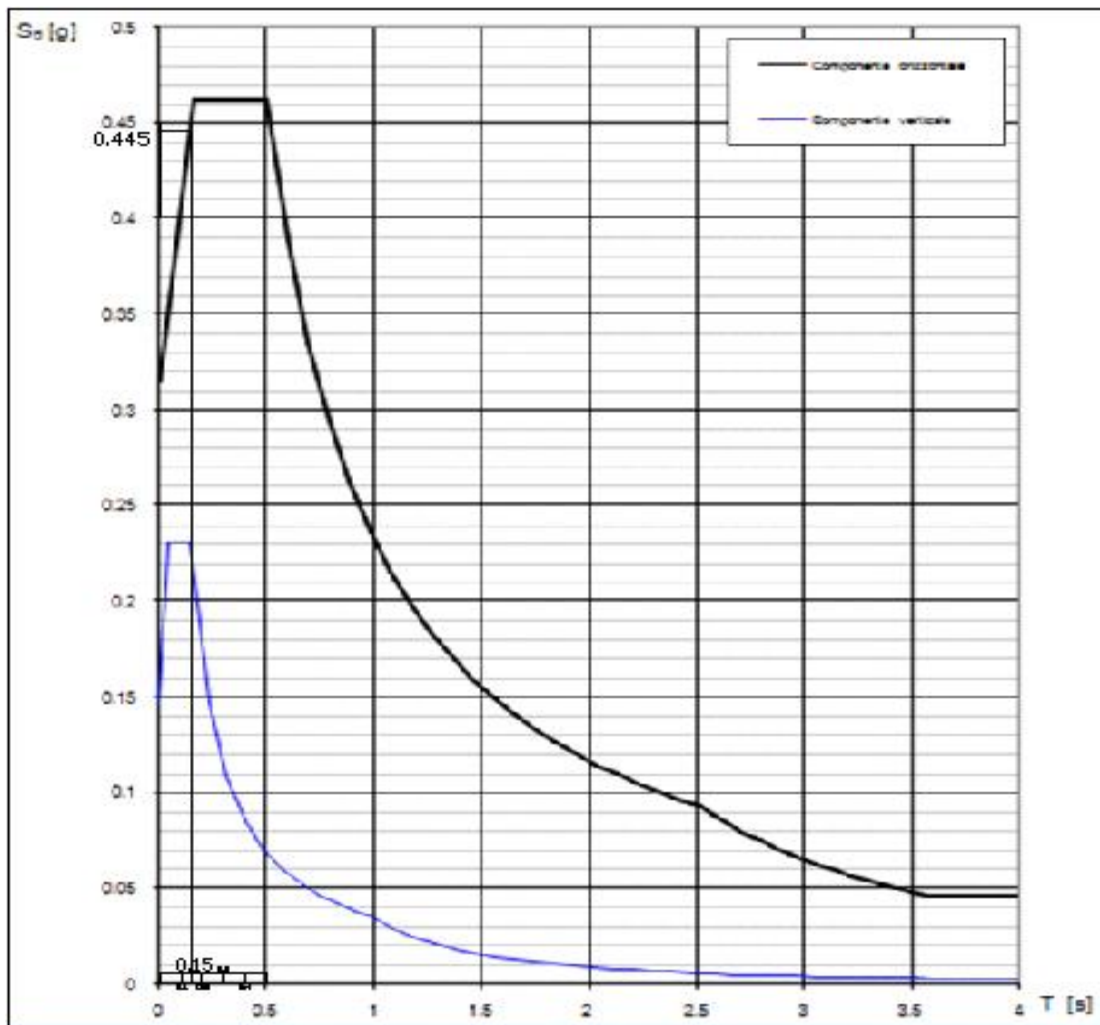


Figura 3. 25 Spettro di risposta per la componente di accelerazione orizzontale $S_d(T_1)$ allo stato limite ultimo SLV

Come si legge dallo spettro il valore dell'accelerazione al suolo $S_d(T_1)$ è pari a 0.445g.

A questo punto si procede al calcolo della forza sismica da applicare nell'analisi statica lineare. La formulazione impiegata è la 7.3.7 dell'NTC 2018. Di seguito la formulazione con le sue assunzioni :

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad [7.3.7]$$

dove:

$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Figura 3. 26 Formula 7.3.7 per il calcolo della forza sismica

Si parte dalla valutazione di F_h :

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g$$

$$-S_d(T_1) = 0.445g$$

$$-\lambda = 1$$

- W è il peso della struttura che può essere calcolato come la somma del peso delle sezioni e dei gusci. Si effettua un calcolo approssimato del peso dei gusci che tiene conto di una copertura cilindrica perfetta con un raggio pari all'altezza della sezione precedente il guscio (secondo Y positivo) e che si sviluppa per metà della distanza dalla sezione successiva. Dalla metà fino alla sezione successiva si immagina una copertura cilindrica perfetta con raggio pari all'altezza della sezione seguente il guscio. Questo ci consente di approssimare la variazione di sezione che si ha sulla struttura. Di seguito la tabella con i calcoli relativi ai pesi delle sezioni :

Tabella 3. 9 Calcolo del peso delle sezioni

Sezione	Peso blocco[g]	n blocchi	Peso sezione[Kg]
1	11385.92	14	159.40288
2	11828.6	15	177.429
3	11584.65	15	173.76975
4	11443.04	16	183.08864
5	11416.86	15	171.2529

Ovviamente la sezione 1 non viene divisa in blocchi.

Il calcolo del peso viene effettuato con una divisione fittizia utile alla stima del peso. Di seguito la tabella coi calcoli relativi ai pesi dei gusci : *Tabella 3. 10 Calcolo del peso dei gusci*

Guscio	H[m]	Circonferenza[cm]	Profondità[cm]	Spessore[cm]	Volume[cm ³]	Peso spec.[g/cm ³]	Peso guscio[Kg]
1-3 SX	3	942.4777961	150	5	706858.3471	1.19	841.161433
1-3 DX	3.459	1086.676899	150	5	815007.6742	1.19	969.8591322
3-5 SX	3.459	1086.676899	150	5	815007.6742	1.19	969.8591322
3-5 DX	3.807	1196.004323	150	5	897003.2424	1.19	1067.433858
5-4 SX	3.807	1196.004323	150	5	897003.2424	1.19	1067.433858
5-4 DX	3.672	1153.592822	150	5	865194.6168	1.19	1029.581594
4-2 SX	3.672	1153.592822	150	5	865194.6168	1.19	1029.581594
4-2 DX	3.265	1025.730001	150	5	769297.501	1.19	915.4640262

Di seguito la tabella coi dati complessivi e il valore di W :

Tabella 3. 11 Calcolo del peso totale della struttura

Elemento	Peso[Kg]	W[Kg]
Sezione 1	159.40288	8755.318
Sezione 2	177.429	W[N]
Sezione 3	173.76975	87553.18
Sezione 4	183.08864	W[KN]
Sezione 5	171.2529	87.55318
Guscio 1-3 SX	841.161433	
Guscio 1-3 DX	969.8591322	
Guscio 3-5 SX	969.8591322	
Guscio 3-5 DX	1067.433858	
Guscio 5-4 SX	1067.433858	
Guscio 5-4 DX	1029.581594	
Guscio 4-2 SX	1029.581594	
Guscio 4-2 DX	915.4640262	

A questo punto si procede al calcolo di F_h :

$$F_h = S_d(T1) * W * \frac{\lambda}{g} = 0.445g * 87.55 KN * \frac{1}{g} = 38.96KN = 39 KN$$

Avendo a che fare con una struttura monopiano chiaramente il valore di $F_h = F_i = F_1$ in quanto Z_i coinciderebbe con Z_j e analogamente W_i con W_j . Quindi il valore di F_h sarà unico e applicato alla base della struttura.

Applicazione del sisma al modello

L'azione sismica viene applicata al modello sia in direzione X che Y. Come anticipato, il carico equivalente fornito dal sisma sarà applicato ai nodi alla base della struttura e per simulare una migliore distribuzione della sollecitazioni sarà equiripartito ai nodi in tal modo :

-Per il sisma agente in direzione X, positivo o negativo, si applicherà l'azione sismica ai nodi di base delle sezioni con una valore pari a 1/5 di F_h .

-Per il sisma agente in direzione Y, positivo o negativo, la forza sismica sarà applicata ai nodi di base delle sezioni estreme 1 e 2. Ma in questo caso, avendo modellato solo metà struttura, ed essendo un carico simmetrico da applicare a una struttura simmetrica, verrà fornito al nodo di base modellato solo un valore del carico sismico pari a $\frac{1}{2}$ di F_h .

4. Soluzione progettuale 1

4.1 Progettazione della sezione

Come già anticipato, la struttura che viene designata in questo studio presenta come caratteristica principale quella di essere auto sostenibile durante il montaggio. Per garantire questa condizione, al di là dei vincoli che vengono generati tra blocco e blocco, di cui si discuterà in seguito, si è posta particolare attenzione allo studio della sezione. L'idea è infatti quella di rintracciare una forma della sezione che si presti bene a garantire la condizione di auto sostenibilità durante il montaggio. Il primo passo è la definizione di alcuni punti fondamentali e delle rispettive coordinate utili alla ricostruzione della linea interna della sezione più piccola. Si mostra di seguito il tipo di considerazioni puramente geometriche affrontate in ambiente CAD :

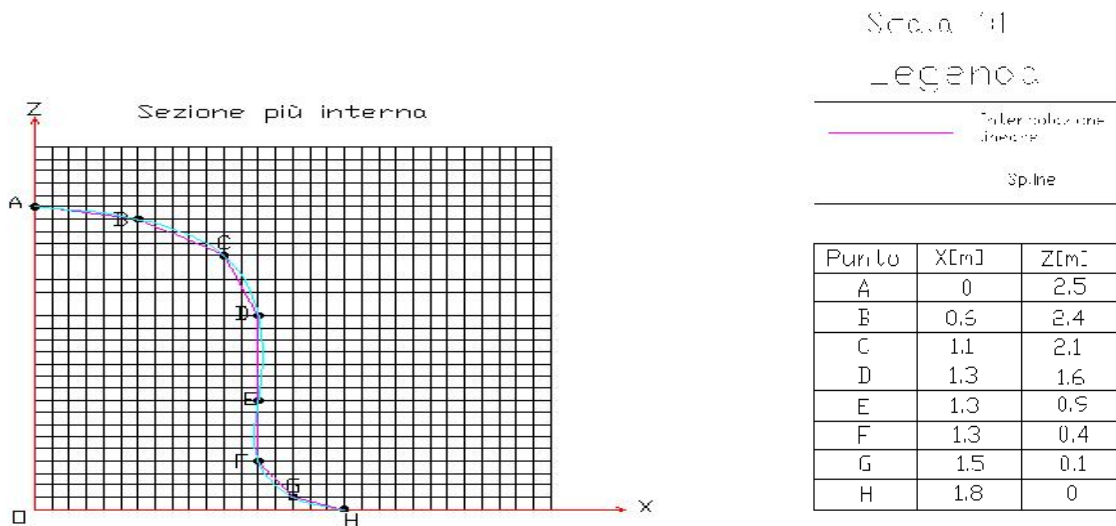


Figura 4. 1 Definizione della forma e della geometria della sezione

Dopo aver fissato 8 punti sul reticolo utili alla ricostruzione della linea della sezione, si procede a inserire le coordinate di questi punti sul software Rhinoceros, e mediante l'utilizzo del plugin Grasshopper si procede a realizzare tutte le sezioni. Quindi implementando in maniera opportuna gli algoritmi di creazione sul software si ottiene la geometria definita in fase di Concept Design :

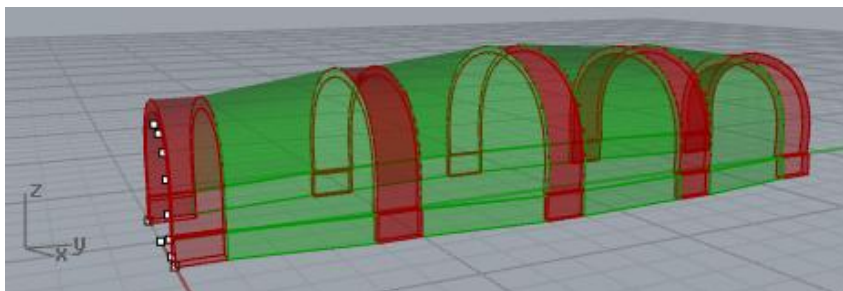


Figura 4. 2 Vista prospettica delle struttura con distinzione tra la superficie laterale occupata dai gusci (in verde) e le sezioni strutturali realizzate coi blocchi (in rosso)

4.2 Divisione delle sezioni in blocchi

Una volta realizzata la struttura nella sua interezza, si procede con la divisione delle sezioni in blocchi, in modo da cominciare ad avere una prospettiva sulla reale costruzione della singola sezione. Infatti, partendo da considerazioni pertinenti il peso del singolo blocco, si procede alla definizione del numero di blocchi per la sezione, alle loro dimensioni e alla distribuzione spaziale. Ogni blocco è pensato come un volume cavo, con delle dimensioni che cambiano per ogni sezione ma con uno spessore delle facce fisso di 0.5 cm. Si riporta di seguito il procedimento per calcolare il volume del blocco, utile per valutarne poi il peso e quindi le dimensioni. Si parte da una vista 3D del blocco e dalla definizione delle sue dimensioni principali :

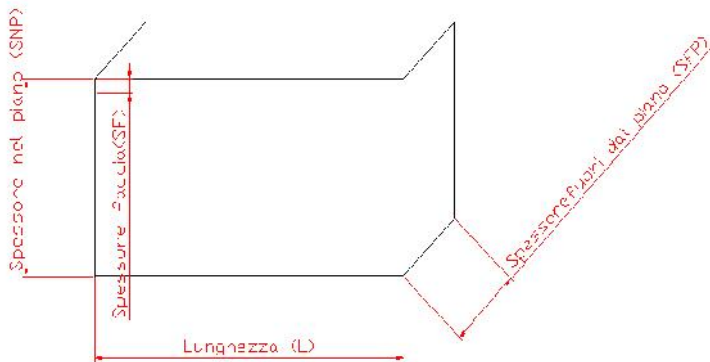


Figura 4. 4 Vista del blocco 3D con facce superficiali piene e spessore facce di 0.5 cm

Il blocco presenta le facce superficiali piene, con uno spessore di 0.5 cm e risulta quindi vuoto all'interno per il resto del suo volume. Per calcolare il volume reale del blocco si procede prima al calcolo del volume teorico pieno per poi sottrarre il volume del vuoto.

Di seguito le formulazioni :

$$V_{\text{pieno}} = SNP * SFP * L$$

$$V_{\text{vuoto}} = (SNP - 2SF) * (SFP - 2SF) * (L - 2SF)$$

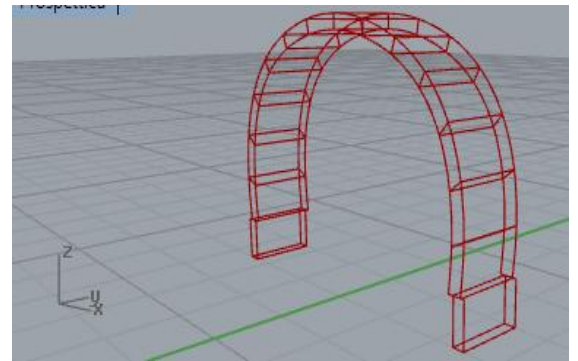
$$V_{\text{blocco}} = V_{\text{pieno}} - V_{\text{vuoto}}$$

Per esigenze costruttive la sezione 1 sarà realizzata intera e farà da centina alle altre. Si riportano di seguito le informazioni geometriche relative alle sezioni 2,3,4 e 5 :

Tabella 4. 1 Dimensioni blocchi di sezione

Sezione	SNP[m]	SFP[m]	s[m]	L[m]	Nblocchi
2	0.25	1	0.005	0.61	15
3	0.2	1	0.005	0.66	15
4	0.2	1	0.005	0.7	15
5	0.15	1	0.005	0.72	15

Figura 4. 3 Sezione tipo divisa in blocchi



4.3 Creazione del modello

Correzione della sezione strutturale divisa in blocchi

Una volta realizzato il modello della struttura sul software Rhinoceros mediante la programmazione parametrica tramite il plugin Grasshopper, si procede ad una correzione e, quindi, ulteriore ottimizzazione della sezione, stavolta divisa in blocchi. Il motivo di questa operazione risiede nella necessità di definire un'edificabilità dell'edificio, ovvero è necessario discretizzare la forma arcuata ottenuta tramite Rhinoceros in una spezzata di segmenti che andranno a rappresentare gli spigoli dei blocchi reali e che sarà realizzata sul software AutoCAD. Si riporta di seguito un'immagine della geometria estratta dal software e corretta :

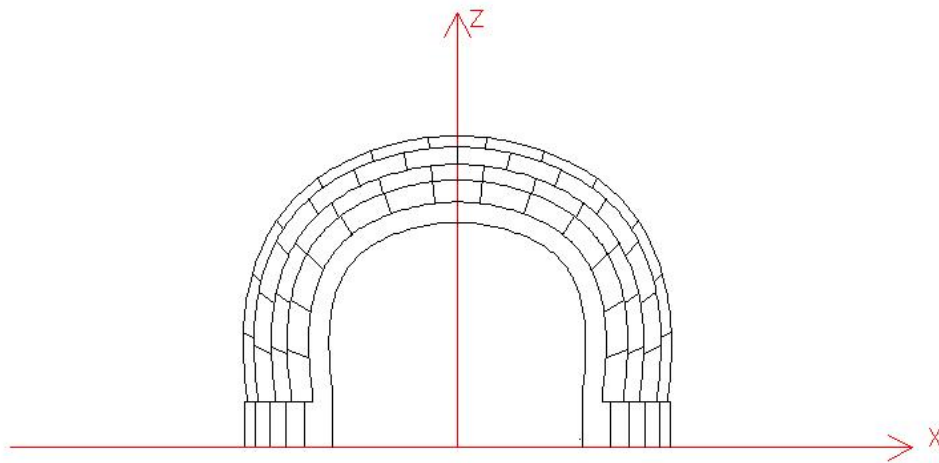


Figura 4. 5 Sezione strutturale corretta in AutoCAD

Calcolo della reazione limite della guida semicilindrica

Una volta definita la geometria della sezione, si procede al calcolo della reazione limite della guida semicilindrica che la caratterizza. Come verrà descritto in seguito, la guida semicilindrica rappresenta uno dei vincoli per agganciare un blocco a quello successivo. La sezione 1 presenta dei blocchi che sono collegati l'uno con l'altro mediante una guida semicilindrica con raggio di 8 cm. L'obiettivo è valutare il valore della spinta massima che questa guida può sopportare. A tal proposito si realizza un modello tramite il software Lusas Modeller, in cui si studia la distribuzione di un carico uniforme lungo una sezione della guida semicilindrica. Si comincia con l'inserire le coordinate dei punti limite della nostra guida, che sarà una semicirconferenza. Per velocità di modellazione e di analisi si preferisce inserire solo metà guida e introdurre nel punto di simmetria un vincolo garante delle condizioni di una struttura simmetrica caricata anti-simmetricamente, ovvero un carrello a scorrimento orizzontale. Ricordando che la guida ha uno spessore di 0.5 cm, come le pareti dei blocchi, e che in realtà le guide a contatto sono due, ovvero quella del blocco superiore e quella del

blocco inferiore, si pensa di modellare una guida equivalente di spessore doppio, ovvero pari a 1cm. I punti, quindi, avranno le seguenti coordinate :

Tabella 4. 2 Inserimento dei punti limite della guida

Punto	X[m]	Y[m]	Z[m]
1	-0.08	0	0
2	0	0	0.08
3	-0.07	0	0
4	0	0	0.07

Una volta costruiti i due archi, esterno ed interno, e tracciati i due segmenti di chiusura, la guida risulta definita nei suoi bordi. A questo punto si procede con la creazione della superficie. Definita la superficie si procede adesso alla definizione della Mesh. Viene scelto un elemento Thin Shell, di forma Quadrilatera, con interpolazione quadratica. Il numero di divisioni della superficie, utili a riprodurre in maniera coerente l'andamento e la forma, risulta di 20 in direzione X e 4 in direzione Y. Si procede alla definizione del materiale scelto per la struttura. Si definisce un materiale Isotropo con modulo elastico $E=2.5E9 \text{ N/m}^2$, $\nu = 0.375$, e $\rho = 1.19 \text{ g/cm}^3$. I vincoli che vengono applicati alla guida sono di due tipi :

- Incastro : impedisce tutti gli spostamenti e tutte le rotazioni, viene applicato ai punti 1 e 3 per simulare la continuità con la parete del blocco;
- Carrello a scorrimento orizzontale : viene applicato ai punti 2 e 4 per simulare le condizioni di struttura simmetrica caricata anti simmetricamente.

Il carico che viene applicato risulta essere di tipo Global Distributed applicato lungo il bordo della guida per simulare la spinta del blocco gravante su metà guida. Si definisce il valore Total e si cerca quel valore limite del carico che non violi il criterio di Von Mises. Si inserisce quindi un valore di spessore pari a 1m, in modo tale che il carico sia applicato su tutta la superficie. Di seguito la schermata con il modello completo :

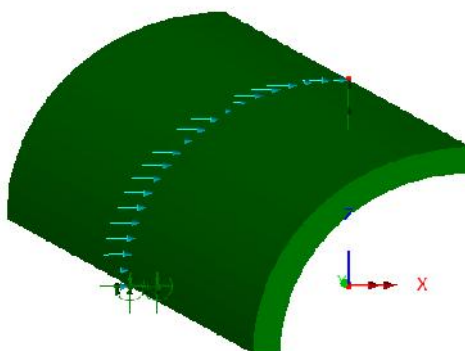


Figura 4. 6 Modello completo mediante attribuzione dello spessore

Una volta completato il modello, l'idea è quella di far girare l'analisi e andare a verificare il criterio di Von Mises e, in seguito, valutare le deformazioni della guida. In particolare, partendo da un valore di tentativo del carico, si procede a valutare il soddisfacimento del criterio in qualunque punto della guida. E' chiaro quindi che conviene verificare i punti più critici. Si riprende di seguito l'enunciazione del criterio di Von Mises :

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} < f_{yk}$$

Nel nostro caso, essendo la guida caricata nel piano, le tensioni agenti saranno : σ_x, σ_z e τ_{xz} .

Quindi il criterio di Von Mises viene così formulato :

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2 - \sigma_x\sigma_z} < f_{yk}$$

Trattando nell'analisi un elemento Thin shell, è però possibile andare a valutare lo stato tensionale direttamente tramite la tensione equivalente SE calcolata dal software applicando proprio il criterio di Von Mises. Ciò comporta che risulta evidente come sia sufficiente andare a confrontare il massimo valore di SE con la tensione di snervamento $f_{yk} = 60$ MPa. Si parte da un valore di tentativo del carico con una forza $F_{total} = 6000$ N. Di seguito la schermata con il contour delle tensioni SE :

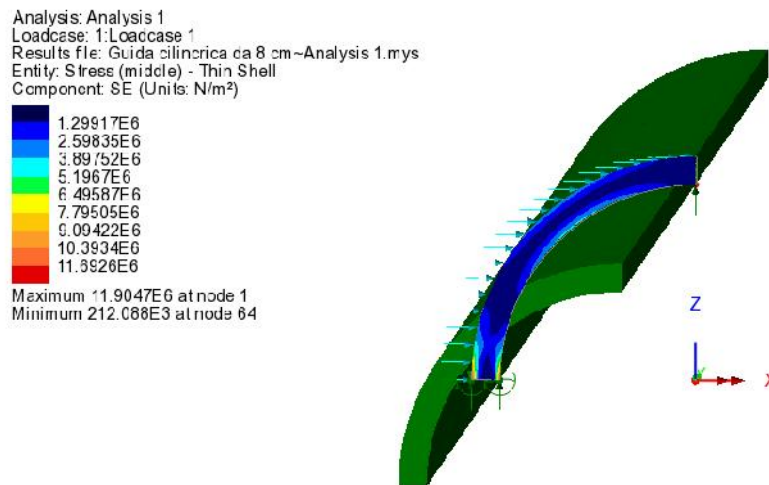


Figura 4. 7 Contour delle tensioni SE agenti sulla mezzeria della guida (middle)

Come si osserva la verifica risulta ampiamente superata, in quanto il massimo valore di SE è pari a 11.9 MPa e quindi molto inferiore a $f_{yk} = 60$ MPa. Ciò implica che non si è raggiunto il valore della tensione limite che la guida può sopportare. Per questo motivo, si procede aumentando il valore del carico fino a rintracciare la condizione limite. In caso contrario, ovvero quando la verifica non risulta superata e quindi il valore tensionale alla Von Mises è

superiore a quello limite, si procede con la diminuzione del carico. Si inserisce un valore Total di tentativo del carico fino a raggiungere una tensione equivalente SE che sia vicina ai 60 MPa. Una volta raggiunta la condizione limite dal punto di vista tensionale è possibile procedere alla verifica dal punto di vista deformativo e degli spostamenti. Dopo aver inserito una serie di valori di tentativo del carico, il valore del carico limite viene rintracciato e risulta essere pari a 30 KN. Ciò comporta quindi che :

$$S_{max,8} = 30 \text{ KN} = 30.000 \text{ N} = 3000 \text{ Kg}$$

Si riporta di seguito la tabella con i risultati delle analisi :

Tabella 4. 3 Risultati delle analisi

Semax[MPa]	f _{yk} [MPa]	Verifica 1
59.5	60	SI
EEmax[-]	Eyk[-]	Verifica 2
0.0196	0.044	SI
D _{x,max} [m]	D _{z,max} [m]	
2.32E-03	1.03E-03	

Come si osserva dalla tabella i valori tensionali e deformativi massimi non superano quelli limite. Inoltre gli spostamenti della guida soggetta a un carico limite risultano soddisfacenti.

Per quanto riguarda la guida da 5cm che viene utilizzata nei blocchi di sezione 5, si riproduce il medesimo modello, con le corrette dimensioni geometriche, e si verifica allo stesso modo il criterio di resistenza alla Von Mises.

Dai dati raccolti quello che ne deriva è che la guida da 5 cm sopporta una spinta maggiore rispetto a quella da 8 cm che risulta pari a :

$$S_{max,5} = 44.5 \text{ KN} = 44.500 \text{ N} = 4450 \text{ Kg}$$

Si riporta di seguito la tabella con i risultati delle analisi :

Tabella 4. 4 Risultati delle analisi

Semax[MPa]	f _{yk} [MPa]	Verifica 1
59.6	60	SI
EEmax[-]	Eyk[-]	Verifica 2
0.019	0.044	SI
D _{x,max} [m]	D _{z,max} [m]	
8.90E-04	3.40E-04	

La scelta di realizzare delle guide cilindriche di dimensioni differenti era basata sull'idea intuitiva che una guida con raggio maggiore potesse sviluppare una superficie maggiore e, di conseguenza, sopportare una spinta maggiore. Quello che, però, è stato ottenuto dai due modelli di guida, è esattamente il contrario. Infatti la guida con raggio di 5 cm, essendo più tozza, non solo risulta in grado di sopportare una spinta molto maggiore rispetto alla guida con raggio da 8 cm, ma in più subisce degli spostamenti assoluti molto minori. Di conseguenza,

malgrado la lunghezza minore della semicirconferenza, essa risulta essere più resistente e meno deformabile. Risulta quindi sensato inserire in tutti i blocchi delle sezioni la guida con raggio da 5 cm, essendo in grado di sopportare una spinta superiore e subendo degli spostamenti assoluti minori, sviluppando deformazioni comunque inferiori a quelle di snervamento. A questo punto, avendo la necessità di realizzare una struttura modulare, che sia il più possibile riproducibile serialmente, uno degli obiettivi è fare in modo che all'interno della stessa sezione venga impiegata la medesima guida. Ciò comporta un'ulteriore modifica della sezione strutturale : in particolare vengono eliminati i gradini orizzontali in modo che una guida delle medesime dimensioni venga inserita in tutti i blocchi della sezione. Si riporta di seguito un'immagine con l'inserimento delle guide cilindriche :

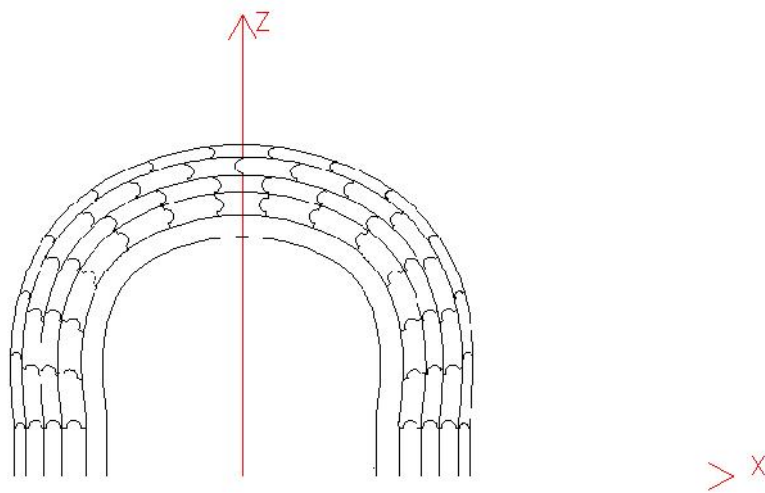


Figura 4. 8 Sezione strutturale modificata per l'inserimento delle guide semicilindriche : guide da 8 cm (dimensioni limite) per sezioni 2,3 e 4; guide da 5 cm per sezione 5

Creazione del modello di calcolo FEM

Una volta definita la forma di tutte le sezioni strutturali, si procede alla modellazione della struttura. L'idea di base, come già anticipato, è quella di impostare l'edificio con delle sezioni strutturali ad arco che vengono collegate mediante dei gusci. La finalità dell'utilizzo dei gusci è quella di generare una curvatura in direzione longitudinale, oltre la curvatura della sezione nel piano. La presenza della doppia curvatura consente di generare una non sviluppabilità della struttura, ovvero far sì che l'energia necessaria al collasso dell'edificio sia superiore a quella della medesima struttura ma con semplice curvatura. Per generare, appunto, questa doppia curvatura, essendo la struttura fatta da blocchi, per quanto concerne la sezione, e da conci, per i gusci, l'idea è quella di inserire dei cavi di precompressione che passino attraverso i conci dei gusci in modo che, una volta collocati in opera, possano essere tesati per comprimere i conci stessi. Per tale motivo è necessario generare un modello continuo utile a

simulare l'azione dei carichi agenti e valutare quindi il tiro dei cavi utile a contrastare le sollecitazioni sulla struttura. In particolare si predispongono dei cavi rettilinei passanti per i baricentri dei blocchi e dei gusci, in modo che la loro installazione sia semplice ed intuitiva.

Assunzioni adottate nella generazione del modello

La struttura oggetto di studio è formata prevalentemente da due elementi strutturali, ovvero le sezioni e i gusci. Bisogna quindi trovare il modo di riprodurre in maniera semplice, quindi controllabile, ed esaustiva il comportamento di questi elementi. Il software adottato è Lusas Modeller. Per quanto riguarda le sezioni le assunzioni sono parecchie :

-Si decide di riprodurre l'andamento geometrico della sezione mediante la linea media passante per i punti medi delle facce dei blocchi e per il baricentro degli stessi. Si riporta di seguito un'immagine :

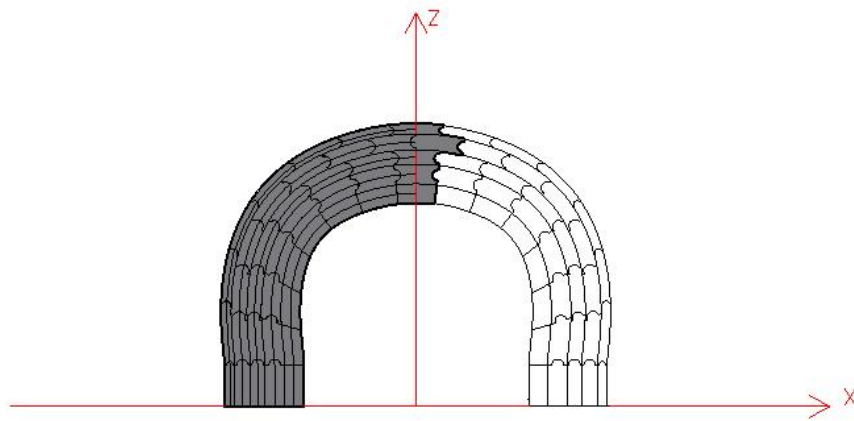


Figura 4. 9 Sezione strutturale divisa in blocchi (in grigio scuro) con tracciamento della linea media della singola sezione

-Dovendo riprodurre la presenza di blocchi cavi, si riscontra la necessità di riportare sul modello dei punti in più rispetto ai soli punti medi e ai baricentri. Si riportano , infatti, anche i punti che fanno parte della linea media ma che stanno sui bordi delle facce di blocchi a contatto. Così facendo si avrà la possibilità di definire dei tratti in cui la sezione è piena e tratti in cui la sezione è cava. Si riporta un'immagine semplificativa in cui si riporta il punto 3, di una sezione casuale, che rappresenta il punto di contatto tra due blocchi, e i punti che stanno sulla linea media ma che si trovano sul bordo della faccia superiore del blocco superiore e sul bordo della faccia inferiore del blocco inferiore :

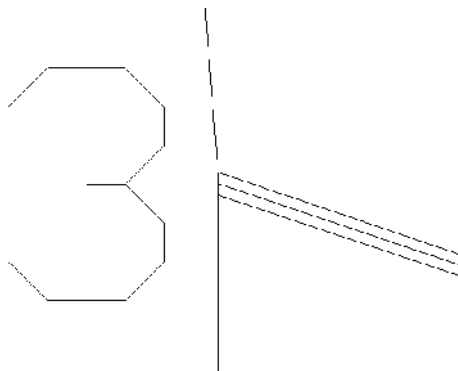


Figura 4. 10 Particolare del modello geometrico utile a riprodurre la presenza delle facce piene dei blocchi

-Sul modello viene riprodotta metà struttura in modo da velocizzare la modellazione, ridurre l'onere di calcolo e ridurre quindi il tempo di analisi.

-Si decide di numerare i punti principali della linea media della singola sezione partendo dal punto a terra, che corrisponde al bordo inferiore della faccia inferiore del primo blocco, in ordine crescente passando per il baricentro del primo blocco e poi per il punto medio della faccia superiore del primo blocco, e così via si prosegue fino al punto più alto che si trova nella chiave dell'arco.

-I punti utili alla ricostruzione delle pareti piene dei blocchi vengono numerati a partire dai punti principali, ovvero : se X è il numero del punto principale, $X+$ è il suo offset superiore, ovvero il bordo della faccia superiore, e $X-$ è il suo offset inferiore, ovvero il bordo della faccia inferiore. Si fa notare che nel caso della sezione 1, che non risulta divisa in blocchi, il punto aggiuntivo è solo $1+$, in quanto la parete piena sarà solo alla base del primo blocco e tutto il resto della sezione sarà cavo.

-Avendo la possibilità di distinguere i tratti caratterizzati da sezione piena da quelli dotati di sezione cava, si procede alla definizione di una sezione piena e una cava per ogni sezione della struttura. In particolare si adotta la sezione agente su un elemento thin beam 3D, con interpolazione quadratica.

Le sezioni presentano le dimensioni definite in precedenza e di cui si riporta un rapido riepilogo :

Tabella 4. 5 Dimensioni sezioni strutturali

Dimensioni sezioni		
Sezione	Larghezza[m](asse X)	Profondità[m](asse Y)
1	0.25	1
2	0.26	1
3	0.2	1
4	0.21	1
5	0.13	1

-Generate le guide cilindriche, i punti che rimangono da vincolare sono il punto alla base della sezione e il punto in chiave. Il punto alla base della sezione viene vincolato con un incastro, bloccando quindi tutti i suoi gradi di libertà. Il punto in chiave, dovendo riprodurre la simmetria strutturale, viene vincolato con un doppio pendolo che impedisce quindi la traslazione U_x e la rotazione intorno a y ϕ_y .

-Il materiale di cui sono fatte le sezioni è il Polimetilmetacrilato di cui vengono inseriti nel software il Peso specifico, il modulo di rigidezza e il coefficiente di Poisson.

-Per quanto riguarda la definizione delle Mesh si decide di adottare tre tipi di Mesh diversa, in modo che alla fine la divisione dei tratti porti a segmenti di lunghezza simile :

Mesh sezione 1 : serve a dividere in 15 parti la spline della sezione 1 che va dal punto 1+ al punto 16 in chiave;

Mesh 1 divisione : serve a definire una mesh con lunghezza del tratto pari a quella dell'elemento e viene impiegata nelle pareti piene dei blocchi e nel segmento di sezione che arriva al punto in chiave;

Mesh 2 divisioni : serve a definire una mesh con lunghezza del tratto pari a metà di quella dell'elemento e viene impiegata per le spline che congiungono il bordo superiore della faccia inferiore (X+), il baricentro del blocco (X+1) e il bordo inferiore della faccia superiore ((X+2)-). Tutte le Mesh sono definite per elementi Thin Beam, 3D, con interpolazione quadratica.

Per quanto riguarda invece i gusci ecco di seguito le assunzioni :

-I gusci vengono tracciati tramite dei pannelli che si estendono da una sezione all'altra e aventi come vertici due nodi di una sezione e due di quella successiva. Il pannello avrà quindi una lunghezza pari alla distanza tra le linee medie della sezione e un'altezza pari alla metà della lunghezza di un blocco, in quanto anche il baricentro del blocco rappresenta un vertice per due pannelli adiacenti.

-La mesh viene definita in modo da dividere la lunghezza del pannello in 10 parti e l'altezza invece rimane invariata; in questo modo si hanno , di nuovo, elementi con dimensioni simili. L'elemento è definito come thin shell con forma Quadrilateral e con interpolazione quadratica.

-Il guscio viene ipotizzato con uno spessore di 5 cm che viene fornito al software come Surface thickness.

-Il materiale adottato è lo stesso Polimetilmetacrilato già definito per le sezioni. Definite le assunzioni del modello, si riporta di seguito una schermata della struttura completa :

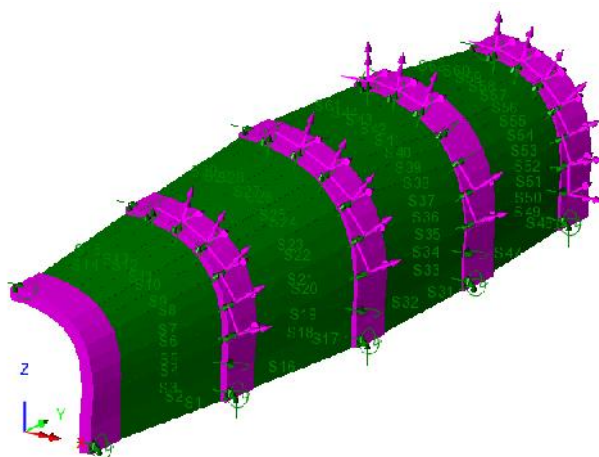


Figura 4. 11 Vista completa della struttura con visibilità delle sezioni (in viola) e dei gusci (in verde)

Per valutare la bontà del modello, si decide di far procedere l'analisi e osservare la deformazione che subisce la struttura. In particolare si presta attenzione al diagramma di momento flettente delle sezioni. Ci si aspetta, infatti, la deformata tipica dell'arco soggetto al peso proprio, con la particolarità che nel modello in esame il punto alla base della sezione risulta essere incastrato e non incernierato, producendo in tal modo un'ulteriore inversione del diagramma di momento. Si riporta di seguito la schermata col diagramma del momento flettente M_z :

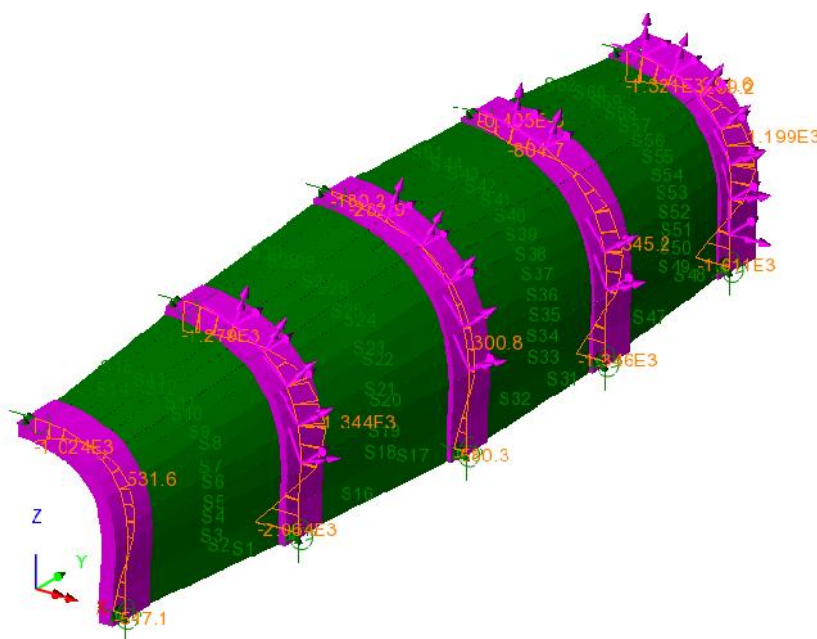


Figura 4. 12 Schermata con il diagramma del momento flettente M_z della struttura

Come si osserva dalla schermata, i diagrammi di momento flettente delle sezioni strutturali sono quelli tipici della configurazione dell'arco soggetto a peso proprio.

