



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

---

**Corso di Laurea Magistrale in INGEGNERIA CIVILE**

**CONCEZIONE E DIMENSIONAMENTO DI UNA PARETE DI CONTRASTO  
PER PROVE SPERIMENTALI DI STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI  
ORIZZONTALI STATICHE E DINAMICHE**

**CONCEPTUAL AND STATIC DESIGN OF A REACTION WALL FOR  
EXPERIMENTAL TESTS OF STRUCTURES SUBJECTED TO HORIZONTAL  
STATIC AND DYNAMIC ACTIONS**

**Relatore:** Chiar.mo

Prof. Ing. Fabrizio Gara

**Correlatori:** Chiar.ma/o

Prof.ssa Ing. Laura Ragni

Dott. Ing. Sandro Carbonari

**Tesi di Laurea di:**

Marco Giacomini

A.A. 2019/2020

## SOMMARIO

1	INTRODUZIONE.....	1
1.1	Generalità.....	1
1.2	Scopo della tesi.....	2
2	STRUTTURE DI CONTRASTO ESISTENTI.....	3
3	REQUISITI PRESTAZIONALI E DATI A BASE DELLA PROGETTAZIONE .....	6
3.1	Dati di base del progetto.....	6
3.2	Concezione strutturale .....	10
3.3	Scelta del materiale.....	11
4	SOLUZIONE RETICOLARE.....	13
5	SOLUZIONE AD ANIMA PIENA .....	23
5.1	Elemento strutturale di tipo piastra su cui è ancorato l'attuatore idraulico	23
5.2	Concezione schema strutturale .....	39
5.3	Modello strutturale N°1: modello base .....	40
5.3.1	Modellazione .....	52
5.3.2	Risultati della modellazione.....	55
5.3.3	Valutazioni .....	58
6	OTTIMIZZAZIONE DELLA SOLUZIONE AD ANIMA PIENA .....	60
6.1	Modello strutturale N°2: modello alleggerito.....	60
6.1.1	Tipo A .....	60
6.1.2	Tipo B .....	63
6.1.3	Tipo C .....	66
6.1.4	Tipo D.....	67

6.1.5	Valutazioni .....	68
6.2	Modello strutturale N°3 .....	69
6.2.1	Valutazioni .....	72
6.3	Modello strutturale N°4 .....	73
6.3.1	Valutazioni .....	75
6.4	Modello strutturale N°5: modello definitivo .....	76
6.4.1	Valutazioni .....	79
7	ASSEMBLEGGIO DELLA STRUTTURA .....	81
8	CONCLUSIONI .....	89
	APPENDICE .....	94

# CAPITOLO 1

## INTRODUZIONE

---

Il presente elaborato verte sulla progettazione preliminare di una parete di contrasto per la realizzazione di prove sperimentali su strutture, mock-up, o elementi strutturali soggetti ad azioni orizzontali sia statiche che dinamiche presso il laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura dell'Università Politecnica delle Marche.

### 1.1 GENERALITÀ

Lo studio trae origine dalla necessità di poter svolgere prove sperimentali su un ampio spettro di strutture o elementi strutturali finalizzate allo sviluppo di ricerche volte ad aumentare la conoscenza sul comportamento sismico delle strutture. Questa esigenza è molto sentita su tutto il territorio nazionale, provata negli ultimi decenni da diversi e importanti eventi sismici. Il Paese infatti è soggetto ad un elevato rischio sismico dovuto al contributo di tutti i tre fattori che concorrono a determinarlo: l'elevata pericolosità sismica di gran parte del territorio nazionale; l'elevata vulnerabilità dei tessuti urbani, specialmente quelli storici che non sono adatti a sopportare terremoti anche di bassa e media intensità; l'elevata esposizione connessa ad un'alta densità abitativa, al pregio storico-architettonico-culturale di molte costruzioni e all'elevato numero di costruzioni strategiche diffuse sul territorio.

L'analisi delle prestazioni sismiche delle strutture è difficilmente percorribile tramite prove strutturali in sito e risulta pertanto fondamentale la possibilità di svolgere prove su modelli strutturali in scala ridotta o su sottocomponenti strutturali soggetti ad azione sismica. Per questo motivo la presenza di laboratori attrezzati è essenziale per l'analisi del comportamento sismico delle strutture e per lo sviluppo di strategie mitigative. Le prove sperimentali inoltre possono consentire la validazione di modelli di calcolo e procedure di progetto.

Considerata l'importanza delle prove sperimentali, è stato redatto uno studio preliminare per la realizzazione di una parete di contrasto per prove di laboratorio, utile al contrasto di un attuatore idraulico che permette di applicare forze di tipo orizzontali per effettuare prove sia statiche che dinamiche.

La struttura permetterà l'esecuzione di test statici e dinamici utili ad indagare sperimentalmente la risposta di una struttura in scala o di un sottocomponente strutturale. Gli sforzi orizzontali da applicare al campione in esame vengono imposti tramite attuatori idraulici fissati alla parete di contrasto, mentre il campione da testare e la parete di contrasto sono vincolati al piastrone di base presente in laboratorio.

La parete di contrasto deve essere opportunamente dimensionata affinché possa "reagire" senza subire deformazioni anelastiche e senza presentare spostamenti eccessivi che rendano difficile l'interpretazione della prova stessa.

## 1.2 SCOPO DELLA TESI

Il tema principale affrontato in questa tesi è la concezione e il dimensionamento di una parete di contrasto tramite la quale poter effettuare prove sperimentali di strutture soggette ad azioni orizzontali statiche e dinamiche. Il punto di partenza del presente studio deriva dalla necessità di poter effettuare prove sperimentali su un ampio spettro di campioni, simulando forze di origine sismiche. L'obiettivo è quello di progettare una struttura che funga da contrasto per determinati valori di forze orizzontali e che sia il più versatile possibile. Durante il lavoro di tesi sono state concepite diverse alternative strutturali a partire dai requisiti fondamentali richiesti alla struttura. Una volta elaborate, le varie strutture sono state modellate utilizzando un codice di calcolo agli elementi finiti. Le strutture che rispondevano ai requisiti base hanno subito cicli di ottimizzazione, fino al raggiungimento della struttura definitiva.

Lo scopo della tesi è quello di confrontare le diverse soluzioni progettuali, andando ad individuare la struttura che, garantendo le prestazioni strutturali per la quale viene progettata, soddisfi gli obiettivi prefissati in termini di semplicità di realizzazione, ingombro ed economicità, funzionalità operativa e prestazioni strutturali.

## CAPITOLO 2

### STRUTTURE DI CONTRASTO ESISTENTI

---

La struttura di contrasto che si vuole ideare deve poter effettuare test statici e dinamici che consistono in una metodologia di prova sperimentale-numerica, condotti sempre con l'obiettivo di osservare sperimentalmente la risposta delle strutture.

La nascita di tali strutture nei Laboratori Universitari deriva dalla necessità di eseguire prove sperimentali su un ampio spettro di campioni, simulando le forze sismiche presenti in natura.

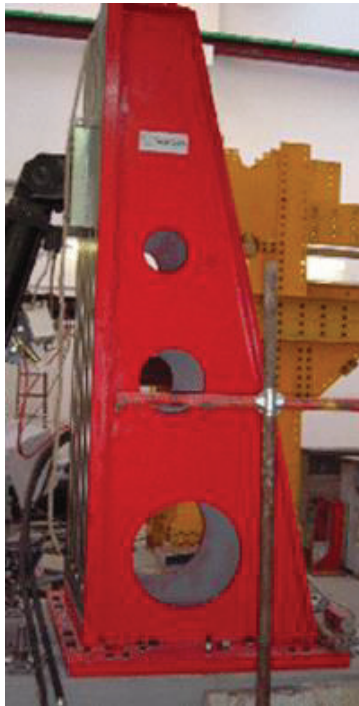
Per questo è nata ReLUIS, Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica e Strutturale. ReLUIS è un Consorzio interuniversitario che ha lo scopo di coordinare l'attività dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica e Strutturale, fornendo supporti scientifici, organizzativi, tecnici e finanziari alle Università consorziate e promuovendo la loro partecipazione alle attività scientifiche e di indirizzo tecnologico nel campo dell'Ingegneria Sismica e Strutturale in accordo con i programmi di ricerca nazionali ed internazionali in questo settore.

Il Consorzio si propone come interlocutore scientifico dei vari Organi del Governo Nazionale, delle Regioni, Province, Comuni e di Istituti pubblici e privati al fine di conseguire concreti obiettivi in ordine alla valutazione e alla riduzione della vulnerabilità e del rischio sismico, ed è tra i maggiori Centri di Competenza del Dipartimento della Protezione Civile.

Il Consorzio ha sede in Napoli, presso il Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'università Federico II e coinvolge anche altre università tra cui L'Università Politecnica Delle Marche.

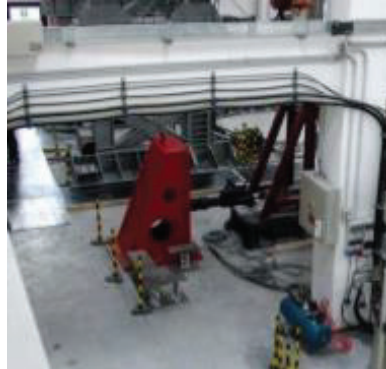
Alcuni dei laboratori universitari sono già provvisti di strutture di contrasto, mostrate in seguito:

- Università degli Studi di Napoli Federico II: il laboratorio presenta una parete di contrasto Italsigma, costituito da una mensola verticale in acciaio per prove a flessione su elementi verticali di grosse dimensioni (scala 1:2 o 1:1). La superficie utile di reazione ha dimensioni di 0,8x3,0 m<sup>2</sup> ed è dotata di scanalature a 'T' per il montaggio delle attrezzature di prova e di vincolo dei provini.



*Figura 1: Struttura di contrasto laboratorio dell'Università degli Studi di Napoli Federico II*

- Università degli Studi di Salerno: il laboratorio presente dispone di telai di contrasto a lastre saldate in acciaio per l'applicazione di azioni statiche e dinamiche, sia orizzontali che verticali su elementi strutturali in scala reale.



*Figura 2: Struttura di contrasto laboratorio dell'Università degli Studi di Salerno*

- Università degli Studi di Bologna: il laboratorio in questione presenta un sistema di contrasto per prove statiche e dinamiche orizzontali su elementi strutturali in scala reale costituito da un telaio in acciaio.



*Figura 3: Struttura di contrasto laboratorio dell'Università degli Studi di Bologna*



## CAPITOLO 3

# REQUISITI PRESTAZIONALI E DATI A BASE DELLA PROGETTAZIONE

### 3.1 DATI DI BASE DEL PROGETTO

Il laboratorio prove presente nel dipartimento di Ingegneria civile edile e architettura svolge attività sperimentali nell'ambito di progetti di ricerca. Tali attività riguardano prove su elementi o sottostrutture. Il Laboratorio è dotato di un piastrone rigido. Il piastrone di forma rettangolare di lati 8,06 m e 26,06 m presenta una superficie di circa 210 m<sup>2</sup> ed è dotato di carroponte con capacità fino a 25 tonnellate; esso ha uno spessore di circa 1,00 m, è accessibile dal sottostante basamento ed è caratterizzato da un sistema di ancoraggio mediante tirafondi alloggiati in cassette poste secondo una maglia con interasse 140 cm. La distanza tra i fori di ancoraggio del piastrone è un parametro fondamentale, poiché andranno a costituire la geometria del vincolo di base della struttura. Questo piastrone è prevalentemente destinato a prove statiche e dinamiche su elementi strutturali che possono essere vincolati ad esso.