4.4 Analisi strutturale

Verifica della struttura soggetta a peso proprio

A questo punto conviene verificare lo stato tensionale, deformativo e gli spostamenti dei vari elementi strutturali. Per quanto riguarda i gusci, la verifica può essere effettuata assumendo direttamente il valore tensionale SE, che rappresenta la tensione equivalente, ovvero già calcolata alla Von Mises, da confrontare con la tensione limite del PMMA. Si riporta di seguito la schermata con la rappresentazione del contour con i massimi valori di SE :

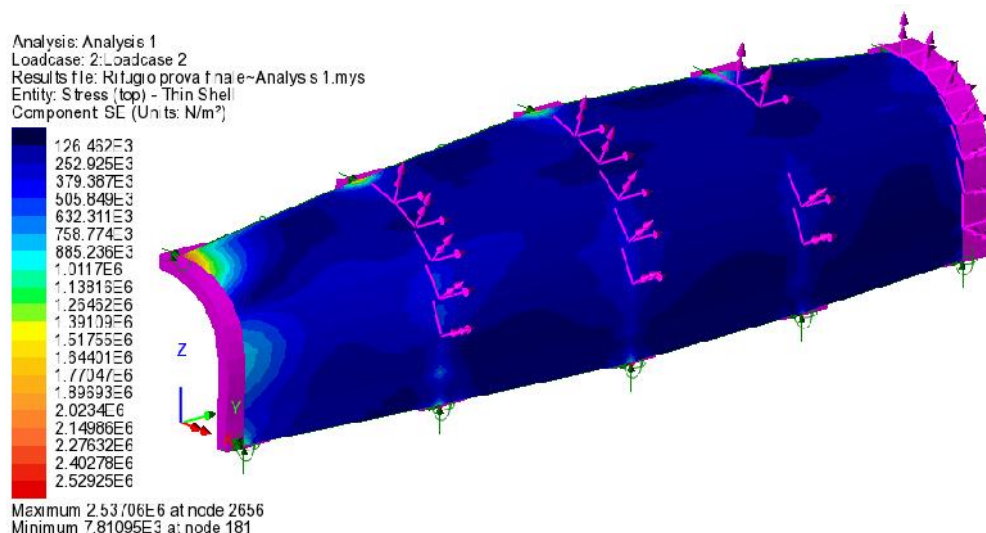


Figura 4. 13 Contour delle tensioni SE a estradosso del guscio (top)

A questo punto si procede alla verifica delle deformazioni. Anche in questo caso si effettua il confronto tra il valore della deformazione equivalente EE e la deformazione limite del materiale. Di seguito le schermate con i contour delle massime deformazioni equivalenti EE:

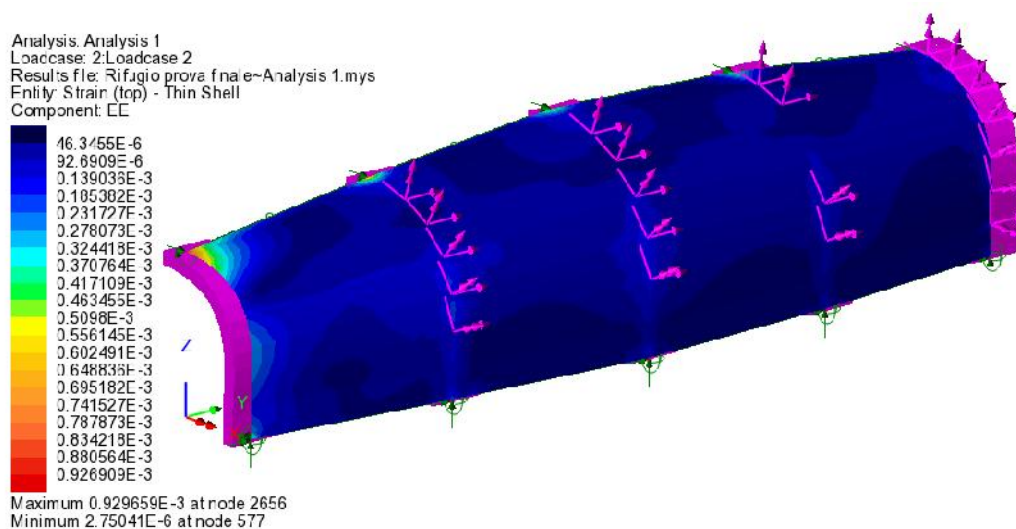


Figura 4. 14 Contour delle deformazioni EE a estradosso del guscio (top)

Come si osserva i valori tensionali e deformativi non superano le resistenze del materiale.

Per quanto concerne le sezioni strutturali si procede con le medesime verifiche ma effettuate in modo leggermente differente. Trattandosi di un elemento 3D thin beam, non è possibile infatti ottenere un valore di tensione o deformazione equivalente. Per tale motivo il controllo tensionale verrà effettuato applicando manualmente il criterio di Von Mises. In particolare i valori tensionali σ , dovuti a momento flettente e sforzo normale, sono forniti direttamente dal software, mentre le tensioni tangenziali τ verranno calcolate con la formula di Jourawsky. Dopo aver ottenuto i valori tensionali adeguati si procede alla verifica col criterio di Von Mises. Si riporta quindi la schermata con i valori tensionali di $\sigma_x(Fx, My, Mz)$:

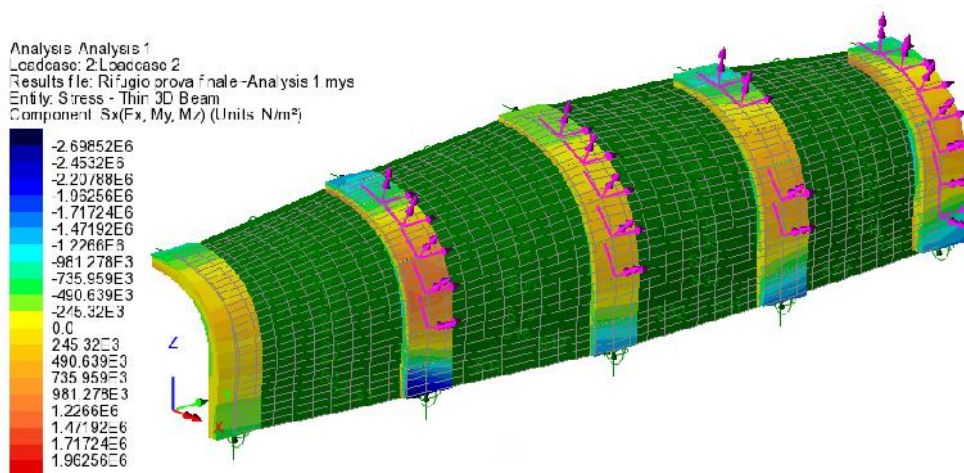


Figura 4. 15 Contour delle tensioni $\sigma_x(Fx, My, Mz)$ delle sezioni strutturali

Come si evince dalla schermata il massimo valore di $\sigma_x(Fx, My, Mz)$ agente è circa pari a 3 MPa. A questo punto si riporta la formula per il calcolo delle tensioni tangenziali alla Jourawsky :

$$\tau = \frac{T * S}{J * b}$$

dove

- T = taglio agente sulla sezione
- S = momento statico della parte di sezione sottesa dalla corda considerata
- J = momento di inerzia della sezione
- b = larghezza della sezione

L'andamento delle tensioni tangenziali risulta essere di tipo parabolico e per tale motivo il massimo valore di τ sarà sempre nel baricentro delle sezioni. Per cui sostituendo a S il momento statico calcolato nel baricentro della sezione pari a $b * h^2/8$, la formula del taglio diventa: $\tau = T * h^2/8J$.

Si procede quindi alla definizione dei massimi tagli agenti sulle sezioni strutturali. I valori dei massimi sforzi di taglio agenti sono i seguenti :

-Max $F_y = 2.5 \text{ KN}$

-Max $F_z = 2.3 \text{ KN}$.

Noti i valori del taglio è possibile procedere al calcolo delle tensioni tangenziali. Le sezioni più sollecitate risultano essere la sezione 3 in corrispondenza della base e la 5 in chiave. Per tale motivo si procederà al calcolo delle tensioni tangenziali facendo riferimento a queste due sezioni. Di seguito uno schema utile al calcolo :

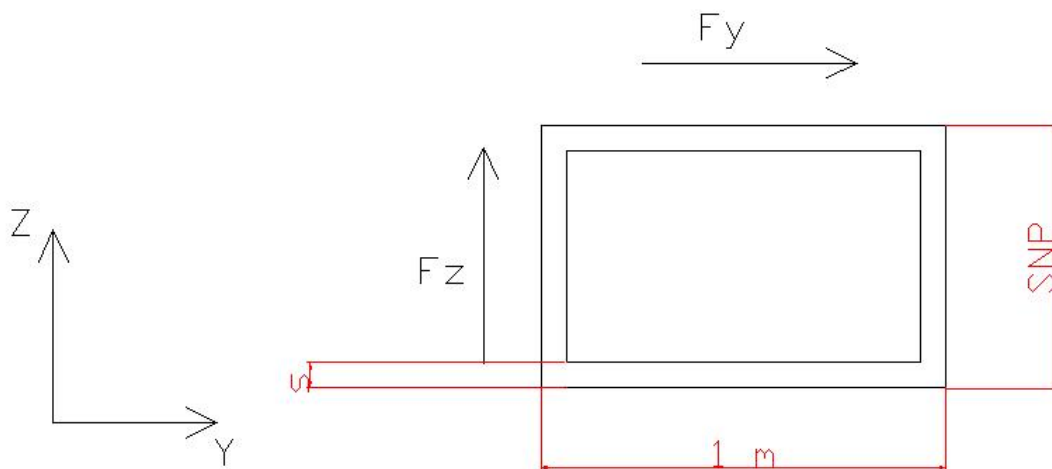


Figura 4. 16 Schema di calcolo delle tensioni tangenziali

Avendo a che fare con una sezione cava è necessario porre accortezza nel calcolo del momento statico S e del momento d'inerzia J . Trattandosi di caratteristiche dotate di proprietà distributiva, tale per cui il momento statico/ d'inerzia di un'area complessa è pari alla somma dei momenti statici/d'inerzia delle sue aree elementari, in questo caso sarà sufficiente calcolare queste proprietà come differenza tra le proprietà del rettangolo di dimensioni SNP per 1 m e il rettangolo che costituisce il vuoto della sezione. E' chiaro che i valori di h e J cambiano in funzione del taglio agente : per F_y , $h = 1 \text{ m}$, $b = SNP$ e $J = J_z = SNP \cdot 1/12$; per F_z , $h = SNP$, $b = 1 \text{ m}$ e $J = J_y = 1 \cdot SNP^3/12$. Di seguito una tabella coi dati relativi al calcolo :

Tabella 4. 6 Calcolo delle tensioni tangenziali sulle sezioni

Sezione	$F_y[\text{N}]$	$F_z[\text{N}]$	$h(F_y)[\text{m}]$	$h(F_z)[\text{m}]$	$b(F_y)[\text{m}]$	$b(F_z)[\text{m}]$	$J_z[\text{m}^4]$	$J_y[\text{m}^4]$	$\tau_y[\text{MPa}]$	$\tau_z[\text{MPa}]$
3	2520	1486	1	0.2	0.2	1	0.016667	0.00066667	0.0189	0.011145
5	1563	2300	1	0.13	0.13	1	0.010833	0.00018308	0.018035	0.026538

A questo punto si calcola una τ equivalente pari alla risultante della τ_y e della τ_z , in modo da poterla combinare con la $\sigma_x(Fx, My, Mz)$ nel criterio di Von Mises. Immaginando di applicare a entrambe le sezioni in esame una $\sigma_x(Fx, My, Mz)$ pari al valore massimo, si riporta di seguito la tabella con i valori tensionali utili alla verifica :

Tabella 4. 7 Verifica tensionale

Sezione	τ_y [MPa]	τ_z [MPa]	τ_E [MPa]	σ_x [MPa]	Tensione di Von Mises	f_{yk} [MPa]	Verifica
3	0.0189	0.011145	0.0219413	3	3.000240701	60	SI
5	0.018034615	0.0265385	0.0320864	3	3.000514724	60	SI

Una volta verificato lo stato tensionale agente sulle sezioni, si procede alla verifica delle deformazioni. In questo caso si decide di calcolare una deformazione equivalente data dalla radice delle somme dei quadrati delle deformazioni non nulle, facendo attenzione a premoltiplicare per un coefficiente pari a 3 le deformazioni tangenziali. In particolare si procede a verificare le medesime sezioni. A questo punto si procede alla valutazione della deformazione equivalente. Di seguito i dati :

Tabella 4. 8 Verifica deformativa

Sezione	E_x	B_y	B_z	B_{zx}	B_{xy}	E_e	E_{yk}	Verifica
3	0.00022	0.00033	0.008	0.0006	0.00061	0.008145772	0.044	SI
5	0.00007323	0.00028	0.0027	0.0004	0.0004	0.002886826	0.044	SI

I valori dei massimi spostamenti assoluti ottenuti, valutati sia sulle sezioni che sui gusci, sono di seguito riportati :

-Max $D_x = 0.0075$ m - Max $D_y = 0.00105$ m - Max $D_z = 0.0124$ m

Verifica delle guida del blocco di base

Si decide a questo punto di procedere alla verifica in termini tensionali, deformativi e di spostamento della guida semicilindrica del blocco di base di ogni sezione. In tal modo si può infatti avere un rapido check della bontà delle dimensioni caratteristiche della guida e del suo comportamento. Ovviamente sarà quindi sufficiente procedere alla verifica della guida del blocco di base più sollecitato. Per valutare i valori delle sollecitazioni viene impiegato il modello della struttura soggetta esclusivamente al peso proprio. In particolare si valutano i massimi valori di F_x , F_y ed F_z agenti in corrispondenza delle guide. La guida dei blocchi di base più sollecitata è quella della sezione 3. I valori delle sollecitazioni agenti sulla guida sono i seguenti :

- $F_x = 6$ KN

- $F_y = 2.52$ KN

- $F_z = 190$ N

Noti i valori delle sollecitazioni, si procede alla definizione della forza risultante agente calcolata come di seguito :

$$F_{tot} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2} = 6510.5 \text{ N}$$

A questo punto il valore della forza risultante viene introdotto nel modello della guida come un carico global distributed di valore pari a F_{tot} e applicato al bordo esterno della guida. Inoltre, in modo da simulare l'applicazione del carico sulla superficie esterna della guida, si assegna alla stessa uno spessore pari alla sua lunghezza reale, ovvero 1m. Di seguito la schermata con il modello aggiornato :

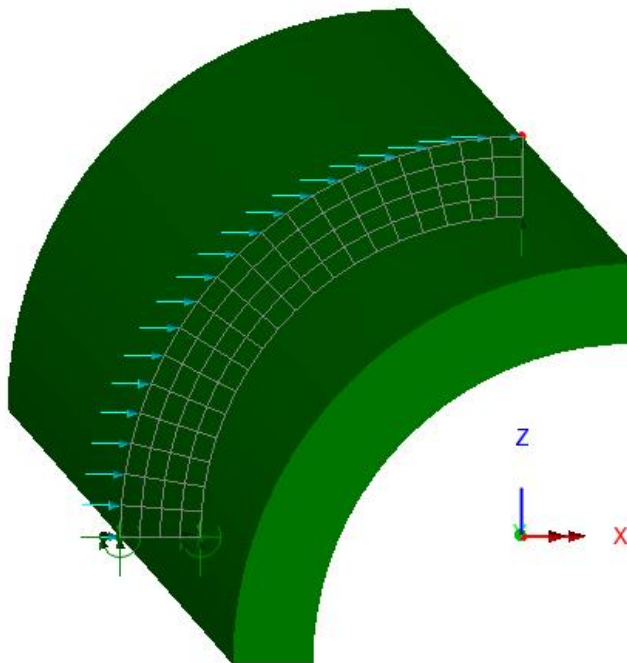


Figura 4. 17 Modello della guida aggiornato

Definito il modello nella sua interezza, si procede alla valutazione delle tensioni agenti sulla guida. Il valore della massima tensione agente è $S_{E_{max}} = 8.73 \text{ MPa}$, che risulta quindi minore della tensione $f_{yk} = 60 \text{ MPa}$. Lo stesso discorso viene effettuato ma in merito alle deformazioni. Il valore della massima deformazione equivalente agente è $E_{E_{max}} = 2.77 \text{ E-3} = 0.00277$ che risulta quindi minore della deformazione $E_{yk} = 0.044$.

Gli spostamenti massimi valutati sulla guida risultano invece essere i seguenti :

-Max $D_x = 0.13\text{E-3 m} = 0.13 \text{ mm}$ -Max $D_z = 50\text{E-6m}$

4.5 Progettazione dei cavi di precompressione

Una volta realizzato il modello dell'intera struttura e definiti lo scenario di progetto e i rispettivi carichi, è possibile passare alla fase di progettazione dei cavi. Come già anticipato, il tracciato dei cavi sarà realizzato rettilineo e garantirà il passaggio attraverso i baricentri dei blocchi e dei gusci. In particolare, avendo sezioni formate da 15 blocchi, si avrà un totale di 15 cavi. Quello che rimane quindi da definire dei cavi, oltre alle caratteristiche geometriche e alle proprietà, è la forza di tiro. Per dimensionarla l'idea è quella di caricare il modello con la combinazione di carico principale utile a massimizzare la sollecitazione in direzione longitudinale. Inoltre, si procede inserendo dei carrelli in corrispondenza dei baricentri dei blocchi delle sezioni estreme così da poter valutare la loro reazione in direzione Y. Il valore medio di queste reazioni sarà quello che verrà impiegato come tiro dei cavi. L'ultima fase sarà ovviamente quella di verifica dello stato tensionale, deformativo e di spostamenti generati dalla presenza del cavo all'interno della fila di blocchi e gusci che si sta analizzando. Si procede a questo punto alla descrizione accurata di tutte le fasi progettuali utili alla definizione del modello del cavo inserito all'interno della trave formata da blocchi e gusci.

Combinazione di carico

Il primo aspetto da considerare è la definizione della combinazione di carico da applicare al modello. Volendosi porre nella condizione peggiore, si sceglie di progettare con la combinazione di carico allo SLU. Si riporta di seguito la combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU), come descritta al paragrafo 2.5.3 dell'NTC 2018 :

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{K2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{K3} + \dots [2.5.1]$$

All'interno della formulazione sono presenti i seguenti termini :

- G1 = carichi permanenti strutturali
- G2 = carichi permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = carichi variabili
- γ = coefficienti parziali per le azioni
- ψ = coefficienti di combinazione

Si riporta di seguito l'elenco dei carichi agenti sulla nostra struttura nella combinazione in analisi :

- Peso proprio
- Vento in direzione Y

-Vento in direzione X

-Vento tangenziale in direzione Y (il vento tangenziale in direzione X ha valori trascurabili)

-Neve

L'obiettivo è quello di massimizzare la sollecitazione in direzione longitudinale. Pertanto è necessario rendere il vento in direzione Y il carico variabile principale e tutti gli altri carichi variabili dei secondari. Quindi si procede a valutare i coefficienti parziali e di combinazione sempre dalle indicazioni dell'NTC 2018 ed è quindi immediato definire il valore finale dei carichi agenti sulla struttura. Di seguito una tabella coi valori dei carichi e i rispettivi coefficienti :

Tabella 4. 9 Definizione dei carichi da inserire nel modello

Carichi			
Vento X+ [N/m]	γ	ψ	Qventox+[N/m]
1674	1	0.6	1004.4
Vento X- [N/m]			Qventox-[N/m]
1674	1	0.6	1004.4
Vento Y+[N/m]			Qventoy+[N/m]
209.25	1.5	1	313.875
Vento Y-[N/m]			Qventoy-[N/m]
217.62	1.5	1	326.43
Vento p[N/m ²]			Qventop[N/m ²]
1674	1	0.6	1004.4
Vento tang. Y-[N/m]			Qventotangy-[N/m]
13.95	1.5	1	20.925
Vento tang. Y+[N/m]			Qventotangy+[N/m]
13.95	1.5	1	20.925
Neve sezioni[KN/m]			Qnevesezioni[KN/m]
14	1.5	0.5	10.5
Neve gusci[KN/m ²]			Qnevegusci[KN/m ²]
14	1.5	0.5	10.5

Per massimizzare la sollecitazione generata dai carichi ci si pone nella condizione peggiore, ovvero quella in cui il carico principale, cioè il vento in direzione Y, agisce con verso negativo. Questo fa sì che il valore del carico sia maggiore rispetto a quello agente in direzione Y con verso positivo.

Calcolo della reazione massima

Una volta definiti i valori dei carichi agenti sulla struttura, questi vengono applicati nel modello del rifugio alle sezioni e ai gusci. Quindi si procede all'inserimento dei carrelli in corrispondenza dei baricentri dei blocchi delle sezioni 1 e 2. A questo punto si può effettuare un'analisi statica lineare della struttura soggetta ai carichi agenti e al peso proprio. I valori delle reazioni calcolate vengono di seguito riportati :

Tabella 4. 10 Reazioni calcolate nei baricentri dei blocchi

Sezione	Baricentro	Ry[KN]
1	1	49
1	2	16
1	3	124
1	4	166
1	5	83
1	6	82
1	7	144.5
1	8	47
2	1	27
2	2	12
2	3	89
2	4	111
2	5	56.4
2	6	58
2	7	117
2	8	68

Definizione del modello della trave soggetta all'azione del cavo

Definizione dei punti strutturali

Si procede adesso alla creazione del modello utile a simulare la presenza del cavo inserito all'interno dei blocchi e dei gusci. Si parte quindi dalla definizione della geometria del modello, e in particolare dalle coordinate dei punti. Quello che si fa notare è che un'unica geometria, generata congiungendo i punti tramite segmenti, è utile sia a ricostruire il tracciato del cavo sia a riprodurre la geometria della trave. Questo è garantito proprio dal fatto che il cavo passi esattamente dai baricentri di blocchi e gusci. Per semplicità di modellazione, si decide di riprodurre la trave che congiunge i baricentri in chiave. Per ogni sezione si definisce quindi B_i il baricentro della faccia iniziale del blocco in chiave della sezione, mentre i punti $B_{i;1}$, $B_{i;3}$ e $B_{i;4}$ sono quelli utili a distinguere i tratti in cui il blocco ha sezione piena o cava. Il punto $B_{i;2}$ rappresenta il vero baricentro del blocco ma non risulta utile ai fini del modello in quanto non descrive caratteristiche del blocco diverse rispetto ai punti $B_{i;1}$ e $B_{i;3}$.

Si riporta quindi di seguito la tabella con le coordinate dei punti utili a ricostruire la geometria della trave e del cavo :

Tabella 4. 11 Coordinate dei punti utili a ricostruire la geometria della trave

Tabella punti geometria				
Sezione(i)	Punto	X[m]	Y[m]	Z[m]
1	B	0	0	2.873
1	Bi,1	0	0.005	2.873
1	Bi,3	0	0.995	2.873
1	Bi,4	0	1	2.873
3	B	0	4	3.36
3	Bi,1	0	4.005	3.36
3	Bi,3	0	4.995	3.36
3	Bi,4	0	5	3.36
5	B	0	8	3.735
5	Bi,1	0	8.005	3.735
5	Bi,3	0	8.995	3.735
5	Bi,4	0	9	3.735
4	B	0	12	3.566
4	Bi,1	0	12.005	3.566
4	Bi,3	0	12.995	3.566
4	Bi,4	0	13	3.566
2	B	0	16	3.132
2	Bi,1	0	16.005	3.132
2	Bi,3	0	16.995	3.132
2	Bi,4	0	17	3.132

Definizione della Mesh

Una volta collocati i punti sul modello si procede alla definizione delle sue caratteristiche. Il primo aspetto da considerare è la Mesh. Con l'obiettivo di realizzare degli elementi di dimensioni confrontabili vengono definite tre mesh :

- Mesh 1 divisione : viene impiegata per i tratti dei blocchi in cui la sezione è piena
- Mesh 4 divisioni : viene impiegata per i tratti dei blocchi in cui la sezione è cava
- Mesh 12 divisioni : viene impiegata per i tratti di trave che congiungono la faccia posteriore di un blocco con la faccia anteriore del blocco successivo.

Definizione del materiale

Il materiale che viene inserito nel modello e attribuito alla trave è il PMMA che è stato già considerato in precedenza sia per la modellazione delle guide che dell'intero rifugio. Di conseguenza le caratteristiche meccaniche risultano le medesime.

Definizione delle sezioni

Aspetto delicato da considerare è la definizione delle sezioni della trave. Per riprodurre la corretta geometria strutturale è chiaramente necessario definire delle sezioni diverse per ogni tratto della trave. In particolare, infatti, si avrà una sezione diversa per ogni blocco e per ogni tratto di guscio. In più, all'interno dello stesso blocco, sarà necessario distinguere se la sezione è piena o cava. Per semplicità di modellazione, la curvatura dei blocchi viene trascurata nella definizione delle sezioni. Questo risulta essere il modo più semplice e attinente alla realtà per modellare l'elemento in esame. La definizione della sezione dei blocchi viene effettuata mediante quotatura dei suoi punti fondamentali in AutoCAD seguendo il seguente schema :

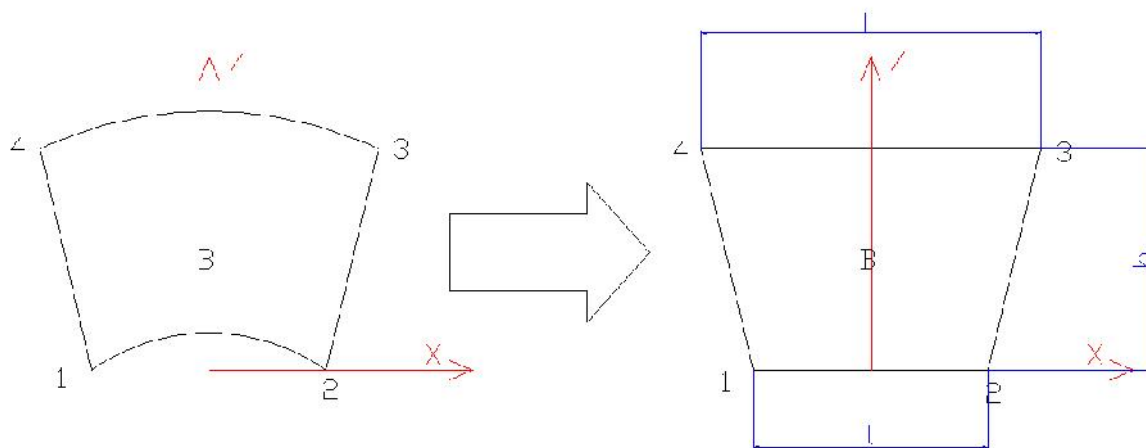


Figura 4. 18 Schema di calcolo per il dimensionamento delle sezioni

Si riporta di seguito una tabella con le dimensioni di tutte le sezioni :

Tabella 4. 12 Tabella con le dimensioni delle sezioni dei blocchi

Definizione sezioni blocchi			
Sezione	l[m]	L[m]	h[m]
1	0.478	0.542	0.248
3	0.608	0.658	0.193
5	0.7	0.724	0.133
4	0.612	0.651	0.209
2	0.542	0.608	0.263

Per la definizione della sezione piena dei blocchi vengono direttamente immessi questi valori, mentre per la sezione cava bisogna solo aggiungere lo spessore delle pareti pari a 0.5 cm.

Più complicata è la definizione delle sezioni dei gusci, in quanto questi avranno sì un'altezza costante pari a 5 cm (come ipotizzato, ma andrà verificato successivamente), ma presentano una larghezza variabile tra una sezione e l'altra. In più la larghezza del guscio è quella della sezione di appartenenza in corrispondenza dei punti di quota +2.5 cm e -2.5 cm rispetto al

baricentro della faccia del blocco. Per tale motivo si riporta uno schema di calcolo utile a chiarire il problema :

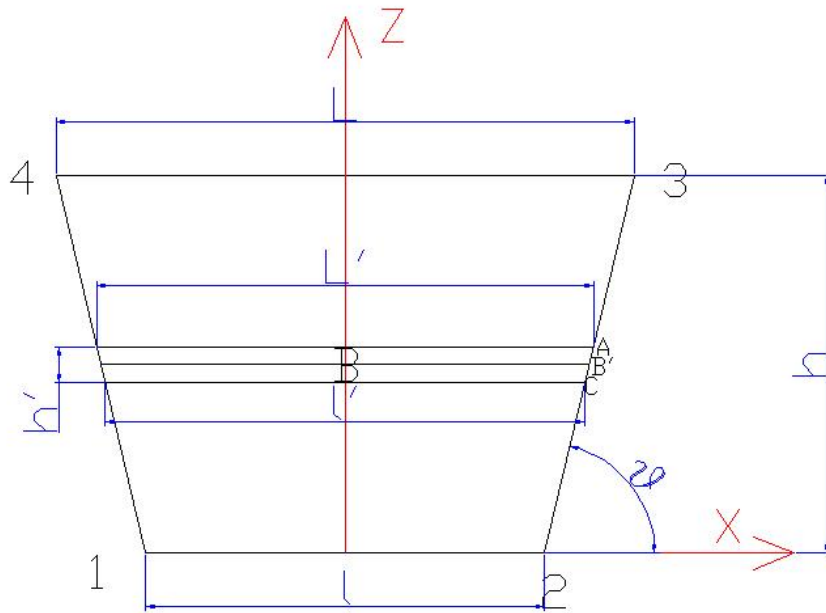


Figura 4. 19 Schema per la definizione per le sezioni dei gusci

Si riporta una tabella che riassume le dimensioni delle sezioni dei gusci in corrispondenza delle facce dei blocchi :

Tabella 4. 13 Tabella con le dimensioni delle sezioni dei gusci

Definizione sezioni gusci			
Sezione	L'[m]	l'[m]	h'[m]
1	0.519548	0.5066452	0.05
3	0.643492	0.6305389	0.05
5	0.719308	0.7102857	0.05
4	0.649134	0.6398038	0.05
2	0.585163	0.572616	0.05

Ma come anticipato i gusci presentano una sezione variabile tra un blocco e l'altro. Di conseguenza i dati appena riportati in tabella servono a descrivere le dimensioni delle sezioni dei gusci in corrispondenza dei blocchi. Quello che va richiesto al software è di definire delle sezioni con variazione lineare tra una sezione di partenza e una di arrivo. Quindi, ad esempio, il guscio 1-3 avrà una sezione con variazione lineare che parte con la sezione del guscio in corrispondenza del blocco di sezione 1 e arriva con la sezione del guscio in corrispondenza del blocco di sezione 3.

Definizione dei vincoli

I vincoli che vengono inseriti nel modello sono :

-Cerniera : viene inserita ad un estremo della trave in modo da impedire tutte le traslazioni e consentire solo le rotazioni. Questo fa sì che la trave, soggetta all'azione del cavo, possa solo svergolare in direzione Z, dato che in direzione X sono presenti le altre travi formate da file di blocchi e gusci.

-Cerniera Y- : viene inserita all'altro estremo della trave in modo da impedire le traslazioni in direzione X e Z, consentendo quella in direzione Y, e consentire le rotazioni.

Definizione del cavo di precompressione

Per la definizione del cavo di precompressione è necessario specificare in prima battuta il profilo. Come anticipato la geometria del cavo coincide, in questo caso, con quella della trave. Pertanto i punti da cui dovrà passare il cavo saranno proprio quelli della tabella precedentemente descritta e utile alla definizione dei punti della geometria.

Il secondo aspetto fondamentale è la progettazione mediante Multiple Tendon. In questa fase si procede alla definizione di aspetti diversi :

-Si trascura l'effetto dell'Elastic Shortening

-Si inserisce il profilo del cavo di interesse, ovvero quello creato nella prima fase

-Si definiscono le proprietà del cavo, che nel caso studio saranno :

Tabella 4. 14 Proprietà del cavo di precompressione

Proprietà cavo	
Tendon area[mm ²]	491
Modulus of Elasticity for tendon[KN/m ²]	2.00E+08
Concrete stress at transfer[KN/m ²]	10000
Modulus of Elasticity for concrete at transfer[KN/m ²]	2.50E+06
Unintentional angular displacement[rad/m]	0.0075
Duct friction coefficient[-]	0.54

-La forza di tiro che sarà pari alla media delle reazioni massime. Di seguito la tabella con il calcolo :

Tabella 4. 15 Calcolo della reazione media

Baricentro	Ry,1[KN]	Ry,2[KN]	Ry,max[KN]	Ry,media[KN]
1	49	27	49	91.5625
2	16	12	16	
3	124	89	124	
4	166	111	166	
5	83	56.4	83	
6	82	58	82	
7	144.5	117	144.5	
8	47	68	68	

-Assegnazione alle linee : non saranno altro che quelle caratterizzanti i tratti della trave.

Visione complessiva del modello

Definiti tutti gli aspetti peculiari del modello, si fornisce di seguito una schermata di visione globale dello stesso :

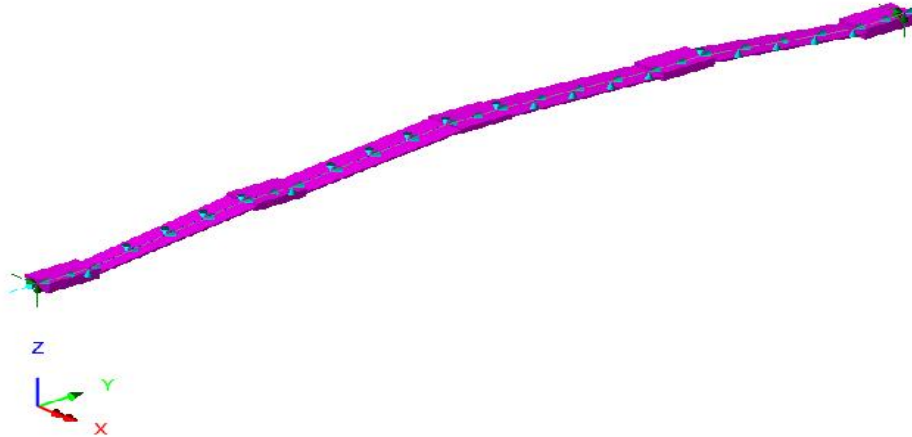


Figura 4. 20 Schermata del modello di trave con cavo di precompressione completo

Verifica della trave

Verifica delle tensioni

E' possibile a questo punto procedere alle verifiche tensionali ,deformative e di spostamento della trave. Si parte dalla valutazione delle tensioni generate dal cavo sulla trave. Trattandosi di un elemento 3D Thin Beam, sarà possibile ottenere il valore delle tensioni $\sigma_X(F_X, M_Y, M_Z)$. Il valore delle tensioni tangenziali andrà ricavato sempre tramite la formula di Jourawsky. Le tensioni ottenute dal modello andranno sommate con quelle ottenute dall'analisi del rifugio soggetto a peso proprio. Di seguito la schermata con il contour delle tensioni $\sigma_X(F_X, M_Y, M_Z)$:

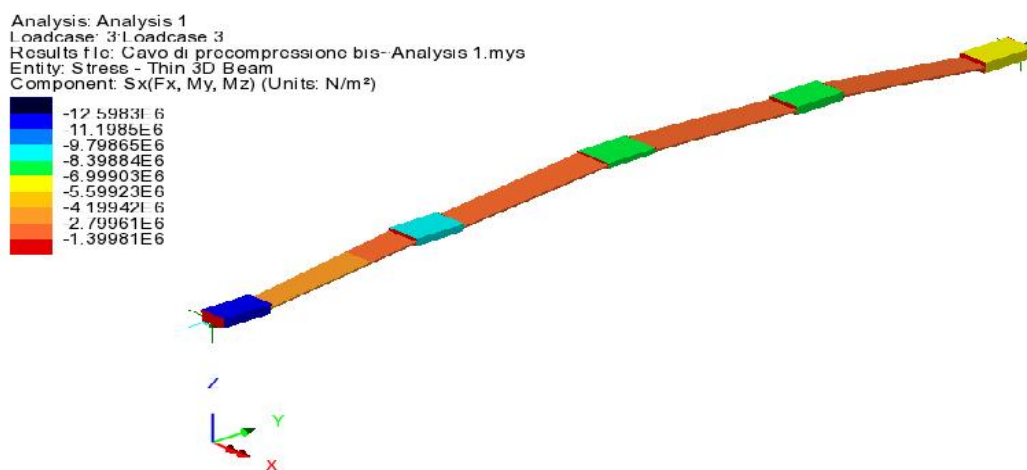


Figura 4. 21 Contour delle tensioni $\sigma_X(F_X, M_Y, M_Z)$ dovute al cavo di precompressione

Come si osserva il valore della tensione massima risulta $\sigma_{x\max} = 12.6$ MPa. Si procede a questo punto al calcolo delle tensioni tangenziali tramite la formula di Jourawsky. Il calcolo viene effettuato per la τ_{\max} in corrispondenza del baricentro :

$$\tau_{\max} = \frac{T * h^2}{8J}$$

Dalle analisi risulta che il massimo valore del taglio F_y si ha sul guscio 4-2 ed è pari a $7.4E-6$ N, mentre il massimo valore di F_z risulta pari a $10E-6$ N. Se si osserva il contour delle sollecitazioni indotte da F_x ci si accorge di come questo valore fornito da F_y sia molto minore e di conseguenza trascurabile. Ciò che si osserva è che il massimo valore di F_x risulta essere 94.5 KN. Questo comporta che il rapporto tra il massimo valore di F_x e quello di F_y sia circa $1E6$, il che rende l'effetto di F_y assolutamente trascurabile. Analogamente, il discorso per F_z . Quindi si procede adesso alla verifica tensionale sfruttando i valori appena ottenuti e quelli dovuti al peso proprio. Si precisa che i valori tensionali da considerare sul peso proprio andrebbero letti in corrispondenza della fila di blocchi e gusci più sollecitata. Per semplicità e per restare a favore di sicurezza, si assumono direttamente i valori massimi. Di seguito una tabella coi dati :

Tabella 4. 16 Verifica della trave

Elemento	σ_x cavo [MPa]	σ_x peso [MPa]	σ_x tot [MPa]	τ_{peso} [MPa]	Tensione Von Mises [MPa]	f_{yk} [MPa]	Verifica
Trave	12.6	3	15.6	0.032	15.60009846	60	SI

Verifica delle deformazioni

Verificata la trave dal punto di vista tensionale si procede adesso alla verifica delle deformazioni. In questo caso, trattandosi di un elemento 3D Thin Beam, sarà necessario calcolare una deformazione equivalente data dalla radice delle somme dei quadrati delle deformazioni non nulle. Come si osserva dai tre diagrammi le zone più sollecitate della trave risultano essere il blocco di sezione 1, il blocco di sezione 3 e una parte di guscio 3-5 e di guscio 5-4, sollecitati con la stessa deformazione. Dovendo anche aggiungere i contributi del peso proprio, si pone attenzione a considerare le deformazioni generate sulle sezioni o sui gusci, a seconda del caso specifico. Per semplicità di calcolo si procederà comunque a una semplice somma tra la deformazione equivalente generata dal cavo e la deformazione equivalente generata dal peso proprio. Inoltre, per porci nella condizione peggiore, si procederà a considerare i valori deformativi massimi generati sul guscio e sulle sezioni strutturali, così da evitare qualunque errore nella valutazione della sicurezza. Di seguito una tabella con i dati deformativi e la verifica :

Tabella 4. 17 Risultati delle analisi

Elemento	Ex cavo	Bz cavo	Ee peso	Ee	Eyk	Verifica
Sezione 1	5.00E-03	0	0.0081	1.31E-02	0.044	SI
Sezione 3	3.40E-03	0	0.0081	1.15E-02	0.044	SI
Guscio 3-5	6.00E-04	1.94E-09	0.00093	1.53E-03	0.044	SI

Verifica degli spostamenti

Il controllo degli spostamenti viene effettuato per punti non avendo la disponibilità di generare un contour. Si decide quindi di valutare gli spostamenti Dx, Dy e Dz nel baricentro dei blocchi e a circa 1/3, 1/2 e 2/3 della luce dei gusci. Si adotta l'annotazione seguente :

- Bi = baricentro blocco della sezione i-esima
- G i-j,1 = punto del guscio i-j definito a 1/3 della luce
- G i-j = punto baricentrico del guscio i-j
- G i-j,2 = punto del guscio i-j definito a 2/3 della luce

Si riporta di seguito un elenco degli spostamenti valutati sui vari elementi strutturali :

Tabella 4. 18 Spostamenti della trave soggetta all'azione del cavo

Punto	Dx[m]	Dy[m]	Dz[m]
B1	-4.50E-14	2.39E-02	2.10E-05
G1-3,1	4.00E-13	2.18E-02	-1.00E-04
G1-3	9.30E-13	2.10E-02	-2.40E-04
G1-3,2	1.55E-12	2.00E-02	-3.80E-04
B3	1.91E-12	1.66E-02	-4.50E-04
G3-5,1	2.22E-12	1.45E-02	-5.30E-04
G3-5	2.66E-12	1.40E-02	-5.70E-04
G3-5,2	3.11E-12	1.33E-02	-6.40E-04
B5	3.35E-12	1.07E-02	-6.60E-04
G5-4,1	3.00E-12	9.14E-03	-6.00E-04
G5-4	2.80E-12	8.51E-03	-5.40E-04
G5-4,2	2.51E-12	7.90E-03	-4.90E-04
B4	2.30E-12	5.99E-03	-4.40E-04
G4-2,1	1.70E-12	4.00E-03	-3.20E-04
G4-2	1.00E-12	3.40E-03	-2.00E-04
G4-2,2	5.40E-13	2.90E-03	-1.10E-04
B2	3.20E-14	1.12E-03	-1.22E-05

Osservando la tabella degli spostamenti è possibile effettuare delle osservazioni :

-Innanzitutto gli spostamenti Dx sono tutti praticamente nulli, e questo conferma la bontà del modello perché è quello che ci si aspetta a livello comportamentale dalla trave soggetta all'azione del cavo. Inoltre gli spostamenti hanno un trend crescente fino al centro della struttura e poi decrescente.

-Gli spostamenti Dy sono tutti accettabili, con un massimo che raggiunge i 2.4 cm e con un comportamento coerente dato che il valore massimo si ritrova vicino all'estremo che consente la traslazione in Y e va diminuendo muovendosi verso l'estremo incernierato

-Gli spostamenti Dz sono tutti molto bassi. Il valore massimo di Dz è pari a $6.6E-4m = 0.66$ mm. Quello di cui ci si accorge è che i valori di spostamento seguono l'andamento di una Gaussiana spostandoci da un estremo all'altro della trave. Ciò vuol dire che la trave ha una deformata in direzione Z simile a un arco, e questo è proprio ciò che ci si aspetta a causa degli effetti generati dal cavo. Questo comporta che, data l'adeguata modellazione in grado di riprodurre il comportamento dell'elemento strutturale in esame, non è necessario intervenire procedendo a modifiche dimensionali sulla trave, in quanto gli spostamenti in direzione Z sono tutti accettabili.

Può essere opportuno valutare anche i diagrammi di momento e sforzo normale agenti sulla trave. Nel caso dello sforzo normale è possibile riprodurre il contour, in modo da rendere più visibili i valori delle sollecitazioni. Di seguito le schermate con i rispettivi diagrammi di sollecitazione :

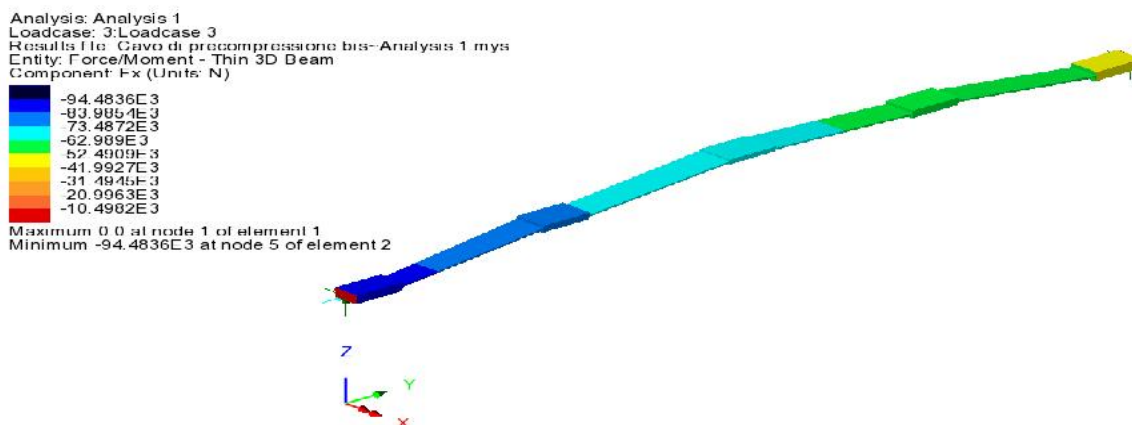


Figura 4. 22 Contour della sollecitazione di sforzo normale Fx



Figura 4. 23 Diagramma di momento Mz

Il massimo valore di sforzo normale rintracciato risulta $F_x = 94.5 \text{ KN}$. Se, invece, si osserva il diagramma di momento flettente M_z ci si accorge che la forma del diagramma è quella attesa. Infatti, trattandosi di una trave incernierata agli estremi e soggetta all'azione del cavo di precompressione, essendo il tiro applicato all'estremo del cavo orizzontale, è chiaro che l'andamento del momento sarà di tipo lineare e si annullerà in corrispondenza dei blocchi, dove il cavo è orizzontale. Di conseguenza, la componente del tiro ortogonale al tracciato del cavo non presenta braccio e quindi il momento si annulla. Il massimo valore di M_z risulta essere pari a $36\text{E}-6 \text{ N}\cdot\text{m}$.

Verifica di Buckling

La verifica allo svergolamento della trave viene effettuata andando a studiare i tratti di trave coincidenti con la lunghezza libera di inflessione. Essendo tale lunghezza, per definizione, pari alla distanza tra due punti di annullamento del momento, per individuare i tratti da analizzare è sufficiente guardare il diagramma di momento : come è evidente, il momento si annulla all'interfaccia tra blocco di sezione e guscio. Ciò vuol dire che la lunghezza libera di inflessione risulta essere pari alla lunghezza del tratto di guscio compreso tra due sezioni. Si riportano di seguito i ragionamenti e i calcoli effettuati per la verifica :

-Definizione della formula per il calcolo del carico critico di Buckling assiale del singolo tratto :

$$P_{cr}' = \pi^2 * \frac{EI}{L_o^2} \quad \text{dove}$$

-E = modulo elastico del PMMA pari a $2.5\text{E}9 \text{ N/m}^2$

-I = inerzia della sezione I_x

-Lo = lunghezza libera di inflessione

-Definizione della lunghezza libera di inflessione L_o :

Con l'ipotesi di considerare il singolo tratto di guscio come una trave, si può pensare di calcolare il carico critico assiale della trave. Essendo l'elemento trave inclinato, risulta quindi evidente che la lunghezza libera di inflessione sarà pari a :

$$L_o = \frac{L}{\cos\alpha}$$

dove

-L = proiezione orizzontale del tratto inclinato di guscio

-\alpha = pendenza rispetto alla direzione orizzontale del tratto inclinato di guscio

Il valore di L risulta essere costante e pari a 3m. Ciò è dovuto al fatto che la distanza tra le sezioni, da progetto della struttura, è pari a 4m. Ma considerando lo spessore del blocco di sezione pari a 1 m, la lunghezza del tratto di guscio risulta essere pari proprio a 3m. A titolo

esemplificativo, si riporta di seguito lo schema di calcolo del guscio 13 utile alla valutazione di α e di L_0 :

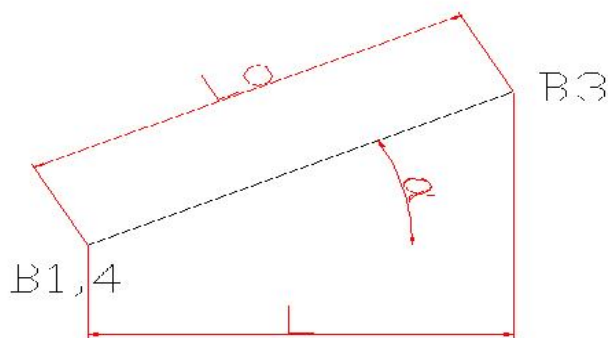


Figura 4. 24 Schema di calcolo di α e L_0

Il valore di α risulta pari a :

$$\alpha = \text{ARCTAN} \frac{(Z_{B,3} - Z_{B1,4})}{L}$$

-Definizione dell'inerzia I :

L'inerzia I del singolo tratto di guscio viene calcolata come la media dell'inerzia della sezione di partenza del guscio e quella d'inerzia della sezione finale del guscio medesimo. I valori di tali inerzie vengono ottenuti direttamente dalle proprietà geometriche delle sezioni su Lusas.

-Calcolo del carico critico di Buckling orizzontale del singolo tratto :

Avendo come obiettivo finale quello di calcolare la forza orizzontale che provoca lo svergolamento di un tratto di trave, è necessario a questo punto proiettare sulla direzione orizzontale i valori di P_{cr} calcolati.

Di seguito la formula impiegata :

$$P_{cr} = P'_{cr} * \cos \alpha$$

-Calcolo del carico critico della trave :

Calcolati i valori del carico critico di Buckling per il singolo tratto di trave, si procede alla definizione del carico critico per l'intera trave, che sarà pari al minimo dei carichi critici dei singoli tratti. Di seguito la tabella con i dati utili al calcolo :

Tabella 4. 19 Calcolo del carico di Buckling

Gusci	$I_x[m^4]$	$I_{x,media}[m^4]$	L[m]	Punto	Z[m]	$\alpha[rad]$	$L_0[m]$	$P_{cr}'[KN]$	$P_{cr,guscio}[KN]$	$P_{cr}[KN]$
Guscio 13,sez1	5.34E-06	5.99E-06	3	B1,4	2.873	0.16093	3.039271	16.00028384	15.79354045	15.79354045
Guscio 13,sez3	6.64E-06			B3	3.36					
Guscio 35,sez3	6.64E-06	0.000007045		B3,4	3.36	0.124355	3.023347	19.01712492	18.87027234	15.79354045
Guscio 35,sez 5	7.45E-06			B5	3.735					
Guscio 54,sez 5	7.45E-06	0.000007085		B5,4	3.735	-0.05627	3.004756	19.36248401	19.33183405	
Guscio 54,sez 4	6.72E-06			B4	3.566					
Guscio 42,sez4	6.72E-06	0.00000636		B4,4	3.566	-0.14367	3.03123	17.07886699	16.90290709	
Guscio 42,sez2	6.00E-06			B2	3.132					

Procedendo al calcolo con gli step precedentemente definiti, si ritrova un valore del carico critico di Buckling che risulta pari a 15.79 KN. Essendo il tiro del cavo pari a 92 KN, è evidente che la verifica non risulta superata. Per fare in modo che il valore del carico critico cresca le vie sono sostanzialmente due :

- aumentare l'inerzia della sezione facendo crescere l'altezza (in quanto nel calcolo dell'inerzia l'altezza fornisce un contributo che varia con potenza 3)

- ridurre la lunghezza libera di inflessione che nel calcolo di P_{cr} varia con potenza due.

Per quanto riguarda la prima soluzione, per quanto possa essere quella più semplice da attuare e più intuitiva, per evitare di aumentare eccessivamente il peso della struttura, la soluzione due risulta quella più corretta. Se infatti si riduce L della metà, il valore di P_{cr} cresce di quattro volte. Ciò comporta che il valore di P_{cr} con $L=1.5$ m risulta pari a 63.2 KN. Tale valore risulta ancora inferiore al tiro del cavo, e, di conseguenza, non sufficiente. Se, invece, si riduce il valore di L di tre volte, il valore di P_{cr} crescerà di nove volte. Quindi se si assume $L=1$ m si ritrova un valore di $P_{cr} = 142$ KN. Tale valore risulta essere superiore al tiro del cavo e di conseguenza la verifica di Buckling risulta superata.

La riduzione della lunghezza libera di inflessione Lo viene materialmente realizzata andando a vincolare quei punti della trave che si vuole tenere fermi. Per far ciò un'idea potrebbe essere quella di installare delle colonne vincolate al pannello che serviranno a ridurre le inflessioni dello stesso. Tali colonne saranno inoltre utili ad assorbire gli sforzi che gravano sulle sezioni e sui pannelli della struttura.

4.6 Definizione dei vincoli strutturali

Si procede con lo studio dei vincoli strutturali utili a garantire il collegamento tra blocchi e il collegamento tra la struttura e il terreno. In particolare si pensa proprio allo studio dei vincoli tra due blocchi successivi della stessa sezione e al vincolo tra blocco e terreno.

Vincolo blocco - blocco

Il vincolo tra due blocchi successivi viene realizzato in maniera tale che i due blocchi possano opportunamente incastrarsi sulle facce adiacenti. Per garantire questa condizione possiamo immaginare i blocchi come pezzi di puzzle in 3D : infatti l'idea è quella di realizzare una guida semicilindrica tra due blocchi successivi. Ogni blocco avrà quindi una faccia che presenta una “guida positiva”, mentre la faccia opposta sarà priva di una porzione di volume proprio pari alla guida positiva, che chiameremo quindi “guida negativa”. Si riporta di seguito la vista 3D del blocco :

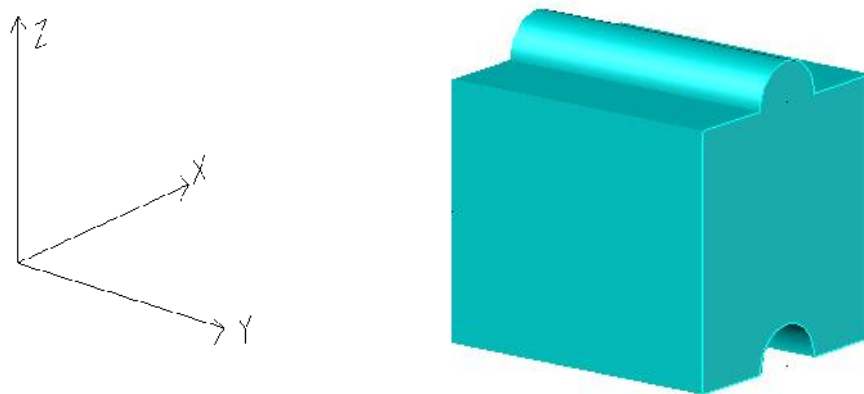


Figura 4. 25 Vista prospettica del blocco con faccia superiore dotata di guida positiva e quella inferiore di guida negativa

Ed ecco quindi come andranno a incastrarsi due blocchi successivi :

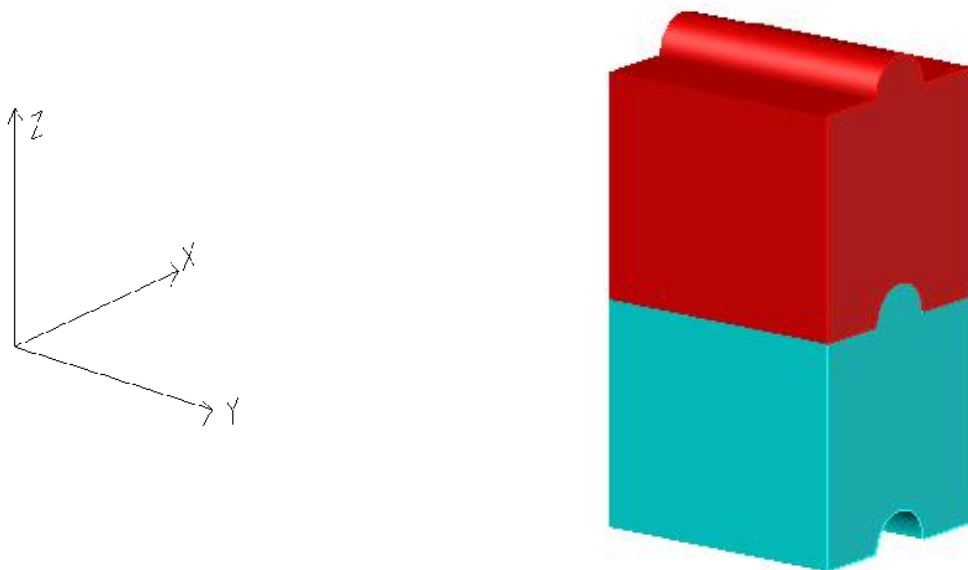


Figura 4. 26 Vista prospettica di due blocchi adiacenti opportunamente incastrati

Non tutti i blocchi che sono disposti in sezione hanno le facce parallele al terreno, anzi la maggior parte di essi presenta le facce inclinate. Di conseguenza è necessario garantire che non ci sia scorrimento tra due blocchi successivi. La cerniera semicilindrica di cui si è discusso serve chiaramente a evitare lo scorrimento dei blocchi nel piano della sezione. Per evitare lo scorrimento dei blocchi fuori dal piano è necessario ricoprire le facce dei blocchi a contatto con uno strato di materiale scabro. Questo consentirà di generare una forza di attrito utile a evitare lo scorrimento tra due facce a contatto.

Scelta progettuale del materiale attritivo

Il materiale scelto per rivestire le facce dei blocchi è il Grip Tape. Il motivo di tale scelta risiede in tre punti fondamentali :

- Il Grip Tape viene prodotti in fogli, quindi questo consente di stampare facilmente i fogli con le dimensioni desiderate e di avere quindi una grande facilità nella gestione e nell'applicazione
- Il Grip Tape ha un basso peso specifico
- Il Grip Tape presenta un alto coefficiente di attrito

Tabella 4. 20 Caratteristiche del Grip Tape

Grip tape		
Caratteristiche qualitative	Proprietà meccaniche	Costo[euro/m2]
Adattabile alla superficie	Peso specifico[g/cm3]	198
Colore personalizzabile	0.53	
Monouso	Slip coefficient[-]	
	0.75	

Vincolo blocco-terreno

Il vincolo tra il blocco inferiore della sezione e il terreno viene realizzato mediante l'utilizzo di carrelli. Il carrello risulta utile per poter costruire tutte le sezioni concentriche nello stesso punto, e, una volta realizzate una sull'altra, ognuna viene mobilitata con il proprio carrello fino a raggiungere la posizione affidatale da progetto. Il carrello si caratterizza per la presenza di tre elementi :

- una cassa in legno : serve ad ospitare il blocco ed è dimensionata in modo da accoglierlo opportunamente per garantirne il mantenimento della posizione prestabilita;
- quattro ruote : servono a garantire il contatto tra la cassa e il terreno, a spostare la sezione dalla posizione di costruzione a quella definitiva progettuale e sono dotate di freni manuali utili a garantire lo stazionamento del carrello;
- quattro smorzatori sismici : servono ad assorbire le forze orizzontali che vengono trasmesse alla base del carrello dal terreno e ad evitare che queste si diffondano alla struttura.

Si riporta di seguito una vista prospettica del carrello con i suoi elementi fondamentali :

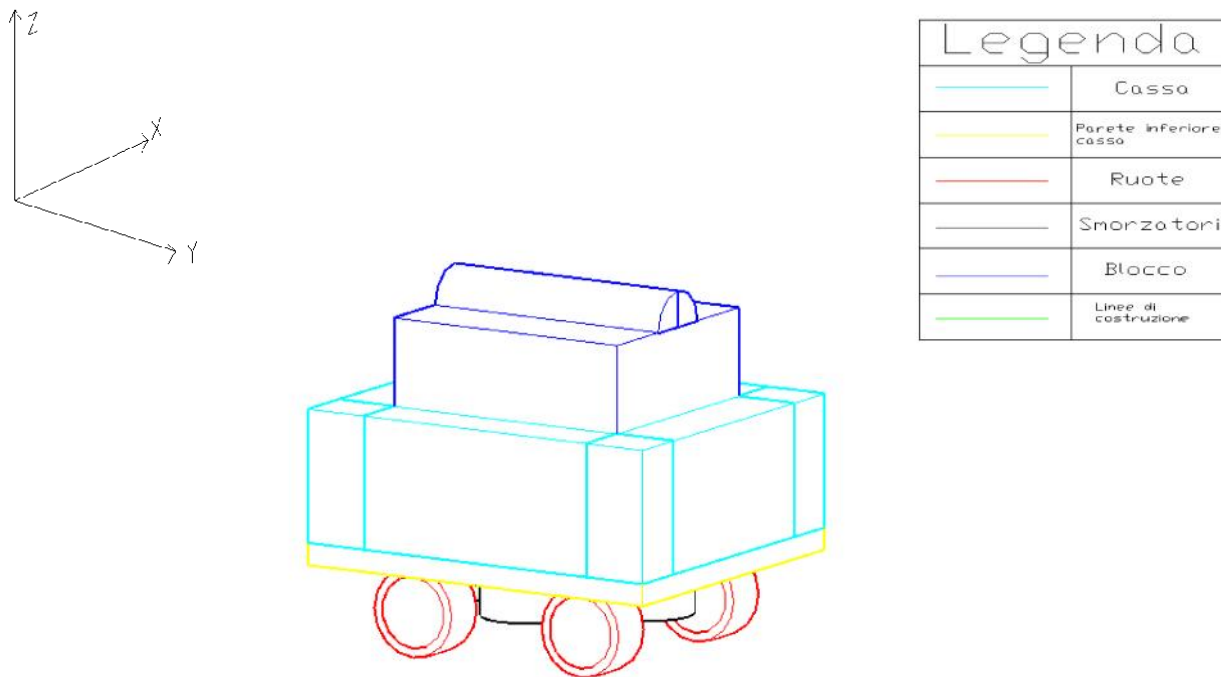


Figura 4. 27 Vista prospettica del carrello con i suoi elementi fondamentali e con il blocco all'interno

Soluzioni per gli smorzatori sismici pratica ed economica

La soluzione probabilmente più pratica ed economica è quella di utilizzare come smorzatori le ruote del carrello poste in orizzontale. Infatti questo consentirebbe di rendere ancora più modulare e seriale la costruzione della struttura e ci fornirebbe degli smorzatori a basso costo, in quanto le gomme costeranno sicuramente meno di un qualunque smorzatore. Quindi, rifacendoci alla vista frontale del carrello possiamo fare delle utili considerazioni.

Piano YZ

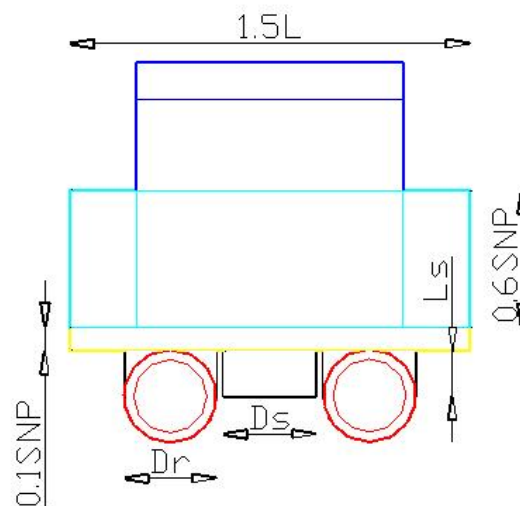


Figura 4. 28 Vista frontale del carrello coi suoi elementi fondamentali e con il blocco al suo interno

Lo stazionamento del carrello può essere garantito semplicemente sgonfiando le ruote di base fino a portare gli smorzatori a contatto col terreno. Dalla figura si evince che L_s è l'altezza dello smorzatore, mentre D_r è il diametro della ruota, che coincide con la sua altezza. Di conseguenza, per garantire il contatto tra smorzatore e terreno è sufficiente sgonfiare la ruota di una quantità pari a $D_r - L_s$, in modo che alla fine la sua altezza sarà proprio pari a L_s .

Se si vuole rendere ottimale la soluzione progettuale si può pensare di realizzare gli smorzatori, quindi le ruote orizzontali, con le stesse identiche dimensioni delle ruote verticali. Quello che bisogna fare, quindi, è procedere alla progettazione delle dimensioni di una ruota verticale. In questo modo avremo dimensionato tutte le ruote dei carrelli, che saranno quindi identiche per standardizzare la progettazione, e tutti gli smorzatori. Procediamo quindi al dimensionamento della ruota di base del carrello :

-Ogni carrello riceve la metà del carico agente su ciascuna sezione

-Il carico agente sul carrello viene equamente ripartito sulle quattro ruote

Procediamo al calcolo del peso di tutte le sezioni e utilizziamo per il dimensionamento della ruota il valore massimo :

Tabella 4. 21 Calcolo del peso strutturale

Sezione	Peso blocco[g]	n blocchi	Peso sezione[Kg]
1	11385.92	14	159.40288
2	11828.6	15	177.429
3	11584.65	15	173.76975
4	11443.04	16	183.08864
5	11416.86	15	171.2529
			Peso max[Kg]
			183.08864

Avendo calcolato il peso massimo della sezione pari a 183 kg , il carrello sarà sollecitato con un carico di 91.5 Kg. Ciò implica che ogni ruota subirà un carico di 22.875 Kg.

Immaginiamo adesso di considerare una ruota con diametro di 10 cm e spessore di 5 cm. La superficie sulla quale si svilupperanno le pressioni di contatto che arrivano dal carrello sarà quindi : $S = \frac{2\pi Dr}{2} * L_r = \pi * 10 * 5 = 157 \text{ cm}^2$. La pressione che si sviluppa sulla superficie sarà quindi : $P = \frac{F}{S} = \frac{22.875}{157} = 0.146 \text{ Kg/cm}^2$. Convertiamo il valore della pressione in Pascal, quindi in N/m^2 : $1 \text{ cm}^2 = 10^{-4} \text{ m}^2$ da ciò consegue che $P = 0.146 \text{ Kg}/10^{-4} \text{ m}^2 = 1460 \text{ Kg/m}^2$. Sapendo che $1 \text{ Kg} = 10 \text{ N}$ ne consegue che $P = 14600 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 14600 \text{ Pa}$. Se adesso convertiamo i Pa in Bar troviamo il valore della pressione agente sulla superficie esterna della ruota nell'unità di misura comunemente usata : $1 \text{ Pa} = 10^{-5} \text{ Bar}$ da cui consegue che $P = 14600 \text{ Pa} = 14600 * 10^{-5} \text{ Bar} = 0.146 \text{ Bar}$.

4.7 Valutazione del volume occupato per il Packaging

Come anticipato la struttura oggetto di studio deve avere una serie di caratteristiche che la rendano il più possibile appetibile sul mercato. Una di queste è proprio il packaging, ovvero la possibilità che venga facilmente trasportata e occupi il minor spazio possibile. A tal proposito si procede alla valutazione del volume occupato che servirà a capire se effettivamente la soluzione a blocchi è ottimale, in quanto richiede un maggior tempo per l'assemblaggio dei blocchi e il montaggio. Se infatti si assume che i gusci della struttura vengano comunque realizzati tramite i conci posti in compressione dai cavi tesi, allora rimane da valutare il volume occupato dalle sezioni. Si procede quindi a un confronto tra il volume occupato dalle sezioni divise in blocchi e quello occupato dalle sezioni come corpo unico.

Soluzione con le sezioni divise in blocchi

Come anticipato, la sezione 1 è l'unica che viene realizzata a corpo intero. Di conseguenza si parte col cercare la configurazione che garantisca il minor volume occupato e il trasporto più facilitato. Si presenta quindi la possibilità di 3 configurazioni :

Configurazione 1

La sezione viene impacchettata nella sua interezza e occupa 1m di profondità. Di seguito un'immagine :

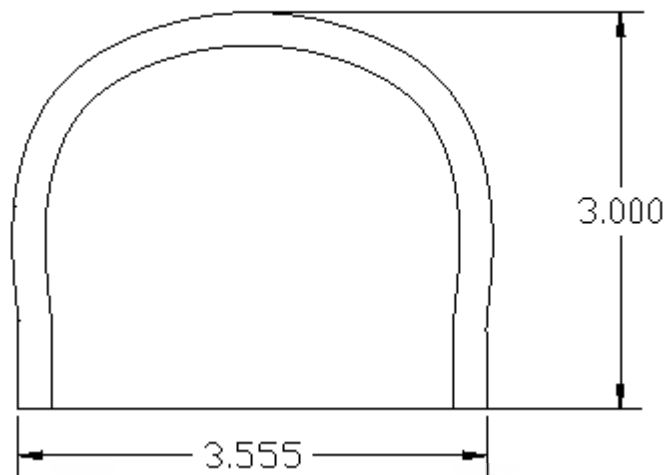


Figura 4. 29 Configurazione 1 per il Packaging di sezione 1

$$V_1' = 3.555 * 3 * 1 = 10.665 \text{ m}^3$$

Configurazione 2

La sezione viene impacchettata con le due metà poste una dietro l'altra e occupa, quindi, 2m di profondità. Chiaramente il volume occupato sarà il medesimo ma può portare dei vantaggi o

svantaggi dal punto di vista del trasporto. La larghezza della sezione sarà la metà del caso precedente, mentre l'altezza rimarrà invariata. Di seguito un'immagine :

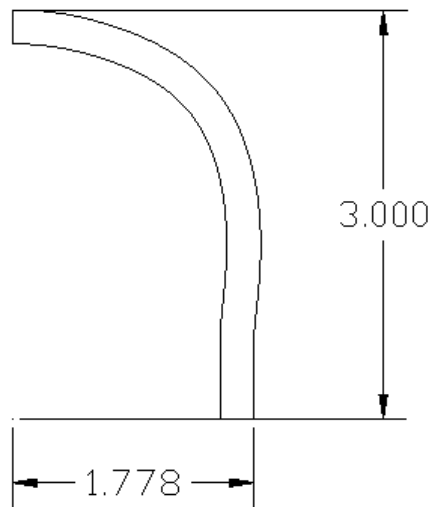


Figura 4. 30 Configurazione 2 per il Packaging di sezione 1

$$V_1' = 3.555/2 * 3 * 2 = 10.665 \text{ m}^3$$

Configurazione 3

La configurazione 3 risulta intermedia tra le prime due in quanto questo caso si cerca di porre le due metà della sezione a contatto in modo da minimizzare lo spazio occupato. Inoltre, essendo le sezioni allineate nel piano, la profondità sarà di 1m .Di seguito un'immagine :

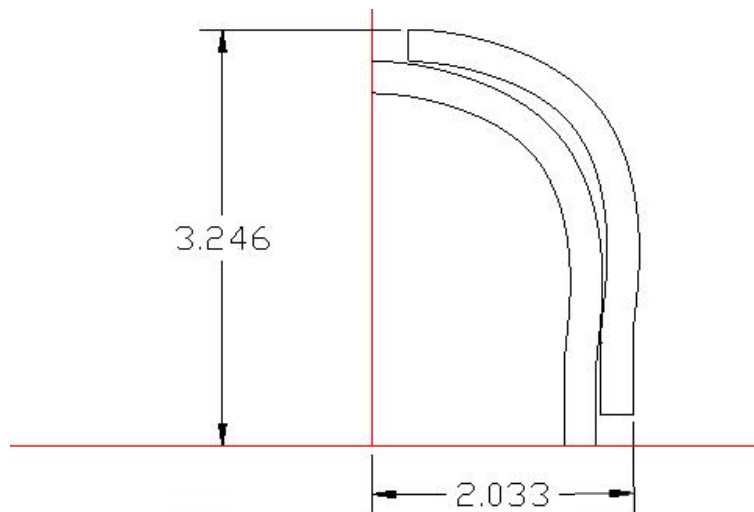


Figura 4. 31 Configurazione 3 per il Packaging di sezione 1

$$V_1' = 3.246 * 2.033 * 1 = 6.6 \text{ m}^3$$

Date le tre configurazioni immaginiamo di assumere come finale la configurazione 3 perché caratterizzata dal volume minore. Quindi : $V_1 = \min (V_1') = 6.6 \text{ m}^3$.

Adesso si procede al calcolo dei volumi occupati dalle sezioni 2,3,4 e 5. Chiaramente bisognerà tenere in conto il volume occupato dai blocchi e quello occupato dalle guide.

Per quanto riguarda i blocchi il calcolo del volume può essere automatizzato. Per quanto riguarda le guide, invece, per cercare di minimizzare il volume occupato, si procede con dei disegni che consentano di valutarlo.

Calcolo volume dei blocchi

Ogni blocco, come anticipato, risulta essere cavo con uno spessore delle facce pari a 0.5 cm.

I blocchi delle sezioni presentano una curvatura nel piano. Tale curvatura va tenuta in considerazione in quanto produce l'effetto di avere delle dimensioni di ingombro del blocco superiori alla sue dimensioni effettive. Per semplificare lo studio del volume di packaging si procede al tracciamento in 3D del blocco tipo e alla scomposizione dello stesso nelle sue pareti. Avendo il blocco curvatura solo nel piano, le pareti saranno uguali a due a due, fatta eccezione per le pareti superiore ed inferiore. Di conseguenza si predispone lo studio dei quattro tipi di parete caratterizzanti il blocco. Di seguito la vista 3D del blocco tipo :

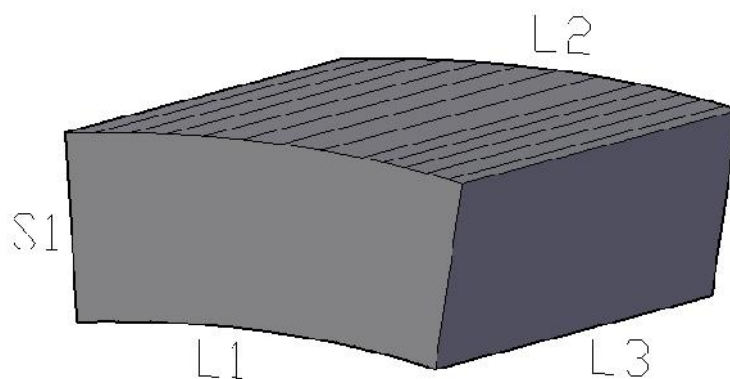


Figura 4. 32 Vista 3D del blocco tipo

Note le dimensioni caratteristiche del blocco tipo, si procede alla definizione delle quattro tipologie di pareti, tutte con spessore di 0.5 cm. Di seguito le quattro tipologie :

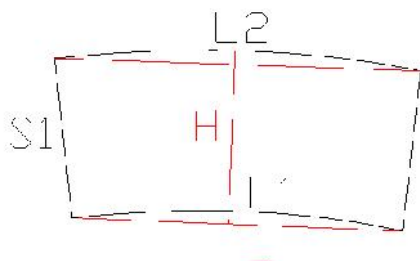
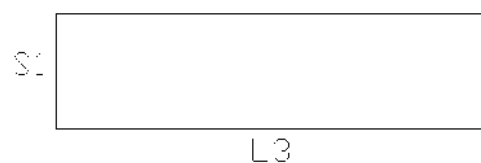


Figura 4. 34 Parete di tipo 1 con in nero dimensioni reali e in rosso dimensioni di ingombro

Figura 4. 33 Parete di tipo 2 con dimensioni reali coincidenti con dimensioni di ingombro



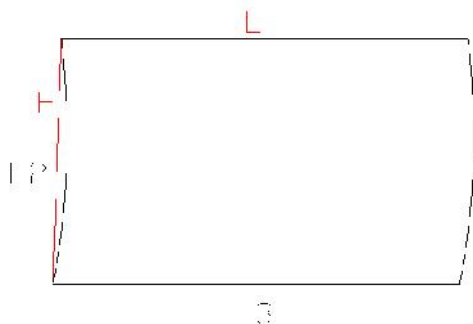


Figura 4. 36 Parete di tipo 3 con in nero dimensioni reali e in rosso dimensioni di ingombro

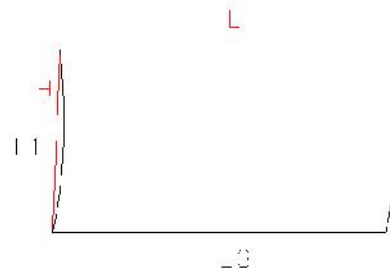


Figura 4. 35 Parete di tipo 4 con in nero dimensioni reali e in rosso dimensioni di ingombro

Definite le dimensioni di ingombro di ogni tipologia di parete, ovvero H ed L, il volume di ingombro della singola parete, noto lo spessore $s = 0.5\text{cm}$, sarà :

$$Vi = H * L * s$$

E quindi il volume del singolo blocco sarà :

$$Vblocco = 2V_1 + 2V_2 + V_3 + V_4$$

Se quindi N è il numero di blocchi della singola sezione, il volume totale dei blocchi della sezioni sarà : $V_{tot} = N * Vblocco$

Tabella 4. 22 Calcolo del volume di ingombro delle sezioni

Sezione	Tipo	h[m]	L[m]	s[m]	V[m3]	Vblocco[m3]	nblocchi	Vtot[m3]
2	1	0.295	0.605	0.005	0.000892	0.01013975	15	0.152096
	2	0.26	1	0.005	0.0013			
	3	0.605	1	0.005	0.003025			
	4	0.546	1	0.005	0.00273			
3	1	0.226	0.654	0.005	0.000739	0.00981304	15	0.147196
	2	0.2	1	0.005	0.001			
	3	0.654	1	0.005	0.00327			
	4	0.613	1	0.005	0.003065			
4	1	0.24	0.653	0.005	0.000784	0.0099972	16	0.159955
	2	0.21	1	0.005	0.00105			
	3	0.653	1	0.005	0.003265			
	4	0.613	1	0.005	0.003065			
5	1	0.16	0.721	0.005	0.000577	0.0095386	15	0.143079
	2	0.13	1	0.005	0.00065			
	3	0.721	1	0.005	0.003605			
	4	0.696	1	0.005	0.00348			

Calcolo volume delle guide

Il calcolo del volume delle guide può essere semplicemente calcolato andandole a rappresentare, perché risulta complicato in questo caso automatizzare il calcolo. L'idea è quella di calcolare il volume accatastando le guide in verticale, evitando quindi di aumentare

l'ingombro della larghezza. Partendo dalla rappresentazione di due sole guide, l'idea è quella di impacchettarle con la seguente configurazione :

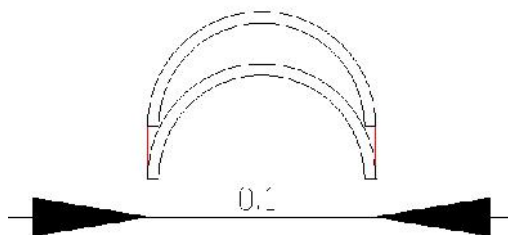


Figura 4. 37 Accumulo di due guide di raggio di 5 cm accatastate verticalmente

Grazie a questa configurazione si minimizza il volume di ingombro delle guide. Si procede adesso alla definizione del numero di guide per tutte le sezioni :

Tabella 4. 23 Definizione delle guide delle sezioni

Sezione	nblocchi	r[m]	nguide
2	15	0.05	28
3	15	0.05	28
4	16	0.05	30
5	15	0.05	28

Dopo aver valutato l'ingombro nel piano, Considerando la profondità della singola guida pari alla profondità del blocco, ovvero 1m, si calcola il volume di ingombro delle guide come il prodotto delle due dimensioni moltiplicato per 1m di profondità :

Tabella 4. 24 Volume di ingombro delle guide

Sezione	Lingombro[m]	Hingombro[m]	Profondità[m]	Vguide[m3]
2	0.1	0.67	1	0.067
3	0.1	0.67	1	0.067
4	0.1	0.72	1	0.072
5	0.1	0.67	1	0.067

A questo punto si procede al calcolo del volume totale di ingombro dato dalla somma del volume della sezione 1 e dal volume dei blocchi e delle guide delle sezioni 2,3,4 e 5. Di seguito i dati :

Tabella 4. 25 Volume totale di ingombro

Sezione	Vtot[m3]	Vguide[m3]	Vtot+Vguide[m3]
1	6.6	0	6.6
2	0.15209625	0.067	0.21909625
3	0.1471956	0.067	0.2141956
4	0.1599552	0.072	0.2319552
5	0.143079	0.067	0.210079
		SOMMA	7.47532605

Soluzione con sezioni non divise in blocchi

Nel caso in cui si decida di realizzare le sezioni come corpo unico è chiaro che l'idea sarà quella di impacchettarle una dentro l'altra, in modo che una volta arrivati in sito si possa semplicemente spostarle nella posizione di interesse. In questo caso, quindi, il volume di ingombro sarà quello della sezione più esterna, dato che le altre saranno contenute al suo interno. Di nuovo si ha la possibilità di adottare due soluzioni come per la sezione 1 vista in precedenza. Ovviamente il volume di ingombro sarà lo stesso e l'unica differenza riguarderà l'aspetto logistico e del trasporto. La prima soluzione è quella di impacchettare le sezioni intere e quindi di avere solo 1 m di profondità. La seconda è quella di impacchettare le sezioni una dietro l'altra e quindi risulta una profondità di 2 m.

Di seguito le due soluzioni :

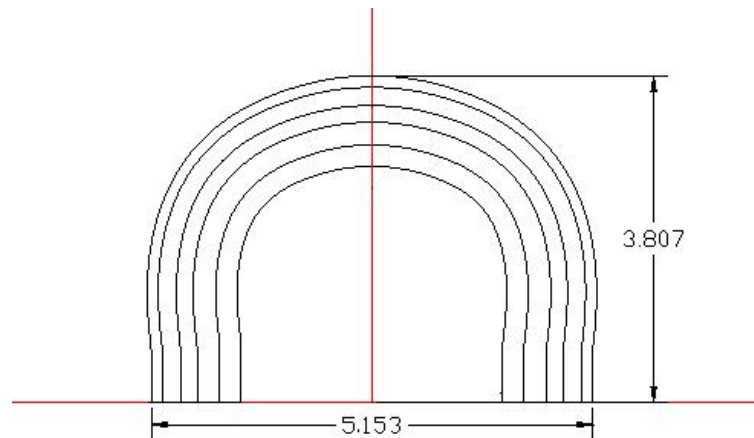


Figura 4. 38 Soluzione 1 con 1 m di profondità

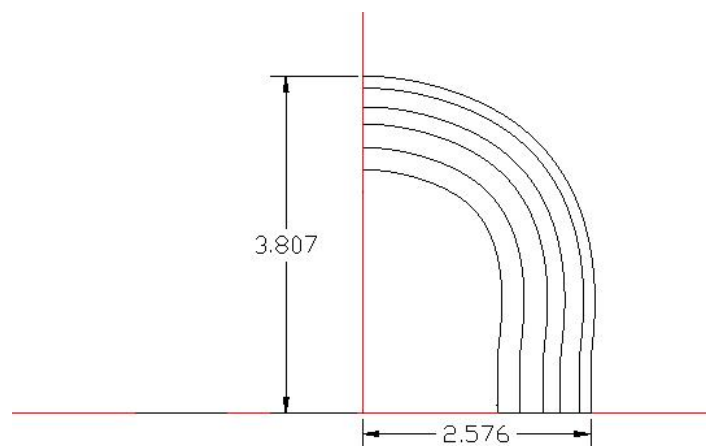


Figura 4. 39 Soluzione 2 con 2 m di profondità

Quindi il volume totale di ingombro è pari a : $V_{tot} = 5.153 * 3.807 * 1 = 19.62 \text{ m}^3$.

A questo punto si procede al confronto dei volumi di ingombro delle due soluzioni. In particolare si valuta il risparmio in volume come il rapporto tra il volume di ingombro minore e il maggiore :

$$V_{tot,1} = 7.5 \text{ m}^3 \quad V_{tot,2} = 19.62 \text{ m}^3 \quad \frac{V_{tot,1}}{V_{tot,2}} = \frac{7.5 \text{ m}^3}{19.62 \text{ m}^3} = 0.38 = 38\% .$$

Ciò significa che il trasporto dell'intera struttura con sezioni divise in blocchi comporta un risparmio del 38 %. Quindi, se vogliamo fare una riflessione in termini semplici, se usiamo un camion che è in grado di trasportare n strutture costruite con la soluzione di sezioni non divise in blocchi, con lo stesso camion saremo in grado di trasportare circa 3n strutture costruite con la soluzione di sezioni divise in blocchi.

4.8 Valutazioni generali sulla struttura e criticità

Dopo aver mostrato passo dopo passo tutti gli aspetti e le peculiarità del processo costruttivo dell'edificio in esame, una volta trovato il modo di poter effettivamente realizzare e costruire la struttura nella sua interezza, è necessario svolgere delle considerazioni in merito ai risultati ottenuti e fare delle riflessioni generali sull'efficacia di ciò che si è progettato.

L'obiettivo del seguente studio è quello di realizzare una struttura d'emergenza che sia modulare e , di conseguenza, facile e veloce da costruire. Ci si accorge quindi che la facilità del processo costruttivo, data la soluzione adottata finora, risulta essersi persa nel corso della progettazione. Infatti l'inserimento dei cavi di precompressione, funzionali a garantire la stabilità del manufatto, porta con sé grandi complicazioni. Oltre a richiedere tanto tempo, il montaggio dei cavi non è assolutamente intuitivo per chi non fa parte del mondo delle costruzioni e delle progettazioni strutturali ingegneristiche. Questo vuol dire che soltanto degli esperti potrebbero dedicarsi alla costruzione di un prototipo così concepito. Di conseguenza la possibilità di adottare una struttura con tale processo costruttivo per la realizzazione di un rifugio di emergenza non sussiste, ma ciò non implica che la soluzione vada completamente buttata. Infatti l'innovazione tecnologica adottata nel concepimento di una struttura del genere la rende molto appetibile per determinati contesti : ci si riferisce in particolare a strutture adoperate per padiglioni di esposizioni o fiere in senso lato. Ciò che rende l'idea molto interessante è infatti la sua potenza architettonica, dettata dalla facoltà di sfruttare i blocchi di plastica a 360 gradi, giocando sulla possibilità di modificarne il colore, di manovrarne agilmente le dimensioni e le disposizioni spaziali.

Nella risoluzione del problema iniziale, ovvero quello della progettazione di un rifugio, si decide quindi di adottare una struttura concettualmente diversa. Di seguito si riporta una breve descrizione della struttura che si procederà a progettare da qui in avanti.

5. Soluzione progettuale 2

Sulla base delle complicazioni del processo costruttivo evidenziate in precedenza, è chiaro che il punto di partenza della nuova struttura debba essere un processo costruttivo più semplice e la garanzia di un comportamento strutturale più efficace. Per tale motivo bisogna evitare l'utilizzo di elementi diversi, quali i cavi, dall'elemento tipo della struttura, ovvero il blocco. Si procede quindi alla realizzazione di una struttura a guscio interamente formata da blocchi cavi di cui si cercherà di minimizzare il numero di tipi differenti e massimizzare l'efficacia strutturale in termini di risparmio di materiale e semplicità costruttiva.