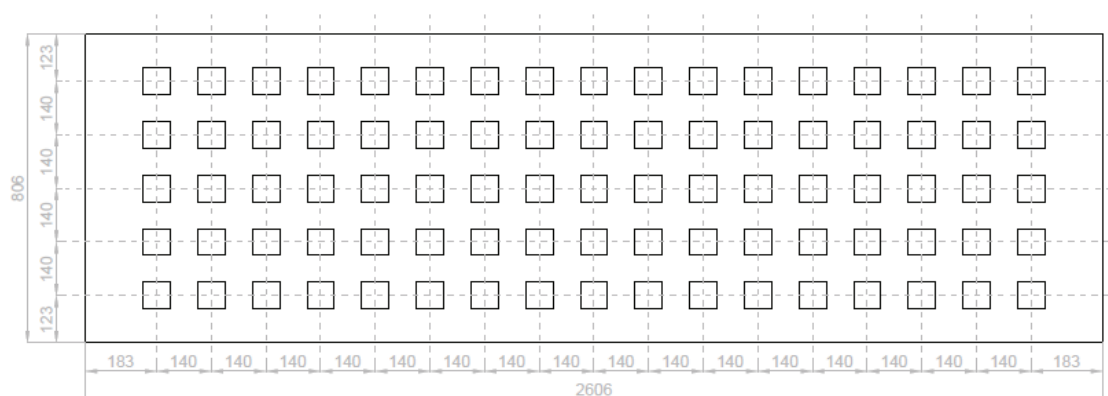
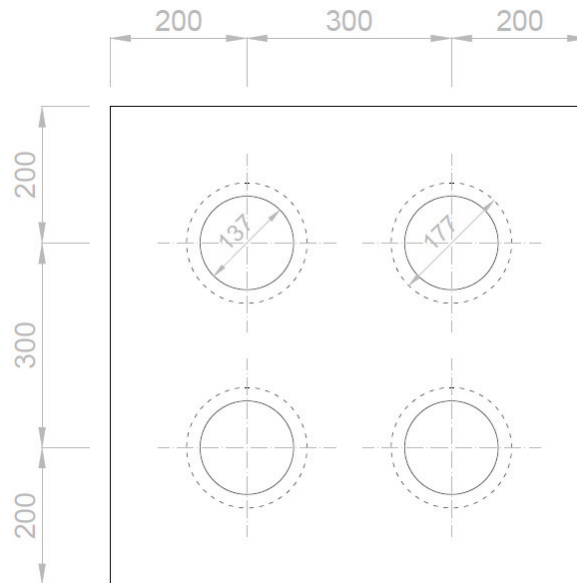


Figura 4: Pianta piastrone di base



*Figura 5: Sistema di ancoraggio piastrone di base*

Per effettuare le prove è presente una centrale di potenza idraulica per alimentare gli attuatori e un sistema di acquisizione dati da installare sulla struttura da testare al fine di registrare la risposta ai carichi impartiti.

L'attuatore è un pistone ad azionamento idraulico che può estendersi o ritrarsi (a doppia azione). L'attuatore imprime uno spostamento o una forza a una struttura di test, può essere montato su un'ampia varietà di attrezzature e assiemi. Nei sistemi di test a componenti solitamente un'estremità dell'attuatore è collegata ad un telaio di test personalizzato e l'altra estremità è collegata a un campione. Può applicare potenza in tensione e compressione (a doppia terminazione). Il movimento dell'asta del pistone dell'attuatore viene azionato fornendo fluido idraulico ad alta pressione a un lato del pistone dell'attuatore e aprendo l'altro lato verso un condotto di ritorno. Il fluido idraulico ad alta pressione viene condotto nel cilindro mediante la luce di ritrazione o la luce di estensione. Il differenziale di pressione tra i due lati del pistone fa spostare l'asta del pistone. La quantità di fluido idraulico e la velocità e direzione del movimento dell'asta del pistone sono controllate da una servovalvola.

Se l'asta del pistone va a contatto con un punto di reazione esterno, viene applicata a quel punto una forza pari alla superficie efficace del pistone moltiplicata per la

pressione dell'attuatore. I criteri principali per selezionare un attuatore sono la forza e la corsa (spostamento) necessari per il lavoro da effettuare.

Gli attuatori idraulici che sono stati presi in considerazione devono condurre prove in controllo di forza con carico massimo in compressione e in trazione di 1000 kN.

Gli attuatori MTS sono ottimizzati per soddisfare i requisiti unici di precisione e affidabilità delle prove. Utilizzando materiali e processi per ridurre al minimo l'attrito, contribuendo a massimizzare l'affidabilità, la resistenza all'usura e l'efficienza energetica.

La scelta del giusto attuatore idraulico va effettuata in base alla richiesta di Force capacity come riportato nello schema in "Figura 1", ovvero la capacità di forza che è in grado di generare l'attuatore e dall'ingombro complessivo, poiché determinerà delle scelte progettuali.

Nella nostra situazione l'attuatore considerato ovvero il Serie 244.51 può applicare una forza di compressione e trazione uguale a 1000 KN e rispetta le dimensioni ammissibili. Di seguito vengono riportate le caratteristiche e le dimensioni dell'attuatore idraulico MTS modello 244.51.

Modello Numero	Forza erogata*		Diametro dell'asta dello stantuffo		Superficie efficace dello stantuffo†	
	Kn	Kip	mm	in	cm	in
244.11	15	3.3	44.5	1.75	7.50	1.17
244.12	25	5.5	44.5	1.75	13.50	2.10
244.20	50	11.0	69.9	2.75	25.16	3.90
244.21	68	15.0	69.9	2.75	33.68	5.22
244.22	100	22.0	69.9	2.75	48.84	7.57
244.23	160	35.0	69.9	2.75	82.13	12.73
244.31	250	55.0	95.3	3.75	126.65	19.63
244.41	500	110.0	133.4	5.25	248.28	38.48
<b>244.51</b>	<b>1000</b>	<b>220.0</b>	<b>152.4</b>	<b>6.00</b>	<b>487.70</b>	<b>75.60</b>

\* La forza nominale raggiunta con 21 MPa (3000 psi) di pressione idraulica.  
† La superficie comprende un'asta dello stantuffo di lunghezza standard completamente ritratta.

Figura 6: Caratteristiche dell'attuatore idraulico MTS modello 244.51

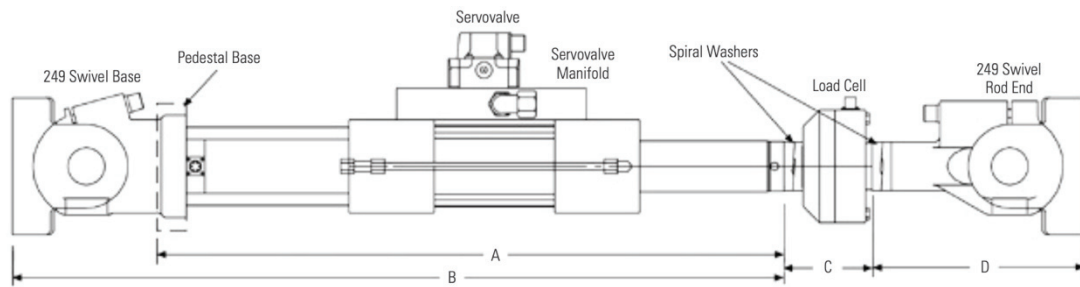


Figura 7: Componenti dell'attuatore idraulico

244 Actuator Assembly Dimensions										
Model	Stroke		Length with Pedestal Base **(A)		Length with Swivel Base **(B)		Load Cell *** (C)		Rod End Swivel *** (D)	
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in
244.51	100	4	733	28.87	1279	50.37	349.3	13.75	654.1	25.75
	150	6	860	33.87	1406	55.37	349.3	13.75	654.1	25.75
	200	8	987	38.87	1533	60.37	349.3	13.75	654.1	25.75
	250	10	1114	43.87	1660	65.37	349.3	13.75	654.1	25.75
	300	12	1241	48.87	1787	70.37	349.3	13.75	654.1	25.75
	350	14	1368	53.87	1914	75.37	349.3	13.75	654.1	25.75
	400	16	1495	58.87	2041	80.37	349.3	13.75	654.1	25.75
	450	18	1622	63.87	2168	85.37	349.3	13.75	654.1	25.75
	500	20	1749	68.87	2295	90.37	349.3	13.75	654.1	25.75

\*\* Dimensions are lengths with the actuator positioned at mid-stroke.  
 \*\*\* Dimension includes spiral pre-load washers for actuators.

Figura 8: Dimensioni dei vari componenti dell'attuatore idraulico

## 3.2 CONCEZIONE STRUTTURALE

La concezione strutturale nasce dalla necessità di effettuare prove sperimentali di strutture soggette ad azioni orizzontali statiche e dinamiche. I punti cardine che tale concezione strutturale deve rispettare sono:

- prestazioni strutturali
- ingombro
- economicità
- semplicità di realizzazione
- funzionalità operativa

In primo luogo, la struttura deve garantire le prestazioni strutturali, ovvero deve svolgere la funzione per la quale viene progettata che consiste nel fornire un sistema di contrasto. La struttura per far sì che funga da sistema di contrasto deve possedere una resistenza tale da non andare in crisi quando è sottoposta a carico, inoltre per non inficiare sui risultati delle prove sperimentali la rigidità della struttura deve essere tale da non presentare spostamenti dello stesso ordine di grandezza dei campioni testati.

L'ingombro della struttura è un parametro da tenere in considerazione per via delle dimensioni del laboratorio che andrà ad ospitare la struttura stessa. In particolare, l'ingombro della struttura sarà dipendente dal piastrone di base (Strong Floor) e dalla sua geometria.

Ovviamente il fattore preponderante riguarda l'impatto economico che avrà la realizzazione della struttura. Per tale motivo, l'obiettivo è di ottimizzare il più possibile la struttura, sempre rispettando tutti i criteri che la struttura deve presentare, ma abbassando i costi di realizzazione. L'aspetto economico è strettamente legato alla semplicità di realizzazione della struttura, poiché se la concezione strutturale prevede delle lavorazioni particolari o complesse avremo una rispondenza sull'impatto economico. La realizzazione della struttura deve essere il più semplice e lineare possibile, tenendo sempre in visione il mercato per comprendere quali possono essere le soluzioni migliori che soddisfano le esigenze costruttive.

L'ultimo aspetto da tenere in considerazione è la funzionalità operativa. La struttura che sarà realizzata deve essere il più versatile possibile, per versatilità si intende in primo luogo che la struttura deve poter testare un'ampia gamma di campioni senza che ne sia necessario la movimentazione da parte degli operatori. Inoltre, la struttura deve aver caratteristiche tali per cui la mobilità all'interno del laboratorio sia agevole.

### 3.3 SCELTA DEL MATERIALE

Considerando i principi da rispettare nella concezione strutturale, il materiale scelto per realizzare la parete di contrasto è l'acciaio.

L'acciaio ha caratteristiche speciali, che lo rendono unico tra i materiali da costruzione, le proprietà più importanti dell'acciaio sono: grande deformabilità e durezza, buona resistenza alla rottura a trazione e allo snervamento, buona conducibilità termica e per l'acciaio inossidabile (inox) la resistenza alla corrosione. L'acciaio supera di gran lunga i materiali tradizionali (come legno e calcestruzzo) per le doti fisico-meccaniche, quali resistenza a rottura, snervamento, duttilità e modulo elastico.

L'acciaio è competitivo sul piano economico rispetto altri materiali per varie ragioni: la velocità costruttiva, i bassi costi di manutenzione, il risparmio nell'utilizzo di materiale e l'impiego di prodotti siderurgici standard. Inoltre, consente un notevole risparmio di tempo, grazie all'impiego di strutture prefabbricate, già controllate e collaudate in officina e alla facilità di assemblaggio in situ. L'intero processo industrializzato di produzione dell'acciaio è soggetto a controlli di qualità e di conformità, tali requisiti sono: composizione chimica, resistenza meccanica, spessore e dimensioni. In questi ultimi anni i processi di controllo della qualità sono stati perfezionati ed ulteriormente estesi alla fase di lavorazione ed assemblaggio in officina.

Una straordinaria peculiarità dell'acciaio è l'eco sostenibilità, poiché per la produzione dei nuovi elementi le ferriere utilizzano il rottame proveniente dal riciclo di acciaio, che torna così a nuova vita, diversamente da molti altri materiali costruttivi, privi

di tale possibilità. La sostenibilità del materiale è una caratteristica che risulta fondamentale, considerata l'importanza della tematica al giorno d'oggi.