5.1 *Concept design della struttura*

Come anticipato si procede alla progettazione di una struttura a guscio fatta interamente da blocchi. Prendendo comunque spunto dalla soluzione finora concepita, è possibile procedere alla definizione della geometria della nuova struttura partendo dai punti di debolezza di quella precedente. E' evidente infatti che distinguere le sezioni ad arco dai pannelli a guscio non è sinonimo di un comportamento strutturale omogeneo. Quindi è evidente che l'idea di partire da archi a sezioni costanti venga immediatamente abbandonata. È opportuno quindi pensare di realizzare una struttura che sia esteticamente appetibile e strutturalmente efficace.

La strada che si decide di percorrere è quella di realizzare un guscio a sezione circolare variabile. La scelta della sezione circolare è legata alla possibilità di controllare la curvatura del guscio. Infatti è noto che la curvatura di una circonferenza risulta essere costante. Di conseguenza, se si immagina la circonferenza fatta da blocchi, tutti i blocchi della stessa circonferenza hanno la stessa curvatura e risultano, se di pari dimensioni, identici tra di loro. Il caso limite è quello in cui la sezione circolare è costante per tutto l'edificio e quindi è sufficiente concepire un solo tipo di blocco. Dovendo però realizzare una struttura modulare e architettonicamente appetibile, è opportuno concepire una variazione della sezione circolare.

Geometria della struttura

La struttura viene concepita come un guscio a sezione circolare variabile linearmente. In particolare la sezione di partenza dell'edificio risulta essere una semicirconferenza con raggio interno pari a 2.2 m. La sezione di arrivo invece è una semicirconferenza con raggio interno pari a 2.45 m. Si ipotizza uno spessore della struttura pari a 0.25 m. Si adotta una lunghezza longitudinale pari a 9 m. Si riporta di seguito una vista prospettica del guscio :

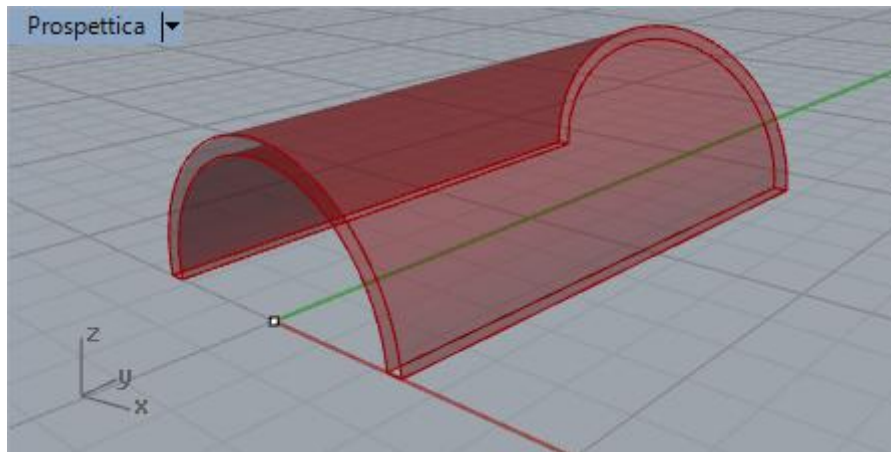


Figura 5. 1 Vista prospettica del guscio completo

Divisione in blocchi del guscio

Per realizzare la divisione in blocchi del guscio continuo è opportuno costruire un grigliato utile a dividere la superficie esterna del guscio e quella interna. In particolare, più è fitto il grigliato, maggiore sarà il numero di segmenti che approssima le sezioni circolari, e quindi maggiore sarà la precisione nel tracciamento degli spigoli dei blocchi. Si riportano di seguito gli step utili alla realizzazione del grigliato sulla superficie interna mediante la progettazione geometrica parametrica realizzabile in Grasshopper :

-Divisione delle circonferenza iniziale e finale del guscio : il primo passo per la realizzazione del grigliato è quello di dividere le circonferenze limite della struttura in un numero uguale di parti. Si decide di adottare una divisione in 180 parti. Tale numero semplifica il tracciamento dei blocchi in direzione longitudinale e lungo le circonferenze trasversali. Infatti, la scelta progettuale è che ogni circonferenza sia formata da 9 blocchi e quindi l'altezza di ogni blocco sarà pari a 20 unità in cui viene divisa la circonferenza. Inoltre in direzione longitudinale si decide di concepire la struttura con una divisione in blocchi che consenta di sfruttare dei moduli ripetibili da 75 cm, e procedendo a creare 4 macro moduli da 225 cm. Di conseguenza la struttura sarà lunga 9 m e ogni macromodulo avrà una lunghezza pari a 45 unità della lunghezza strutturale. Inoltre concependo il guscio con questa divisione si avrà in chiave ad ogni arco equivalente un blocco intero, così da evitare il rischio di apertura del giunto tra due blocchi.

-Tracciamento delle linee longitudinali del grigliato : il secondo passo è la creazione di linee ottenute congiungendo i punti corrispondenti in cui vengono divise le circonferenze iniziale e finale del guscio. Di seguito una schermata con i risultati ottenuti dai primi due step :

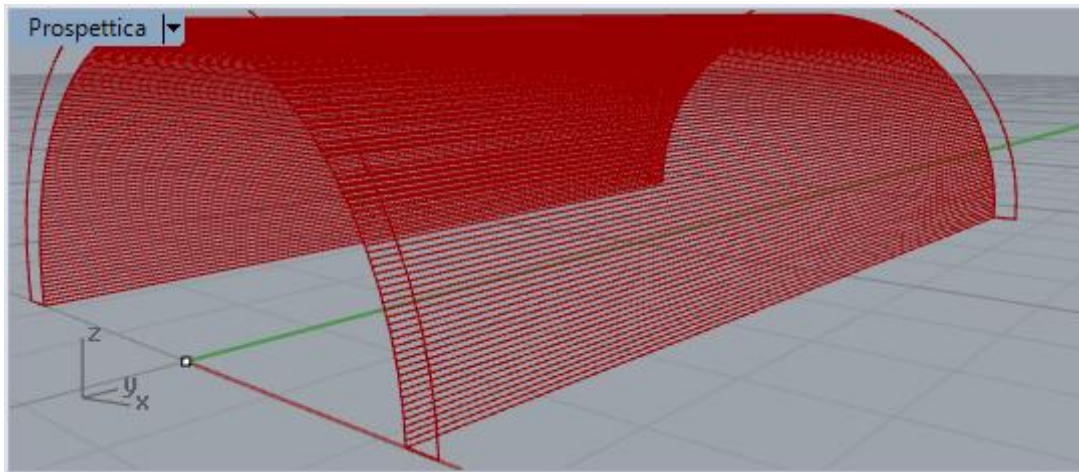


Figura 5. 2 Vista prospettica del guscio diviso tramite linee longitudinali

-Divisione delle linee longitudinali del grigliato : il terzo step consiste nel dividere in un numero di parti pari a 180 tutte le linee longitudinali appena tracciate.

- Tracciamento delle linee trasversali del grigliato : il quarto e ultimo step consiste nel tracciamento delle linee trasversali del guscio che viene effettuato congiungendo i punti corrispondenti delle linee longitudinali. Per far ciò è necessario definire un ciclo che congiunga due linee successive partendo dalla prima per arrivare all'ultima. Infatti procedere alla definizione manuale dei comandi utili a tracciare 180 x 180 linee è sicuramente folle. Per generalizzare il tracciamento delle linee si fornisce al software il comando per il tracciamento di una primitive line che riceva come input i punti di una linea e di quella successiva. Quindi partendo dall'indice i che indica la prima linea, definito come serie che si aggiorna con passo 1 e che va da 0 (prima linea) a 179 (penultima linea), e un indice $j = i+1$ che indica la seconda linea, che va quindi da 1 (seconda linea) a 180 (ultima linea), si procede al tracciamento delle linee trasversali. Di seguito una schermata con il diagramma di flusso impiegato e con il risultato finale :

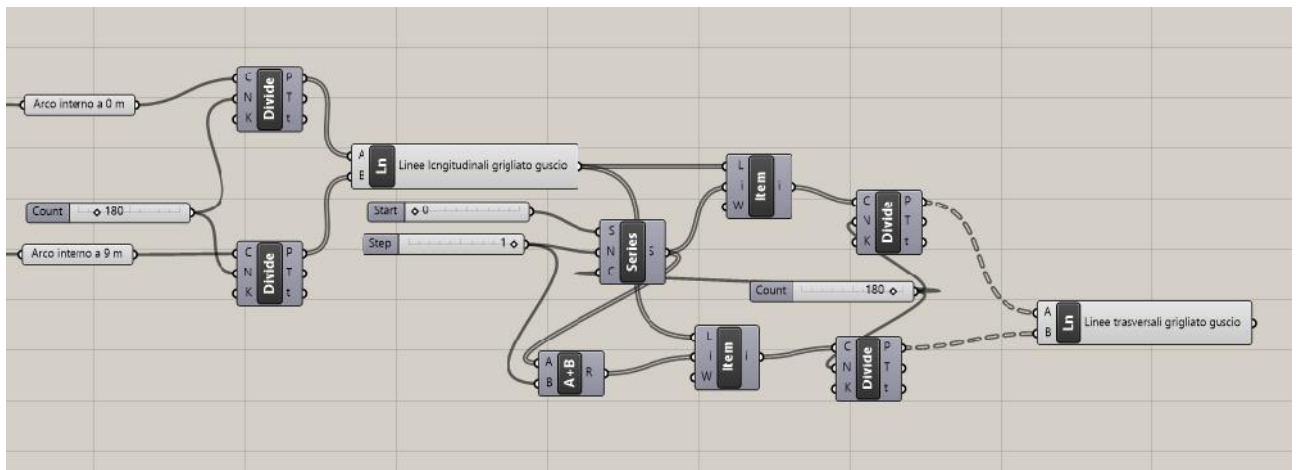


Figura 5. 3 Diagramma di flusso per il tracciamento del grigliato

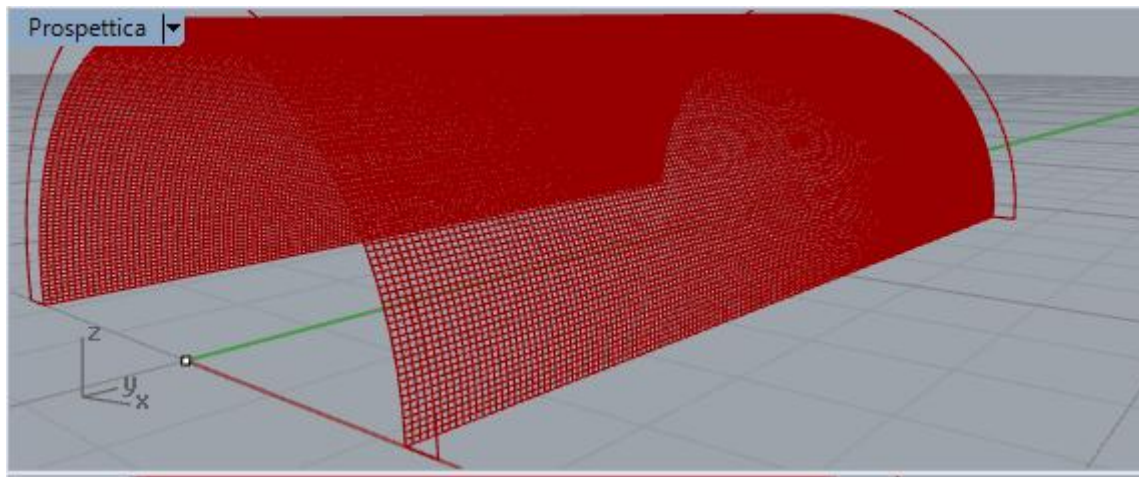


Figura 5. 4 Vista prospettica del grigliato completo

Una volta realizzato il grigliato del guscio si procede alla sua esportazione in AutoCad e alla definizione della divisione in blocchi. L'idea di base è quella di realizzare inizialmente un arco completo con lunghezza longitudinale massima pari a 225 cm, con sporgenze lunghe 75 cm a cui si agganciano i blocchi concepiti con forma a Z (eccetto i blocchi della sezione finale) e con macromoduli di 225 cm. Si riporta di seguito una vista del macro modulo con alcune definizioni nominali utili successivamente al dimensionamento dei blocchi :

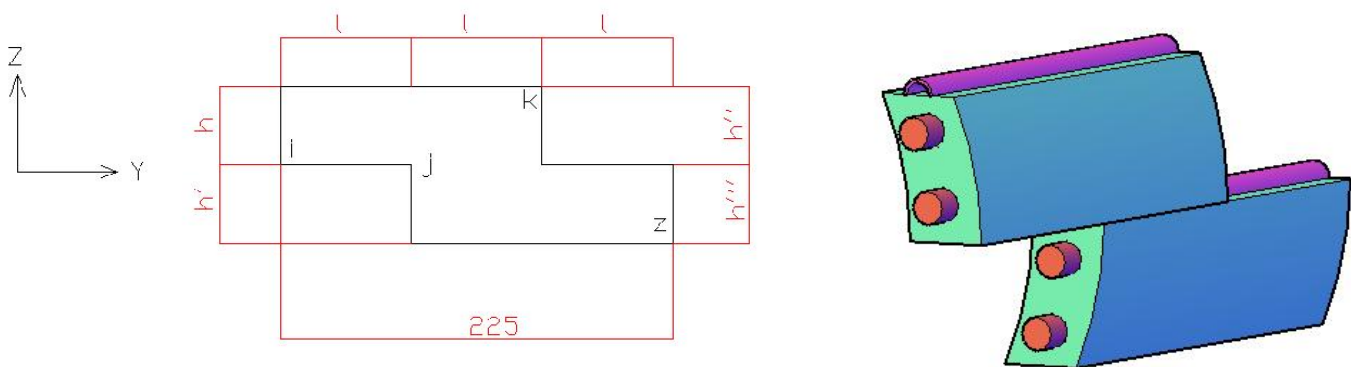


Figura 5. 5 Blocco tipo a Z dei Tipi 1, 2, 3 e 4

Con riferimento al blocco tipo si definiscono le dimensioni nominali in gioco :

- S' è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza iniziale del guscio
- S'' è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza finale del guscio
- S'i è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza di cui fa parte l'altezza h del blocco
- $h = 10 * S'i$
- S'j è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza di cui fa parte l'altezza h' del blocco
- $h' = 10 * S'j$

-S'k è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza di cui fa parte l'altezza h'' del blocco

$$-h'' = 10 * S'k$$

-S'z è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza di cui fa parte l'altezza h''' del blocco

$$-h''' = 10 * S'z$$

$$-l = 75 \text{ cm}$$

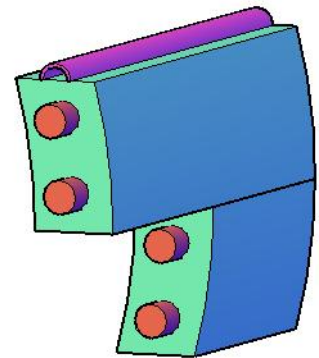
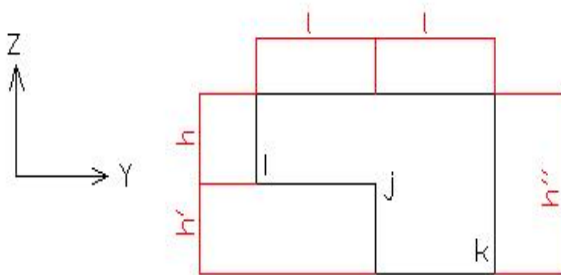


Figura 5. 6 Blocco tipo a L del Tipo 5

Con riferimento al blocco tipo si definiscono le dimensioni nominali in gioco :

-S' è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza iniziale del guscio

-S'' è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza finale del guscio

-S'i è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza di cui fa parte l'altezza h del blocco

$$-h = 10 * S'i$$

-S'j è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza di cui fa parte l'altezza h' del blocco

$$-h' = 10 * S'j$$

-S'k è la lunghezza di una delle 180 parti in cui viene divisa la circonferenza di cui fa parte l'altezza h'' del blocco

$$-h'' = 20 * S'k$$

$$-l = 75 \text{ cm}$$

A questo punto è possibile tracciare sul grigliato le linee utili alla definizione dei moduli in direzione longitudinale e lungo le circonferenze trasversali. In particolare i moduli di 75 cm in direzione longitudinale avranno una lunghezza pari a 15 delle 180 unità in cui è stata divisa la lunghezza strutturale. Lungo le circonferenze, invece, i moduli avranno lunghezza pari a 10

unità delle 180 in cui sono state divise le circonferenze .Seguendo le definizioni dei moduli è possibile infine tracciare i blocchi. Di seguito le schermate con la superficie interna del guscio caratterizzata dall'arco iniziale e dalle facce interne dei blocchi :

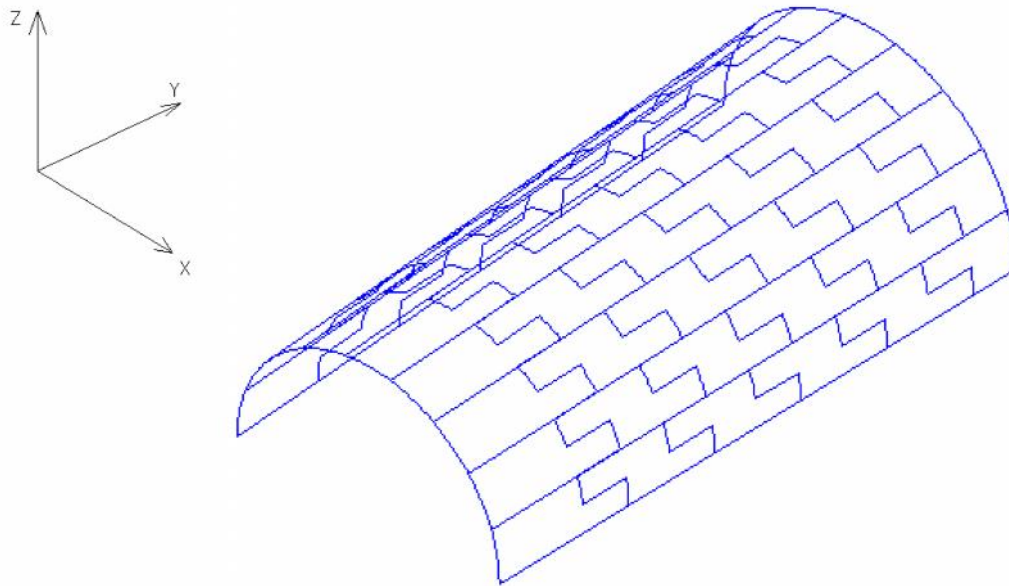


Figura 5. 7 Vista prospettica della superficie interna del guscio divisa per generare le facce dei blocchi

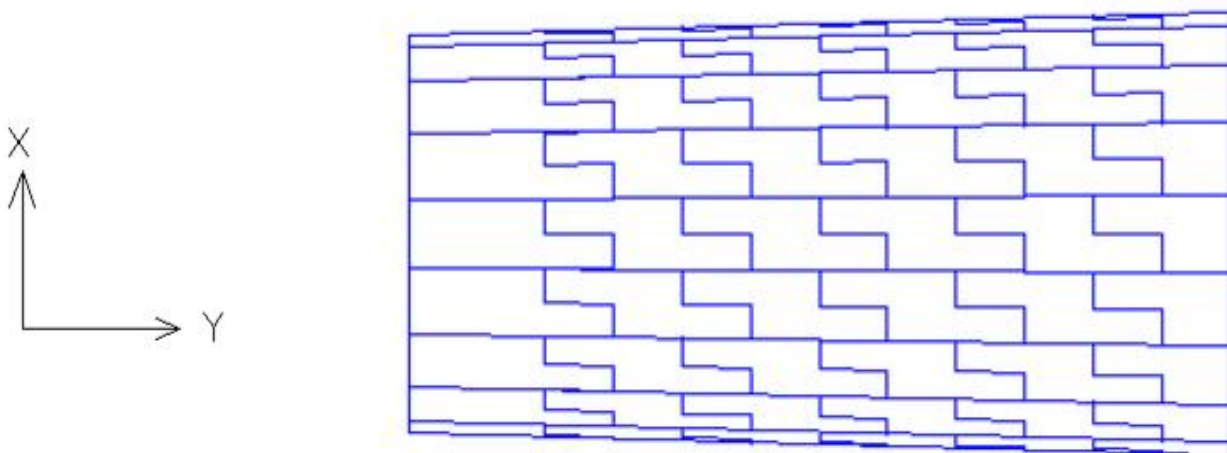


Figura 5. 8 Vista dall'alto della superficie interna del guscio divisa per generare le facce interne dei blocchi

Il procedimento per la divisione del guscio esterno è esattamente lo stesso. Il risultato sarà la medesima divisione semplicemente riscalata alle dimensioni delle circonferenze esterne piuttosto che a quelle interne. Nota la divisione del guscio esterno e di quello interno, è sufficiente congiungere i vertici corrispondenti delle facce dei blocchi tra i due gusci per poter tracciare il blocco intero. Di seguito la schermata con il guscio in 3D :

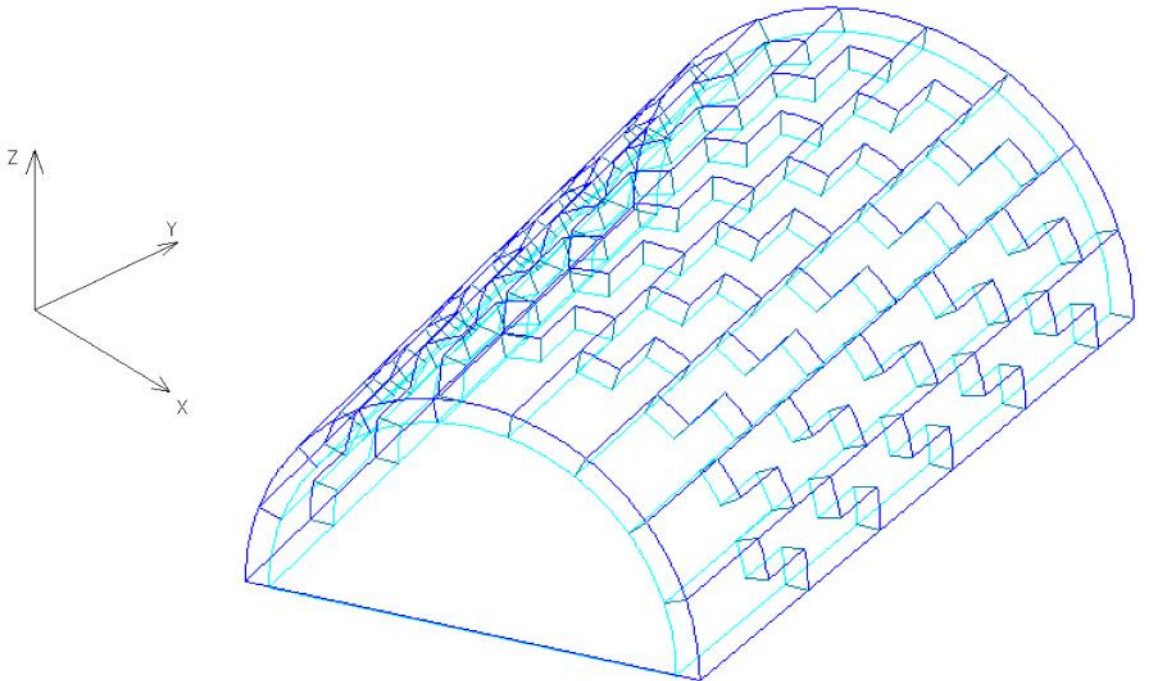


Figura 5. 9 Vista prospettica in 3D del guscio diviso in blocchi

Dimensionamento dei blocchi

Una volta definita la divisione geometrica del guscio in blocchi, si procede al dimensionamento degli stessi. E' chiaro che le dimensioni degli spigoli dei blocchi non saranno le stesse sulle facce corrispondenti, in quanto la faccia esterna si troverà sulla circonferenza esterna e quella interna si troverà sulla circonferenza interna. Lo schema di calcolo per il dimensionamento è comunque relativamente semplice : considerando la variazione lineare della circonferenza di partenza lungo lo sviluppo longitudinale del manufatto è possibile automatizzare il calcolo dal punto di vista analitico. Con riferimento alle dimensioni nominali del macro modulo, si procede utilizzando le seguenti definizioni :

- r = raggio della circonferenza iniziale

- r_i = raggio della circonferenza i -esima

- r' = raggio della circonferenza finale

- $\alpha = ARCTAN ((r' - r)/900)$

$$-r_i = r + Y_i * \tan \alpha$$

$$-C'_i = \text{lunghezza della semi-circonferenza della sezione i-esima} = \pi * r_i$$

$$-S'_i = C'_i / 180$$

$$-h = 10 * S'_i \quad -h' = 10 * S'_j \quad -h'' = 10 * S'_k \quad -h''' = 10 * S'_z \quad -h''(\text{tipo 5}) = 20 * S'_k$$

Per poter valutare i valori di S'_i , S'_j , S'_k e S'_z per ogni blocco è necessario ottenere i valori delle lunghezze delle circonferenze nei punti di interesse strutturale. Tali punti sono quelli definiti con distanza dalla circonferenza iniziale che risulta un multiplo del modulo di 75 cm. Essi vengono definiti secondo il seguente schema utile a evidenziare anche i tipi diversi di blocco :

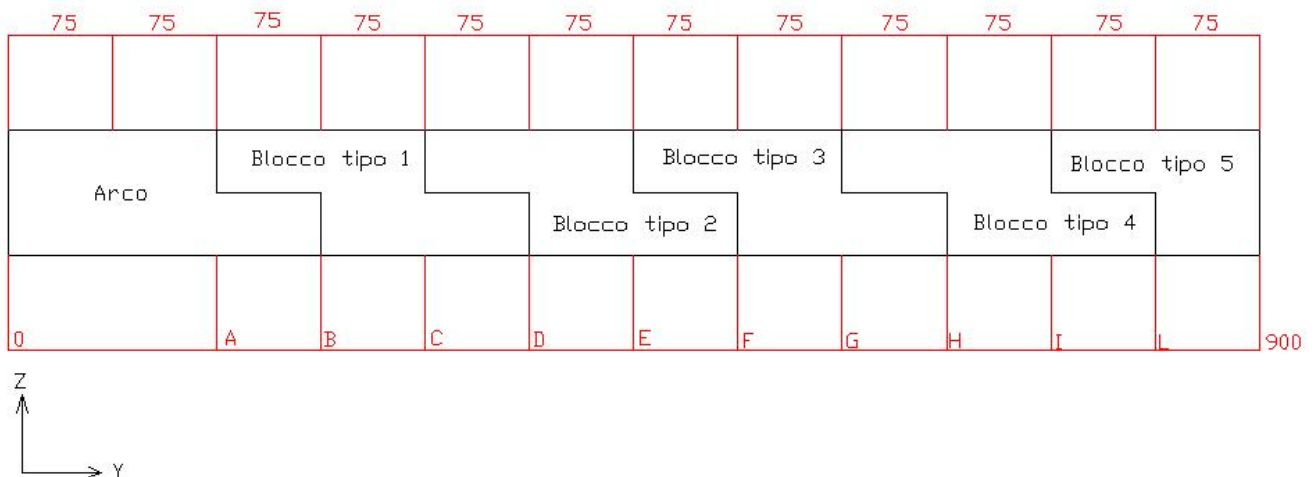


Figura 5. 10 Schema di divisione dei tipi di blocco e di indagine dei punti di interesse

La definizione dei punti da 0 a 900 consente immediatamente di individuare i punti i, j, k e z di ogni tipo di blocco. Ad esempio, infatti, il blocco di tipo 1 avrà : i = A , j = B, k = C, z = D. Il blocco di tipo 2 avrà : i = C, j = D , k = E, z = F. Quindi lungo la circonferenza che parte dal blocco di tipo 1 ci saranno solo blocchi di tipo 1, in quanto la curvatura è costante. Lo stesso discorso vale per tutti i tipi di blocco. Alla fine si ha un totale di 5 tipi di blocco per un numero complessivo di 45 blocchi. Sulla base dello schema si riportano di seguito le tabelle per il dimensionamento delle facce esterne e interne dei blocchi :

Soluzione progettuale 2

Tabella 5. 1 Calcolo delle unità fondamentali delle circonferenze esterne

Punto	Modulo[cm]	nmoduli	Y[cm]	α [rad]	ri[cm]	C'[cm]	S'[cm]
0	75	0	0	0.027771	245	769.6902	4.276057
A	75	2	150		249.1667	782.7802	4.348779
B	75	3	225		251.25	789.3252	4.38514
C	75	4	300		253.3333	795.8701	4.421501
D	75	5	375		255.4167	802.4151	4.457862
E	75	6	450		257.5	808.9601	4.494223
F	75	7	525		259.5833	815.5051	4.530584
G	75	8	600		261.6667	822.0501	4.566945
H	75	9	675		263.75	828.5951	4.603306
I	75	10	750		265.8333	835.14	4.639667
L	75	11	825		267.9167	841.685	4.676028
900	75	12	900		270	848.23	4.712389

Tabella 5. 2 Dimensionamento delle facce esterne dei blocchi

Tipo	S'i[cm]	h[cm]	S'j[cm]	h'[cm]	S'k[cm]	h''[cm]	S'z[cm]	h'''[cm]	C'i[cm]	180 * S'i [cm]	Verifica
1	4.34877872	43.48779	4.385139746	43.8514	4.421501	44.21501	4.457862	44.57861798	782.78017	782.7801695	SI
2	4.421500772	44.21501	4.457861798	44.57862	4.494223	44.94223	4.530584	45.3058385	795.87014	795.8701389	SI
3	4.494222824	44.94223	4.53058385	45.30584	4.566945	45.66945	4.603306	46.03305902	808.96011	808.9601083	SI
4	4.566944876	45.66945	4.603305902	46.03306	4.639667	46.39667	4.676028	46.76027954	822.05008	822.0500777	SI
5	4.639666928	46.39667	4.676027954	46.76028	4.712389	47.12389	0	0	835.14005	835.1400471	SI

Tabella 5. 1 Calcolo delle unità fondamentali delle circonferenze interne

Punto	Modulo[cm]	nmoduli	Y[cm]	α [rad]	ri[cm]	C'[cm]	S'[cm]
0	75	0	0	0.027771	220	691.1504	3.839724
A	75	2	150		224.1667	704.2404	3.912446
B	75	3	225		226.25	710.7853	3.948807
C	75	4	300		228.3333	717.3303	3.985168
D	75	5	375		230.4167	723.8753	4.021529
E	75	6	450		232.5	730.4203	4.057891
F	75	7	525		234.5833	736.9653	4.094252
G	75	8	600		236.6667	743.5103	4.130613
H	75	9	675		238.75	750.0552	4.166974
I	75	10	750		240.8333	756.6002	4.203335
L	75	11	825		242.9167	763.1452	4.239696
900	75	12	900		245	769.6902	4.276057

Tabella 5. 2 Dimensionamento delle facce interne dei blocchi

Tipo	S'i[cm]	h[cm]	S'j[cm]	h'[cm]	S'k[cm]	h''[cm]	S'z[cm]	h'''[cm]	C'i[cm]	180 * S'i [cm]	Verifica
1	3.912446407	39.12446	3.948807433	39.48807	3.985168	39.85168	4.021529	40.21529485	704.24035	704.2403532	SI
2	3.985168459	39.85168	4.021529485	40.21529	4.057891	40.57891	4.094252	40.94251537	717.33032	717.3303226	SI
3	4.057890511	40.57891	4.094251537	40.94252	4.130613	41.30613	4.166974	41.66973589	730.42029	730.420292	SI
4	4.130612563	41.30613	4.166973589	41.66974	4.203335	42.03335	4.239696	42.39695641	743.51026	743.5102613	SI
5	4.203334615	42.03335	4.239695641	42.39696	4.276057	85.52113	0	0	756.60023	756.6002307	SI

E' opportuno a questo punto procedere al controllo delle dimensioni del blocco più grande e alla stima del suo peso. Il blocco più grande, del tipo 4, ha le seguenti dimensioni :

-h esterna = 45.7 cm -h interna = 41.3 cm

-h' esterna = 46 cm -h' interna = 41.7 cm

-h'' esterna = 46.4 cm -h'' interna = 42 cm

-h''' esterna = 46.8 cm -h''' interna = 42.4

- l = 75 cm

- s = 0.5 cm

La stima del peso viene effettuata considerando le dimensioni della faccia esterna applicate anche alla faccia interna. Questo fa sì che si stia trascurando la variazione di curvatura del blocco con la conseguenza di una sovrastima del peso dello stesso. Inoltre il peso del blocco viene ottenuto come somma dei pesi delle pareti che lo caratterizzano, trascurando la sovrapposizione delle pareti per semplicità e sovrastimando ulteriormente il peso.

La parete del blocco definita sul piano YZ è chiamata 1, quella definita sul piano XZ è chiamata 2 e quella definita sul piano XY è chiamata 3.

Di seguito le formulazioni per il calcolo dei blocchi dei tipi 1,2,3 e 4 :

$$V1 = (h * l + h' * l + h'' * l + h''' * l) * s$$

$$V2 = (h * SNP + h' * SNP) * s$$

$$V3 = (2l * SNP + l * SNP) * s$$

Di seguito le formulazioni per il calcolo dei blocchi del tipo 5 :

$$V1 = (h * l + h'' * l) * s$$

$$V2 = (h * SNP + h' * SNP) * s$$

$$V3 = (l * SNP + l * SNP) * s$$

Noto il peso specifico del PMMA pari a 1.19 g/cm^3 , si calcola il peso della parete come $P_i = 1.19 * V_i$.

Quindi il peso del blocco sarà :

$$P_{\text{blocco}} = 2P1 + 2P2 + 2P3$$

Di seguito la tabella con la stima del peso dei vari tipi di blocco :

Tabella 5. 3 Calcolo del peso dei blocchi

Tipo	h[cm]	h'[cm]	h''[cm]	h'''[cm]	SNP[cm]	l[cm]	s[cm]	V1[cm3]	V2[cm3]	V3[cm3]	P[Kg]
1	43.4877872	43.8514	44.21500772	44.57862	25	75	0.5	6604.980388	1091.7398	2812.5	25.01194407
2	44.21500772	44.57862	44.94222824	45.30584	25	75	0.5	6714.063466	1109.9203	2812.5	25.31483141
3	44.94222824	45.30584	45.66944876	46.03306	25	75	0.5	6823.146545	1128.1008	2812.5	25.61771876
4	45.66944876	46.03306	46.39666928	46.76028	25	75	0.5	6932.229623	1146.2813	2812.5	25.92060611
5	46.39666928	46.76028	47.1238898	0	25	75	0.5	5274.166833	1164.4619	1875	19.78643629

Come si osserva il peso del blocco più grande è pari a 25.92 Kg. Si ricorda che lo spessore SNP è ipotizzato pari a 25cm ma il suo valore effettivo verrà ottenuto solo procedendo alla verifica della struttura sotto le combinazioni di carico principali.

5.2 Creazione del modello

Una volta definita la geometria della struttura è possibile procedere alla sua modellazione. Il software che viene adottato per la creazione del modello è sempre Lusas Modeller. Di seguito vengono evidenziati tutti gli aspetti utili alla creazione del modello strutturale.

La geometria del modello parte dalla definizione delle sezioni circolari iniziale e finale. Per far ciò vengono inseriti i punti fondamentali della sezione utili alla definizione di una semicirconferenza. Per poter definire la geometria strutturale nella maniera esatta è necessario definire la linea media delle circonferenze, in quanto il software procede a generarne lo spessore estraendo la linea per metà spessore verso l'esterno e per metà verso l'interno. Il tracciamento della linea media agevola anche nel caso in cui sia necessario modificare lo spessore ipotizzato e riprodurre comunque fedelmente la geometria strutturale. Ipotizzando che la sezione iniziale abbia un raggio interno pari a 2.2 m, che la sezione finale abbia un raggio interno pari a 2.45 m, e che entrambe abbiano spessore di 0.25 m, si riporta di seguito la tabella con le coordinate dei punti :

Tabella 5. 4 Coordinate dei punti fondamentali

Sezione	Punto	X[m]	Y[m]	Z[m]
1	1	2.325	0	0
1	2	0	0	2.325
1	3	-2.325	0	0
2	1	2.575	9	0
2	2	0	9	2.575
2	3	-2.575	9	0

Dopo aver inserito i punti per coordinate, si procede al tracciamento delle semicirconferenze. Per farlo è sufficiente richiedere il tracciamento dell'arco minore che congiunge il punto 1 ,il punto 2 e il punto 3 di ogni sezione. La superficie del guscio viene generata semplicemente selezionando le due circonferenze limite e tramite il comando Joining.

Definizione della Mesh

La definizione della Mesh della superficie passa dall'attribuzione di due mesh di linea ai bordi della stessa. L'obiettivo è sempre quello di generare degli elementi della mesh che siano il più possibile uguali tra loro. In particolare le mesh vengono così definite :

- Mesh linea da 14 divisioni : viene applicata alle circonferenze iniziale e finale e ai bordi longitudinali del guscio
- Mesh surface : è una mesh Thin shell che viene attribuita alla superficie richiedendo una divisione automatica che si adatta alle divisioni delle linee.

Definizione dello spessore

Il guscio che si procede a modellare avrà uno spessore che genererà una sezione piena. Come anticipato, però, il guscio è formato da blocchi cavi con spessore ipotizzato di 25 cm. Per poter attribuire uno spessore pieno e che riproduca le caratteristiche meccaniche della sezione cava è necessario definirne uno equivalente, in grado cioè di garantire la stessa inerzia della sezione cava. Il calcolo dello spessore equivalente viene quindi effettuato procedendo a considerare una sezione reale cava larga b , con altezza SNP e spessore della parete pari a s . Si calcola l'inerzia della sezione e si eguaglia all'inerzia di una sezione piena larga b e alta h . Dall'uguaglianza delle due inerzie si ottiene l'altezza h della sezione piena che coincide con lo spessore del guscio.

Di seguito vengono riportati i ragionamenti effettuati per la stima dello spessore :

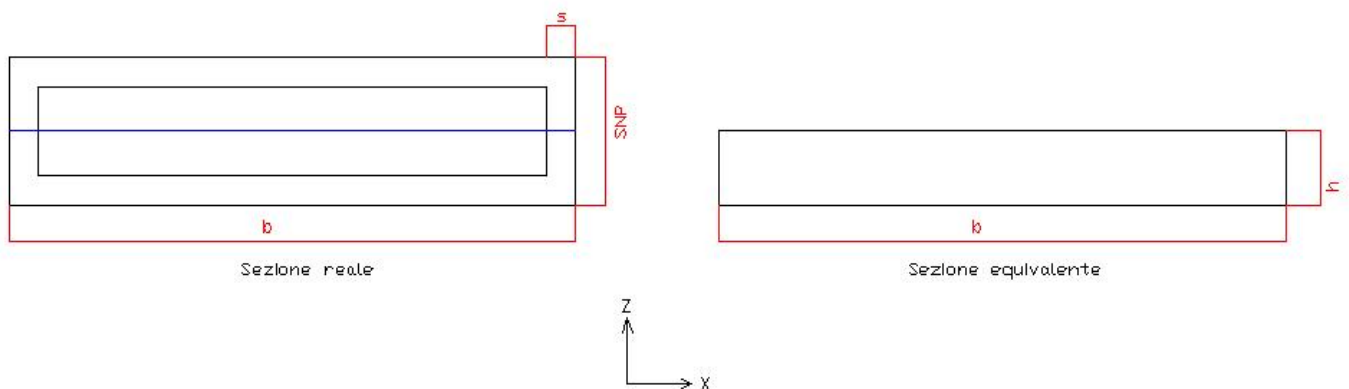


Figura 5. 11 Vista comparativa della sezione reale e di quella equivalente

Calcolo inerzia della sezione reale :

$$I = I_{\text{pieno}} - I_{\text{vuoto}}$$

$$I_{\text{pieno}} = (b * SNP^3)/12 \quad I_{\text{vuoto}} = ((b - 2s) * (SNP - 2s)^3)/12$$

Calcolo inerzia sezione equivalente :

$$I = (b * h^3)/12$$

Se si assume una larghezza $b = 1\text{ m}$ si ottiene che $h = \sqrt[3]{12 * I}$.

Avendo ipotizzato un valore di $SNP = 0.25\text{ m}$ si ritrova che $h = 0.124\text{ m}$.

Definizione del materiale

Il materiale che caratterizza il guscio è il PMMA già definito in precedenza. Si assume quindi un materiale Isotropico con $E = 2.5\text{E}9\text{ N/m}^2$, $\nu = 0.375$ e $\rho_s = 1.19\text{g/cm}^3$.

Definizione dei vincoli

I vincoli che vengono inseriti nel modello sono i seguenti :

-Incastro : viene applicato alla base del guscio e impedisce tutte le rotazioni e tutti gli spostamenti

Definizione dei carichi

I carichi strutturali che vengono applicati al modello sono quelli già definiti in precedenza. Nella realtà dei fatti la geometria strutturale è cambiata, quindi di conseguenza anche i coefficienti di forma del carico vento e neve sono cambiati. Però si decide di non rivalutare i carichi strutturali in quanto nella definizione precedente ci si era comunque posti nella condizione più sfavorevole per la sicurezza. Di conseguenza gli stessi carichi vengono applicati al nuovo guscio.