Esistono diverse tipologie di acciaio strutturale, che possiedono caratteristiche diverse tra loro. Per realizzare la parete di contrasto è stato scelto l'acciaio strutturale S355. La scelta di utilizzare questo tipo di acciaio strutturale deriva dall'elevato valore della tensione di snervamento poiché un criterio cardine della progettazione della parete di contrasto è che l'intera struttura deve rimanere in campo elastico, sia per far sì che non si presentino fenomeni di plasticizzazione, sia per limitare le deformazioni dell'intera struttura.

In sede di progettazione, per l'acciaio strutturale S355, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$  riportati nella seguente tabella fornita dalle Norme Tecniche Per Le Costruzioni del DM 17 gennaio 2018

Tabella 1: "Tab. 4.2.1 - Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi"

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
<b>S 355</b>	<b>355</b>	<b>510</b>	<b>335</b>	<b>470</b>
S 450	440	550	420	550

## CAPITOLO 4

### SOLUZIONE RETICOLARE

---

Un aspetto fondamentale della progettazione è la versatilità che la struttura dovrà avere; per versatilità si intende in primo luogo la possibilità di spostare la struttura, quindi la mobilità della struttura stessa all'interno del laboratorio e il poter avvalersi di punti di applicazione per tutta l'altezza della struttura.

Il punto di partenza della progettazione è la geometria del piastrone di base presente nel laboratorio. Il piastrone di base è munito di una serie di fori di ancoraggio, disposti secondo una rete a maglia quadrata con interasse di 140 cm. La distanza tra i fori di ancoraggio del piastrone è un parametro fondamentale, poiché andranno a costituire la geometria del vincolo di base della struttura.

La prima proposta è una struttura reticolare, composta principalmente da due telai piani: il telaio principale e il telaio secondario. Il telaio principale funge da contrasto all'applicazione dell'attuatore idraulico, per tale motivo il sopraccitato telaio è posizionato nel piano verticale su cui giace la forza applicata dall'attuatore idraulico. Il telaio secondario ha invece lo scopo di stabilizzare il complesso strutturale, in modo tale da difendere l'intera struttura da fenomeni di instabilità globale. Quindi la struttura è composta da due telai disposti ortogonalmente tra loro collegati da opportuni diagonal.

Il primo limite riscontrato durante la progettazione strutturale riguarda la lunghezza e il posizionamento dell'attuatore idraulico posto nella struttura di contrasto rispetto il campione da testare. Entrambi sono vincolati nei fori di ancoraggio del piastrone di base e la distanza fra i punti è di 140 cm. Se utilizzassimo il telaio principale con i pilastri in posizione verticale, la larghezza del telaio piano rimarrebbe invariata in l'altezza. Di conseguenza l'attuatore idraulico, che deve poggiare sul pilastro verticale, con il suo ingombro in lunghezza supererebbe il valore di 140 cm, perciò il campione non andrebbe posizionato nei fori ad un interasse di distanza, ma al doppio della distanza che corrisponderebbe a 280 cm. L'opzione considerata di porre il campione a due interassi



di distanza dal telaio principale è stata esclusa, poiché le dimensioni sarebbero eccessive per la capienza del laboratorio. La soluzione contemplata implica la realizzazione del telaio principale, di altezza 400 cm, con il pilastro su cui poggia l'attuatore idraulico in posizione inclinata da quota 0 a quota 2 m, mentre da quota 2 m fino quota 4 m, il pilastro è in posizione verticale per permettere il perfetto appoggio dell'attuatore idraulico. Posizionando il pilastro inclinato di circa  $71^\circ$ , come descritto precedentemente, è possibile mantenere il campione alla distanza ideale di un solo interasse, poiché la porzione di pilastro verticale su cui poggia l'attuatore idraulico è arretrata rispetto al punto di ancoraggio di 70 cm, permettendo il giusto distanziamento tra le due strutture, considerando l'ingombro dell'attuatore idraulico stesso.

In base alle considerazioni precedenti è stato definito lo scheletro strutturale del telaio principale, che è costituito da:

- un pilastro anteriore di altezza 400 cm, dove poggia l'attuatore idraulico, inclinato di circa  $71^\circ$  fino quota 200 cm, e posizionato verticalmente per i restanti 200 cm, la base del pilastro è vincolata in un punto di ancoraggio del piastrone del laboratorio
- un pilastro posteriore verticale di altezza 400 cm vincolato al piastrone del laboratorio. I due punti di ancoraggio dei pilastri anteriore e posteriore sono adiacenti e distanziati di 140 cm
- cinque traversi che collegano i pilastri anteriore e posteriore, posizionati il primo a quota 0 la cui lunghezza è di 140 cm, il secondo a quota 1 m lungo 105 cm, i restanti a quota 2 m, 3 m, 4 m, le cui lunghezze sono di 70 cm
- quattro diagonali che partono dal pilastro posteriore intersecandosi nel punto di giunzione tra i traversi orizzontali e il pilastro anteriore

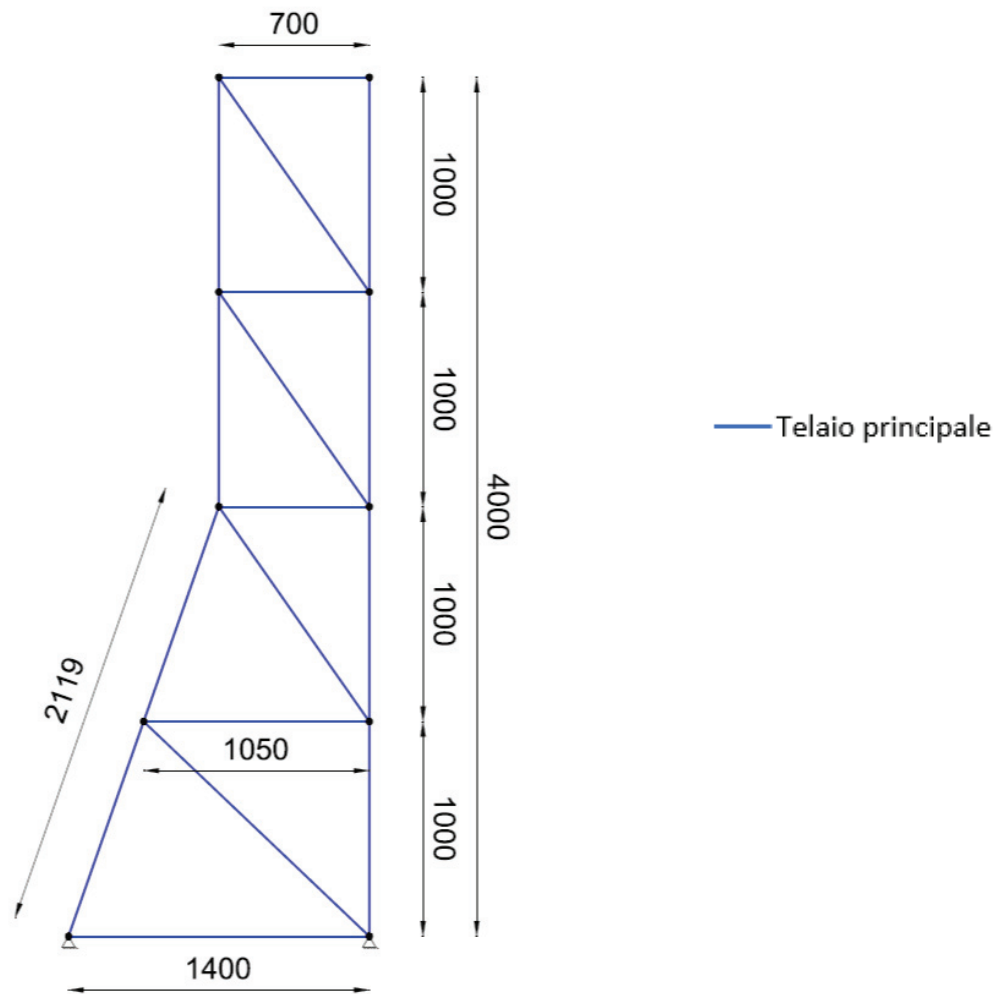


Figura 9: Scheletro strutturale telaio principale (unità di misura "mm")

Come indicato in precedenza la struttura di contrasto è composta da due telai piani accoppiati, disposti ortogonalmente, poiché se il telaio principale lavorasse autonomamente presenterebbe dei fenomeni di instabilità globale fuori dal piano. Il telaio secondario quindi ha come scopo principale rendere stabile l'intera struttura, per questo motivo è posizionato al livello del pilastro posteriore del telaio principale con direzione ortogonale a quest'ultimo.

Lo scheletro del telaio secondario è costituito da:

- due pilastri verticali di altezza complessiva di 400 cm, posizionati a sinistra e a destra del pilastro posteriore del telaio principale, distanziati ciascuno di 70 cm

- dieci traversi che collegano i due pilastri verticali con il pilastro anteriore del telaio principale; ogni coppia di traversi è posizionati a quota 0 m, 1 m, 2 m, 3 m, 4 m, la lunghezza dei singoli traversi è di 70 cm
- otto diagonali che partono dal pilastro posteriore del telaio principale e si intersecano nel punto di giunzione tra i traversi orizzontali e i pilastri posti a destra e a sinistra del telaio secondario

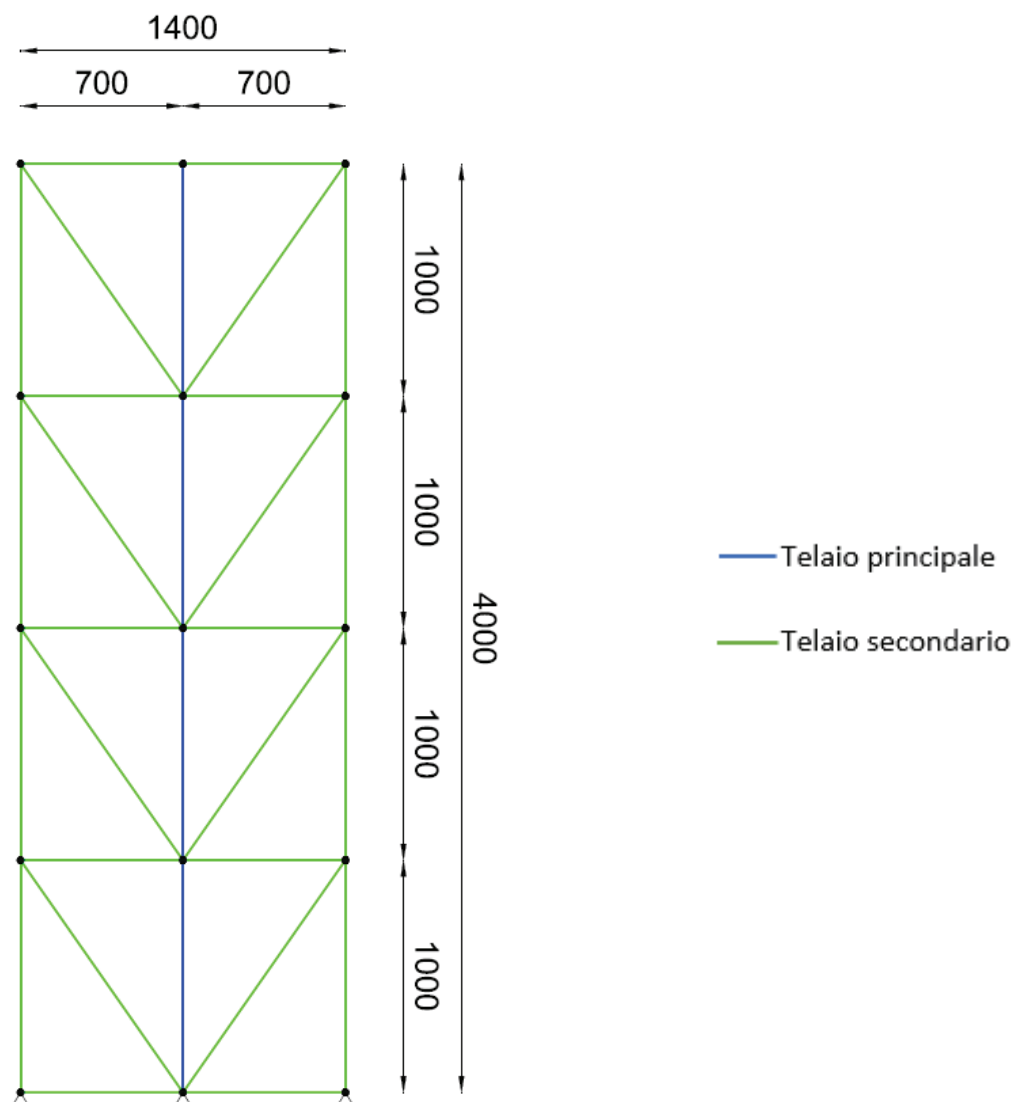


Figura 10: Scheletro strutturale telaio secondario (unità di misura "mm")

Per rendere i telai pienamente collaboranti tra loro sono stati inseriti dei traversi, i quali collegano il pilastro anteriore del telaio principale con i due pilastri del telaio secondario.