La novità risiede nella definizione del peso proprio. Essendo la sezione reale del guscio cava, e avendo dovuto definire una sezione equivalente piena che garantisse la stessa inerzia, è chiaro che la differenza di peso tra le due sezioni risulta essere consistente. Per ottemperare a questo problema, anziché introdurre il peso proprio nel modello come gravity, si decide di stimare il peso della struttura per unità di superficie e poi applicarlo sul modello. Se si ipotizza che anche l'arco iniziale del guscio sia diviso in blocchi, e se si ipotizza che tutti i blocchi abbiano forma a L anziché a Z, allora il numero di tipi di blocchi diventa 8, ovvero i 6 a L del guscio più i due tipi dell'arco. Il legame che sussiste tra questi tipi di blocchi è lineare, e se si considerano tutti e 8 i tipi ci si accorge che il tipo medio risulta pari alla media del tipo 2 e del tipo 3. Il tipo medio risulterebbe applicato sulla sezione media che risulta definita nel punto E. Questo vuol dire che il numero di blocchi totale diverrebbe 64, aggiungendo ai 48 blocchi iniziali a L i 16 che formano l'arco. Quindi il peso della struttura per unità di superficie viene così definito :

$$P = 2P1 + 2P2 + 2P3$$

$$V1 = (h * l + h' * l) * s$$

$$V2 = h * SNP * s$$

$$V3 = L * SNP * s$$

$$P_{TM} = (P_{T2} + P_{T3})/2$$

$$P_{tot} = P_{TM} * 64$$

$$P_{tot/m^2} = P_{tot}/(C_E' * 9 m)$$

Se si ipotizza quindi uno spessore del blocco SNP pari a 0.25 m si ottengono i seguenti valori:

Tabella 5. 5 Calcolo del peso della struttura

Tipo	h[cm]	h''[cm]	h'[cm]	SNP[cm]	L[cm]	l[cm]	s[cm]	V1[cm3]	V2[cm3]	V3[cm3]	P[Kg]
1	98.66564428	49.74188	50.15094523	25	150	75	0.5	5580.622106	1233.3206	1875	20.67968353
2	101.1200135	50.15095	49.74188368	25	150	75	0.5	5657.321146	1264.0002	1875	20.93524473
3	101.1200135	50.96907	51.37812986	25	150	75	0.5	5718.680377	1264.0002	1875	21.0812797
4	103.5743828	51.37813	50.96906831	25	150	75	0.5	5795.379417	1294.6798	1875	21.3368409
5	103.5743828	52.19625	52.60531449	25	150	75	0.5	5856.738648	1294.6798	1875	21.48287587
6	106.0287521	52.60531	52.19625294	25	150	75	0.5	5933.437688	1325.3594	1875	21.73843707

$$P_{TM} = \frac{P_{T2} + P_{T3}}{2} = 21.02 Kg$$

$$P_{tot} = P_{TM} * 64 = 1345.3 Kg$$

$$C_E'_{est} = 809 cm \quad C_E'_{int} = 730.4 cm$$

$$P_{tot/m^2} = \frac{P_{tot}}{2} / (C_E' * 9 m) = 194.2 N/m^2$$

C_E' risulta essere la media tra C_E' della circonferenza esterna e C_E' della circonferenza interna.

I carichi variabili vengono definiti seguendo le combinazioni di carico utili a massimizzare gli sforzi in direzione Y (comb 1), in direzione Z (comb 2) e in direzione X (comb 3). I carichi che verranno inseriti nelle varie combinazioni saranno il Vento X- applicato al guscio, il Vento Y- applicato alla sezione 2, il Vento tangenziale Y- applicato al guscio e Neve applicato al guscio. Di seguito vengono riportate le tabelle con i valori dei carichi utili alla definizione del modello :

Tabella 5. 6 Combinazione 1 dei carichi (MAX Fy)

Carichi			
Vento X+ [N/m2]	γ	ψ	Qventox+[N/m2]
1674	1.5	0.6	1506.6
Vento X- [N/m2]			Qventox-[N/m2]
1674	1.5	0.6	1506.6
Vento Y+ [N/m]			Qventoy+[N/m]
209.25	1.5	1	313.875
Vento Y- [N/m]			Qventoy-[N/m]
209.25	1.5	1	313.875
Vento p [N/m2]			Qventop[N/m2]
1674	1.5	0.6	1506.6
Vento tang. Y- [N/m2]			Qventotangy-[N/m2]
13.95	1.5	1	20.925
Vento tang. Y+ [N/m2]			Qventotangy+[N/m2]
13.95	1.5	1	20.925
Neve gusci [KN/m2]			Qnevegusci[KN/m2]
14	1.5	0.5	10.5
Comb 1 : MAX Fy			

Soluzione progettuale 2

Tabella 5. 7 Combinazione 2 dei carichi (MAX Fz)

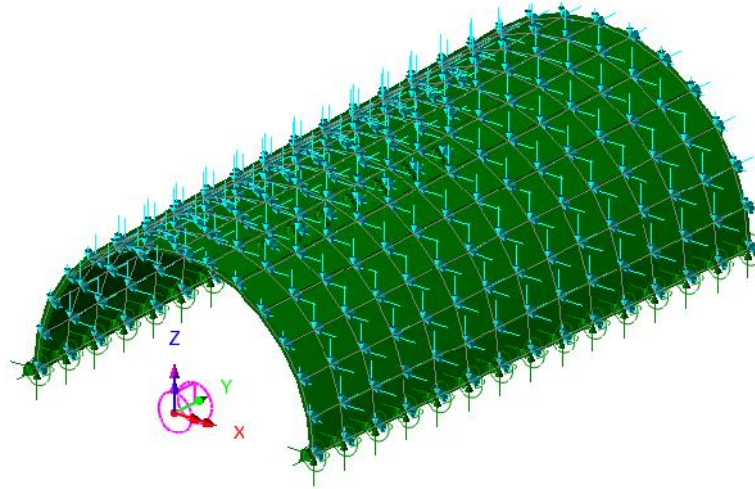
Carichi			
Vento X+ [N/m ²]	γ	ψ	Qventox+[N/m ²]
1674	1.5	0.6	1506.6
Vento X- [N/m ²]			Qventox-[N/m ²]
1674	1.5	0.6	1506.6
Vento Y+[N/m]			Qventoy+[N/m]
209.25	1.5	0.6	188.325
Vento Y-[N/m]			Qventoy-[N/m]
209.25	1.5	0.6	188.325
Vento p[N/m ²]			Qventop[N/m ²]
1674	1.5	0.6	1506.6
Vento tang. Y-[N/m ²]			Qventotangy-[N/m ²]
13.95	1.5	0.6	12.555
Vento tang. Y+[N/m ²]			Qventotangy+[N/m ²]
13.95	1.5	0.6	12.555
Neve gusci[KN/m ²]			Qnevegusci[KN/m ²]
14	1.5	1	21
Comb 2 : MAX Fz			

Tabella 5. 8 Combinazione 2 dei carichi (MAX Fz)

Carichi			
Vento X+ [N/m ²]	γ	ψ	Qventox+[N/m ²]
1674	1.5	1	2511
Vento X- [N/m ²]			Qventox-[N/m ²]
1674	1.5	1	2511
Vento Y+[N/m]			Qventoy+[N/m]
209.25	1.5	0.6	188.325
Vento Y-[N/m]			Qventoy-[N/m]
209.25	1.5	0.6	188.325
Vento p[N/m ²]			Qventop[N/m ²]
1674	1.5	1	2511
Vento tang. Y-[N/m ²]			Qventotangy-[N/m ²]
13.95	1.5	0.6	12.555
Vento tang. Y+[N/m ²]			Qventotangy+[N/m ²]
13.95	1.5	0.6	12.555
Neve gusci[KN/m ²]			Qnevegusci[KN/m ²]
14	1.5	0.5	10.5
Comb 3 : MAX Fx			

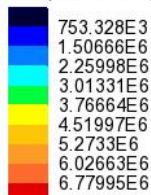
Definizione dei Loadcases

- Loadcase 1 : guscio soggetto a peso proprio
- Loadcase 2 : guscio soggetto a peso proprio e carichi di comb 1
- Loadcase 3: guscio soggetto a peso proprio e carichi di comb 2
- Loadcase 4: guscio soggetto a peso proprio e carichi di comb 3

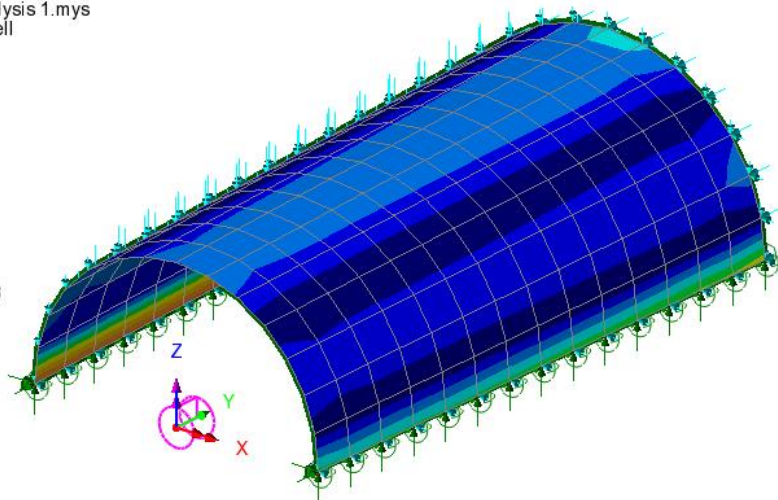
Vista completa del modello*Figura 5. 12 Vista completa del modello***5.3 Analisi di resistenza**

Dopo aver completato la realizzazione del modello si procede all'analisi di resistenza del rifugio soggetto distintamente ai carichi agenti nelle tre combinazioni di carico principali. Si riportano di seguito le schermate utili a riprodurre l'andamento più gravoso tra tutte le combinazioni di carico dello stato tensionale, deformativo e di spostamenti del guscio con lo spessore della sezione ipotizzato $SNP = 25$ cm. Il controllo viene effettuato a estradosso (top), intradosso (bottom) e mezzeria del guscio (middle), con la scelta di riportare solo la schermata che riproduce lo stato di sollecitazioni maggiore :

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 3:Loadcase 3
 Results file: Rifugio a Igloo~Analysis 1.mys
 Entity: Stress (bottom) - Thin Shell
 Component: SE (Units: N/m²)



Maximum 6.89998E6 at node 29
 Minimum 120.022E3 at node 148

*Figura 5. 13 Contour delle tensioni equivalenti SE agenti a intradosso del guscio (bottom)*

Soluzione progettuale 2

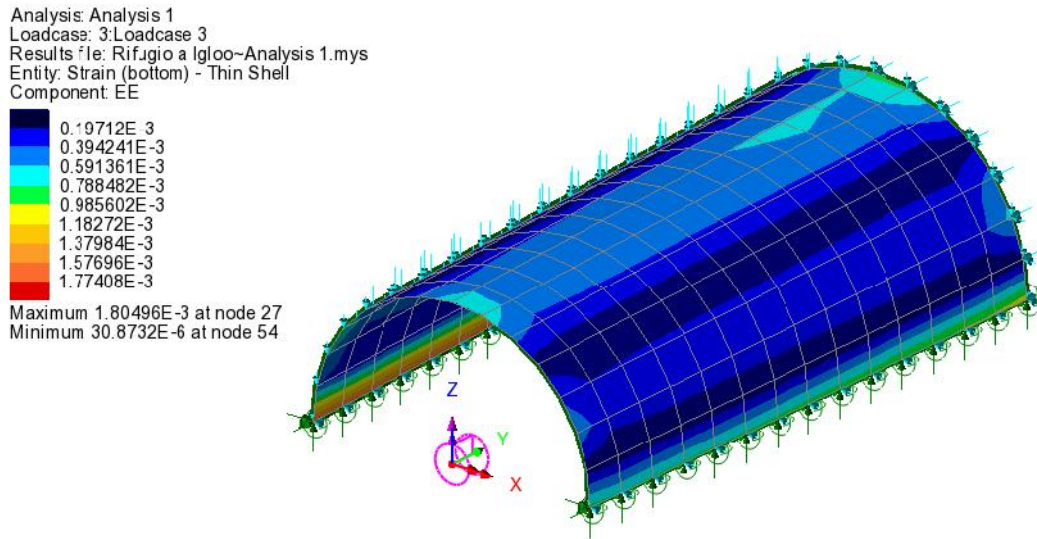


Figura 5. 14 Contour delle deformazioni equivalenti EE agenti a intradosso del guscio (bottom)

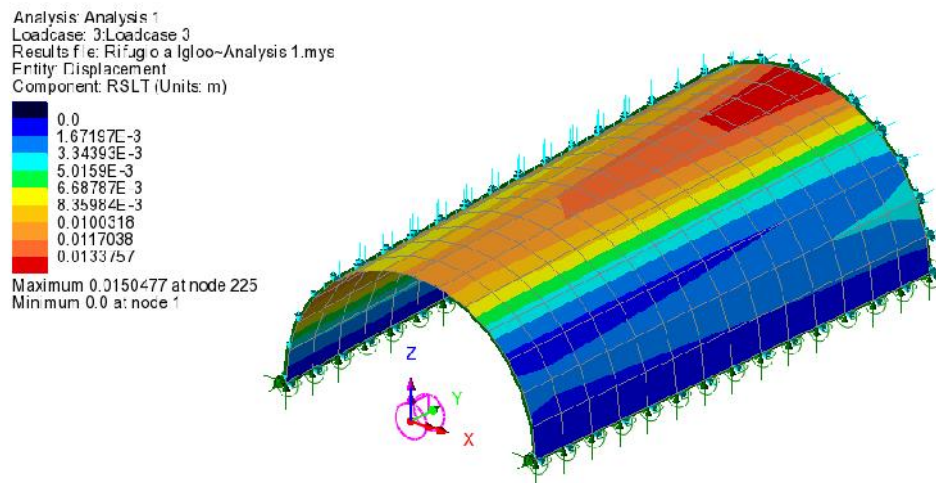


Figura 5. 15 Contour della risultante degli spostamenti DrsIt del guscio

Si riporta di seguito una tabella utile al confronto tra i valori massimi di sollecitazioni e spostamenti ottenuti e i valori limite corrispondenti :

Tabella 5. 9 Risultati analisi di resistenza

SEmax[MPa]	fyk[MPa]
6.9	60
EEmax[-]	Eyk[-]
1.80E-03	4.40E-02
DrsItmax[m]	Dmax[m]
0.015	-

Sulla base dello schema riportato di seguito, si definisce la tabella utile a riepilogare le caratteristiche geometriche dei vari tipi di blocco :

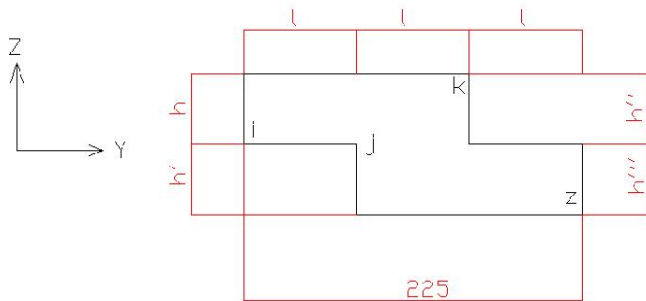


Figura 5. 16 Faccia del blocco di tipo 1,2,3 e 4 con dimensioni nominali

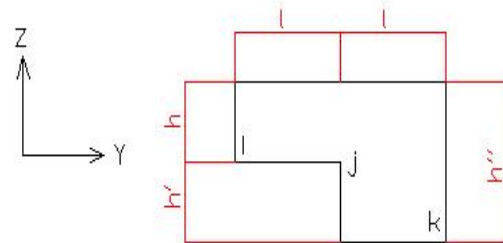


Figura 5. 17 Faccia del blocco di tipo 5 con dimensioni nominali

Tabella 5. 10 Dimensionamento completo dei blocchi

Tipo	h est[cm]	h int[cm]	h'est[cm]	h' int[cm]	h'' est[cm]	h'' int[cm]	h''' est[cm]	h''' int[cm]	SNP[cm]	l[cm]	s[cm]	P[Kg]
1	43.4877872	39.12446	43.85139746	39.48807	44.21500772	39.85168459	44.57861798	40.21529485	25	75	0.5	25.01194
2	44.21500772	39.85168	44.57861798	40.21529	44.94222824	40.57890511	45.3058385	40.94251537	25	75	0.5	25.31483
3	44.94222824	40.57891	45.3058385	40.94252	45.66944876	41.30612563	46.03305902	41.66973589	25	75	0.5	25.61772
4	45.66944876	41.30613	46.03305902	41.66974	46.39666928	42.03334615	46.76027954	42.39695641	25	75	0.5	25.92061
5	46.39666928	42.03335	46.76027954	42.39696	47.24777961	42.52113335	0	0	25	75	0.5	19.78644

L'edificio viene quindi realizzato mediante la creazione di un arco intero dentato con lunghezza massima di 225 cm, e con l'assemblaggio di 9 blocchi per tipo così da avere un totale di 45 blocchi. Il blocco più grande, del tipo 4, pesa 25.92 Kg.

5.4 Analisi di deformabilità

L'analisi che ci consente di stabilire il reale spessore dei blocchi è quella di deformabilità. Ciò che infatti bisogna procedere a verificare nella struttura è la possibilità che si apra un giunto tra due blocchi. L'analisi di deformabilità ha come scopo quello di descrivere il diagramma delle deformazioni in corrispondenza dei giunti e verificare che non ci sia apertura dello stesso. E' chiaro che l'analisi ha l'obiettivo di controllare anche la resistenza del giunto. Di seguito gli step utili alla valutazione del comportamento dei giunti.

Descrizione del giunto

La giunzione di due blocchi viene realizzata tramite dei vincoli ottenuti da geometrie particolari che verranno esposti in seguito nel paragrafo pertinente i vincoli strutturali. Quello che si procede a verificare adesso è la resistenza dei materiali che caratterizzano il giunto. Si ha la necessità di fare in modo che tutti i blocchi abbiano un rivestimento interno in Neoprene, utile a garantire l'isolamento termico e a migliorare l'estetica strutturale interna.

Tale rivestimento dovrà anche essere applicato in corrispondenza dei giunti dei blocchi, proprio per isolare completamente la struttura. Di seguito una schematizzazione dei materiali caratterizzanti il giunto e della loro distribuzione :



Figura 5. 18 Schematizzazione del giunto

Con riferimento alla figura si procede alla descrizione delle parti fondamentali del giunto :

- Blocchi da giuntare in ciano
- Pareti a contatto dei blocchi in rosso
- Strato di Neoprene in nero

Per procedere alla verifica del giunto è chiaro che risulta necessario confrontare i materiali che lo caratterizzano dal punto di vista delle caratteristiche meccaniche. Infatti quello che bisogna controllare, dopo aver eseguito le analisi, è che la tensione/deformazione massima agente sulla struttura sia minore della tensione/deformazione a rottura del materiale più debole. A tale scopo si procede alla descrizione qualitativa e delle caratteristiche meccaniche dei materiali formanti il giunto. Ovviamente le proprietà del PMMA sono già state definite in precedenza. Pertanto si procede alla descrizione del Neoprene.

Il Neoprene (originalmente denominato Duprene) è stato il primo residuo della gomma sintetica prodotto a larga scala. Esso appartiene alla famiglia degli elastomeri di sintesi (ovvero delle gomme sintetiche) e si presenta come una gomma porosa, la cui massa è costituita da cellule gassose uniformemente distribuite. Le principali caratteristiche sono l'elasticità, la resistenza al taglio e allo schiacciamento, la resistenza all'invecchiamento atmosferico e al calore, ed inoltre risulta essere inerte verso molti agenti chimici, oli e solventi. Per questi motivi trova importanti applicazioni nel campo dell'industria chimica, automobilistica, nautica, e nella realizzazione di raccordi, guarnizioni, rivestimenti protettivi e indumenti (ad esempio, mute subacquee).

Si riportano le caratteristiche tecniche tipiche del Neoprene :

- Buona resistenza meccanica
- Buona resistenza agli oli a basse temperature e accettabile alle alte
- Buona resistenza all'ossigeno e all'invecchiamento
- Ottima compatibilità con i sali marini
- Resistenza discreta agli acidi, alle basi (meglio della gomma naturale e del SBR)
- Resistenza alla fiamma per la presenza degli alogenuri (Se usato puro è autoestinguente)
- Temperature di utilizzo: -20°C - 100°C (già intorno allo 0°C comincia a cristallizzare)
- Ottima resistenza all'acqua di mare a sali, basi e acidi diluiti
- Buone proprietà meccaniche
- Ottima resistenza all'abrasione, alla lacerazione e alla fatica.
- Ottima resistenza alle radiazioni UV
- Elevata impermeabilità ai gas

Di seguito una tabella con le caratteristiche meccaniche del Neoprene :

Tabella 5. 11 Caratteristiche meccaniche Neoprene

MECCANICHE				
Resistenza alla lacerazione	N/ mm	UNI 4914 c ASTM D624 DIN 53515 AFNOR 46-007	25	min.
Allungamento a rottura	%	UNI 6065 ASTM D412 DIN 53504 AFNOR 46-002	300	min.
Carico di rottura	MPa		9	min.
Resistenza all'abrasione	mm ³	UNI 9185 ASTM 4649 DIN 53516 AFNOR 46-012		max.

Dal confronto delle caratteristiche dei due materiali è facile notare come il Neoprene sia quello debole. La deformabilità del Neoprene è molto superiore a quella del PMMA essendo pari al 300 % contro il 4,4 % del PMMA. Il valore della tensione di rottura invece è molto inferiore, essendo pari a 9 MPa. Quindi la verifica viene effettuata sfruttando come valori di controllo una deformazione limite del 4,4 % e una tensione limite di 9 MPa.

Generalità sul modello

Il modello cui vengono applicati i carichi dei vari Loadcases utili allo svolgimento dell'analisi di deformabilità è il medesimo impiegato per l'analisi di resistenza. I carichi che vengono adottati sono quelli assunti nell'analisi di resistenza per il Loadcase 3, in quanto garante del maggior stato di sollecitazione dal punto di vista tensionale e deformativo. Questo vuol dire

che si applicheranno al modello il peso proprio e i carichi variabili con i coefficienti di Comb 2. Invece le proprietà geometriche e meccaniche, e le condizioni vincolari del modello, saranno identiche a quelle adottate in precedenza.

Definizione dei Loadcases

Per poter verificare dal punto di vista tensionale e deformativo la struttura è necessario ipotizzare delle configurazioni di carico particolari che possano mettere in crisi il rifugio di emergenza. Essendo i carichi agenti quelli relativi al vento e alla neve, dovendo simulare delle condizioni di carico particolari, ma rappresentative della realtà, si decide di applicare il carico vento a tutta la struttura e il carico neve in determinate parti del guscio. Quindi i carichi Vento X- (comb 2), Vento tangenziale Y- (comb 2) e Vento Y- (comb 2) (da applicare alla sezione finale), saranno sempre agenti su tutto il guscio. Invece il carico neve verrà applicato con configurazioni diverse per ogni Loadcase. Si procede a valutare lo stato tensionale e deformativo in corrispondenza dei giunti e verificare che il giunto stesso resista. I valori di riferimento sono $\sigma_{crack} = 9 \text{ MPa}$ e $E_{yk} = 4.4 \cdot 10^{-2}$. Di seguito i Loadcases con le diverse configurazioni di carico :

- Loadcase 1 : guscio interamente caricato da Neve (comb 2)
- Loadcase 2 : guscio interamente caricato in direzione longitudinale e per metà in direzione trasversale da Neve (comb 2)
- Loadcase 3 : guscio interamente caricato da Neve (comb 2) in direzione longitudinale e per 1/4 della circonferenza della sezione in direzione trasversale in corrispondenza della chiave
- Loadcase 4 – 4 bis : guscio interamente caricato in direzione longitudinale da Neve (comb 2) a zone alterne per 1/8 della lunghezza della circonferenza in sezione in direzione trasversale
- Loadcase 5 : guscio caricato da Neve (comb 2) in corrispondenza del centro con un'area di carico avente lati pari a 1/3 della lunghezza longitudinale in direzione Y e 1/4 della sezione in direzione X
- Loadcase 6 : guscio caricato da Neve (comb 2) in corrispondenza della parte centrale della sezione finale con un'area di carico avente lati pari a 1/3 della lunghezza longitudinale in direzione Y e 1/4 della sezione in direzione X .

Per una migliore comprensione delle condizioni di carico si procede mostrando per ogni Loadcase il modello utile a evidenziare il carico neve (peso proprio e vento sono invisibili) e i risultati annessi.

Analisi di deformabilità

$SNP = 25\text{ cm}$

Loadcase 1

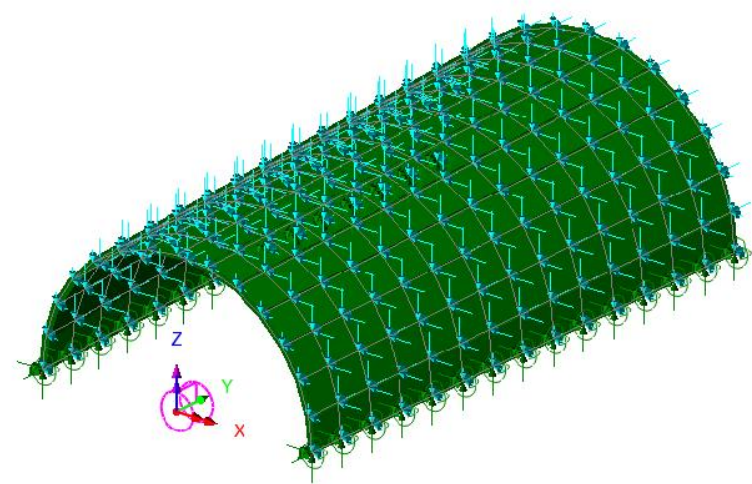


Figura 5. 19 Modello strutturale Loadcase 1

Tabella 5. 12 Risultati Loadcase 1

SEmax[MPa]	fyk[MPa]	Verifica
6.9	9	SI
EEmax[-]	Eyk[-]	Verifica
1.80E-03	4.40E-02	SI

Loadcase 2

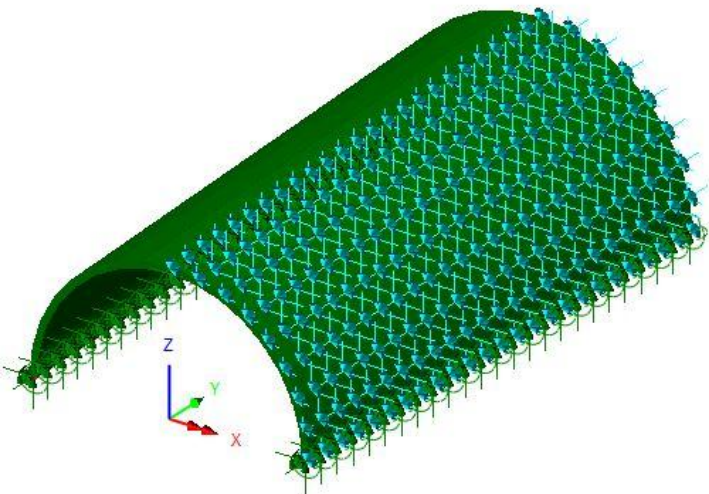


Figura 5. 20 Modello strutturale Loadcase 2

Tabella 5. 13 Risultati Loadcase 2

SEmax[MPa]	fyk[MPa]	Verifica
3.2	9	SI
EEmax[-]	Eyk[-]	Verifica
9.30E-04	4.40E-02	SI

Loadcase 3

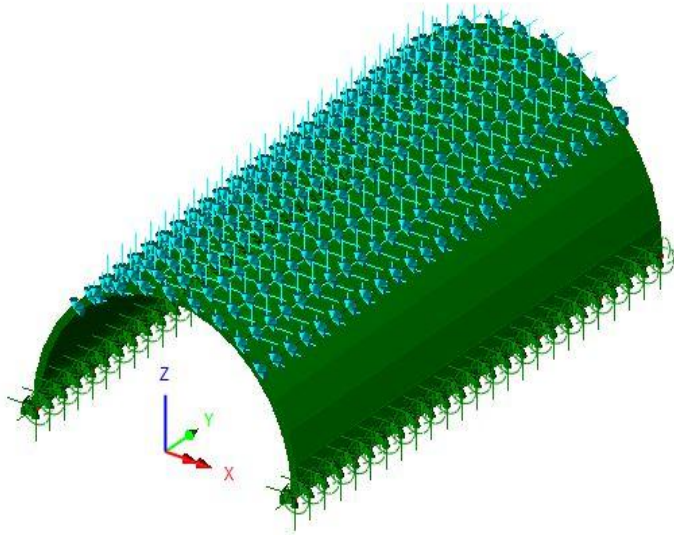


Figura 5. 21 Modello strutturale Loadcase 3

Tabella 5. 14 Risultati Loadcase 3

S _E max[MPa]	f _{yk} [MPa]	Verifica
5.2	9	SI
E _E max[-]	E _{yk} [-]	Verifica
1.38E-03	4.40E-02	SI

Loadcase 4

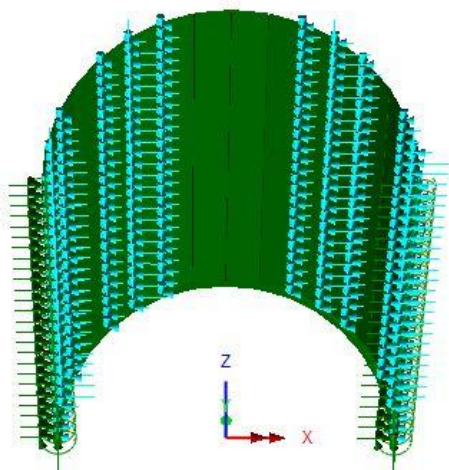


Figura 5. 22 Modello strutturale Loadcase 4

Tabella 5. 15 Risultati Loadcase 4

S _E max[MPa]	f _{yk} [MPa]	Verifica
3.3	9	SI
E _E max[-]	E _{yk} [-]	Verifica
8.50E-04	4.40E-02	SI

Loadcase 4 bis

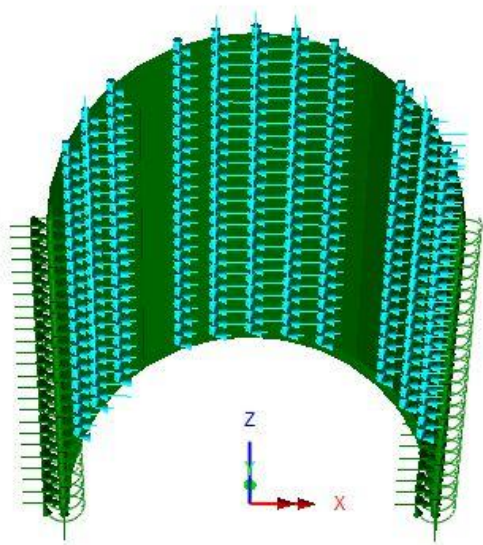


Figura 5. 23 Modello strutturale Loadcase 4 bis

Tabella 5. 16 Risultati Loadcase 4 bis

SEmax[MPa]	fyk[MPa]	Verifica
5.3	9	SI
EEmax[-]	Eyk[-]	Verifica
1.40E-03	4.40E-02	SI

Loadcase 5

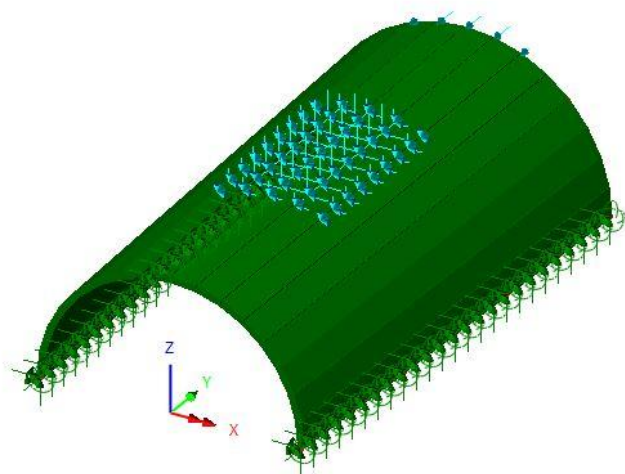
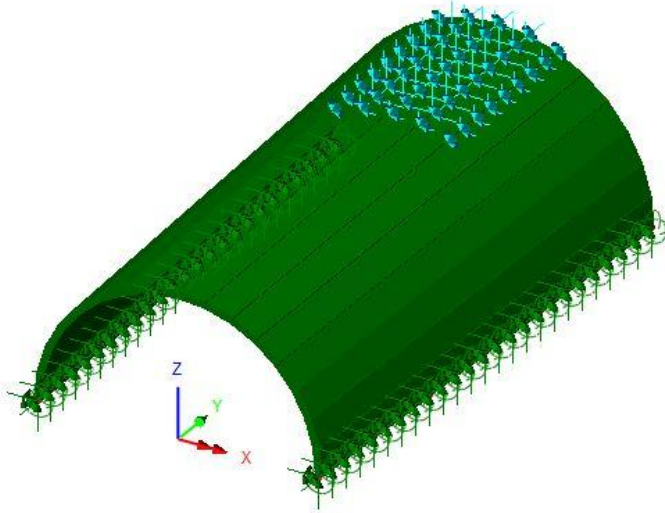


Figura 5. 24 Modello strutturale Loadcase 5

Tabella 5. 17 Risultati Loadcase 5

SEmax[MPa]	fyk[MPa]	Verifica
2.82	9	SI
EEmax[-]	Eyk[-]	Verifica
7.40E-04	4.40E-02	SI

*Loadcase 6**Tabella 5. 18 Risultati Loadcase 6*

SEmax[MPa]	fyk[MPa]	Verifica
4.82	9	SI
EEmax[-]	Eyk[-]	Verifica
1.27E-03	4.40E-02	SI

Figura 5. 25 Modello strutturale Loadcase 6

Come si osserva dai risultati le verifiche sono ampiamente superate in tutti i Loadcases considerati. Inoltre lo spostamento maggiore risulta essere di 0.017 m in corrispondenza della chiave della sezione finale.

5.5 Analisi di Buckling

Dopo aver eseguito le analisi di resistenza e di deformabilità sulla struttura, si procede all'analisi di Buckling. Per valutare il carico di Buckling del guscio in esame si decide di sfruttare i Loadcases definiti nell'analisi di deformabilità. In particolare si procede inserendo nel modello di ogni Loadcase un carico di superficie unitario che verrà applicato nelle aree di carico che erano relative alla Neve (comb 2) nell'analisi di deformabilità. Una volta noto il carico critico per ogni Loadcase, il carico di Buckling dell'intera struttura sarà chiaramente il più piccolo. Alla fine si procede verificando che il valore di tale carico sia superiore a quello dato dalla somma del carico Neve (comb 2) e del peso proprio. Quindi vengono di seguito riportate le schermate relative ai carichi applicati per ogni Loadcase, le deformate di Buckling della struttura e una tabella che riporta gli autovalori dell'analisi :

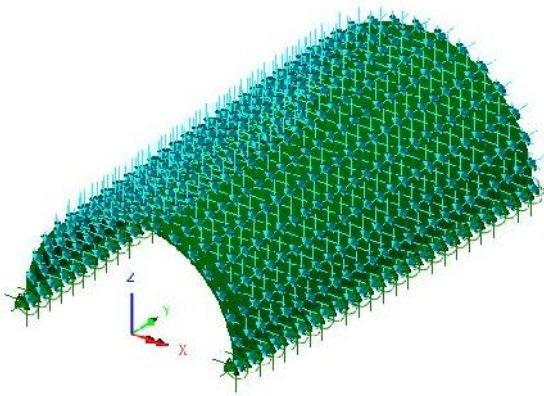


Figura 5. 26 Loadcase 1

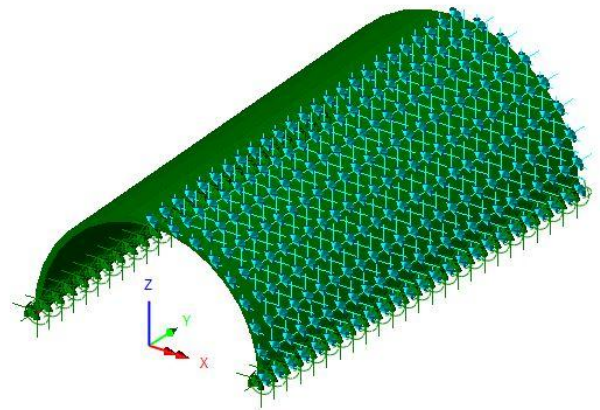


Figura 5. 27 Loadcase 2

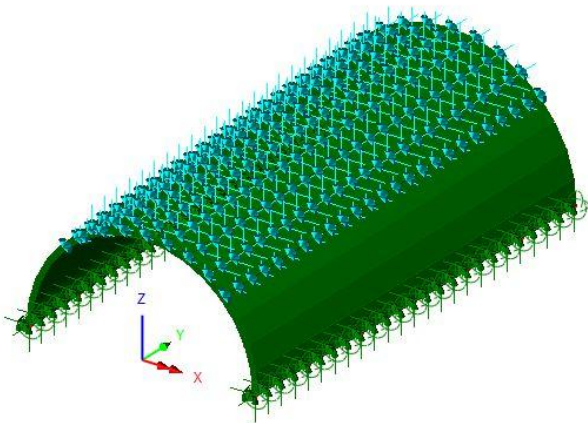


Figura 5. 28 Loadcase 3

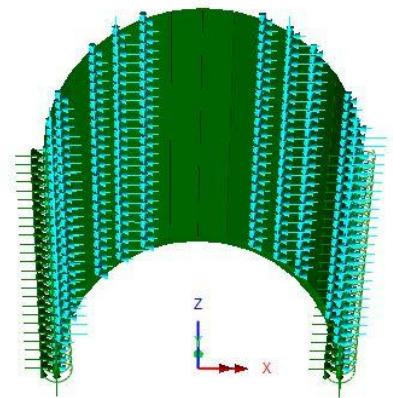


Figura 5. 29 Loadcase 4

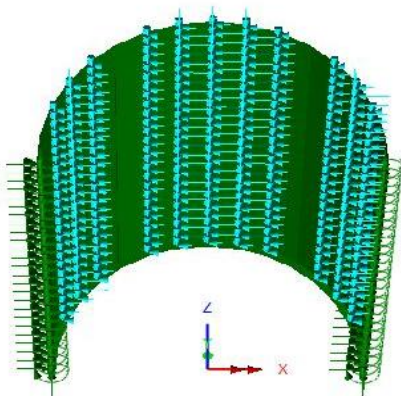


Figura 5. 30 Loadcase 4 bis

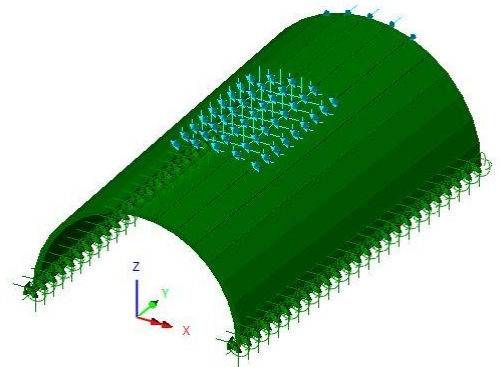


Figura 5. 31 Loadcase 5

Soluzione progettuale 2

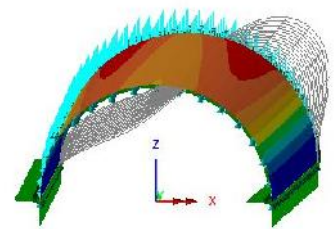
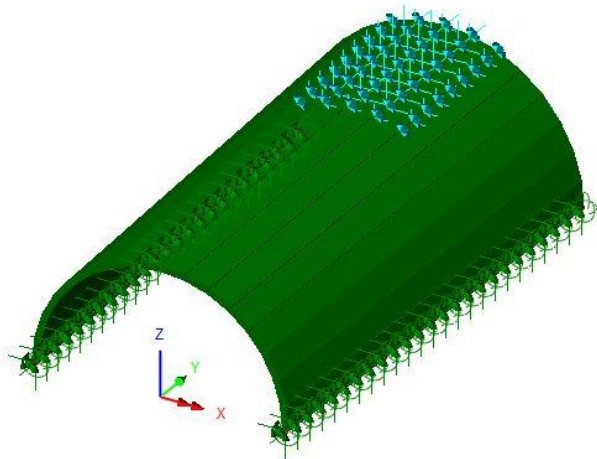


Figura 5. 32 Loadcase 6

Figura 5. 33 Deformata di Buckling per i Loadcase 1, 2, 3, 4, 4bis e 5

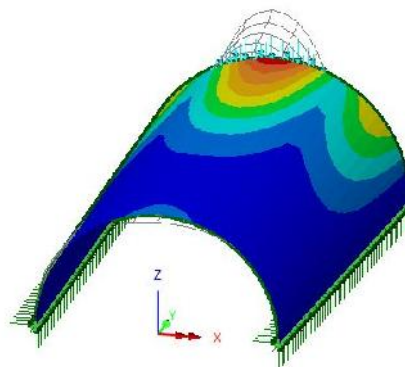
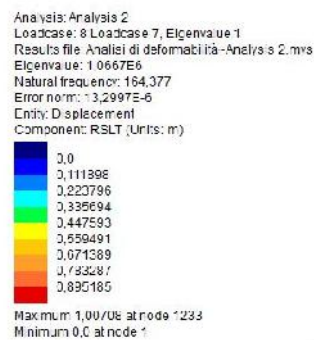


Figura 5. 34 Deformata di Buckling per Loadcase 6

Tabella 5. 19 Risultati analisi di Buckling

Loadcase	Autovalore	Pbuckling [N/m2]	Neve+Peso proprio[N/m2]	Moltiplicatore	Verifica
1	267228	267228	21194.2	12.60854385	SI
2	508528	508528	21194.2	23.99373413	SI
3	618818	618818	21194.2	29.1975163	SI
4	721545	721545	21194.2	34.04445556	SI
4bis	424134	424134	21194.2	20.01179568	SI
5	1.60E+06	1600000	21194.2	75.49235168	SI
6	1.06E+06	1060000	21194.2	50.01368299	SI

Come si nota dalla tabella i valori di Buckling sono molto superiori ai carichi agenti comunque incrementati dai coefficienti di sicurezza. Di conseguenza l'analisi di Buckling si ritiene soddisfatta.