Così facendo abbiamo concepito una struttura che assume le sembianze di un pilastro reticolare, la cui altezza complessiva risulta di 400 cm, con base triangolare che rastrema in altezza.

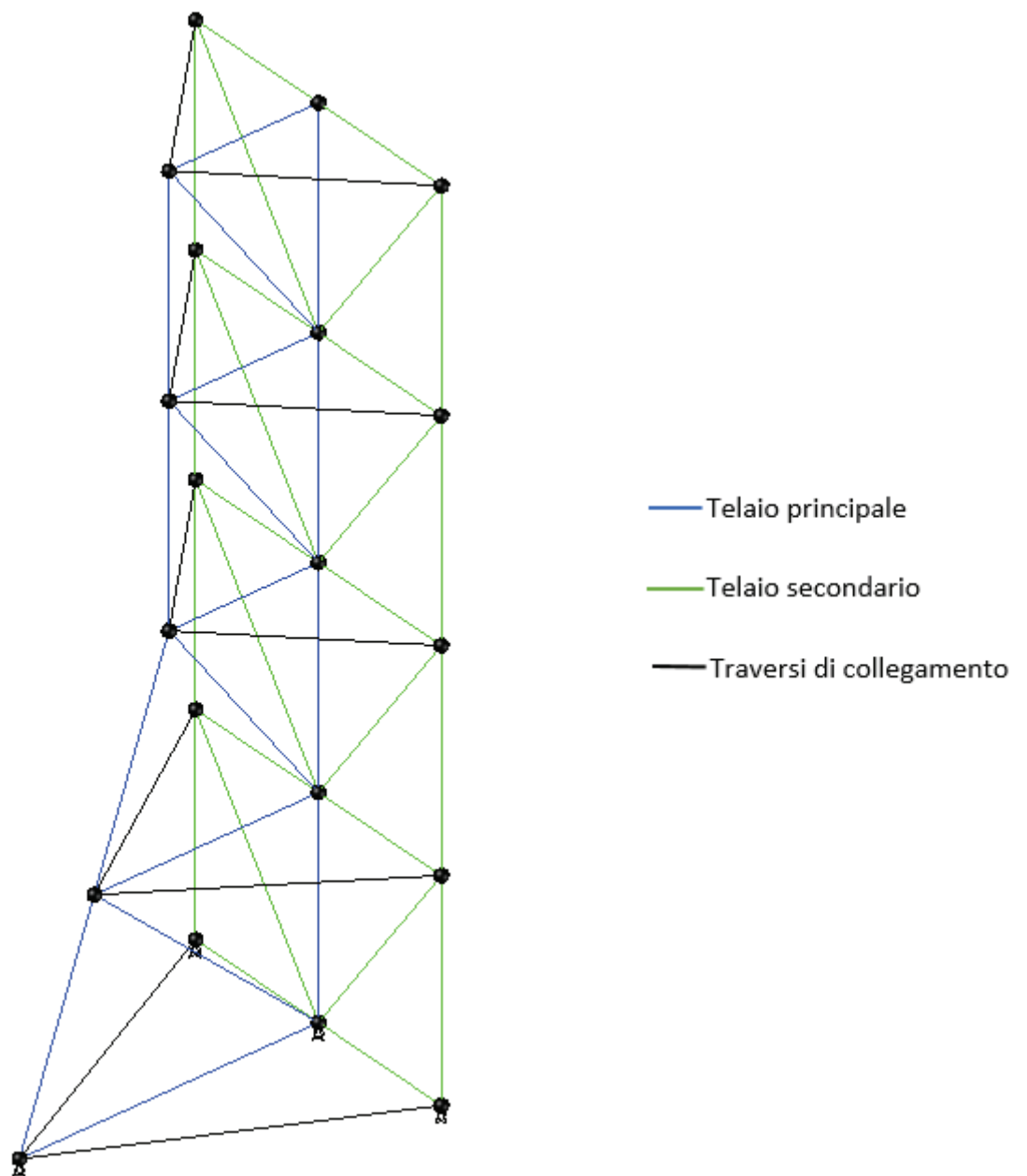


Figura 11: Scheletro strutturale complessivo

Identificato lo scheletro strutturale, è stata effettuata la modellazione numerica utilizzando il programma di calcolo agli elementi finiti "SAP2000".

Come primo passo è stata fatta una modellazione piana, esclusivamente del telaio principale allo scopo di studiare come risponde quest'ultimo ai carichi applicati. Il telaio secondario non viene modellato, con lo scopo di trascurare il suo contributo in resistenza, poiché si attribuisce ad esso solo capacità di stabilizzare l'intera struttura.

Il telaio principale è stato modellato con lo schema statico di una reticolare, ovvero si assume la presenza di cerniere sia nei vincoli alla base che nei vincoli interni. Attraverso questa configurazione tutte le aste del telaio presenteranno unicamente sollecitazioni assiali, trazione o compressione. È stato utilizzato questo schema statico al fine di ottenere le caratteristiche assiali più elevate e quindi prediligendo la sicurezza.

Il telaio esaminato è stato concepito in modo tale che l'attuatore idraulico possa essere appoggiato a qualsiasi quota della porzione verticale del pilastro anteriore, cioè dalla quota 2 m alla quota 4 m. Se l'attuatore venisse poggiato in una posizione del pilastro anteriore intermedia fra 2 nodi, la forza applicata dell'attuatore potrebbe causare una sollecitazione tagliante sull'elemento stesso, che poi si ripartirebbe nei due nodi vicini andando a sollecitare la restante parte della struttura esclusivamente con sollecitazioni assiali. Per tale motivo, trascurando il contributo del taglio sull'elemento dove sarà appoggiato l'attuatore idraulico, è stato previsto di caricare il telaio solamente nei nodi del pilastro anteriore a quota 2 m, 3 m e 4 m. Con lo scopo di simulare le forze applicate che l'attuatore idraulico scarica al telaio sono stati assunti sei schemi di carico. I primi tre schemi simulano l'attuatore idraulico che lavora a compressione, quindi corrispondono ad una forza puntuale di 1000 KN applicata nei nodi del pilastro anteriore rispettivamente a quota 2 m, 3 m e 4 m. Gli altri tre schemi di carico sono sempre forze puntuali di 1000 KN applicate negli stessi punti, ma simulano l'attuatore idraulico che lavora a trazione.

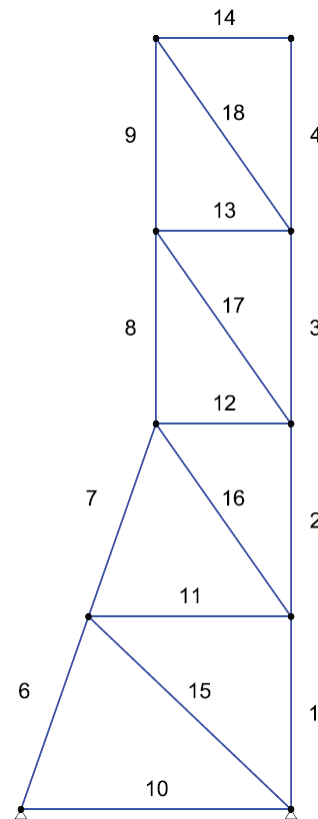
Ogni schema di carico sollecita la struttura in maniera differente, essendo variabile il punto di applicazione della forza. Per cogliere la condizione più gravose è stato eseguito

un involucro delle sollecitazioni di tutti gli schemi di carico, ottenendo il massimo valore di compressione e trazione di tutti gli elementi che compongono la struttura.

Di seguito viene riportata sia la numerazione delle aste che compongono la struttura sia lo stato sollecitazionale massimo ricavato dall'involuppo degli schemi di carico.

Tabella 2: Sollecitazioni massime telaio principale

	ASTE	SFORZO ASSIALE
	n°	KN
PILASTRO POSTERIORE	1	± 1337
	2	± 1382
	3	± 601
	4	0.00
PILASTRO ANTERIORE	6	± 3027
	7	± 3027
	8	± 2856
	9	± 1428
TRAVERSI	10	0.00
	11	± 591
	12	± 921
	13	± 927
	14	± 11
DIAGONALI	15	± 1035
	16	± 1162
	17	± 1743
	18	± 1743



Nella trattazione del telaio sono state trascurate le sollecitazioni taglianti avendo modellato la struttura tramite uno schema reticolare. Il taglio è presente nella porzione verticale del pilastro anteriore (asta n° 8 e 9), poiché se l'attuatore idraulico poggia non direttamente sui nodi ma in una posizione intermedia ad essi crea delle tensioni tangenziali. Ai fini della sicurezza sono stati assunti dei valori cautelativi del taglio, pari alla forza applicata dell'attuatore idraulico ovvero 1000 KN.

La scelta dei profili delle aste in acciaio che compongono il telaio è stata fatta per garantire un agevole costruzione della reticolare. Per quanto riguarda il pilastro anteriore e posteriore è stato scelto un profilo UPN, ovvero due profili a "C" accoppiati

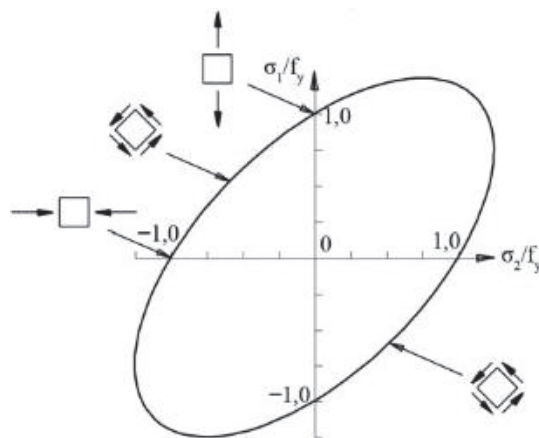
e opportunamente distanziati, mentre per trasversi e diagonali sono stati selezionati profili HE. Tali scelte sono state fatte in modo tale che i profili HE dei trasversi e diagonali siano opportunamente sagomati per inserirsi nella spaziatura dei profili UPN dei pilastri a livello dei nodi.

Utilizzando le sollecitazioni ricavate, viene effettuata un'individuazione dei parametri geometrici o predimensionamento degli elementi strutturali che compongono il telaio principale. Per eseguire il predimensionamento è stato utilizzato un metodo di calcolo elastico, la scelta di questo metodo è stata fatta per evitare che la struttura presenti fenomeni di plasticizzazione, rimanendo appunto in campo elastico. Il metodo di calcolo elastico utilizzato è il criterio di Huber-Hencky-Von Mises. In base a tale criterio la crisi del materiale dipende dalla quota parte di energia potenziale dovuta alla variazione di forma. L'energia potenziale totale elastica viene rappresentata come somma dell'energia dovuta alla variazione di forma o di distorsione e dall'energia dovuta alla variazione del volume.

$$p_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Scritto in termini di componenti principali  $\sigma_i$ , può scomporsi nella somma di due tensori:

$$p_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_1 - \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - \sigma_m \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{bmatrix}$$



Il primo termine è definito deviatore degli sforzi e corrisponde all'energia distorcente; il secondo, definito tensore idrostatico, corrisponde all'energia per cambiamento di volume, dove si è posto  $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ . L'energia distorcente in regime triassiale, indicando con G il modulo di elasticità tangenziale, è fornita da:

$$\Phi_D = \frac{1}{12 G} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]$$

che in regime monoassiale si particolarizza in:

$$\Phi_D = \frac{1}{6 G} \sigma^2$$

Applicando ai due stati tensionali, monoassiale e triassiale, il criterio di eguale pericolosità nei riguardi della crisi e ponendo  $\sigma = \sigma_{id}$ , si ottiene per eguaglianza:

$$\begin{aligned} \sigma_{id} &= \sqrt{\frac{1}{2} \left\{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right\}} = \\ &= \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_2 - \sigma_2 \sigma_3 - \sigma_1 \sigma_3} \end{aligned}$$

che rappresenta l'espressione della tensione ideale  $\sigma_{id}$  secondo il criterio di Huber-Hencky-Von Mises. Nel nostro caso avendo a che fare con sforzi assiali accompagnati da taglio l'equazione in questione diventa:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \tau_{xy}^2}$$

Svolgendo il progetto in resistenza tramite il criterio di Huber-Hencky-Von Mises sono stati identificati i profili UPN e HE ottimali. Oltre al progetto in resistenza degli elementi strutturali, è stato preso in considerazione anche il fenomeno di instabilità locale. Per tenere in considerazione quest'ultimo fenomeno sono state eseguite delle verifiche di instabilità relative agli assi d'inerzia più deboli dei profili. In alcuni casi la verifica di instabilità è stata più vincolante del progetto in resistenza causando un aumento delle dimensioni dei profili.



I profili degli elementi strutturali del telaio principale ricavati dai calcoli, sono i seguenti:

- pilastro anteriore UPN 400
- pilastro posteriore UPN 240
- traversi HE 100 M
- diagonali HE 160 M

La scelta del profilo UPN 400 per il pilastro anteriore è dettata dal fatto che su tale elemento strutturale deve poggiare l'attuatore idraulico che causa un taglio elevato. Una soluzione alternativa sarebbe quella di utilizzare profili con più anime per sostenere gli sforzi di taglio, questa opzione andrebbe a complicare l'ancoraggio dell'attuatore idraulico sul relativo pilastro e la necessità di scorrere su di esso.

In seguito al predimensionamento appena eseguito si è giunti alla conclusione che i profili necessari per garantire la funzionalità del telaio piano sono di dimensioni eccessive. Valutando l'ingombro piano del telaio, risulta che il rapporto fra lo spazio occupato dalle aste con i relativi profili e gli spazi vuoti all'interno del telaio reticolare, è elevato. Di conseguenza l'ipotesi di struttura che implica la parete di contrasto reticolare è stata abbandonata, non essendo una soluzione ottimale.

## CAPITOLO 5

### SOLUZIONE AD ANIMA PIENA

---

L'ipotesi della struttura reticolare descritta precedentemente ci ha portato ad abbandonare l'idea di utilizzare profili sagomati di acciaio per comporre la parete di contrasto. Basandoci sui limiti e sulle funzionalità della struttura reticolare, la nuova ipotesi strutturale è stata concepita utilizzando lastre in acciaio su misura, saldate fra loro.

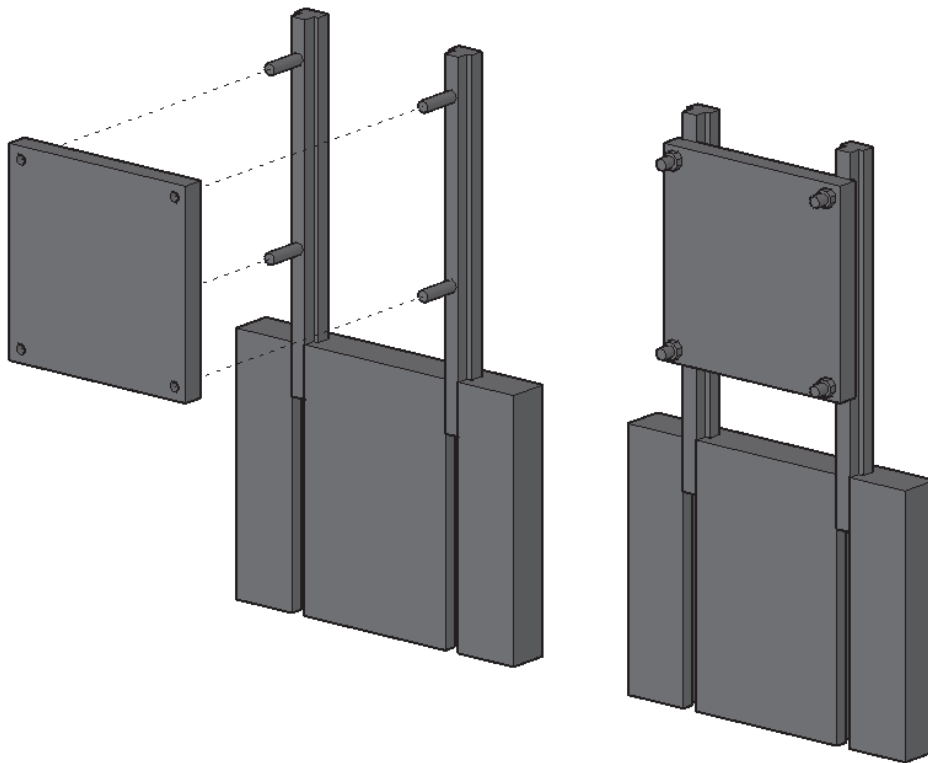
Pertanto, la struttura sarà un corpo monolitico vincolata al piastrone di base. L'altezza che si vuole raggiungere con la parete di contrasto è di 450 cm. Per garantire una buona stabilità la struttura deve essere vincolata in quattro punti di ancoraggio del piastrone di base posizionati a maglia quadrata di lato 140 cm. L'obiettivo principale rimane sempre la versatilità della struttura ovvero la possibilità di fornire più punti di appoggio per l'attuatore idraulico, sia sull'altezza che sulla larghezza della struttura.

#### 5.1 ELEMENTO STRUTTURALE DI TIPO PIASTRA SU CUI È ANCORATO L'ATTUATORE IDRAULICO

La progettazione della struttura ha avuto inizio dalla conformazione dell'elemento su cui poggerà l'attuatore idraulico, poiché tale componente strutturale andrà ad influire sulla versatilità della parete di contrasto. Il primo obiettivo del sopraindicato componente strutturale è quello di garantire l'ancoraggio dell'attuatore idraulico, sia nella condizione in cui quest'ultimo lavori a compressione, sia che lavori a trazione. Il secondo obiettivo consiste nel garantire che l'elemento strutturale in questione presenti molteplici punti di ancoraggio per l'attuatore idraulico, i quali si diversificano per la quota in cui sono posti e per le posizioni che possono occupare lungo la larghezza dell'elemento stesso.

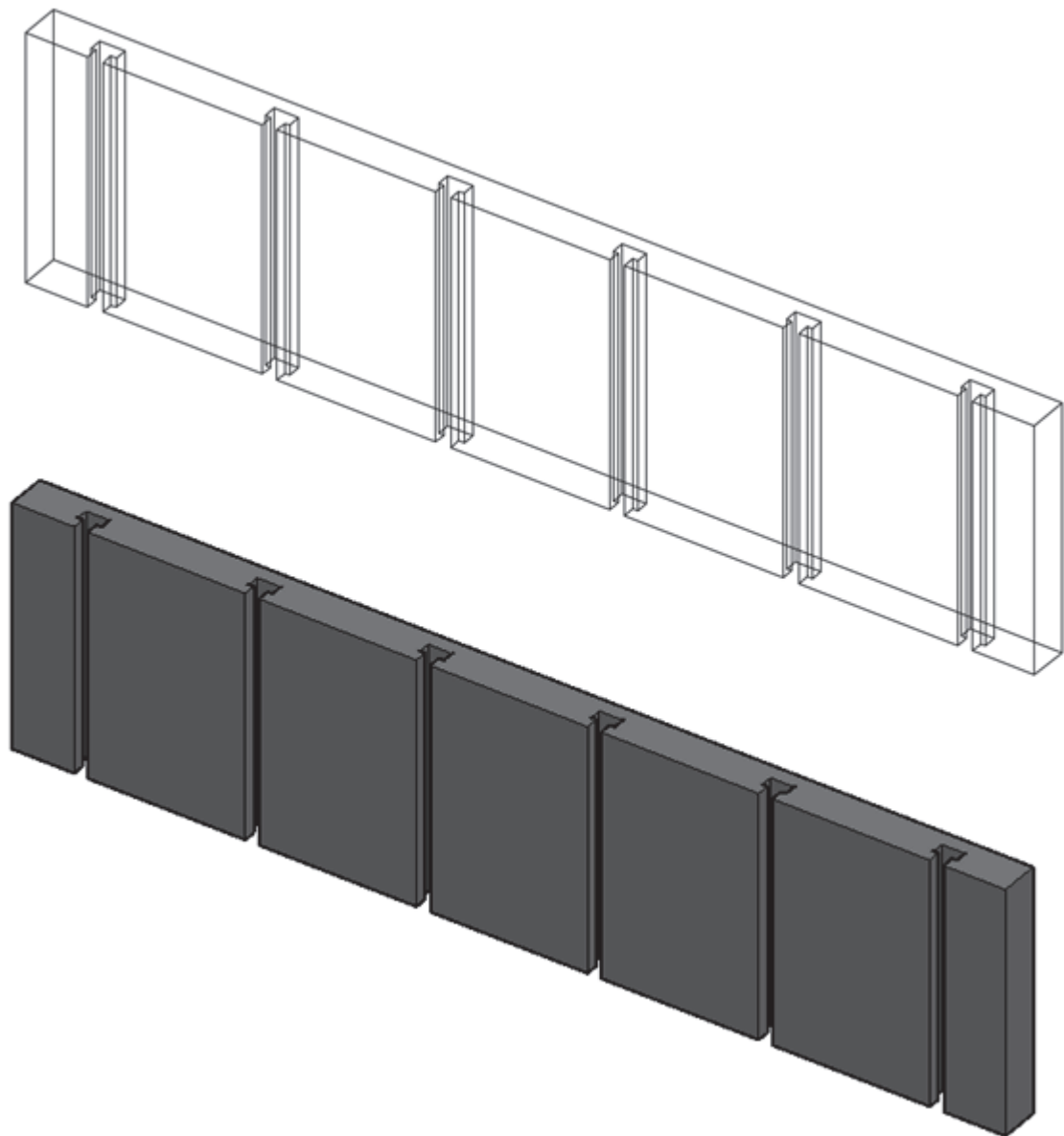
Per soddisfare gli obiettivi preposti si è pensato di utilizzare un elemento di tipo piastra posizionato verticalmente, che andrà a formare la facciata frontale della

struttura di contrasto. La piastra in questione nella faccia esterna, dove poggerà l'attuatore idraulico presenta delle scanalature a forma di "T" che corrono lungo l'altezza dell'elemento, distanziate fra loro di 35 cm. All'interno delle scanalature sono ubicati dei binari in acciaio della medesima forma, i quali presentano la capacità di spostarsi per tutta l'altezza della piastra. In ogni singolo binario sono state saldate due barre filettate, distanziate 35 cm, le quali sporgono dall'elemento strutturale per garantire l'ancoraggio della piastra di fissaggio dell'attuatore idraulico. Quest'ultima è di forma quadrata con lato di 40 cm e presenta quattro fori negli angoli, distanziati fra loro di 35 cm, per permettere un fissaggio tramite bullonatura. L'ancoraggio della piastra dell'attuatore idraulico, e quindi anche dell'attuatore stesso, andrà ad interessare due binari adiacenti posti in parallelo, in modo che le due coppie di barre filettate dei due binari interessati abbiano la stessa configurazione dei fori della piastra dell'attuatore idraulico.