5.6 Analisi sismica

La struttura è stata concepita in modo da essere molto leggera e deformabile. Questo implica che l'azione di qualunque sisma agente sia pressoché ininfluenza sull'edificio. Date le ipotesi di partenza, può essere comunque opportuno dimostrare quanto detto. Per farlo si procede ad un'analisi della struttura a guscio intera soggetta a peso proprio che ci consenta di ottenere le frequenze di vibrazione naturali. In particolare si procede alla ricerca della frequenza massima, da cui è possibile calcolare il periodo proprio della struttura come l'inverso. Ciò comporta che a frequenza massima corrisponda periodo minimo e, entrando nello spettro di risposta del sisma di progetto, ne consegua un' accelerazione massima. Si riporta quindi di seguito la schermata relativa alla frequenza naturale maggiore della struttura :

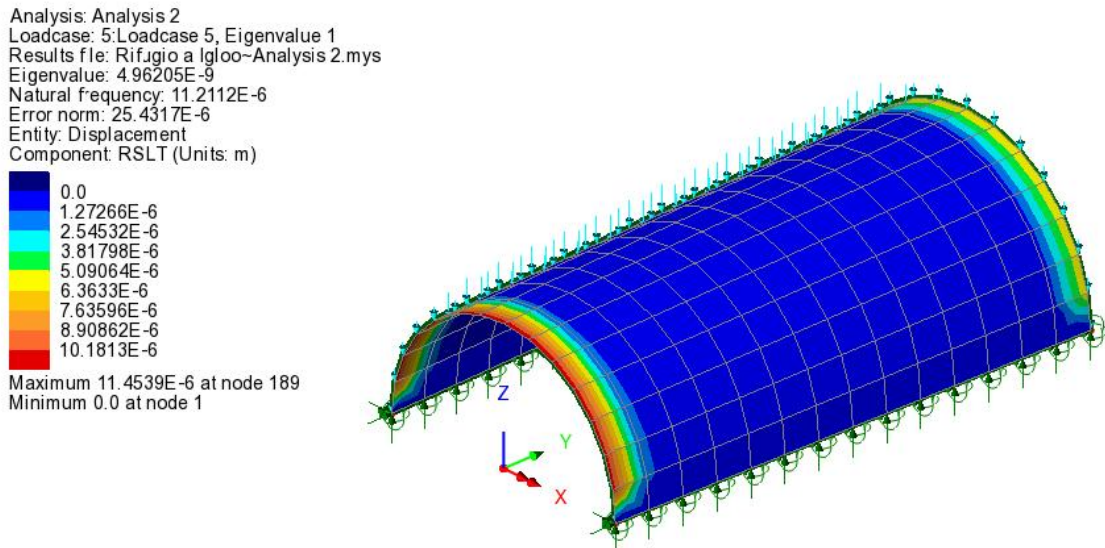


Figura 5. 35 Schermata relativa al calcolo della frequenza naturale della struttura

La frequenza calcolata risulta pari a $4.96\text{E-}9$ Hz, da cui il periodo proprio sarà $T = 2016129203.2$ s. Il periodo è assolutamente enorme, come ci si aspettava. Si riporta di seguito lo spettro del sisma di progetto per il calcolo dell'accelerazione orizzontale :

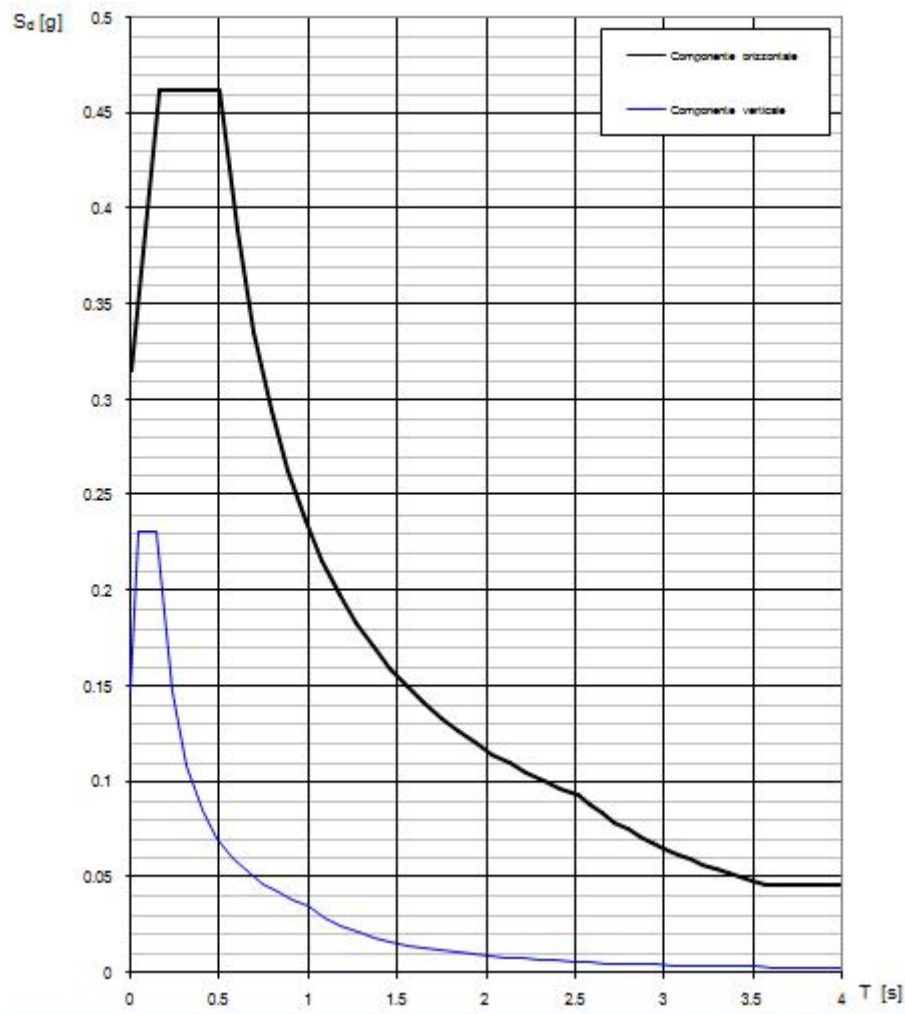


Figura 5.36 Spettro di risposta per la componente di accelerazione orizzontale $S_d(T1)$ allo stato limite ultimo SLV

Come si osserva il valore limite dello spettro è $T = 4$ s. Ciò vuol dire che il periodo della struttura in esame è fuori dallo spettro e, di conseguenza, l'accelerazione fornita dal sisma è pressoché nulla. Quindi si può concludere che la struttura non risenta assolutamente dell'azione del sisma.

5.7 Analisi termica

L'ultima analisi che si procede ad affrontare è quella termica. Il motivo della scelta di svolgere un'analisi del genere è legata al materiale di cui è composta la struttura. Trattandosi di un materiale polimerico come il Polimetilmetacrilato, e considerando la deformabilità termica dello stesso, è opportuno procedere a tale analisi. Il valore del coefficiente di espansione termica del PMMA è $70 \cdot 10^{-6} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$. In particolare si decide di simulare cinque sollecitazioni termiche da applicare alla struttura. Di seguito la loro descrizione :

- Loadcase 1 : carico termico uniforme che varia da 0°C a $+5^{\circ}\text{C}$
- Loadcase 2 : carico termico uniforme che varia da -5°C a $+5^{\circ}\text{C}$

-Loadcase 3 : carico termico a farfalla utile a simulare lo scenario della stagione invernale ($T_{int} = 20^{\circ}\text{C}$; $T_{est} = T_{est, min}^{\circ}\text{C}$)

-Loadcase 4 : carico termico a farfalla utile a simulare lo scenario della stagione estiva ($T_{int} = 20^{\circ}\text{C}$; $T_{est} = T_{est, max}^{\circ}\text{C}$)

-Loadcase 5 : carico termico a farfalla utile a simulare lo scenario estivo con surriscaldamento della superficie per irraggiamento solare ($T_{int} = 20^{\circ}\text{C}$; $T_{est} = T_{est, irr}^{\circ}\text{C}$)

Per valutare la $T_{est, min}$, la $T_{est, max}$ e la $T_{est, irr}$ si utilizzano le indicazioni ai paragrafi 3.5.2, 3.5.3 e 3.5.4 dell'NTC 2018. Di seguito le formulazioni impiegate :

Considerando come dati di partenza $a_s = 1000\text{ m}$ e collocazione in Zona III

$$T_{est, min} = -8 - 7 * a_s / 1000 = -15^{\circ}\text{C}$$

$$T_{est, max} = 42 - 0.3 * a_s / 1000 = 41.7^{\circ}\text{C}$$

$$T_{int} = 20^{\circ}\text{C}$$

$$T_{est, irr} = T_o + T_{irr} = 15^{\circ} + 42^{\circ} (\text{condizione peggiore}) = 57^{\circ}\text{C}$$

I carichi termici a farfalla vengono inseriti in Lusas mediante le tre seguenti formule :

$$\text{Final temperature} = (T_{est} + T_{int}) / 2$$

$$\text{Final Z temperature gradient} = (T_{est} - T_{int}) / 0.5$$

$$\text{Initial temperature} = T_{int}$$

Di seguito la tabella che riassume i valori di temperatura introdotti per i cinque Loadcases :

Tabella 5. 20 Definizione dei carichi termici

Loadcase	Initial T[°C]	Final T[°C]	Final Z T gradient [°C/m]
1	0	5	0
2	-5	5	0
3	20	2.5	-70
4	20	30.85	43.4
5	20	38.5	74

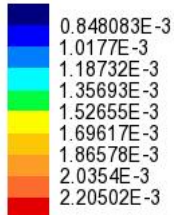
Di seguito la tabella che riassume i risultati dei vari Loadcases :

Tabella 5. 21 Risultati dell'analisi termica

Loadcase	SEmax[MPa]	EEmax[-]	Drslt, max[m]	fyk[MPa]	Eyk[-]	Verifica 1	Verifica 2
1	2.47	6.50E-04	2.60E-03	9	4.40E-02	SI	SI
2	4.89	1.29E-03	5.30E-03	9	4.40E-02	SI	SI
3	7.61	2.21E-03	9.45E-03	9	4.40E-02	SI	SI
4	4.8	1.38E-03	5.70E-03	9	4.40E-02	SI	SI
5	8.13	2.35E-03	9.80E-03	9	4.40E-02	SI	SI

Come si osserva dalla tabella i valori tensionali e deformativi limite non vengono oltrepassati in nessun Loadcase. Di conseguenza l'analisi termica si ritiene soddisfatta. Si riportano di seguito i contour delle deformazioni equivalenti EE plottate sulla mesh deformata con fattore di scala 50 relativi ai due Loadcases più sfavorevoli :

Analysis: Analisi termica
Loadcase: 8: Loadcase 8
Results file: Rifugio a Igloo-Analisi termica.mys
Entity: Strain (top) - Thin Shell
Component: EE



Maximum 2.20875E-3 at node 1
Minimum 0.682203E-3 at node 116

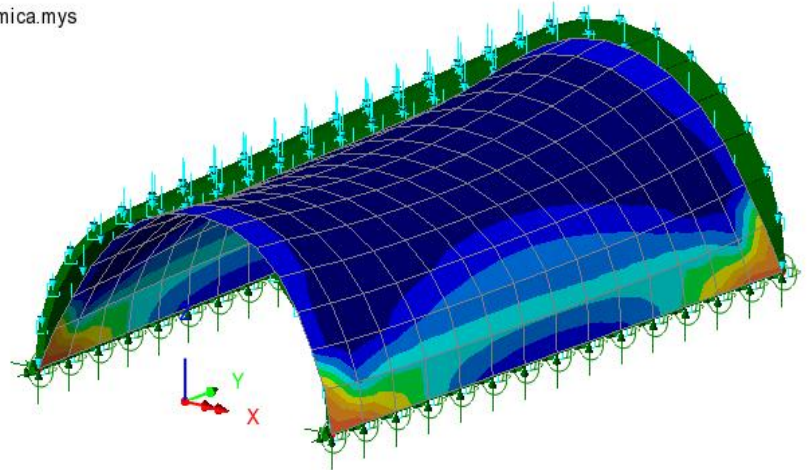
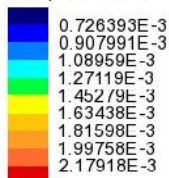


Figura 5. 37 Contour delle deformazioni equivalenti EE del Loadcase 3

Analysis: Analisi termica
Loadcase: 10: Loadcase 10
Results file: Rifugio a Igloo-Analisi termica.mys
Entity: Strain (top) - Thin Shell
Component: EE



Maximum 2.34835E-3 at node 1
Minimum 0.713966E-3 at node 116

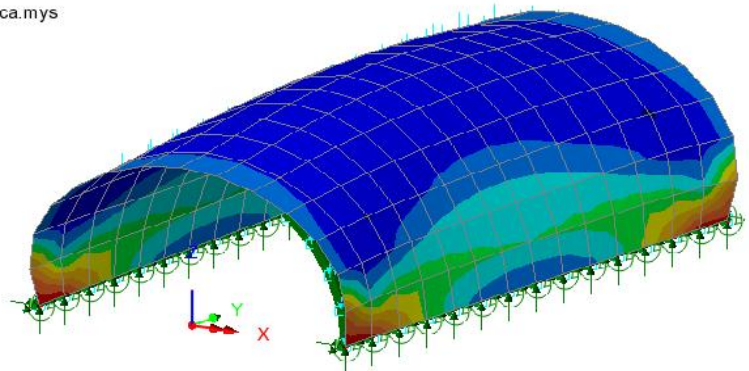


Figura 5. 38 Contour delle deformazioni equivalenti EE del Loadcase 5

5.8 Riepilogo dei risultati

Terminate tutte le analisi in gioco si procede al riepilogo dei risultati ottenuti e al check complessivo delle analisi. Inoltre si riportano i valori dei massimi sforzi agenti sulla struttura in tutti i Loadcases in modo da sfruttare lo sforzo maggiore come elemento di verifica per i vincoli strutturali. Di seguito la tabella coi dati :

Tabella 5. 22 Riepilogo dei risultati delle analisi

Analisi	Loadcase	SEmax[MPa]	EEmax[-]	Drslt,max[m]	NE,max[N/m]	Nmax[N/m]
Resistenza	1	0.0514	1.34E-05	1.30E-04	664.5	428500
Resistenza	2	4.2	1.10E-03	0.01	4.78E+04	
Resistenza	3	6.9	1.80E-03	0.015	8.50E+04	
Resistenza	4	5.2	1.36E-03	0.014	5.04E+04	
Deformabilità	1	6.9	1.80E-03	0.015	8.50E+04	
Deformabilità	2	3.2	9.30E-04	0.016	7.00E+04	
Deformabilità	3	5.2	1.38E-03	0.017	3.26E+04	
Deformabilità	4	3.3	8.50E-04	8.78E-03	4.12E+04	
Deformabilità	4bis	5.3	1.40E-03	0.015	5.25E+04	
Deformabilità	5	2.82	7.40E-04	9.30E-03	4.96E+04	
Deformabilità	6	4.82	1.27E-03	0.017	4.01E+04	
Termica	1	2.47	0.00065	0.0026	1.19E+05	
Termica	2	4.89	0.00129	0.0053	2.37E+05	
Termica	3	7.61	0.00221	0.00945	4.04E+05	
Termica	4	4.8	0.00138	0.0057	2.52E+05	
Termica	5	8.13	0.00235	0.0098	4.29E+05	

Come si osserva dalla tabella tutti i valori tensionali e deformativi sono inferiori ai valori limite di $\sigma_{crack} = 9$ MPa e $E_{yk} = 4.4E-2$. Inoltre il valore della massima reazione da applicare ai vincoli strutturali è pari a 428.5 KN/m.

5.9 Definizione dei vincoli strutturali

Dopo aver valutato il comportamento della struttura nella sua interezza, è opportuno procedere alla definizione dei vincoli che la caratterizzano. Innanzitutto è necessario definire il sistema di assemblaggio dei pannelli utile a realizzare il blocco. Si procede quindi al dimensionamento dei pannelli di un blocco tipo e alla definizione dei suoi vincoli. Poi, come nel caso della struttura ad archi e pannelli precompressa, anche in questo caso è necessario definire dei vincoli blocco – blocco. Inoltre viene definita la geometria della porta, che può essere considerata il “vincolo” di chiusura della struttura. Di seguito la descrizione dei vincoli e della porta.

Sistema di assemblaggio dei pannelli

Si procede adesso alla definizione del sistema di assemblaggio dei pannelli e al loro conseguente dimensionamento. Avendo già definito le dimensioni del blocco tipo, è chiaro che il sistema di assemblaggio inciderà sulla definizione delle dimensioni degli spigoli dei pannelli. Con riferimento alle pareti 1, 2 e 3 del blocco precedentemente definite, si definiscono adesso le pareti 1', 2', 3 e 3'. L'idea è quella di realizzare le pareti principali 2 e 2' (e le loro corrispettive 2'' e 2''') con le stesse dimensioni di quelle nominali del blocco. Di conseguenza le pareti 1 (e la corrispondente 1') e la 3 e la 3' (e le corrispondenti 3'' e 3''') verranno ridotte nelle loro dimensioni dello spessore $s = 0.5$ cm. Di seguito si riportano le 3 viste utili alla comprensione del sistema di assemblaggio :

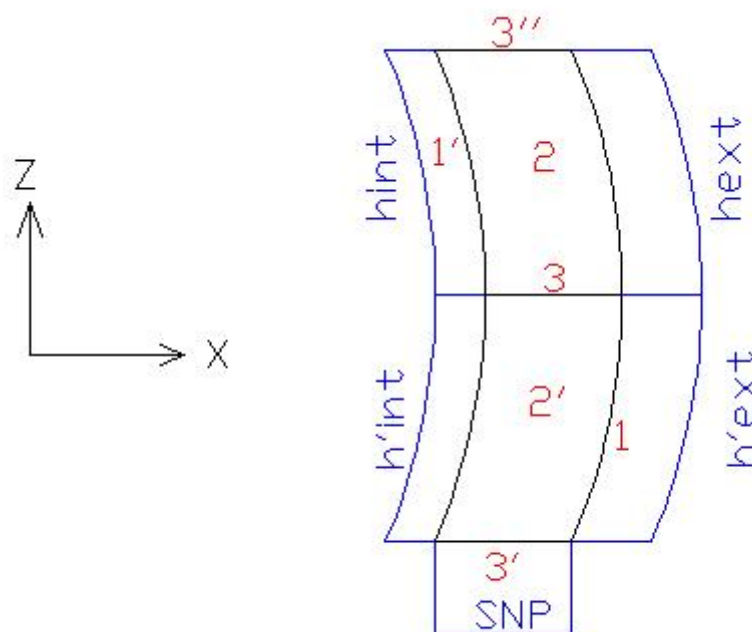


Figura 5. 39 Vista nel piano XZ dell'assemblaggio dei pannelli

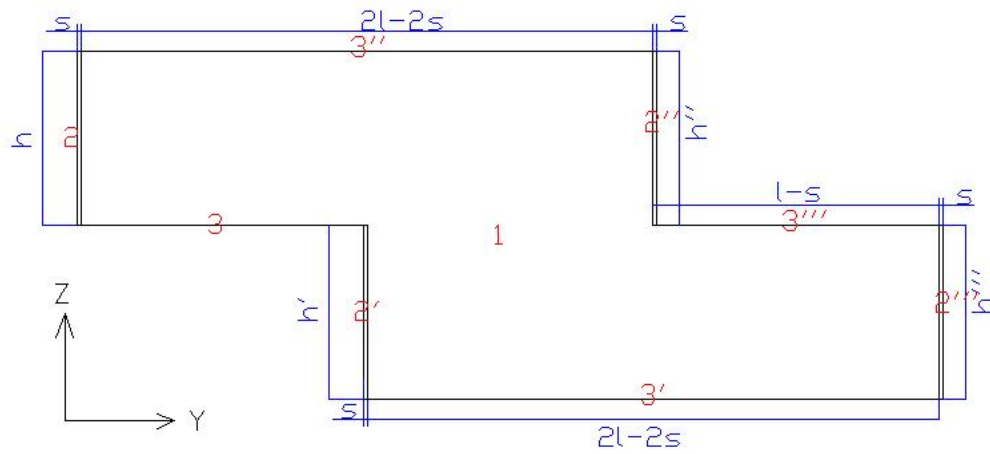


Figura 5. 40 Vista nel piano ZY dell'assemblaggio dei pannelli

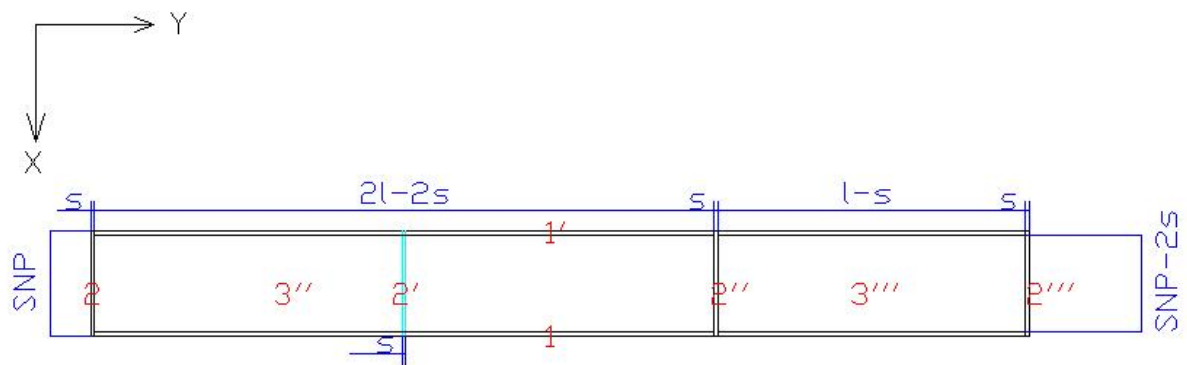


Figura 5. 41 Vista nel piano XY dell'assemblaggio dei pannelli

Si riporta una tabella che riassume le dimensioni nominali dei pannelli nelle direzioni X, Y e Z :

Tabella 5. 23 Dimensioni nominali dei pannelli

Parete	Dim X[nom]	DimY(bottom)[nom]	DimY(middle)[nom]	DimY(top)[nom]	DimZ[nom]
1	s	2l-2s	3l-2s	2l-2s	h _{ext} ;h' _{ext} ;h'' _{ext} ;h''' _{ext}
1'	s	2l-2s	3l-2s	2l-2s	h _{int} ;h' _{int} ;h'' _{int} ;h''' _{int}
2	SNP	s	s	s	h _{int} ;h _{ext}
2'	SNP	s	s	s	h' _{int} ;h' _{ext}
2''	SNP	s	s	s	h'' _{int} ;h'' _{ext}
2'''	SNP	s	s	s	h''' _{int} ;h''' _{ext}
3	SNP-2s	l-s	l-s	l-s	s
3'	SNP-2s	2l-2s	2l-2s	2l-2s	s
3''	SNP-2s	2l-2s	2l-2s	2l-2s	s
3'''	SNP-2s	l-s	l-s	l-s	s

Vincoli pannello-pannello

Per realizzare materialmente l'assemblaggio dei pannelli l'idea è quella di utilizzare degli spuntori cilindrici che consentano l'ancoraggio reciproco. Ecco quindi che le pareti 1 e 1' avranno degli spuntori nelle facce parallele al piano XZ e dei fori sui bordi delle facce parallele al piano XY. Le pareti 2, 2', 2'' e 2''' avranno solo dei fori utili ad ospitare le pareti 1, 1', 3, 3', 3'' e 3'''. Le pareti 3, 3', 3'' e 3''' avranno degli spuntori su tutte e 4 le facce che vanno a contatto con gli altri pannelli. Di seguito la vista 3D dei pannelli 1, 2, 2', 3 e 3' :

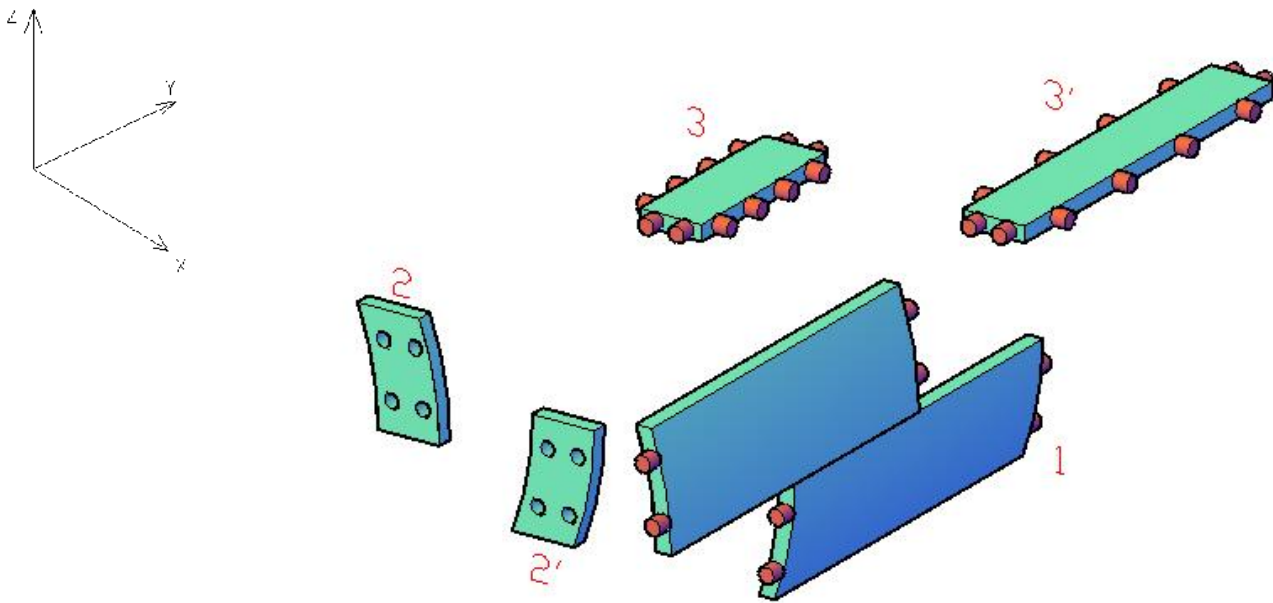


Figura 5. 42 Viste 3D dei pannelli 1, 2, 2', 3 e 3'

Come si evince dalla figura, i fori e gli spuntori avranno esattamente le stesse dimensioni in maniera tale che il risultato finale sia ottenere la parete piena. In particolare l'ipotesi è creare gli spuntori con sezione circolare con raggio minore a $s/2$ in modo che il diametro dello spuntore sia di poco più piccolo dello spessore della parete. Ovviamente la lunghezza dello spuntore sarà pari a s così da riempire interamente il foro in cui viene inserito. La parete 1' sarà realizzata come la parete 1 dal punto di vista vincolare, ma con le sue dimensioni che risultano chiaramente differenti. Le pareti 3'' e 3''' saranno identiche alle 3 e 3', ma con le loro dimensioni di pertinenza. E lo stesso discorso vale per le pareti 2'' e 2''' identiche dal punto di vista vincolare ma non dimensionale alle pareti 2 e 2'. Inoltre per aumentare la componente attritiva gli spuntori vengono rivestiti con una vernice antiscivolo in grado di garantire un coefficiente di attrito di 0.3, quindi superiore a μ_k del PMMA che è pari a 0.044.

Vincoli blocco-blocco

Per poter vincolare reciprocamente due blocchi è necessario modellarne la geometria per creare dei punti di interazione. In particolare l'idea è quella di definire due tipi di vincoli : una guida semicilindrica che si troverà sulla parete superiore di ogni blocco (guida positiva), e degli spuntoni cilindrici (spuntoni positivi) che si troveranno nella parete di sinistra del blocco (ovvero quella che nel SR principale risulta parallela al piano XZ e che si trova appunto a sinistra). Chiaramente la parete inferiore del blocco sarà mancante di un volume pari alla guida semicilindrica (guida negativa) e la parete di destra sarà mancante di un volume pari agli spuntoni (spuntoni negativi). Questi vincoli così definiti consentiranno di ancorare i blocchi del tipo 1 all'arco, che presenterà quindi solo degli spuntoni negativi sulle pareti di destra , e di ancorare tutti i blocchi del tipo i ai blocchi precedentemente montati del tipo i-1. Le uniche eccezioni sono rappresentate dai blocchi di base : i blocchi di base non presenteranno nella parete inferiore (ovvero proprio la base) la guida semicilindrica negativa. Di seguito si riportano le viste del blocco tipo utili alla comprensione del problema :

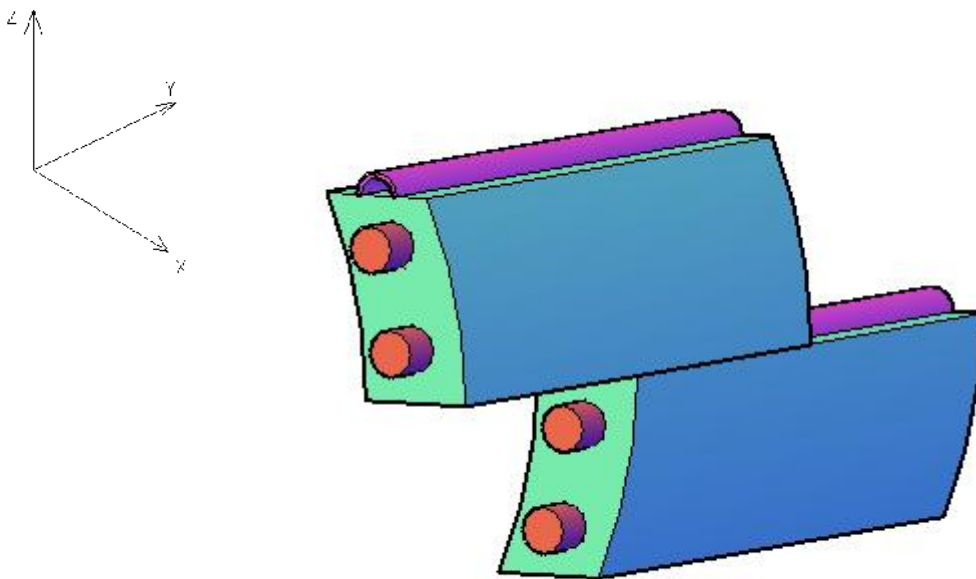


Figura 5. 43 Esempio di blocco del tipo 1,2,3 e 4 con evidenza degli spuntoni in rosso e delle guide cilindriche in magenta

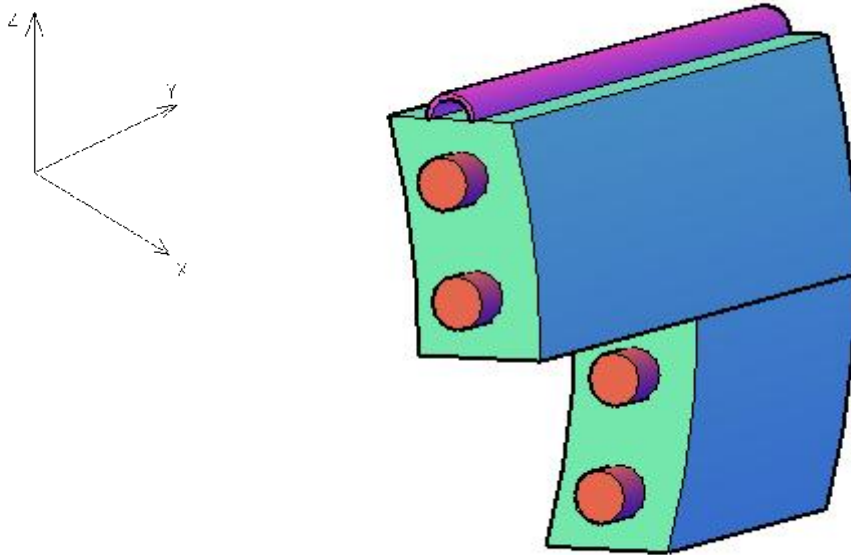


Figura 5. 44 Esempio di blocco del tipo 5 con evidenza degli spuntoni in rosso e delle guide cilindriche in magenta

Definita la geometria del blocco e dei vincoli a esso assegnato, si procede al calcolo delle spinte limite che tali vincoli riescono a sopportare. Per farlo vengono generati i corrispondenti modelli in Lusas in modo da simulare lo stato di sollecitazione.

Guida semicilindrica

Il modello che viene realizzato per la guida semicilindrica è identico a quello definito in precedenza per la struttura con i cavi di precompressione. L'unica differenza è che in questo caso la guida avrà una geometria differente. Avendo uno spessore del blocco $SNP = 25$ cm, come ottenuto dalle analisi strutturali, si crea una guida con raggio esterno di 5 cm e spessore di 1 cm, a causa della sovrapposizione tra due guide di blocchi adiacenti. Inoltre la sua lunghezza complessiva sarà di 0.75 m e non 1 m come nel caso precedente. Questo perché la massima lunghezza del singolo blocco è 150 cm, e quindi la sua guida sarà lunga 150 cm. Ma il lato più corto del blocco a Z è lungo 75 cm, e quindi la sua guida sarà lunga allo stesso modo. Nota la geometria si procede al completamento del modello caricando e vincolando la guida esattamente come fatto in precedenza. In particolare si applica un carico pari alla reazione massima calcolata precedentemente, ovvero $R_{max} = 428.5$ KN/m.

Di seguito una vista completa del modello della guida :

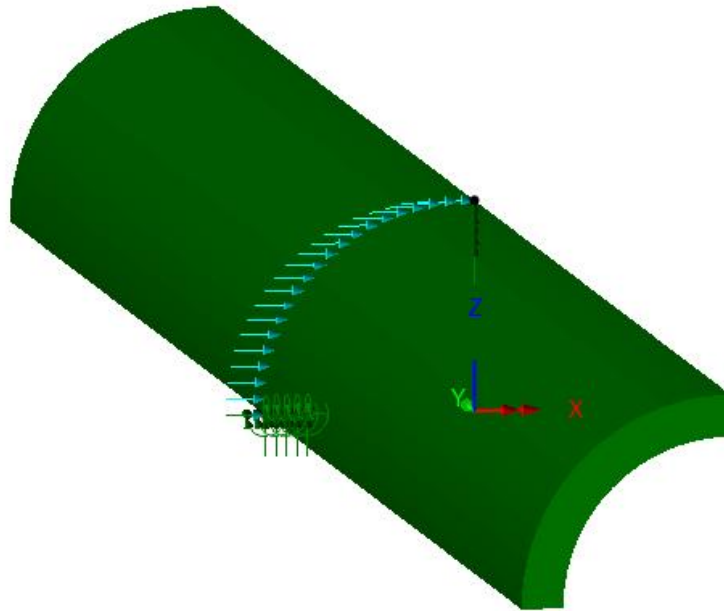


Figura 5. 45 Modello della nuova guida semicilindrica

Di seguito la tabella con i risultati delle analisi e le verifiche :

Tabella 5. 24 Risultati delle analisi

SEmax[MPa]	f _{yk} [MPa]	Verifica
33.7	60	SI
EEmax[-]	E _{yk} [-]	Verifica
0.011	4.40E-02	SI
D _{rsIt,max} [m]	D _{x,max} [m]	
8.30E-04	8.00E-04	

Come si osserva dalla tabella la verifica tensionale e deformativa risulta essere ampiamente superata. Invece lo spostamento massimale risultante è pari a 0.83 mm, quindi ampiamente accettabile. Di conseguenza viene confermata la scelta di una guida con raggio esterno di 5 cm e spessore di 0.5 cm.

Spuntoni

Per quanto riguarda gli spuntoni si procede nuovamente alla realizzazione di un modello su Lusas. La novità rispetto ai modelli precedenti è che si procede alla creazione di un elemento di volume. Si ipotizza che lo spuntone abbia sezione circolare con raggio di 2 cm e lunghezza

di 0.5 cm. Si prevede di incastrare la base dello spuntone e di caricarlo con il peso proprio mediante Gravity e con la massima reazione $R_{max} = 428.5 \text{ KN/m}$ precedentemente definita.

Definizione della geometria

Per realizzare lo spuntone si parte inserendo le coordinate dei punti chiave della sezione. Infatti dovendo caricare metà superficie risulta necessario definire le due metà distinte dell'elemento di volume. Si parte inserendo i punti di coordinate A (0.02,0 , 0), B (0,0,0.02) e C (-0.02,0,0) . Una volta inseriti i punti si procede al tracciamento dell' arco minore che li congiunga. Creata la semi-circonferenza, si genera il bordo inferiore , si selezionano le due linee e si crea la superficie. La creazione del volume avviene selezionando la superficie e richiedendo un' estrusione di 0.5 cm. Per creare l'altra metà dello spuntone si procede allo stesso modo ma partendo dal tracciamento attraverso i punti A e C precedentemente definiti e considerando il punto D (0,0,-0.02). Il resto delle operazioni è identico.

Definizione della Mesh

La mesh adottata per il modello è una mesh di volume per elemento strutturale di tipo Stress, con forma dell'elemento Hexahedral e interpolazione Quadratic. La divisione degli elementi nelle tre direzioni è definita automaticamente dal software.

Definizione del materiale

Il materiale impiegato per lo spuntone è il PMMA già ampiamente trattato con le caratteristiche meccaniche $E=2.5E9 \text{ N/m}^2$, $\nu=0.375$ e $\rho = 1.19 \text{ E3 Kg/m}^3$.

Definizione dei vincoli

L'unico vincolo applicato al modello è l'incastro della base, utile a impedire tutte le rotazioni e gli spostamenti.

Definizione dei carichi

I carichi applicati al modello sono il peso proprio mediante Gravity e la $R_{max} = 428.5 \text{ KN/m}$ che deve essere redistribuita su tutta la superficie. Per farlo è sufficiente dividere R_{max} per la lunghezza della semicirconferenza della sezione. Nel caso in esame si ha :

$$q = R_{max} / \pi r = 6820E3 \text{ N/m}^2$$

Vista completa del modello e verifica risultati

Si riporta quindi di seguito una vista completa del modello e del contour delle tensioni equivalenti SE del solido ottenute dall'analisi statica:

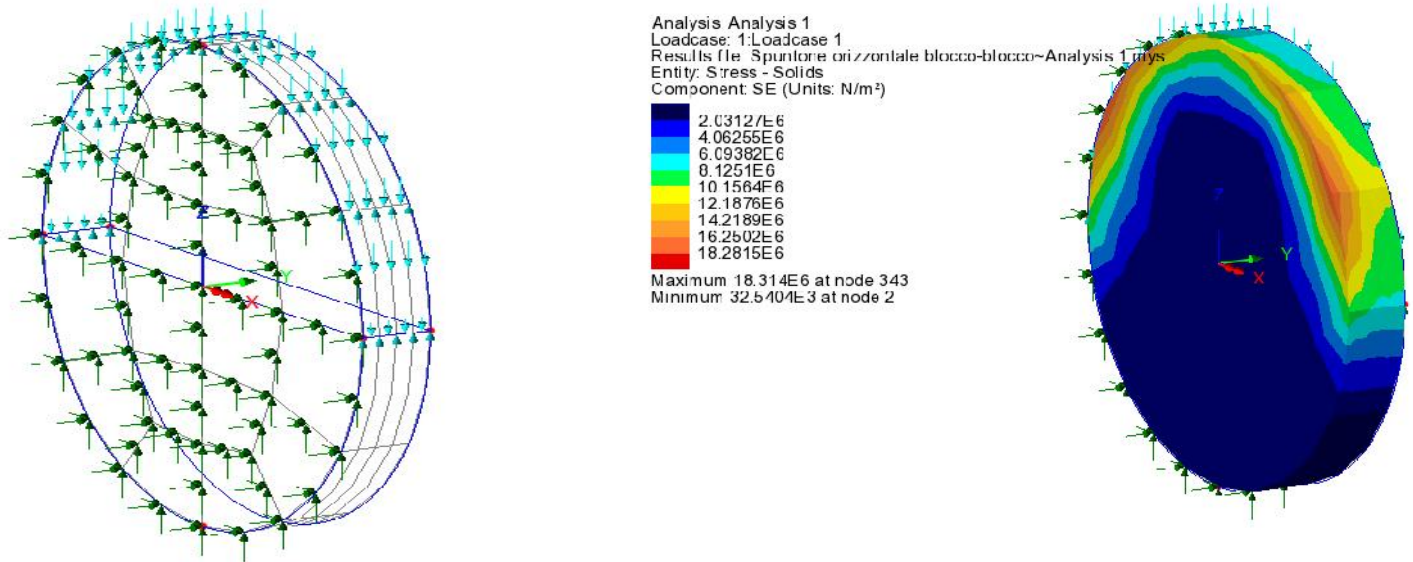


Figura 5. 46 Vista completa del modello

Figura 5. 47 Contour delle tensioni equivalenti SE del solido

Di seguito la tabella coi risultati complessivi :

Tabella 5. 25 Risultati delle analisi

SEmax[MPa]	fyk[MPa]	Verifica
18.31	60	SI
EEmax[-]	Eyk[-]	Verifica
6.72E-03	4.40E-02	SI
Drslt,max[m]	Dz,max[m]	
3.28E-05	3.18E-05	

Come si osserva dalla schermata il valore della massima tensione è pari a 18.31 MPa, e quindi inferiore a $f_{yk} = 60$ MPa. La massima deformazione equivalente, invece, risulta essere $EEmax = 6.72E-3$ e quindi inferiore a $E_{yk} = 4.4E-2$. Invece il massimo spostamento $Drslt,max = 32.8E-6$ risulta essere assolutamente accettabile. Sulla base dei risultati ottenuti si ritiene la verifica soddisfatta. Per garantire un grado di ancoraggio adeguato tra due blocchi, è necessario aumentare la lunghezza dello spuntone e ricoprirlo con vernice antiscivolo in modo da incrementare la componente attritiva. In particolare si decide di mantenere la parete in cui lo spuntone si inserisce con spessore di 0.5 cm e di creare un ispessimento locale con le dimensioni dello spuntone utile ad avvolgerlo completamente. Per tale motivo lo spuntone avrà alla fine un raggio di 2 cm e una lunghezza di 3 cm. Il valore della lunghezza dello spuntone è stato ottenuto modellando lo spuntone con la sua lunghezza reale e soddisfacendo le verifiche.