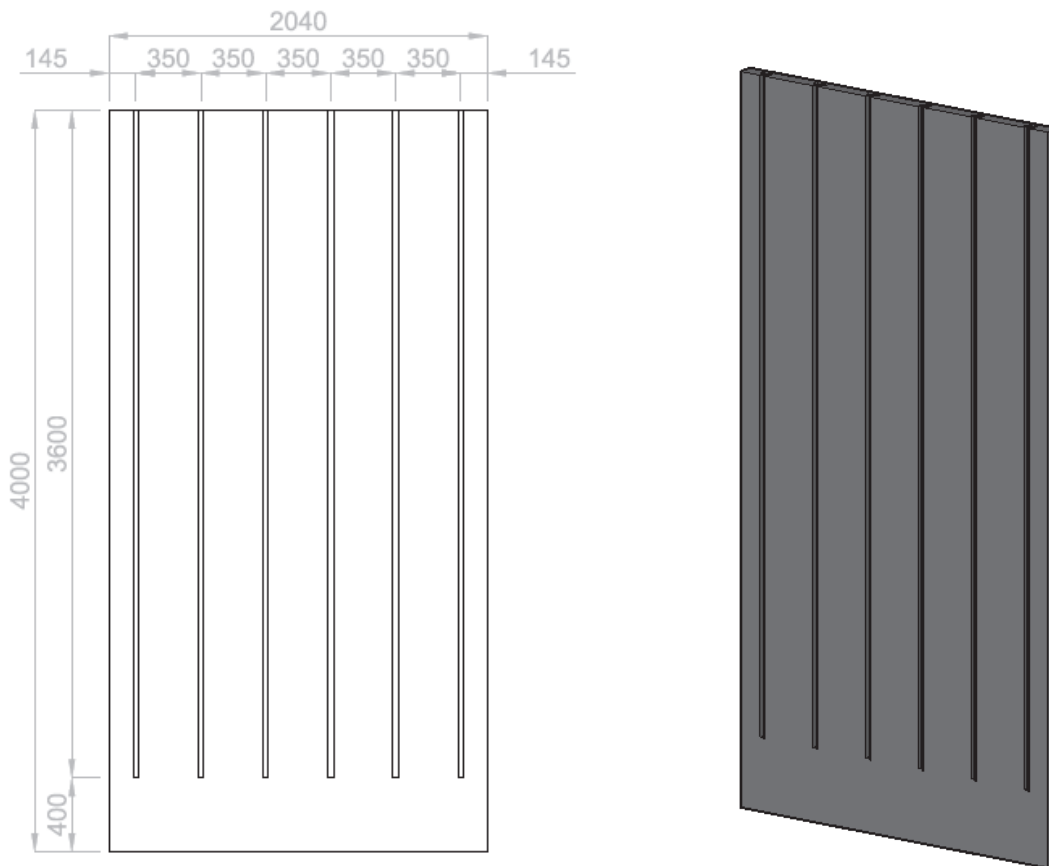
*Figura 12: Rappresentazione meccanismo di scorrimento dei binari e piastra di ancoraggio dell'attuatore idraulico*

La configurazione dell'elemento strutturale appena descritto permette due diverse mobilità dell'attuatore idraulico. La prima è una mobilità orizzontale, lungo la larghezza dell'elemento strutturale, di tipo discreta, poiché l'attuatore può essere fissato solo a due binari alla volta distanziati di 35 cm. Una volta che l'attuatore è vincolato a due binari e quindi fissata la posizione orizzontale, l'attuatore presenta una seconda mobilità che è di tipo continua su tutta l'altezza dell'elemento strutturale. Quindi verticalmente l'attuatore può essere fissato a qualsiasi quota dell'elemento strutturale.



*Figura 13:ingrandimento porzione elemento di tipo piastra con scanalature a forma di "T"*

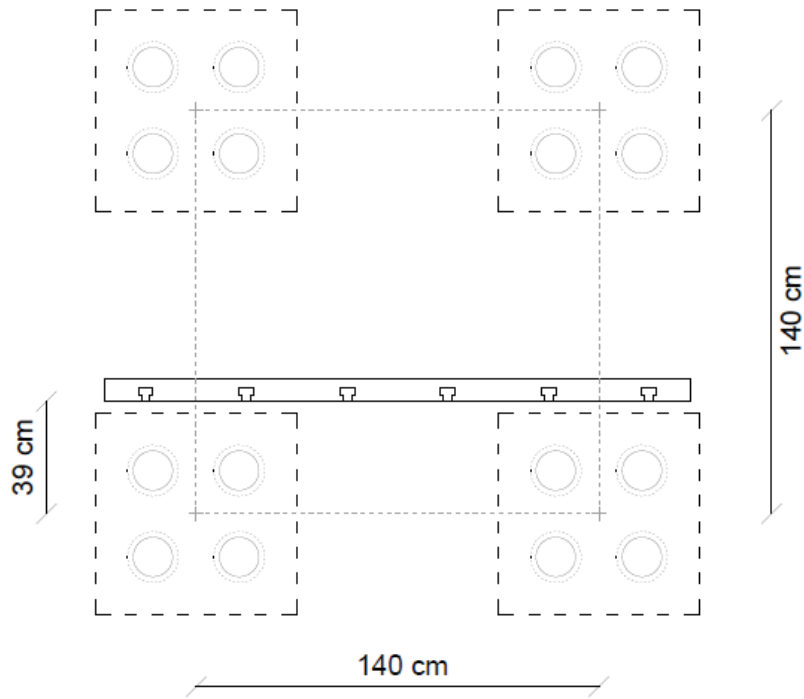
L'elemento strutturale di tipo piastra posizionato verticalmente, viene concepito con le dimensioni di 400 cm in altezza e 204 cm in larghezza. Le scanalature a forma di "T" non percorrono tutta l'altezza dell'elemento, sono distanziate dal lembo inferiore dell'elemento piastra di 40 cm e proseguono fino al lembo superiore. Le scanalature non vengono prolungate fino al lembo inferiore dell'elemento poiché non sono previste prove a quote così basse. L'elemento di tipo piastra presenta complessivamente sei scanalature: la prima è distanziata dal lembo sinistro dell'elemento di 14,5 cm, mentre le altre scanalature sono distanziate di 35 cm l'una dall'altra, fino ad arrivare all'ultima scanalatura che dista dal lembo di destra di 14,5 cm.



*Figura 14: Prospetto frontale e vista tridimensionale elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a forma di "T"*

Le scanalature sono state disposte in modo tale che collocando la piastra dell'attuatore idraulico nelle posizioni più estremali ovvero nei due binari più vicini al lembo di sinistra oppure al lembo di destra, il centro della piastra e quindi l'asse dell'attuatore idraulico risulti posizionato in corrispondenza dei vincoli alla base, ovvero

sopra i due lati sinistro e destro della maglia quadrata, composta dai vincoli alla base. Di seguito è riportata la figura che rappresenta la vista dall'alto dell'elemento piastra per fornire più chiarezza.



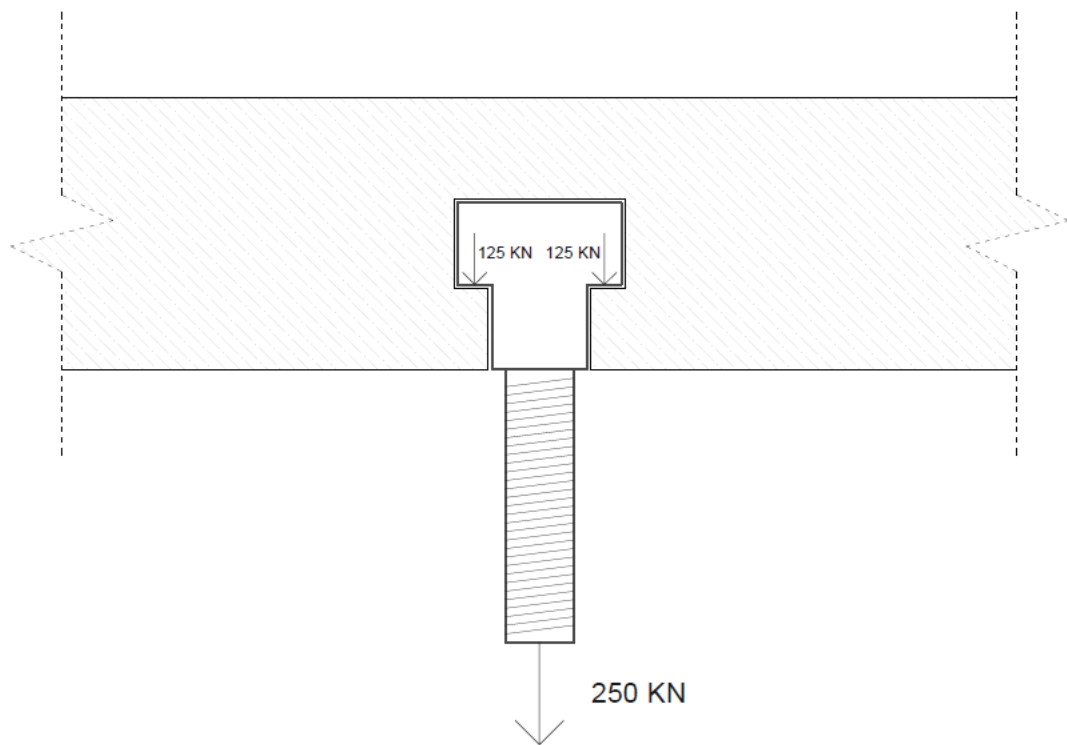
*Figura 15: Vista dall'alto dell'elemento di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico e dei fori di ancoraggio di base*

La collocazione dell'elemento piastra è arretrata rispetto alla linea che congiunge i due vincoli anteriori di 39 cm. L'arretramento dell'elemento è doveroso, in virtù della stessa motivazione per la quale nell'ipotesi di struttura reticolare avevamo usato un pilastro inclinato, ovvero per guadagnare spazio. Essendo l'ingombro dell'attuatore idraulico superiore al valore della distanza tra i punti di ancoraggio (140 cm), il campione andrebbe posizionato non ad un interasse di distanza, ma al doppio della distanza, che corrisponderebbe a 280 cm. Arretrando di 39 cm l'elemento piastra dove poggierà l'attuatore idraulico, il campione da testare potrà essere ancorato ad un solo interasse di distanza poiché in questo caso la distanza a disposizione è di 179 cm.

Determinata la configurazione dell'elemento strutturale di tipo piastra, siamo passati alla progettazione delle scanalature a forma di "T" che presenta sulla superficie esterna, delineando lo spessore della piastra e le dimensioni delle scanalature. Per determinare

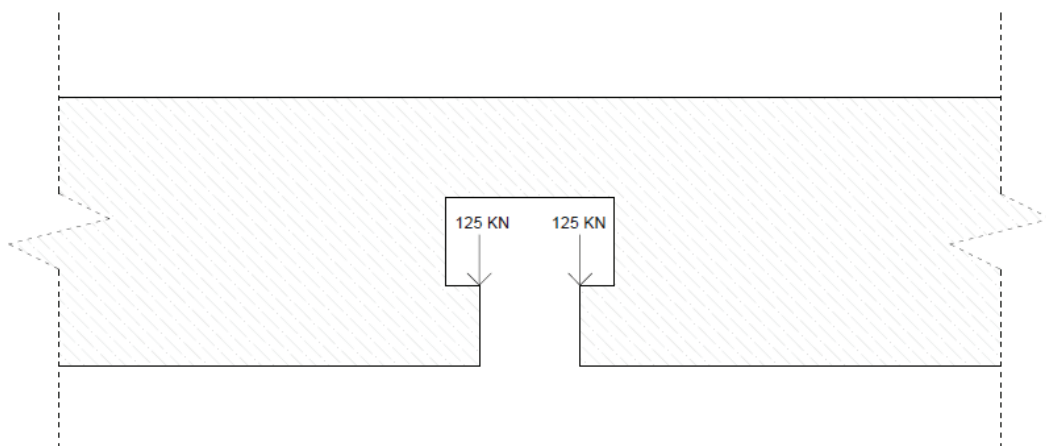
tali parametri è stato eseguito un predimensionamento mirato esclusivamente al dettaglio costruttivo, che coinvolge il collegamento fra la piastra di ancoraggio dell'attuatore idraulico e l'elemento strutturale di tipo piastra. Per la precisione è stato analizzato lo scambio di forze che avviene fra la piastra dell'attuatore idraulico, i binari con le relative barre filettate e le scanalature dell'elemento strutturale di tipo piastra. Le condizioni di carico prese in considerazione sono due: una contempla il lavoro a trazione dell'attuatore idraulico, l'altra implica il lavoro a compressione.

La prima situazione analizzata è stata quella in cui l'attuatore idraulico lavora a trazione. L'obiettivo della seguente analisi è quello di individuare lo spessore dei binari a forma di "T" e le relative scanalature. La forza di trazione massima che può applicare l'attuatore idraulico è presa cautelativamente di 1000 KN, anche se in realtà è leggermente inferiore. Quando l'attuatore idraulico viene azionato a trazione, applicando una forza di 1000 KN, la piastra quadrata di dimensioni 40 cm x 40 cm sulla quale poggia l'attuatore idraulico funge da ripartitore della forza. La forza di 1000 KN viene ripartita tra le quattro barre filettate saldate sui due binari interessati, per tale motivo ogni barra filettata riceverà una forza di trazione di 250 KN. Successivamente si è esaminata l'ipotesi in cui ogni barra filettata sia indipendente dalle altre, ovvero l'assenza di qualsiasi interazione fra di esse. Considerato che le quattro barre filettate sono sottoposte ad una medesima forza, e visto che tali forze non si influenzano fra loro, si è passati a studiare l'interazione fra gli elementi di collegamento considerando unicamente la forza di 250 KN su una sola barra filettata. Essendo la barra filettata saldata al binario a forma di "T", la forza di trazione di 250 KN coinvolgerà anche quest'ultimo. La trasmissione della forza fra il binario e l'elemento strutturale di tipo piastra avviene sulla flangia del binario a "T" e sulle sporgenze che si vengono a formare nello spessore dell'elemento strutturale per formare le scanalature a "T". Siccome i punti di contatto che si creano sono due, la forza di trazione di 250 KN che trasmette il binario a forma di "T" viene scaricata all'elemento strutturale tramite due forze di 125 KN.



*Figura 16: Sezione del sistema di collegamento fra barra filetta-binario e elemento strutturale con indicazione della trasmissione di forze*

Come illustrato nella “figura 8” le due forze di 125 KN sono applicate nel baricentro della zona di contatto fra flangia del binario ed elemento strutturale. Però le due mensole dell’elemento strutturale che creano l’incastro del binario possono deformarsi e presentare una freccia. Per tale motivo le due forze trasmesse dal binario vengono considerate applicate nella parte terminale delle mensole, ipotizzando una migrazione delle forze.



*Figura 17: Sezione dell’elemento strutturale di tipo piastra con indicazione della trasmissione di forze*



Utilizzando la precedente conformazione di carico, si è passati alla progettazione dimensionale delle sporgenze affinché il binario a forma di "T" possa incastrarsi nell'elemento strutturale. Il passaggio successivo è stato quello di assegnare le dimensioni della sporgenza, ovvero la lunghezza e lo spessore, e valutare se quest'ultima è capace di resistere alle azioni sollecitanti. Lo spessore delle sporgenze è di 24 cm, mentre la lunghezza delle stesse è di 10 cm.

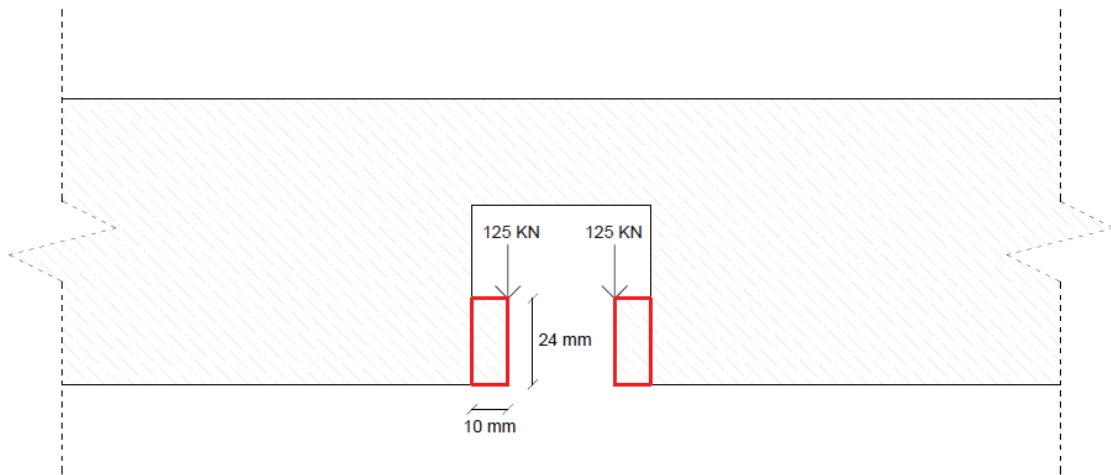


Figura 18: Sezione dell'elemento strutturale con messa in evidenza delle sporgenze che formano le scanalature a "T"

Per ricavare le azioni sollecitanti è stato utilizzato lo schema statico della mensola caricata all'estremità con una forza puntuale di 125 kN. La sezione che prendiamo in esame è la più sollecitata, ovvero quella che si trova all'incastro.

$$V_{Ed} = 125 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 125 \text{ kN} \cdot 10 \text{ mm} = 125 \text{ kN} \cdot 0.01 \text{ m} = 1.25 \text{ kNm}$$

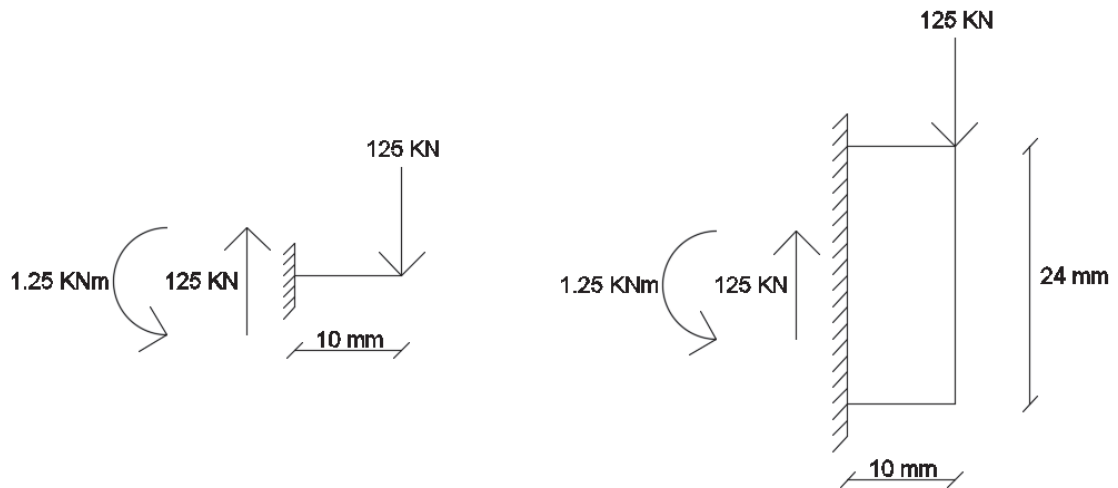


Figura 19: Schema statico della mensola in esame

Per definire la sezione reagente si considera la forza di trazione di 250 kN applicata sull'asse della barra filettata; metà della forza diffonde le tensioni verso la sporgenza di sinistra, mentre l'altra metà diffonde le tensioni verso quella di destra. Si considera una diffusione delle tensioni a  $45^\circ$  fino ad individuare la sezione d'interesse.

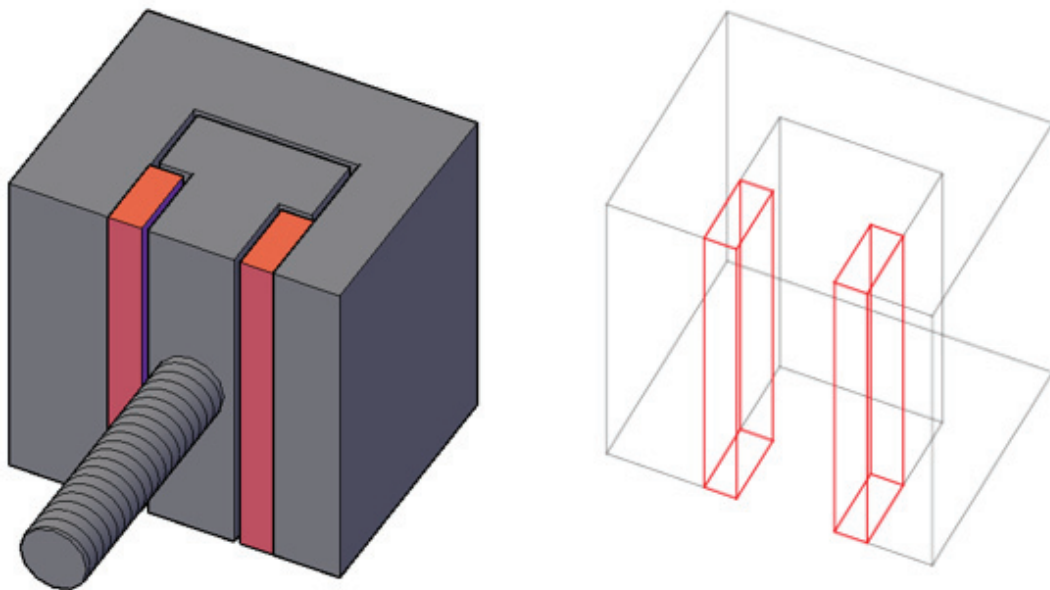


Figura 20: Vista tridimensionale dettaglio connessione

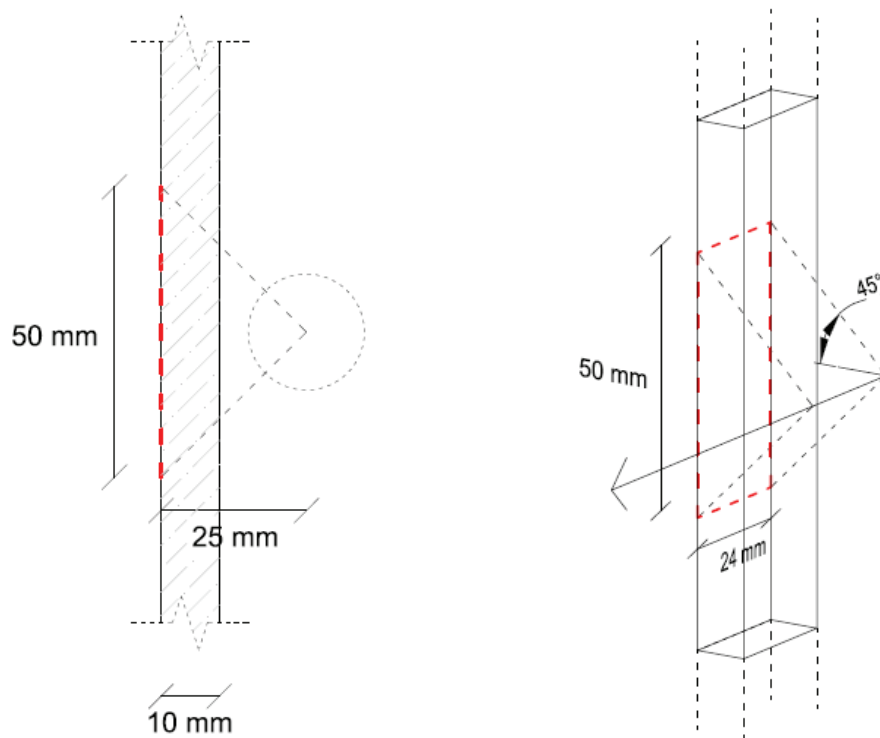


Figura 21: Vista frontale e tridimensionale della diffusione a 45° delle tensioni dall'asse di simmetria della barra filettata

La sezione individuata è di forma rettangolare con base di 24 mm e altezza 50 mm. Per valutare l'idoneità di tale sezione è stato usato il criterio di Huber-Hencky-Von Mises, il quale mette a confronto lo stato tensionale agente sulla sezione con la tensione ammissibile ( $\sigma_{adm}$ ). Lo stato tensionale in questo caso è composto dalle tensioni normali ( $\sigma$ ) e tensioni tangenziali ( $\tau$ ).