Porta

L'ultimo aspetto architettonico da risolvere riguardo la struttura è quello della porta. L'idea in questo caso è quella di realizzare la porta come un pannello di PMMA dotato di perni cilindrici che andranno a inserirsi all'interno di una guida anulare aperta in maniera tale da consentire la rotazione della porta. La guida anulare sarà invece agganciata tramite spuntoni cilindrici ai blocchi che andranno a circondare la porta in modo tale da riempire la sezione circolare. I blocchi saranno sempre cavi, con spessore pari a quello della porta, quindi 5 cm, e con pareti di spessore s . Avranno degli spuntoni come quelli della guida anulare in modo da agganciarsi all'arco intero. La porta avrà una larghezza in X (compresa la guida) di 150 cm, uno spessore in Y di 5 cm e un'altezza in Z di 200 cm. Per evitare di doverla realizzare piena, e quindi eccessivamente pesante, si decide di sfruttare un pannello alveolare così da non gravare eccessivamente sulla struttura e su chi si occupa del montaggio. I perni cilindrici della porta sono adiacenti al bordo, hanno un raggio di 5 cm e una lunghezza di 20 cm. La guida ha un raggio interno pari a 5 cm e uno esterno pari a 6 cm. Gli spuntoni cilindrici della guida hanno un raggio di 1 cm e una lunghezza pari a s , in modo da riempire lo spessore forato dei blocchi cui si agganciano. Possono anche essere ricoperti di vernice antiscivolo. Si riporta di seguito la vista 3D della guida anulare, della porta e del blocco tipo attorno alla porta :

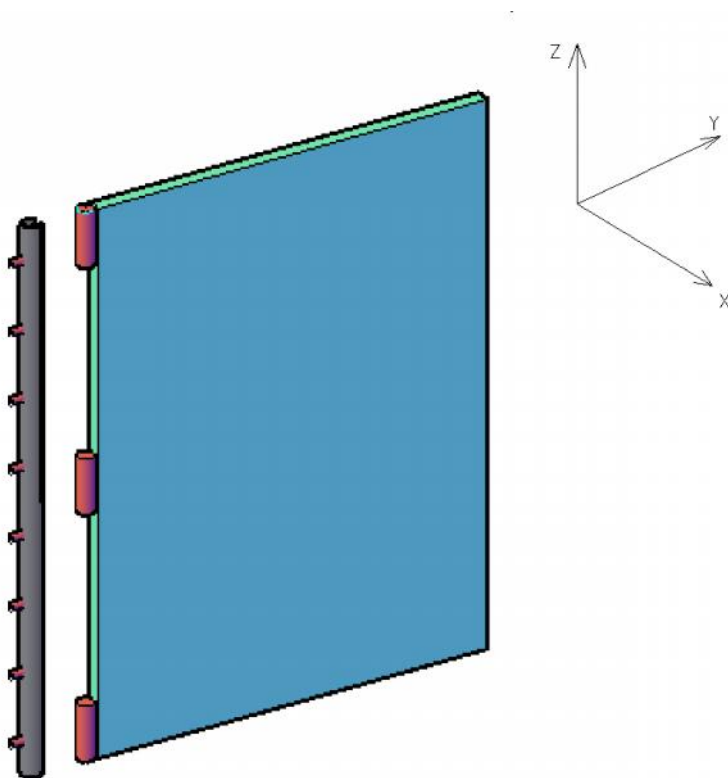


Figura 5. 48 Vista 3D della porta e della guida anulare

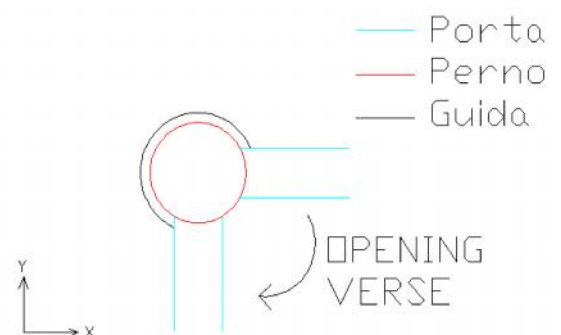


Figura 5. 49 Dettaglio della guida e della porta

I perni cilindrici sono complessivamente 3 : il primo parte dal bordo superiore della porta, il secondo parte dal bordo inferiore, e il terzo è centrato nel baricentro dello spigolo della porta. Gli spuntoni della guida invece sono disposti regolarmente rispetto al baricentro dello spigolo della porta. La loro disposizione è dettata dalla volontà di agganciare la guida a 4 blocchi alti 50 cm e quindi avere 2 perni per blocco. Per ogni blocco il primo perno sarà 12,5 cm sotto il bordo superiore del blocco, mentre il secondo sarà distante 12,5 cm dal bordo inferiore del blocco. Si riporta di seguito la divisione della sezione tipo (valida sia per la sezione iniziale che per quella finale) in blocchi utili a circondare la porta :

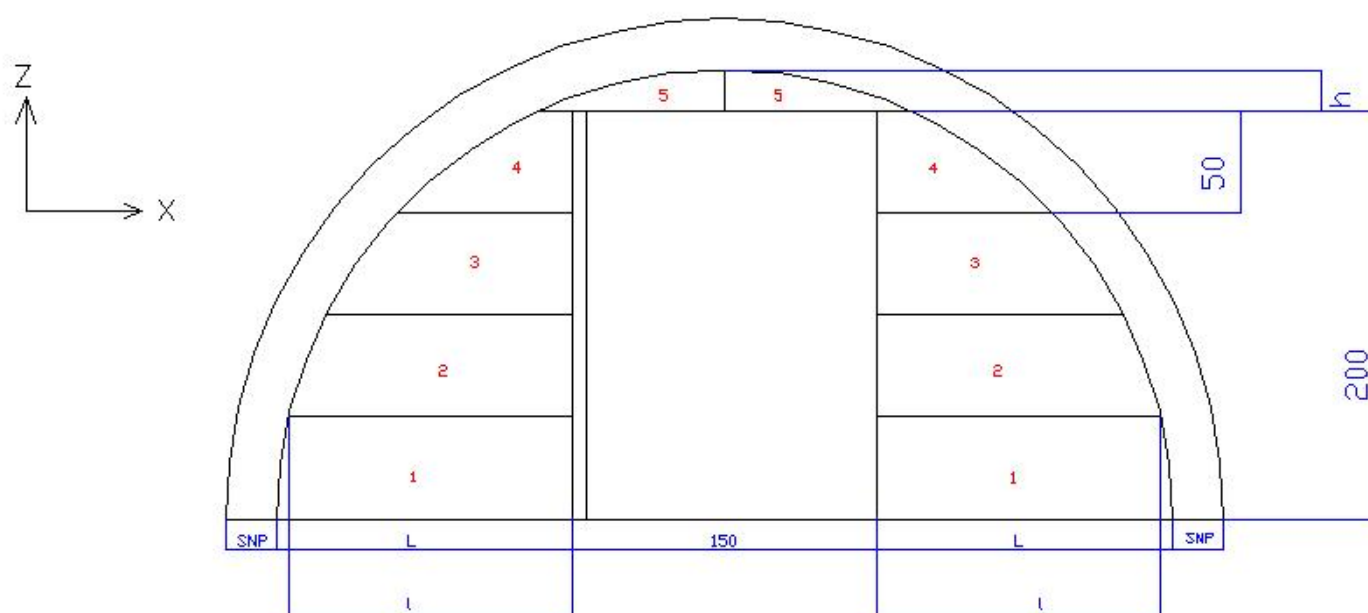


Figura 5.50 Vista frontale della sezione tipo per il dimensionamento dei blocchi circondanti la porta

Di seguito la tabella con le dimensioni dei blocchi :

Tabella 5.26 Dimensioni dei blocchi circondanti la porta

Sezione	Blocco	L[cm]	l[cm]	h[cm]
1	1	145	139	50
1	2	139	121	50
1	3	121	86	50
1	4	86	17	50
1	5	92	0	20
2	1	170	165	50
2	2	165	149	50
2	3	149	119	50
2	4	119	67	50
2	5	142	0	45

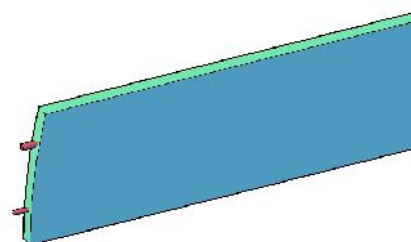


Figura 5.51 Vista 3D del blocco tipo circondante la porta

5.10 Progetto della pavimentazione

L'ultimo aspetto da considerare nella struttura è il progetto della pavimentazione. L'obiettivo è quello di realizzare un pavimento che sia sollevato dal terreno in modo tale da consentire il passaggio di tutti i materiali pertinenti l'aspetto impiantistico ed eventualmente realizzare anche un sistema di isolamento della struttura dal terreno. Per tale motivo si predispone la disposizione di blocchi d'appoggio in PMMA ai quali vengono vincolati i pannelli che formano il pavimento. Il pavimento, inoltre, non deve risultare troppo alto: infatti, all'apertura della porta d'ingresso, il pavimento deve essere raggiungibile con una semplice alzata che, teoricamente, potrebbe essere quella tipica dei gradini di una scala. Ipotizziamo, ad esempio, che il pavimento sia alto 15 cm rispetto al terreno e che abbia uno spessore di 3 cm. Questo consente il passaggio di tutti i sistemi di impianto, e comporta che i blocchi d'appoggio siano alti 15 cm. Il pavimento viene realizzato mediante pannelli di Legno Massiccio, con orditura delle fibre parallela alla direzione X in cui si immagina di assumere le luci maggiori per i singoli pannelli. Si decide di dividere il pavimento in 3 pannelli e di modellare quello di dimensioni maggiori. Inoltre, per le dimensioni della struttura in esame e per garantire una riduzione delle luci, si decide di predisporre un totale di 21 blocchi. Di seguito viene riportata la divisione del pavimento in pannelli:

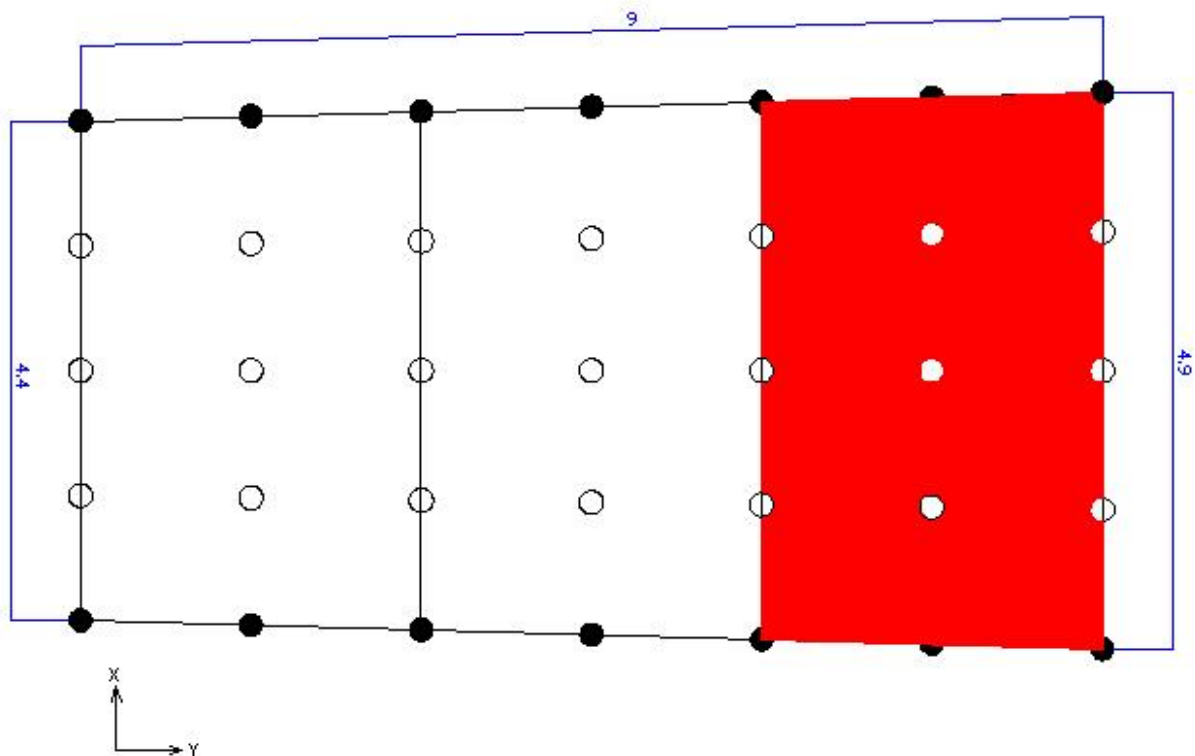


Figura 5. 52 Divisione del pavimento della struttura in pannelli

Come si osserva dalla figura il pavimento viene diviso in 3 parti in direzione Y. Questo vuol dire che il pannello più grande ,quello in rosso, avrà le seguenti dimensioni :

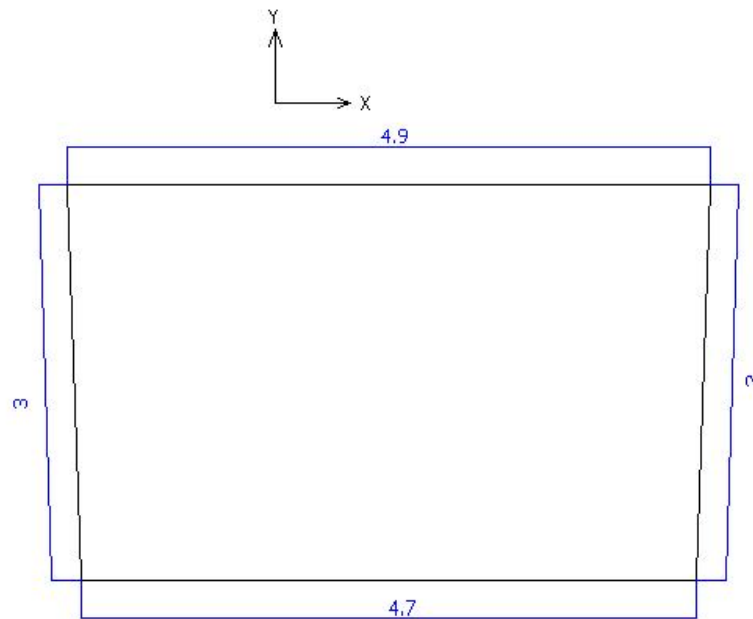


Figura 5. 53 Pannello di dimensioni maggiori

Si vuole precisare che il pannello è stato dimensionato per tutta la superficie interna compresa tra le circonferenze di sezione 1 e 2. In realtà le dimensioni reali del pannello andrebbero decrementate in direzione Y dello spessore delle porte. Si è voluto comunque progettare l'intero pannello perché può capitare che dall'assemblaggio di più moduli, se ci si trova in corrispondenza di un modulo interno della struttura finale, allora il pavimento coinciderà con tutta la superficie interna. Nella piantina relativa alla divisione dei pannelli vengono evidenziati i baricentri dei blocchi mediante dei cerchi. Come è possibile notare vengono distinti i cerchi neri (blocchi esterni) da quelli bianchi (blocchi interni) perché cambiano le condizioni di vincolo tra pannello e blocco. L'idea infatti è che i pannelli vengano ancorati ai blocchi tramite degli spuntoni cilindrici di raggio 1 cm e lunghezza di 3 cm. In questo caso però, essendo i pannelli in legno, gli spuntoni saranno sulle facce dei blocchi e i fori saranno realizzati nei pannelli. La distinzione tra i blocchi esterni e quelli interni riguarda la disposizione degli spuntoni : nei blocchi esterni gli spuntoni sono orizzontali, in quanto il pannello va ad ancorarsi a un blocco con cui è a contatto tramite la sua parete laterale; nei blocchi interni, invece, gli spuntoni sono verticali, in quanto il pannello appoggia sul blocco con la sua parete inferiore. I blocchi invece vengono ipotizzati dei parallelepipedi cavi con lato in sezione di 60 cm, altezza di 15 cm e spessore delle pareti di 0.5 cm. Per facilità di

comprensione, si riportano di seguito le viste dei due tipi di vincolo non pertinenti l'intero pannello bensì una parte di esso con lunghezza in Y di 1.5 m e in X di 1.205 m:

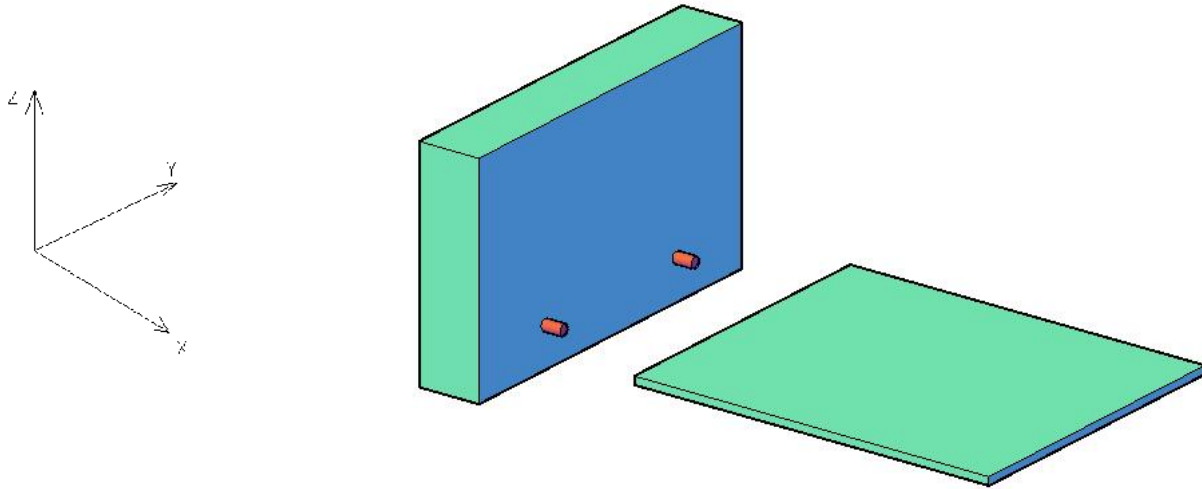


Figura 5. 54 Schema di vincolo per i blocchi esterni

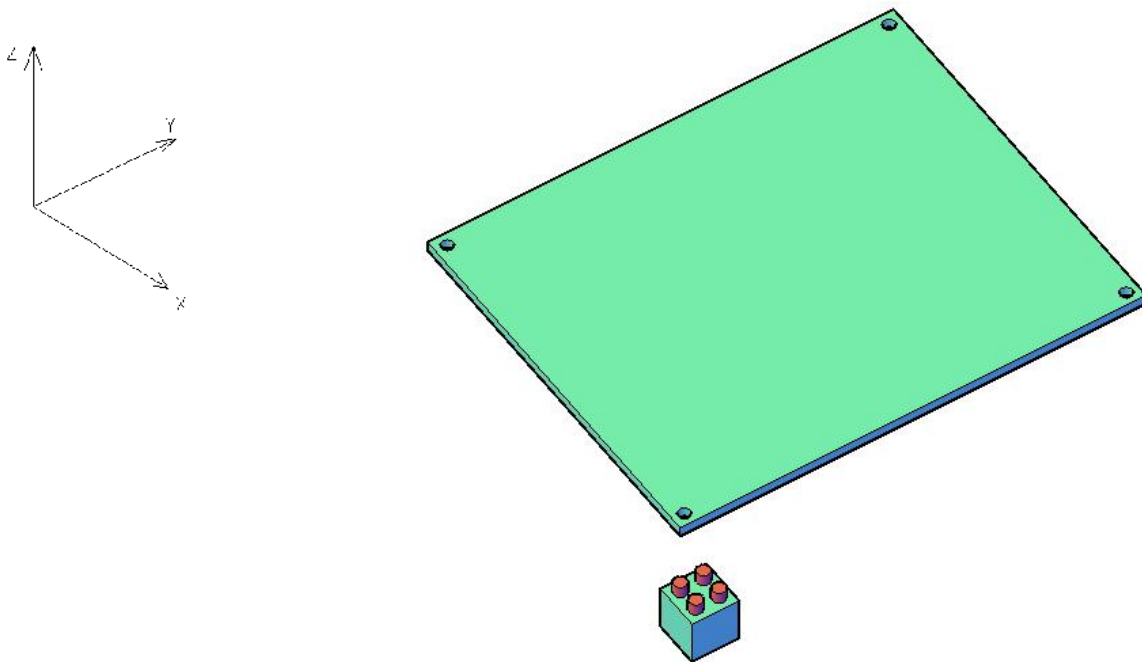


Figura 5. 55 Schema di vincolo per i blocchi interni

Dal punto di vista delle prestazioni è facile immaginare quali siano i vincoli da verificare. Essendo il pavimento soggetto all'azione del peso proprio e dei carichi variabili, il suo comportamento è unicamente flessionale. Questo fa sì che gli spuntoni dei blocchi esterni siano soggetti ad azione di taglio e che quelli dei blocchi interni siano soggetti a

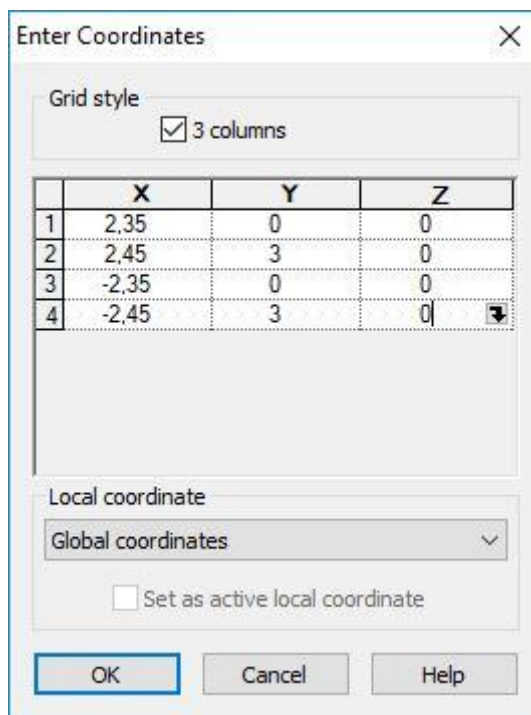
compressione. Ciò comporta che, una volta eseguite le analisi, si proceda a dimensionare la reazione data dal blocco utile a verificare dal punto di vista tensionale e deformativo sia il blocco che il singolo spuntone. Inoltre sarà necessario anche valutare gli sforzi di taglio che nascono sul pannello per ottenere le tensioni tangenziali agenti sugli spuntoni orizzontali.

Creazione del modello

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sul pavimento viene effettuato tramite la generazione di un modello su Lusas. In particolare si procede alla simulazione di carico sul pannello di dimensioni maggiori con le opportune condizioni vincolari. I carichi agenti sono il peso proprio e i carichi variabili. Si procede alla definizione di tutti gli aspetti legati al modello.

Definizione della geometria

La geometria da riprodurre è quella del pannello di dimensioni maggiori. Di conseguenza si procede inserendo i punti per coordinate e creando la superficie che li unisca. Di seguito una schermata relativa all'inserimento dei punti :



Enter Coordinates

Grid style

☒ 3 columns

	X	Y	Z
1	2,35	0	0
2	2,45	3	0
3	-2,35	0	0
4	-2,45	3	0

Local coordinate

Global coordinates

☐ Set as active local coordinate

OK Cancel Help

Figura 5. 56 Inserimento dei vertici del pannello

Per definire in maniera opportuna le aree di vincolo che simulano i blocchi, il pannello viene diviso in 10 parti in Y e 16 in X.

Definizione della Mesh

Viene definita una Mesh Thin shell con elementi Quadrilateri con ordine di interpolazione Lineare, caratterizzata da 1 divisione in X e 1 in Y per ogni elemento in cui è stato diviso il pavimento.

Definizione dello spessore

Come ipotizzato viene attribuito uno spessore alla superficie pari a 3 cm.

Definizione del materiale

I pannelli del pavimento sono fatti di Legno Massiccio di conifera. In base alle analisi svolte risulta necessario assumere la classe C35, di cui vengono di seguito riportate tutte le caratteristiche meccaniche :

Resistenze [MPa]

- flessione $f_{m,k}$ 35
- trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$ 21
- trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,k}$ 0.6
- compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$ 25
- compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,k}$ 2.8
- taglio $f_{v,k}$ 3.4

Modulo elastico [GPa]

- modulo elastico medio parallelo alle fibre $E_{0,mean}$ 13
- modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre $E_{0,05}$ 8.7
- modulo elastico medio perpendicolare alle fibre $E_{90,mean}$ 0.43
- modulo di taglio medio G_{mean} 0.81

Massa volumica [Kg/m³]

- massa volumica caratteristica ρ_k 400
- massa volumica media ρ_m 480

Essendo in fase di progetto, tutti i valori delle resistenze vanno corretti con i coefficienti di sicurezza. Secondo l'NTC 2018 si seguono le seguenti definizioni :

- Durata del carico Permanente par.4.4.4
- Classe di servizio 1 par.4.4.5
- Resistenze di progetto : $X_d = \frac{K_{mod} * X_k}{\gamma_M}$ par.4.4.6
- $\gamma_M = 1.5$ tab.4.4.III
- $K_{mod} = 0.6$ tab.4.4.IV

La definizione del material su Lusas viene effettuata definendo un materiale Ortotropo con modello Sheet. I parametri richiesti risultano essere :

- Modulo elastico in direzione X $E_{0,mean}$
- Modulo elastico in direzione Y $E_{90,mean}$

-Coefficiente di Poisson XY ,che per il legno massiccio di conifera è pari a 0.35

-Angolo di Ortotropia 0

-Densità di massa ρ_m

Di seguito la schermata di definizione del materiale su Lusas :

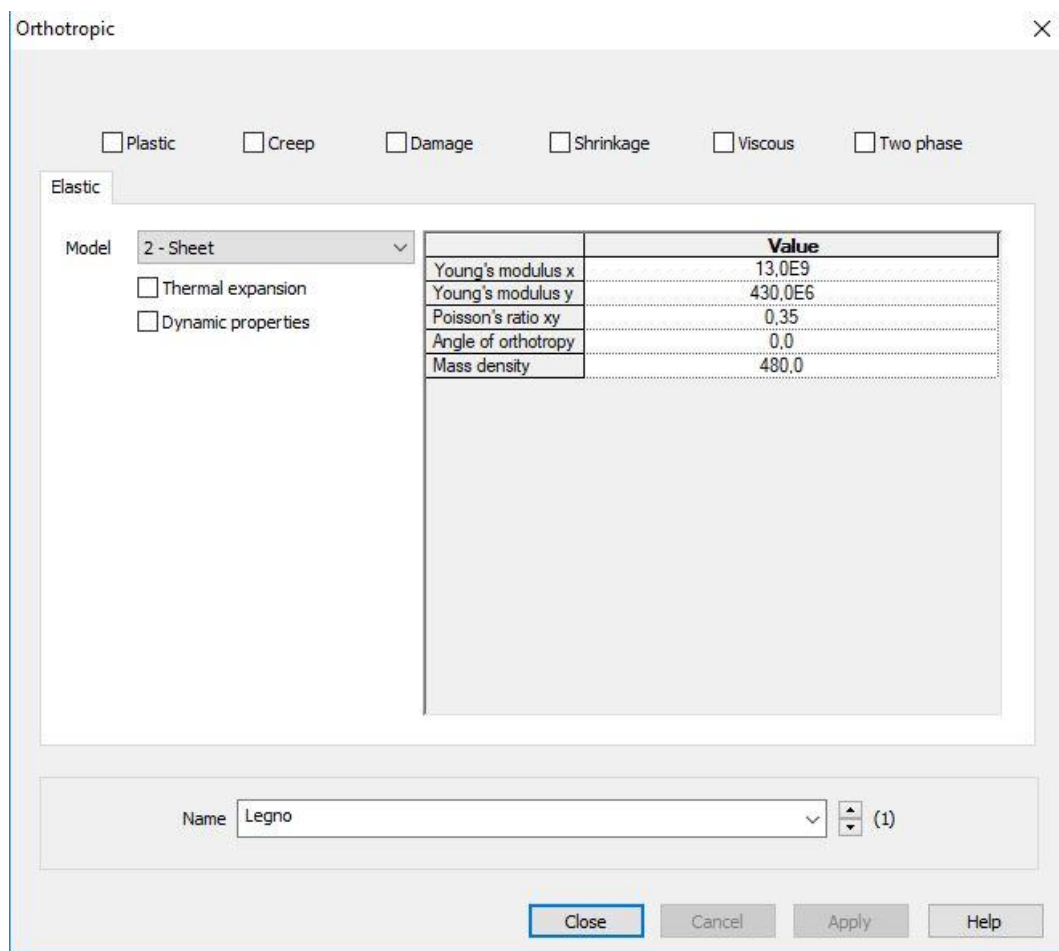


Figura 5. 57 Schermata di definizione del materiale

Definizione dei vincoli

I vincoli impiegati nel modello sono di due tipi:

- Lungo i bordi laterali del pavimento viene impedita ogni traslazione e consentita ogni rotazione, per simulare l'effetto degli spuntoni orizzontali e la presenza dei blocchi del guscio
- In corrispondenza delle facce dei blocchi viene inserito un vincolo utile a impedire la traslazione in Z

Definizione dei carichi

I carichi agenti sul pannello sono :

- Peso proprio : applicato al modello mediante il comando Gravity
- Carichi variabili : sono i carichi di strutture temporanee applicate a piani e piattaforme pari a 1.5KN/m^2 , Secondo le indicazioni della norma UNI EN 13782 del 2015.

Vista completa del modello

Si riporta quindi di seguita una vista completa del modello :

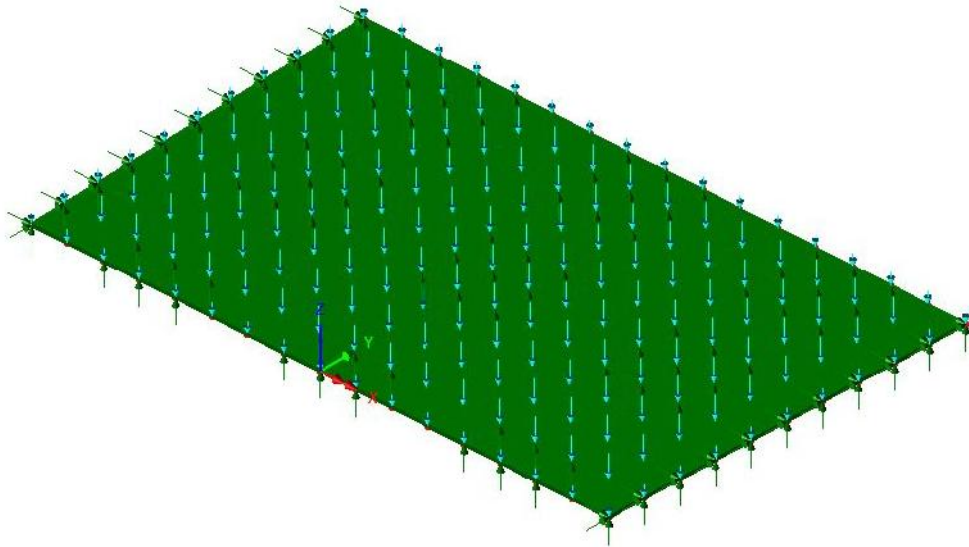


Figura 5. 58 Modello completo del pannello

Di seguito la schermata di attribuzione dei vincoli :

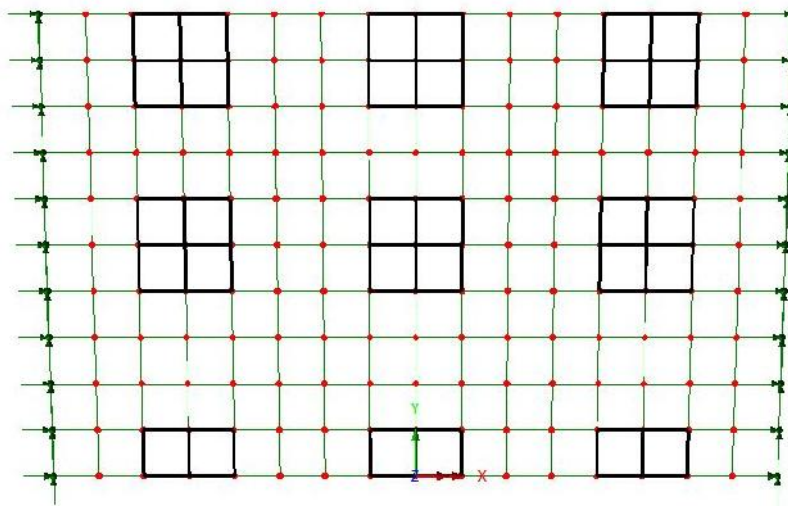


Figura 5. 59 Vista dall'alto di attribuzione dei vincoli

Risultati delle analisi

Una volta completato il modello ed effettuata l'analisi, i valori di sollecitazione più gravosi risultano essere :

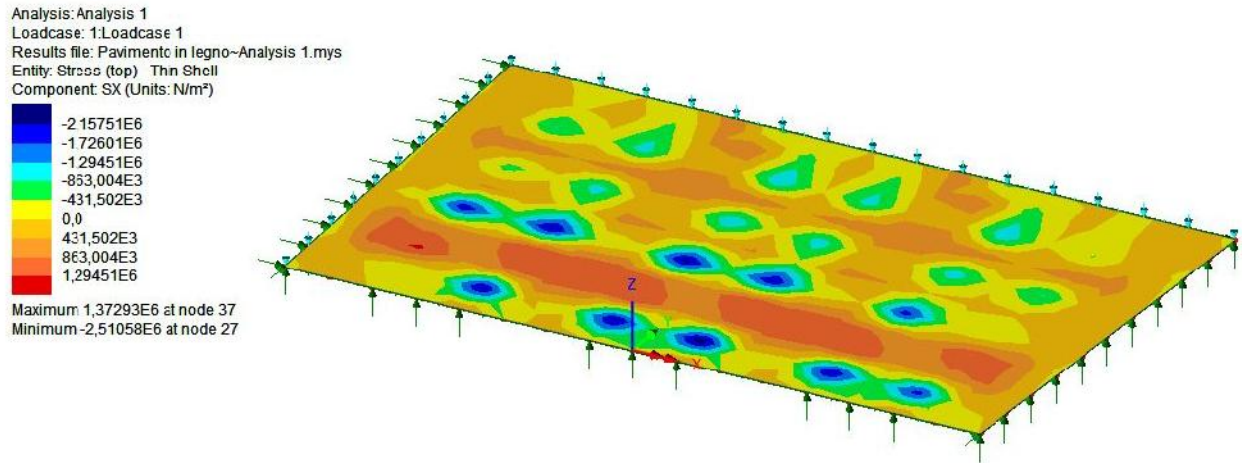


Figura 5. 60 Contour delle tensioni SX a estradosso del pannello (top)

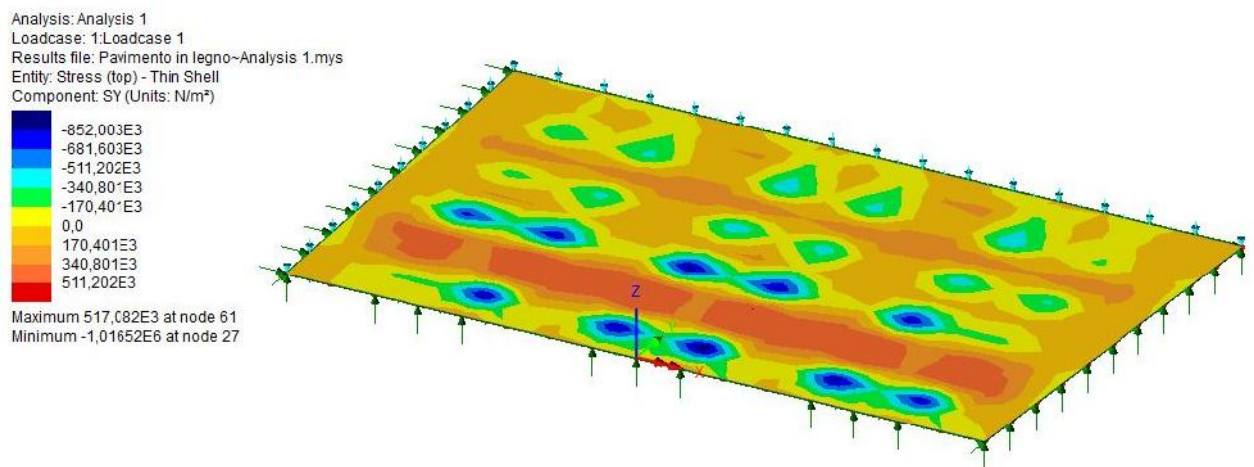


Figura 5. 61 Contour delle tensioni SY a estradosso del pannello (top)

Soluzione progettuale 2

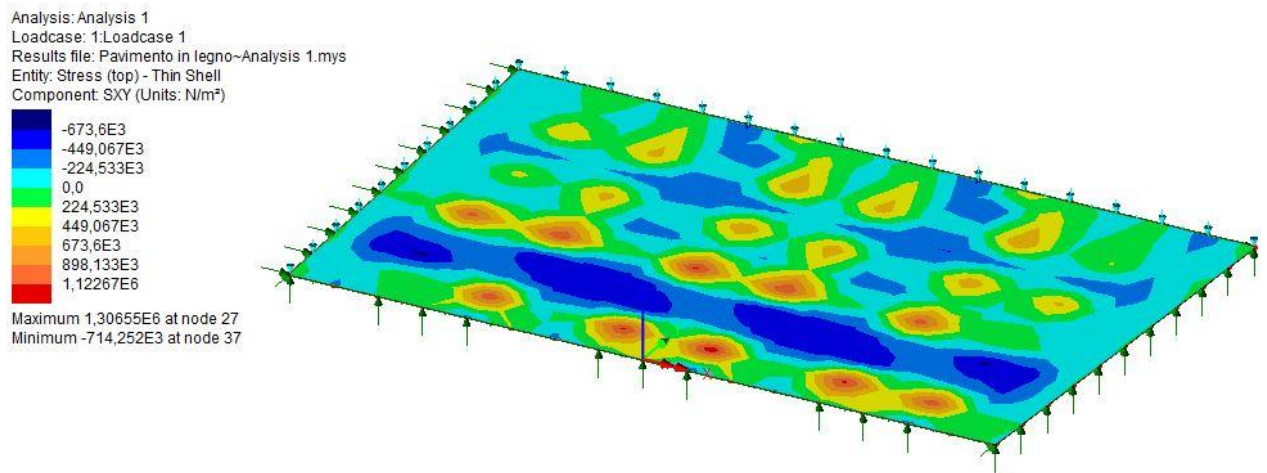


Figura 5. 62 Contour delle tensioni SXY a intradosso del pannello (bottom)

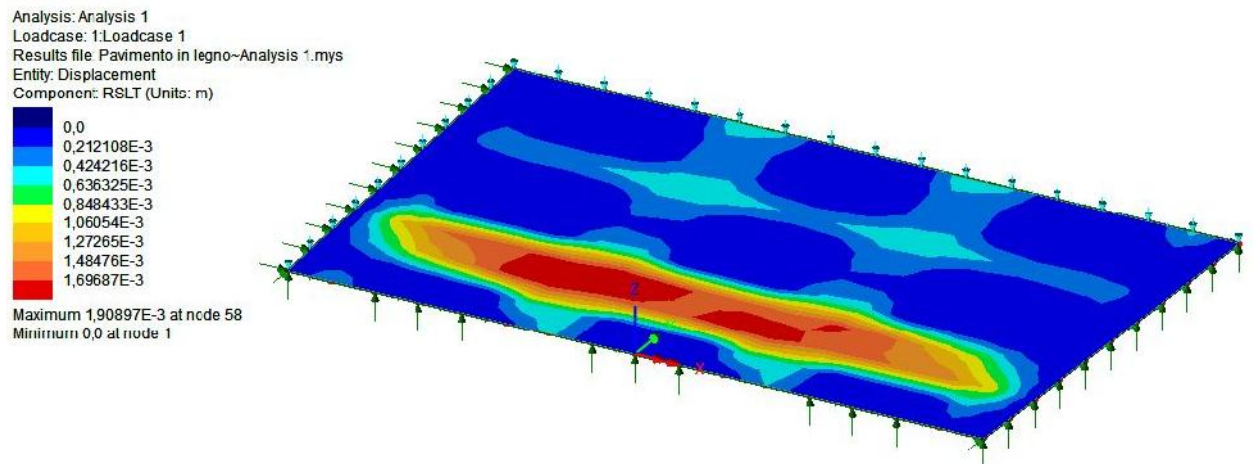


Figura 5. 63 Contour degli spostamenti DrsIt

Le indicazioni dell'NTC 2018 riguardo gli elementi in legno sono che la freccia massima debba essere minore a $L/200$, dove L è la luce dell'elemento. Nel nostro caso la luce minore è pari a 60 cm. Questo vuol dire che $L/200 = 0.3$ cm, ovvero 3 mm. Con un legno di classe C35 e spessore 3 cm si ritrova una freccia massima di 1.91 mm. Invece i valori delle sollecitazioni calcolati sono :

- $S_X \max = 2.51$ MPa

- $S_Y \max = 1$ MPa

- $S_{XY} \max = 1.31$ MPa

- $\Delta_{\max} = 1.91 \text{ E-3 m} < L/200$.

Una volta verificata la freccia si procede alle verifiche di resistenza.

Verifiche di resistenza

Le indicazioni della normativa riguardo le verifiche suggeriscono di sfruttare i valori dei moduli elastici medi nel calcolo delle deformazioni a breve termine. Nel nostro caso, trattandosi di una struttura temporanea, è sufficiente effettuare le verifiche a breve termine. Per tale motivo i moduli elastici inseriti nel modello sono proprio quelli medi. Per quanto riguarda le resistenze da impiegare nelle verifiche a breve termine, invece, l'NTC suggerisce di calcolare i valori di progetto a partire da quelli caratteristici. In particolare, data la configurazione di carico agente sul pannello in esame, le verifiche che vengono affrontate sono quella a "Flessione" e quella a "Taglio".

Calcolo delle resistenze di progetto

Come indicato dalla normativa viene sfruttata la formula al par. 4.4.6 per il calcolo delle resistenze di progetto. Di seguito la tabella con i dati :

Tabella 5. 27 Calcolo delle resistenze di progetto del legno

Resistenza	f_k [MPa]	γ_m	f_d [Mpa]
$f_{m,k}$	35	1.5	14
$f_{t,0,k}$	21	k_{mod}	8.4
$f_{t,90,k}$	0.6	0.6	0.24
$f_{c,0,k}$	25		10
$f_{c,90,k}$	2.8		1.12
$f_{v,k}$	3.4		1.36

Verifica a flessione

Le formulazioni previste dalla normativa per la verifica di resistenza a flessione sono le seguenti :

4.4.8.1.6 Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [4.4.5a]$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad [4.4.5b]$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di progetto massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione (vedi Fig. 4.4.1);

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di progetto a flessione (formula 4.4.1), determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_m , come definito al § 11.7.1.1.

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di stabilità per elementi inflessi (svergolamento o instabilità flesso-torsionale), come definita al § 4.4.8.2.1.

Figura 5. 64 Indicazioni della normativa sulla verifica a flessione

Come indicato dalla normativa è necessario definire le tensioni agenti per flessione e le resistenze. Nel caso in esame le tensioni agenti sono SX_{max} e SY_{max} , mentre le resistenze a flessione coincidono con $f_{m,d}$. Il valore di K_m sarà pari a 0.7 in quanto la sezione del pannello è rettangolare.

Di seguito la tabella coi dati e la verifica :

Tabella 5. 28 Verifica a flessione

$\sigma_{m,y,d}$ [MPa]	$\sigma_{m,z,d}$ [MPa]	Verifica 1
2.51	1	0.229285714
$f_{m,y,d}$ [MPa]	$f_{m,z,d}$ [MPa]	Verifica 2
14	14	0.196928571

Come si osserva i valori delle espressioni fornite dalla normativa sono molto minori di 1. Di conseguenza la verifica risulta superata.

Verifica a taglio

Le formulazioni previste dalla normativa per la verifica di resistenza a taglio sono le seguenti:

4.4.8.1.9 Taglio

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad [4.4.8]$$

dove:

τ_d è la massima tensione tangenziale di progetto, valutata secondo la teoria di Jourawski, considerando una larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di progetto a taglio (formula 4.4.1).

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

Figura 5. 65 Indicazioni della normativa sulla verifica a taglio

Nel caso della verifica a taglio i valori da inserire nella disequazione sono chiari : τ_d coincide con SXY_{max} , mentre $f_{v,d}$ è proprio la resistenza di progetto a taglio. Di seguito la verifica :

$$\tau_d = SXY_{max} = 1.31 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1.36 \text{ MPa}$$

Anche in questo caso la verifica risulta superata.

Verifica dei vincoli

L'ultimo aspetto da considerare nella progettazione del pannello in legno è la verifica dei vincoli. Ciò che bisogna valutare è che gli spuntoni cilindrici e i blocchi d'appoggio reggano gli sforzi portati dal pannello. Come anticipato, gli sforzi che agiscono sugli spuntoni orizzontali e su quelli verticali sono di natura differente. A causa del regime flessionale cui è soggetto il pannello, nascono degli sforzi di taglio paralleli all'asse Z. Questo vuol dire che lo sforzo di taglio genera delle tensioni tangenziali sugli spuntoni orizzontali dei blocchi esterni (dove agisce proprio come un taglio) e delle tensioni di compressione sugli spuntoni verticali (dove agisce come uno sforzo normale). Ovviamente i blocchi risultano esclusivamente soggetti a sforzo normale. Di seguito le verifiche dei tre tipi di vincolo.

Verifica degli spuntoni orizzontali

Per quanto riguarda gli spuntoni orizzontali viene generato un modello su Lusas che è identico a quello impiegato per creare gli spuntoni che facevano da vincolo blocco - blocco. L'unica differenza riguarda le dimensioni : gli spuntoni utili a collegare il pannello del pavimento ai blocchi del guscio presentano una sezione circolare di raggio 1 cm e una lunghezza di 3 cm. Il carico che viene applicato allo spuntone viene definito come segue :

-La massima reazione letta al bordo del pannello è circa $R = 134.7 \text{ N}$

-Quindi il carico distribuito su metà superficie dello spuntone risulta $q = R/\pi r L = 143 \text{ KN/m}^2$

Quindi applicando tale valore del carico allo spuntone si ritrovano i seguenti valori derivanti dall'analisi statica :

Tabella 5. 29 Risultati delle analisi

SEmax[MPa]	fyk[MPa]	Verifica
2.8	60	SI
EEmax[-]	Eyk[-]	Verifica
1.00E-03	4.40E-02	SI
Drslt,max[m]	Dz,max[m]	
3.10E-05	2.96E-05	

Come si osserva dalla tabella i valori tensionali e deformativi limite del PMMA non vengono superati e gli spostamenti sono assolutamente accettabili. Di conseguenza si ritiene la verifica soddisfatta. Ovviamente gli spuntoni orizzontali saranno rivestiti di vernice antiscivolo per incrementare la componente attritiva.

Verifica degli spuntoni verticali

La verifica degli spuntoni verticali è quella di un elemento compresso. Per la verifica degli spuntoni del blocco è sufficiente leggere i valori di Reaction Stress P_z dal modello. Ogni spuntone del blocco sarà quindi soggetto all'azione di una forza pari a 1/4 del prodotto della Reaction Stress P_z per l'area della sezione del blocco. E' opportuno quindi verificare lo spuntone dal punto di vista tensionale e deformativo. Di seguito gli step di calcolo :

-E' noto il valore della Reaction Stress massima agente $P_z = 10 \text{ KN/m}^2$

-La reazione complessiva agente sarà quindi $R = P_z * 0.6 * 0.6 = 3.6 \text{ KN}$

-La reazione che grava su uno spuntone è $R/4 = 0.9 \text{ KN}$

-La sezione circolare dello spuntone con raggio di 1 cm risulta pari a $A = \pi r^2 = 3.14E - 4 \text{ m}^2$

-Quindi la tensione agente sullo spuntone è $\sigma = R/A = 2.87 \text{ MPa}$ che risulta quindi inferiore a $f_{yk} = 60 \text{ MPa}$

-La deformazione presente sullo spuntone risulta essere $\varepsilon = \sigma/E(\text{PMMA}) = 1.15E - 3$ che risulta inferiore a $\varepsilon_{yk} = 4.4E-2$.

Come appena dimostrato i valori di tensione e deformazione limite non vengono superati e quindi la verifica risulta positiva.

Verifica del blocco

A questo punto è necessario eseguire solo la verifica del blocco di appoggio. Il blocco viene ipotizzato come un parallelepipedo cavo con spessore delle pareti s di 0.5 cm. Si procede quindi alla verifica dal punto di vista tensionale e deformativo :

-Il blocco è soggetto a una forza agente pari a $R = 3.6 \text{ KN}$

-Il blocco è un parallelepipedo di lato 60 cm, quindi la sua sezione è :

$$A = A_{\text{pieno}} - A_{\text{vuoto}}$$

$$A_{\text{pieno}} = l * l = 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{vuoto}} = (l - 2s) * (l - 2s) = 0.3481 \text{ m}^2$$

$$A = A_{\text{pieno}} - A_{\text{vuoto}} = 0.0119 \text{ m}^2$$

-La tensione agente sul blocco risulta $\sigma = R/A = 0.3 \text{ MPa}$ e risulta quindi inferiore a $f_{yk} = 60 \text{ MPa}$

-La deformazione presente sul blocco risulta $\varepsilon = \sigma/E(\text{PMMA}) = 1.21E - 4$ che risulta inferiore a $\varepsilon_{yk} = 4.4E-2$.

Come appena dimostrato i valori di tensione e deformazione limite non vengono superati e quindi la verifica risulta positiva.

Riepilogo progettuale

In seguito alle verifiche svolte si può affermare che il pavimento realizzato in Legno Massiccio di conifera di classe C35, con uno spessore di 3 cm, sarà diviso in pannelli che poggiano su 21 blocchi a forma di parallelepipedo, con lato in sezione di 60 cm, altezza di 15 cm, cavi, con spessore delle pareti di 0.5 cm. Gli spuntoni cilindrici che caratterizzano il vincolo tra pannelli e blocco avranno una sezione circolare con raggio di 1 cm e una lunghezza di 3 cm. Saranno parte integrante delle pareti dei blocchi e quindi realizzati con il medesimo materiale che è il Polimetilmetacrilato.

5.11 Fasi costruttive della struttura

Si riporta di seguito un'immagine utile a cogliere le fasi costruttive del rifugio e l'elenco in ordine di esecuzione delle fasi :

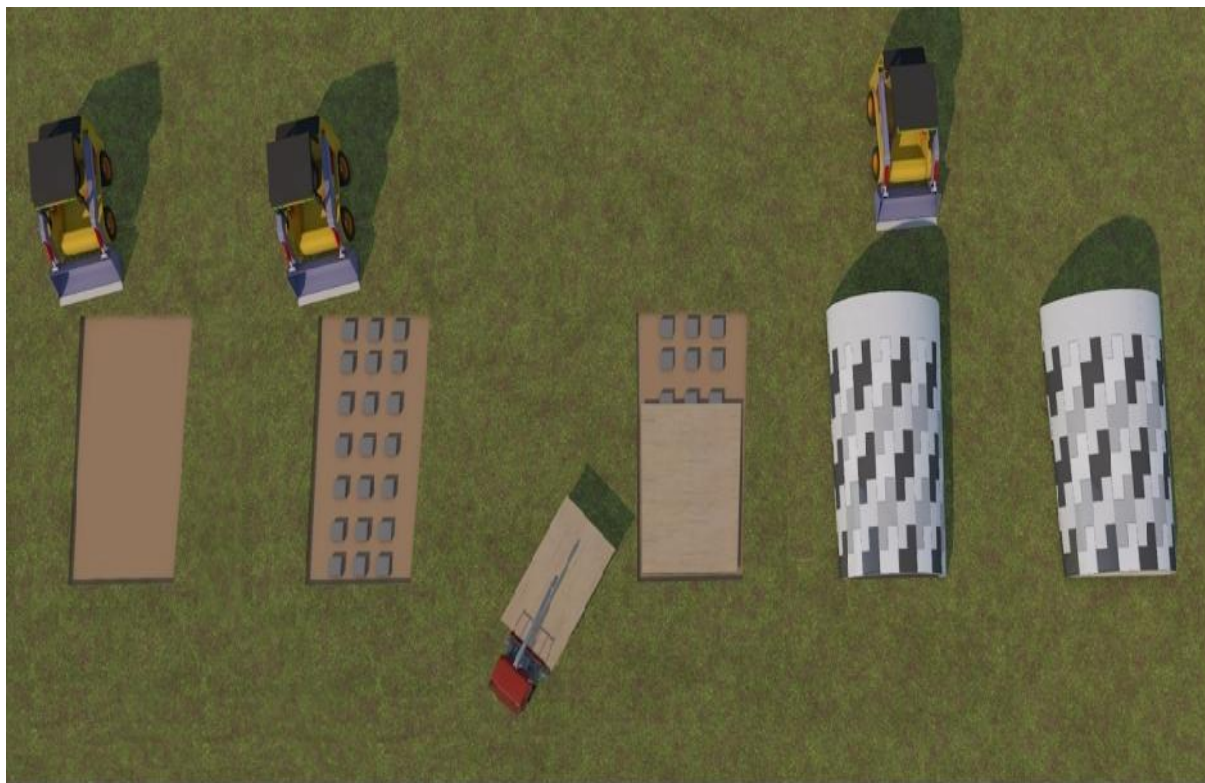


Figura 5. 66 Fasi costruttive del rifugio di emergenza

Fasi costruttive del rifugio di emergenza :

- 1) Delimitazione dell'area di impronta della struttura
- 2) Montaggio dei blocchi di appoggio del pavimento
- 3) Montaggio dei pannelli del pavimento
- 4) Montaggio dei blocchi del guscio
- 5) Montaggio del guscio

5.12 Valutazione del volume occupato per il Packaging

In questa fase si procede alla valutazione del volume di ingombro del Packaging della struttura. In particolare si procede con il calcolo del Packaging pertinente a ogni elemento strutturale valutando l'ingombro massimo ed estendendolo a tutti gli elementi dello stesso tipo. Questo ragionamento viene così svolto perché si immagina che elementi analoghi vengano trasportati nella stessa scatola. Di seguito i calcoli relativi ai singoli elementi strutturali.

Calcolo del Packaging del guscio

Il guscio strutturale è formato da un arco intero e da 45 blocchi. Si parte quindi con la valutazione dell'ingombro dell'arco che risulta molto semplice. Infatti, l'arco ha una larghezza e un'altezza di ingombro che sono quelle calcolate in corrispondenza del punto finale dell'arco stesso. Questo perché anche l'arco ha una sezione circolare variabile.

Di seguito gli step del calcolo per l'ingombro dell'arco :

-La lunghezza massima in direzione Y di ingombro dell'arco è 225 cm, ovvero 2.25 m

-L'angolo che descrive la variazione lineare tra la sezione iniziale e quella finale è così calcolato :

$$\alpha = \text{ARCTAN} \left(\frac{r' - r}{900} \right) = \text{ARCTAN} \left(\frac{270 - 245}{900} \right) = 1.6^\circ$$

-Quindi il raggio della circonferenza a 225 cm dalla sezione iniziale risulta pari a $r_i = r + 2.25 * \tan(\alpha) = 2.5 \text{ m}$

-Ciò vuol dire che la larghezza di ingombro dell'arco è $2 * r_i = 5 \text{ m}$, mentre l'altezza di ingombro è proprio r_i

-Quindi il volume di ingombro dell'arco risulta $V_{arco} = 2 * r_i * r_i * 2.25 \text{ m} = 28.1 \text{ m}^3$

Se però si vuole ottimizzare lo spazio di ingombro dell'arco, si può immaginare innanzitutto di produrne le due metà e poi agganciarle in sito. In questo modo, infatti, si ha un grande risparmio dal punto di vista del volume. Le due metà saranno accostate nel piano in maniera tale da minimizzare lo spazio di ingombro.

Si riporta di seguito un disegno utile al calcolo del nuovo volume :

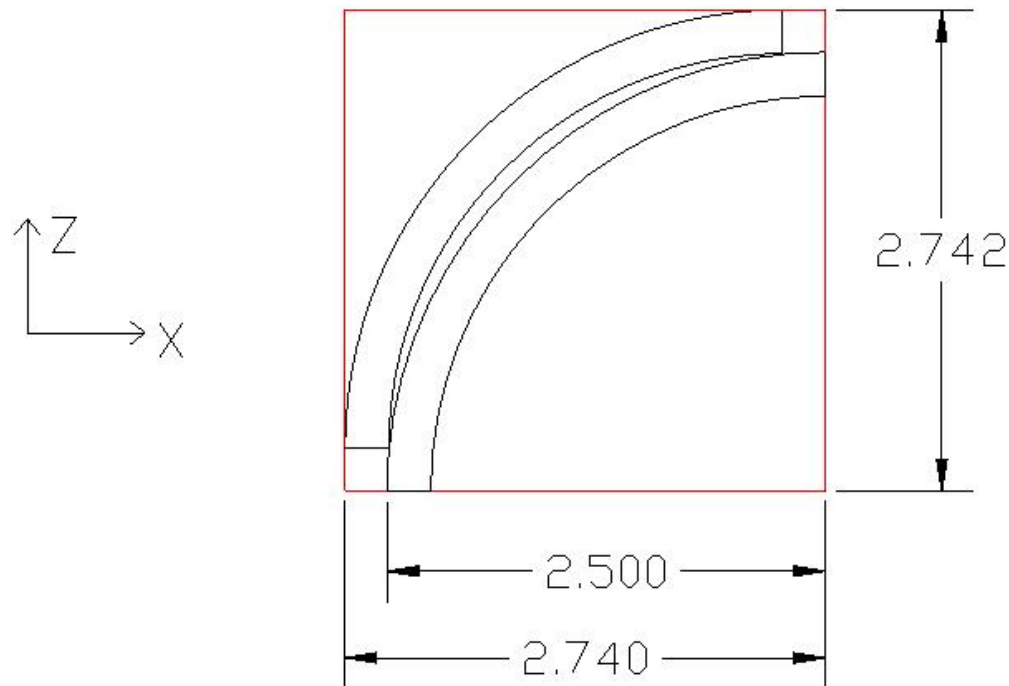


Figura 5. 67 Spazio di ingombro con soluzione dell'arco realizzato tramite le due metà

Sapendo quindi che la profondità dell'arco è 2.25 m, il nuovo volume di ingombro dell'arco risulta :

$$V_{arco} = 2.74 * 2.74 * 2.25 = 16.89 m^3$$

Come si osserva il volume di ingombro dell'arco è estremamente diminuito, quasi arrivando a dimezzarsi.

Per quanto riguarda il calcolo del volume di ingombro dei blocchi si fa riferimento alla figura relativa al blocco a Z. In particolare l'ingombro del blocco è valutato come l'ingombro della parete 1(la faccia esterna del blocco a forma di Z) moltiplicato per lo spessore della parete, moltiplicato per 6 e ancora moltiplicato per 9. Questo è dovuto al fatto che si immagina di impacchettare le pareti relative allo stesso tipo di blocco all'interno della stessa scatola. Quindi tutte le pareti saranno identiche e quella che in sezione ingombrerà di più sarà proprio quella esterna. Infatti sulla parete 1 vengono appoggiate poi tutte le altre pareti del singolo blocco (ogni blocco ha 6 pareti equivalenti) e così via per tutti i blocchi dello stesso tipo (in totale 9).Questo ragionamento viene ovviamente esteso ai blocchi di tipo 1, 2 ,3 e 4. In particolare l'ingombro superficiale della parete 1 sarà pari a 225 cm per 2 volte h'', in quanto risulta essere quella maggiore tra le dimensioni del blocco a causa della variazione di curvatura. Per quanto riguarda il blocco di tipo 5, l'ingombro viene calcolato come quello di

parete 1 (quindi $150 \text{ cm} * h'' * s$), moltiplicato per 6 (numero di pareti totali), moltiplicato ancora per 9 (numero dei blocchi). Di seguito le figura di riferimento dei blocchi e la tabella con il calcolo dei volumi :

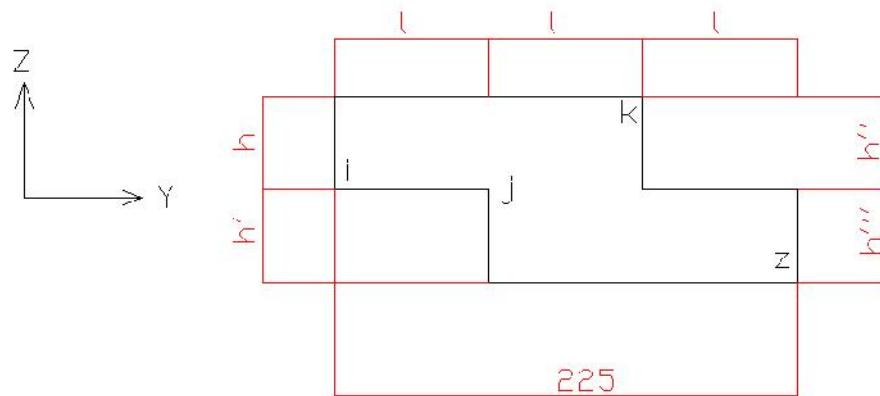


Figura 5. 68 Blocco tipo a Z dei Tipi 1, 2, 3 e 4

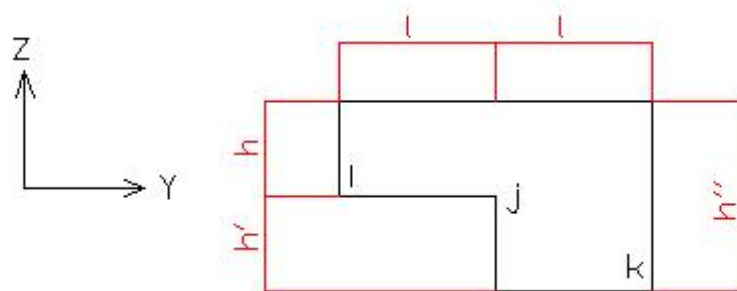


Figura 5. 69 Blocco tipo a L del Tipo 5

Tabella 5. 30 Calcolo del volume di ingombro dei blocchi

Tipo	Dim,Y[m]	h,finale[m]	Dim,Z[m]	Dim,X[m]	Vtipo[m3]
1	2.25	0.44578618	0.8915724	0.005	0.541630208
2	2.25	0.453058385	0.9061168	0.005	0.550465938
3	2.25	0.46033059	0.9206612	0.005	0.559301667
4	2.25	0.467602795	0.9352056	0.005	0.568137396
5	1.5	0.942477796	0.9424778	0.005	0.381703507
Totale					2.601238717

Quindi il volume di ingombro del guscio intero risulta $V_{guscio} = 16.89 + 2.6 = 19.5m^3$

Calcolo del Packaging dei blocchi di appoggio del pavimento

In questo caso il calcolo del volume di ingombro risulta immediato. La parete più ingombrante del blocco ha dimensione 60 cm x 60 cm. Questo vuol dire che le altre pareti saranno appoggiate sopra quella più ingombrante. Allora per il calcolo del volume di un singolo blocco è sufficiente valutare il volume della parete più grande, moltiplicarlo per lo spessore s di 0.5 cm, moltiplicarlo per 6 (numero delle pareti di un blocco) e per 21 (numero dei blocchi di appoggio). Di seguito gli step di calcolo :

-L'ingombro della parete più grande è $S_{parete} = 0.6 \times 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$

-Allora il volume di ingombro della singola parete sarà $V_{parete} = S_{parete} \times s = 1.8E-3 \text{ m}^3$

-Il volume di ingombro di un blocco risulta $V_{blocco} = V_{parete} \times 6 = 0.0108 \text{ m}^3$

-Il volume di tutti i blocchi di appoggio sarà $V_{tot} = V_{blocco} \times 21 = 0.23 \text{ m}^3$

Calcolo del Packaging del pavimento

Come progettato nel capitolo di pertinenza, il pavimento viene realizzato procedendo all'assemblaggio di 3 pannelli. In questo caso l'ingombro sarà quindi dato dalla superficie del pannello più grande, moltiplicata per lo spessore del pannello e ancora moltiplicata per 3. Questo perché si immagina che i pannelli più piccoli vengano appoggiati su quello più grande. Di seguito il calcolo :

-Il pannello di dimensioni maggiori è un trapezio isoscele con basi di 4.9 m e 4.7 m. L'altezza del trapezio invece è 3 m. Quindi l'area del pannello risulta $A = 14.4 \text{ m}^2$

-Il volume di ingombro del pannello risulta $V = A \times 3 \text{ cm} = 0.43 \text{ m}^3$

-Il volume di ingombro dell'intero pavimento quindi sarà $V_{tot} = 3V = 1.3 \text{ m}^3$

Calcolo del Packaging dei blocchi intorno alla porte e delle porte

Anche in questo caso si immagina che i blocchi utili a riempire la sezione 1 vengano trasportati nella stessa scatola impilati a partire dal pannello più grande e finendo con quello più piccolo, e i blocchi utili a riempire la sezione 2 vengano trasportati in un'altra scatola e impilati in maniera analoga. Sulla base di tale ragionamento il volume di ingombro di ogni scatola non sarà altro che la superficie del pannello di dimensioni maggiori, moltiplicata per lo spessore della parete di 0.5 cm, ancora moltiplicata per 6 (numero delle pareti) e ancora moltiplicato per il numero di blocchi che circondano la porta (ovvero 10 blocchi). Per poter comprendere la natura del calcolo è necessario far riferimento al paragrafo relativo alla "Porta". In particolare le dimensioni maggiori di ingombro della singola parete saranno il lato L del blocco $1 \times 50 \text{ cm} \times 0.5 \text{ cm}$. Il ragionamento risulta valido per entrambe le sezioni.

Di seguito la tabella con i dati :

Tabella 5. 31 Calcolo volume di ingombro dei blocchi circondanti la porta

Sezione	Dim, X[m]	Dim,z[m]	Dim,Y[m]	Vsez[m3]
1	1.45	0.5	0.005	0.2175
2	1.7	0.5	0.005	0.255
Totale				0.4725

Rimane soltanto da valutare il volume di ingombro delle porte. In questo caso il volume di ingombro è dato dal prodotto delle dimensioni della singola porta moltiplicando ancora per 2, ovvero :

$$V_{\text{porte}} = 1.5 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 2 = 0.3 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 0.47 + 0.3 = 0.77 \text{ m}^3$$

Calcolo del volume totale e confronto con Container

A questo punto è possibile valutare il volume totale di Packaging della struttura e confrontarlo con il volume di un container (con superficie simile a quella della nostra struttura) per poter valutare la bontà della scelta progettuale. Il volume totale, dato dalla somma dei volumi di ingombro dei vari elementi strutturali risulta :

$$V_{\text{totale}} = 19.5 + 0.23 + 1.3 + 0.77 = 21.8 \text{ m}^3$$

La superficie calpestabile della struttura in esame è un trapezio isoscele con basi di dimensioni 4.4 m, 4.9 m e altezza 9 m. Quindi l'area a disposizione risulta essere pari a 41.85 m^2 . Il modello di container più noto si chiama container ISO che ha delle dimensioni standard di 244 cm di larghezza, 259 cm di altezza e dai 610 ai 1220 cm di lunghezza. Questo vuol dire che considerando la lunghezza maggiore la superficie a disposizione risulta pari a 29.8 m^2 , comunque molto inferiore alla superficie offerta dalla nostra struttura. Se invece si immagina che il container abbia superficie pari a quella della nostra struttura e altezza di 259 cm, allora il volume complessivo di ingombro risulta pari a 108.4 m^3 . Quindi il rapporto tra il volume occupato dal container e quello della struttura a guscio è pari a 4.97. Questo vuol dire che se un tir è in grado di portare un container per volta, lo stesso tir sarà capace di portare 5 delle nostre strutture. Ciò si traduce in un enorme risparmio nei costi di trasporto, nei tempi di trasporto e soddisfacimento delle esigenze post catastrofe e in un enorme risparmio nella produzione di CO₂. Infatti, con un solo viaggio, si sta assicurando la presenza di 5 strutture contro 1 solo container, ciascuna con una superficie a disposizione superiore a quella del container più comunemente utilizzato. Inoltre, per avere un'idea del risparmio associato alla produzione di CO₂ è sufficiente fare un confronto tra i pesi delle due soluzioni.

5.13 Valutazione del costo della struttura

La parte iniziale di questo studio prevede un focus sul background delle strutture di emergenza esistenti. In particolare uno degli aspetti su cui si vuole puntare è il confronto dei costi. Per tale motivo si procede alla valutazione del costo della struttura e a una comparazione con le strutture già impiegate. Per la valutazione del costo è sufficiente conoscere il prezzo dei materiali costituenti e i volumi in gioco. In particolare si fa riferimento al costo del PMMA e del Legno Massiccio di conifera. Per la valutazione del costo al Kg del PMMA si fa riferimento al Listino prezzi della società Plaster Spa, produttrice di PMMA 100% riciclato e riciclabile.

Stima del costo del PMMA

Dal catalogo della società Plaster Spa è possibile rintracciare dei dati geometrici e di prezzo di alcuni pannelli in PMMA. In particolare, dovendo realizzare dei blocchi con pannelli di spessore 0.5 cm, si decide di far riferimento proprio ai pannelli con spessore di 5 mm. La superficie di tali pannelli è 3050 x 2030 mm, e il costo medio, che varia in funzione del colore, risulta 44.33 euro/m². Quindi il costo in euro del pannello risulta pari a 44.33 euro/m² per la superficie del pannello, ovvero 274.5 euro. A questo punto si procede al calcolo del volume del pannello e del peso : il volume del pannello risulta essere 30957.5 cm³. Quindi sapendo che il peso specifico del PMMA è 1.19E3 Kg/m³, il peso del pannello risulta essere 36.8 Kg. Quindi il costo del PMMA al Kg sarà pari a 7.5 euro/Kg.

Costo del guscio

Il guscio è una struttura a sezione circolare variabile linearmente. Per valutarne il costo è sufficiente calcolarne il peso. Di seguito gli step di calcolo :

-Il peso della struttura è stato precedentemente stimato per eccesso nel calcolo del peso proprio da applicare al modello. In particolare il peso totale della struttura risulta $P_{tot} = 1345.3 \text{ Kg}$

-Quindi il costo del solo guscio risulta $C_{guscio} = P_{tot} * 7.5 \text{ euro/Kg} = 10090 \text{ euro}$

Costo dei blocchi di appoggio per il pavimento

I blocchi di appoggio per il pavimento risultano essere 21 cubi cavi con spessore delle pareti s di 0.5 cm , lato l di 60 cm e altezza di 15 cm. Di seguito gli step per il calcolo :

-La sezione del blocco cavo risulta essere $A = 0.0119 \text{ m}^2$

-Il volume totale quindi sarà $V = A * l = 17.85 \text{ E-4 m}^3$

-Quindi il peso totale dei blocchi sarà $P_{blocchi} = V * 21 * 1.19 \text{ g/cm}^3 = 44.61 \text{ Kg}$

-Allora il costo totale dei blocchi risulta $C_{blocchi} = P_{blocchi} * 7.5 \text{ euro/Kg} = 335 \text{ euro}$

Costo dei blocchi circondanti la porta

I blocchi che circondano la porta hanno spessore di 5 cm, ovvero pari a quello della porta. Per calcolare il costo vengono effettuati i seguenti ragionamenti :

-La superficie occupata dai blocchi è quella del cerchio interno meno la superficie della porta.

Il discorso va applicato sia alla sezione iniziale che a quella finale, ovvero :

$$C_{interno,1} = \pi * r^2 / 2 = \pi * 2.2^2 / 2 = 7.6 \text{ m}^2$$

$$C_{interno,2} = \pi * r^2 / 2 = \pi * 2.45^2 / 2 = 9.43 \text{ m}^2$$

$$S_{blocchi,1} = C_{interno,1} - 1.5 * 2 = 4.6 \text{ m}^2$$

$$S_{blocchi,2} = C_{interno,2} - 1.5 * 2 = 6.43 \text{ m}^2$$

-Le pareti anteriore e posteriore dei blocchi hanno volume pari a :

$$V_{A,1} = V_{P,1} = S_{blocchi,1} * s = 0.023 \text{ m}^3 \quad V_{A,2} = V_{P,2} = S_{blocchi,2} * s = 0.032 \text{ m}^3$$

-La parete esterna dei blocchi invece ha volume dato dal prodotto della circonferenza interna per lo spessore della parete s per lo spessore del blocco di 5 cm, ovvero pari a :

$$V_{E,1} = C_{interna,1} * s * 5 \text{ cm} = \pi r_1 * 0.5 \text{ cm} * 5 \text{ cm} = 1.73 \text{ E} - 3 \text{ m}^3$$

$$V_{E,2} = C_{interna,2} * s * 5 \text{ cm} = \pi r_2 * 0.5 \text{ cm} * 5 \text{ cm} = 1.92 \text{ E} - 3 \text{ m}^3$$

-La parete interna dei blocchi ai lati della porta, invece, ha un volume totale dato dal numero di blocchi ai lati della porta per l'altezza di 50 cm per lo spessore della parete s per lo spessore del blocco di 5 cm, ovvero :

$$V_{IL,1} = V_{IL,2} = 8 * 50 \text{ cm} * s * 5 \text{ cm} = 1 \text{ E} - 3 \text{ m}^3$$

-La parete interna dei blocchi che stanno sopra la porta è data dal prodotto dell'altezza h del blocco di ogni sezione per lo spessore s della parete per lo spessore del blocco di 5 cm, tutto moltiplicato per 2 blocchi :

$$V_{IS,1} = 20 \text{ cm} * s * 5 \text{ cm} * 2 = 1 \text{ E} - 4 \text{ m}^3 \quad V_{IS,2} = 45 \text{ cm} * s * 5 \text{ cm} * 2 = 2.25 \text{ E} - 4 \text{ m}^3$$

-La parete inferiore dei blocchi può essere calcolata come la somma delle L (da blocco 1 a 5) x 5 cm x 0.5 cm x 2, ovvero : $V_{i,1} = 2.92 \text{ E} - 3 \text{ m}^3$ $V_{i,2} = 3.73 \text{ E} - 3 \text{ m}^3$

-La parete superiore dei blocchi può essere calcolata come la somma delle l (da blocco 1 a 5) x 5 cm x 0.5 cm x 2, ovvero : $V_{s,1} = 1.82 \text{ E} - 3 \text{ m}^3$ $V_{s,2} = 2.5 \text{ E} - 3 \text{ m}^3$

-Il volume totale occupato dai blocchi della sezione 1 risulta :

$$V_{tot,1} = V_{A,1} + V_{P,1} + V_{E,1} + V_{IL,1} + V_{IS,1} + V_{i,1} + V_{s,1} = 0.054 \text{ m}^3$$

-Il volume totale occupato dai blocchi della sezione 2 risulta :

$$V_{tot,2} = V_{A,2} + V_{P,2} + V_{E,2} + V_{IL,2} + V_{IS,2} + V_{i,2} + V_{s,2} = 0.073 \text{ m}^3$$

-Quindi il costo totale dei blocchi risulta :

$$C_{tot} = ((V_{tot,1} + V_{tot,2}) * 1.19 \text{ g/cm}^3) * 7.5 \text{ euro/Kg} = 1133 \text{ euro}$$

Costo della porta

La porta è un pannello alveolare di 1.5 m x 2 m x 5 cm. Il costo approssimativo di un pannello alveolare di 98 cm x 200 cm x 6 mm è 21.5 euro. Dovendo realizzare uno spessore di 5 cm è come se si sovrapponessero 10 pannelli. Di conseguenza il costo di una porta sarebbe pari a 215 euro, e quindi il costo di due porte sarebbe 430 euro.

Costo del pavimento in legno

Per calcolare il costo del pavimento è sufficiente conoscere il costo al m^3 e calcolare il volume del pavimento. Di seguito i calcoli :

-Il volume del pavimento è ottenuto moltiplicando la superficie occupata per lo spessore del pavimento, ovvero :

$$S = (4.4 \text{ m} + 4.9 \text{ m}) * 9 \text{ m} / 2 = 41.85 \text{ m}^2$$

$$V = S * 3 \text{ cm} = 1.3 \text{ m}^3$$

-Il prezzo medio tra tutti i tipi di legno è circa 500 euro / m^3 , quindi il costo del pavimento risulta :

$$C = V * 500 \text{ euro}/m^3 = 628 \text{ euro}$$

Costo totale della struttura e confronto con quelle esistenti

A questo punto è possibile ottenere il costo totale della struttura come somma dei costi dei vari elementi :

$$C_{tot} = 10090 + 335 + 1133 + 430 + 628 = 12616 \text{ euro}$$

Si procede adesso al confronto del costo della struttura progettata con quelle esistenti :

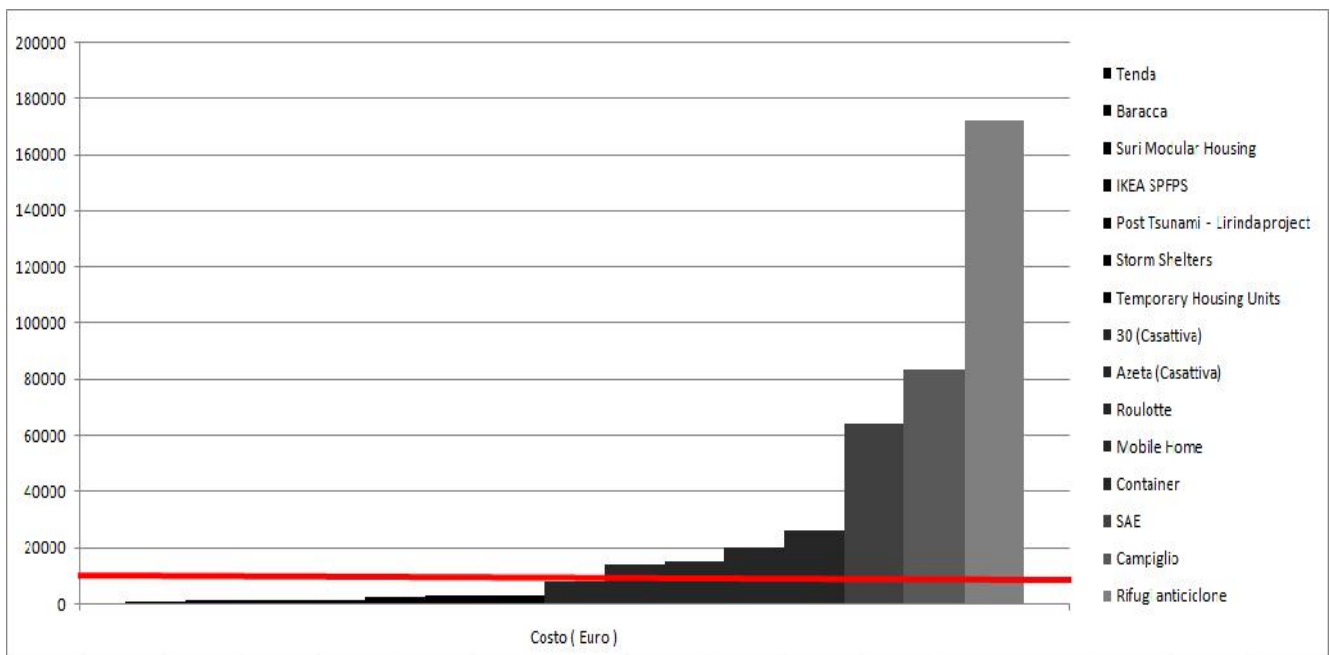


Figura 5. 70 Grafico comparativo dei costi delle strutture di emergenza esistenti ; la linea in rosso indica il costo dell' Emergency Shelter progettato

5.14 Valutazioni generali sulla struttura e criticità

All'inizio del lavoro erano stati stabiliti dei requisiti cui la struttura doveva sottostare. Quindi è opportuno, essendo nella fase conclusiva della progettazione, controllare se effettivamente tutte le proprietà richieste alla struttura siano soddisfatte. Come osservato nel capitolo precedente, relativo alla valutazione del costo, per quanto la struttura progettata non sia la più economica, essa è comunque in grado di reggere il confronto economico con le altre esistenti e allo stesso tempo garantire un sistema costruttivo e realizzativo innovativo e tecnologico. E' chiaro che la valutazione del costo sia stata effettuata solo valutando gli elementi strutturali considerati in questo studio. Nella valutazione complessiva bisognerà tener conto anche dei costi relativi all'arredo degli ambienti, all'installazione degli impianti elettrici e idraulici e al costo di trasporto. Si riportano di seguito gli obiettivi prefissati :

Tabella 5. 32 Caratteristiche di progetto della struttura

Leggerezza	Buon impatto estetico
Adattabilità	Accessibilità e servizi
Trasportabilità	Assenza di opere di fondazione
Immagazzinamento	Modularità
Montaggio in loco	Impacchettabilità della struttura
Facilità e rapidità di montaggio	Reimpiego e durabilità della struttura
Basso costo	Isolamento termico
Comfort elevato	Componibilità
Impiego abitativo esteso	Riciclabilità dei materiali
Personalizzabilità degli ambienti	Ecosostenibilità
Superficie estesa	

Come si osserva dalla tabella tutti i requisiti definiti in fase di Concept design del rifugio sono stati realmente soddisfatti. Infatti il sistema costruttivo reso il più possibile fruibile da persone comuni, la scelta di realizzare la struttura a blocchi cavi e la possibilità di costruirla con sistema autoportante dettato proprio dalla forma, sono state garanzie di soddisfacimento di tutti i 21 requisiti. Per tale motivo ci si può assolutamente ritenere soddisfatti del lavoro svolto. Inoltre è importante precisare che l'edificio così come è stato concepito rappresenta in realtà un modulo replicabile. Infatti se si ha la necessità di incrementare la superficie di utilizzo, volendo ad esempio costruire un ospedale o una scuola, è sufficiente realizzare moduli successivi che vengono allineati con le sezioni corrispondenti. In pratica per costruire e montare due moduli è sufficiente costruire il nuovo modulo seguendo il processo costruttivo del primo ma facendo attenzione a montarlo in verso opposto rispetto all'asse longitudinale, in modo tale che la sua sezione iniziale coincida con quella finale del modulo precedente. Questa possibilità è proprio garanzia della personalizzabilità, della modularità e dell'adattabilità richieste.

6. Conclusioni

Le strutture di emergenza rappresentano nel panorama mondiale un elemento di ricerca e sviluppo continuamente vivo. Le catastrofi naturali, infatti, saranno sempre una parte presente nella vita di ogni essere umano. Per tale motivo si è deciso di spendere del tempo e delle risorse in un progetto che preveda la realizzazione di una struttura che risulti eccellere sui difetti di quelle già esistenti e che sia al contempo competitiva dal punto di vista economico. Oltre infatti a garantire un sistema costruttivo e realizzativo innovativo dal punto di vista tecnologico, si è riusciti a creare una struttura architettonicamente accattivante ed ecosostenibile. Infatti il rifugio di emergenza è ideato per essere realizzato con plastica riciclata e per lavorare sempre in campo elastico. Questo vuol dire che tutte le sue componenti non subiscono deformazioni permanenti anche in condizioni di carico allo SLU, garantendo così un reimpiego teoricamente infinito del manufatto. Ciò che porrà fine alla sua utilizzabilità sarà, piuttosto, l'usura dovuta alle azioni ambientali. Risulta opportuno infatti procedere al rivestimento dei blocchi strutturali con delle sostanze in grado di garantire protezione della superficie. Per motivi di tempo e di esigenze progettuali questa parte viene rimandata a studi e ad analisi successive. Altro aspetto da non trascurare è la produzione di CO₂ : la leggerezza della struttura e il piccolo volume occupato dal packaging, consentono infatti di trasportare molti moduli strutturali contemporaneamente. Questo fa sì che se si immaginasse di trasportare un numero di moduli con peso complessivo pari a quello di un container, risulterebbe immediatamente chiaro il risparmio. Infatti è sufficiente pensare che un singolo tir riesca a portare un container per volta. Se si confronta il peso di un modulo (2165 Kg a stima) con il peso di un container (una volta assemblato può pesare anche 15.000 Kg), si comprende subito quale sia il risparmio in termini di trasporto e quindi la riduzione nella produzione di CO₂. Questi aspetti che caratterizzano la struttura la rendono quindi immediatamente appetibile al mercato.

Se, invece, si vuole pensare a questo lavoro come spunto per progettazioni successive, allora gli aspetti su cui si potrebbe maggiormente puntare sono legati all'ottimizzazione della forma. Infatti, per semplicità di progettazione e per la tipologia di lavoro svolto, si è puntato a generare una struttura che resistesse per forma, ma senza impiegare algoritmi di ottimizzazione. I lavori successivi potrebbero infatti mirare a ottimizzare la struttura per forma, cercando ad esempio di minimizzare il numero di blocchi, o il numero di tipi di blocco, o entrambi. Oppure si potrebbe indagare un'ottimizzazione strutturale utile a cercare quella forma che consenta di minimizzare il peso della struttura e ridurre quindi drasticamente

Conclusioni

i costi. E' chiaro quindi che i vantaggi derivanti da queste nuove strade esplorative sarebbero quelli di facilitare ulteriormente il processo costruttivo o rendere l'edificio ancora più competitivo dal punto di vista economico.



Figura 6. 1 Render della struttura completa chiusa

7. Bibliografia

- “Sistemi abitativi di permanenza temporanea” – Tiziana Firrone , Aracne Editrice, 2007
- Seyed Mojtaba Zebarjad, Seyed Abdolkarim Sajjadi, Tahere Ebrahimi Sdrabadi, Amir Yaghmaei, Behrooz Naderi , 2011 , “*A Study on Mechanical Properties of PMMA/Hydroxyapatite Nanocomposite* “, Engineering, Department of Materials Science and Metallurgical Engineering, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran
- ICAB,Valentina Bano
- Sheda tecnica, Sargom SRL
- RG GOMMA S.R.L.
- Gimás s.r.l.
- Airoidi metalli

8. Sitografia

- www.plastecomilano.com
- www.Ingegneri.info/strutture
- www.prefabbricatisulweb.it
- www.illegcaseinlegno.it
- www.inhabitat.com
- www.architetti.com
- www.mondodesign.it
- www.buildabroad.org
- www.upmprofi.com
- www.scame.com
- www.alluminiodiqualitya.it
- www.hobas.it
- www.apagroup.net
- www.borsodchem-pu.com
- www.plastix.it
- www.stiltexgroup.it
- www.epertutti.com
- www.educazionetecnica.dantect.it
- www.biblus.acca.it
- www.people.dicea.unifi.it
- www.handihelp.net
- www.zialuciaskateshop.com
- www.draco-edilizia.it
- www.icz.org.br
- www.leroyerlin.it
- www.legnamiverniciagenziaselmi.com

- www.safetydirectamerica.com
- www.amazon.it
- www.aikolon.fi
- www.tdpgalilei.altervista.org
- www.amazon.com
- www.pantecnica.it
- www.smartweek.it
- www.philstar.com
- www.costruirecorrettamente.org
- www.didattica.uniroma2.it
- www.mar-gom.it
- www.ariximballaggi.it
- www.gpintech.com
- www.mediatecsrl.it
- www.enzomartinelli.eu
- www.artedelrestauro.it
- www.policarbonato.online
- www.plasterspa.it
- www.beroad.it
- www.braces-supports.ready-online.com