Si è passati quindi alla determinazione dello stato tensionale della seguente sezione:

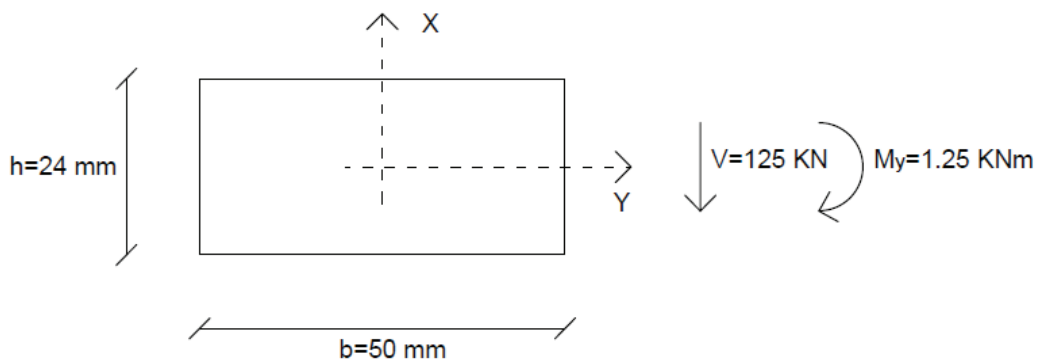


Figura 22: Dimensioni e sollecitazione della sezione in esame

Lo stato tensionale normale ( $\sigma$ ) è stato calcolato tramite la formula di Navier:

$$\sigma_z = \frac{M_y}{J_y} x$$

Poiché vogliamo determinare lo stato tensionale massimo la formula precedente diventa:

$$\sigma_z = \frac{M_y h}{J_y 2} = \frac{M_y}{W_y}$$

dove:

$$W_y = \frac{J_y}{h/2} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

Lo stato tensionale tangenziale ( $\tau$ ) è stato calcolato dividendo lo sforzo di taglio per l'area reagente:

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{bh}$$

Di seguito viene riportata la tabella con i calcoli svolti:

SOLLECITAZIONI		
taglio sollecitante (V)	125	KN
momento sollecitante ( $M_y$ )	1.25	KNm
PARAMETRI GEOMETRICI		
base sezione (b)	50	mm
altezza sezione (h)	24	mm
momento d'inerzia ( $J_y$ )	57600	mm <sup>4</sup>
modulo di resistenza ( $W_y$ )	4800	mm <sup>3</sup>
TENSIONI		
tensione normale ( $\sigma_z$ )	260.42	N/mm <sup>2</sup>
tensione tangenziale ( $\tau$ )	104.17	N/mm <sup>2</sup>

Le tensioni appena ricavate vengono messe in relazione con la tensione ammissibile ( $\sigma_{adm}$ ), la quale rappresenta la massima tensione a cui il materiale può essere sottoposto entro i limiti di sicurezza e si calcola dividendo il carico unitario di rottura per il coefficiente di sicurezza  $\gamma_{M0}$ . Considerando che il materiale utilizzato per realizzare la struttura è l'acciaio strutturale S355, che possiede una tensione di snervamento caratteristica di  $355 \text{ N/mm}^2$ , la tensione ammissibile risulta:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355 \text{ N/mm}^2}{1.05} = 338.10 \text{ N/mm}^2$$

Confrontando lo stato tensionale con la tensione ammissibile utilizzando il criterio di Huber-Hencky-Von Mises otteniamo

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sqrt{260.42^2 + 3(104.17)^2} (\text{N/mm}^2) \leq 338.10 \text{ N/mm}^2$$

$$316.81 \text{ N/mm}^2 \leq 338.10 \text{ N/mm}^2$$

Il criterio di Huber-Hencky-Von Mises è verificato, quindi la sezione presa in esame è in grado di resistere alle sollecitazioni che gli si presentano quando l'attuatore idraulico lavora a trazione applicando una forza di 1000 KN. Siccome la sezione in questione è la più sollecitata possiamo affermare che le dimensioni selezionate per le sporgenze che formano le scanalature a forma di "T" sono idonee.

La seconda situazione analizzata è stata quella in cui l'attuatore idraulico lavora a compressione. La forza applicata in regime di compressione è di 1000 KN, analoga al regime di trazione. In questo caso però la piastra di 40 cm x 40 cm su cui poggia l'attuatore idraulico non trasmette la forza tramite le barre filettate collegate ai binari a forma di "T", ma tramite la zona di contatto che ha la piastra stessa con l'elemento strutturale di tipo piastra. La zona di contatto a cui ci riferiamo è compresa tra la parte anteriore della piastra di ripartizione sulla quale poggia l'attuatore idraulico e la porzione dell'elemento strutturale compresa fra i due binari che sorreggono l'attuatore stesso. La trasmissione della forza avviene unicamente nella zona di contatto, poiché i

binari a forma di “T” sono di dimensioni leggermente inferiori rispetto alle relative scanalature, in modo tale da lasciare minima libertà di movimento. In questo modo quando l’attuatore idraulico applica una forza di trazione, il binario a forma di “T” entra in contatto con la parte anteriore della scanalatura, mentre quando viene applicata una forza di compressione il binario non riesce ad entrare in contatto con la parte posteriore della scanalatura poiché la piastra di ripartizione su cui poggia l’attuatore idraulico è già in perfetto contatto con l’elemento strutturale.

L’unico parametro che non abbiamo identificato dell’elemento strutturale di tipo piastra è lo spessore. È stato assegnato un valore di prova allo spessore per verificarlo poi in seguito con un’analisi globale della struttura. Il valore assegnato per lo spessore dell’elemento strutturale è di 80 mm. Alla luce dei parametri geometrici che abbiamo determinato in precedenza tramite il progetto di dettaglio della connessione, possiamo ricavare le dimensioni della scanalatura a forma di “T”. Come primo passo andiamo a studiare le dimensioni nello spessore dell’elemento strutturale. Dalle verifiche fatte in precedenza risulta che la sporgenza che forma la scanalatura a forma di “T” possiede lo spessore di 24 mm. Di seguito anche la flangia del corrispettivo binario ha lo spessore di 24 mm. Per permettere lo scorrimento del binario all’interno della scanalatura e per garantire l’assenza di contatto tra il binario e la scanalatura quando l’attuatore idraulico lavora a compressione, è stato lasciato uno spazio di 1 mm sia nella parte anteriore che posteriore del binario. Per tale motivo la scanalatura dove scorre il binario ha uno spessore di 26 mm, dovuti ai 24 mm dello spessore del binario, più 2 mm della spaziatura che viene lasciata. Quindi nella totalità la scanalatura ha una profondità di 50 mm nello spessore dell’elemento strutturale, ottenuti sommando la profondità della scanalatura che ospita il gambo del binario di 24 mm e la profondità della scanalatura che ospita la flangia del binario di 26 mm. Avendo assunto uno spessore totale dell’elemento strutturale di 80 mm, e considerando che le scanalature hanno una profondità di 50 mm, la porzione di spessore che rimane è di 30 mm e continua nella parte retrostante alle scanalature.

La larghezza della scanalatura è imposta dalla tipologia di barra filettata che viene utilizzata, o meglio dalla dimensione del diametro di quest'ultima. Quindi per valutare la larghezza della scanalatura abbiamo dimensionato la barra filettata. Lo sforzo massimo di trazione che l'attuatore idraulico può applicare è di 1000 KN, essendo la sopraindicata forza ripartita su quattro barre filettate lo sforzo massimo su ciascuna è di 250 KN. Per determinare la tipologia di barra filettata è stato effettuato un progetto di resistenza a trazione della connessione bullonata. La resistenza a trazione dei bulloni,  $R_N$ , è definita come:

$$R_N = \frac{k_2 \cdot f_{tb} \cdot A_S}{\gamma_{M2}}$$

con  $A_S$  area della sezione resistente del bullone e  $f_{tb}$  tensione ultima del bullone,  $\gamma_{M2}$  il coefficiente parziale di sicurezza per le unioni bullonate pari a 1,25. La resistenza viene ridotta con il coefficiente  $k_2$  in funzione del tipo di vite, nel nostro caso trattandosi di vite normale  $k_2$  assume il valore di 0,9.

La bulloneria è divisa in varie classi a seconda del materiale di cui è costituita. Nella carpenteria metallica sono usate solo le classi indicate nella tabella di Figura 18, che illustra le categorie di accoppiamento tra dadi e bulloni.

Accoppiamenti vite - dado						
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9	12.9
Dado	4	5	6	8	10	10

Figura 23: Categorie di accoppiamento tra dadi e bulloni

Le caratteristiche meccaniche, dedotte dalla ISO 898-1, sono riportate nella Tabella 3 in funzione della classe della vite:

- la tensione minima di rottura a trazione  $f_t$  [N/mm<sup>2</sup>] ottenuta su provino;
- la tensione minima di snervamento  $f_y$  [N/mm<sup>2</sup>] (o quella convenzionale che corrisponde a una deformazione residua dello 0,2%) misurata su provino;
- la tensione minima di snervamento  $f_{y,N}$  [N/mm<sup>2</sup>] (o la tensione convenzionale allo 0,2%) misurata per trazione sulla vite intera;

- l'allungamento percentuale a rottura  $\epsilon_t$  [%] misurato su provino ( $\epsilon_N$  misurato sulla vite).

Tabella 3: Caratteristiche meccaniche delle viti

<i>Caratteristiche meccaniche da ISO 898-1</i>									
Denominazione	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	9.8	10.9	12.9
$f_t$	400	420	500	520	600	830	900	1040	1220
$f_y$	240	340	300	400	480	660	720	940	1100
$f_{y,N}$	225	310	280	380	480	600	650	830	970
$\epsilon_t (\epsilon_N)$	22	(24)	20	(22)	(20)	12	10	9	8
<i>Valori nominali considerati caratteristici da EUROCODICE e NTC</i>									
$f_{t,b}$	400	(n.d)	500	500	600	800	(n.d)	1000	(n.d)
$f_{y,b}$	240	(n.d)	300	400	480	640	(n.d)	900	(n.d)

Ai fini dei calcoli interessa il valore caratteristico della resistenza del materiale costituente la vite. Nella stessa Tabella 3, sono riportati i valori nominali della tensione di rottura  $f_{t,b}$  e di snervamento  $f_{y,b}$  da assumere come valori caratteristici nei calcoli di progetto, così come riportati nell'Eurocodice e ripresi integralmente dalla NTC.

Per individuare la tipologia di barra filettata necessaria per sostenere uno sforzo di trazione, la precedente relazione viene invertita e sostituito il parametro di resistenza  $R_N$  con lo sforzo di trazione  $F_{E,d}$  pari a 250 kN:

$$A_S = \frac{F_{E,d} \cdot \gamma_{M2}}{k_2 \cdot f_{t,b}}$$

Si è optato per l'utilizzo di bulloni ad alta resistenza, per la precisione bulloni di classe 10.9, per i quali il valore della tensione di rottura  $f_{t,b}$  è pari 1000 N/mm<sup>2</sup>. Essendo noti tutti i parametri in gioco possiamo determinare il valore dell'area della sezione resistente del bullone:

$$A_S = \frac{250 \text{ kN} \cdot 1.25}{0.9 \cdot 1000 \text{ N/mm}^2}$$



$$A_S = 348 \text{ mm}^2$$

Nella Tabella 4 sono indicati in millimetri, in funzione dei diametri nominali d normalmente usati, i corrispondenti valori delle grandezze geometriche che interessano. Essi si riferiscono alla bulloneria detta "a passo grosso", che è quella normalmente impiegata.

Tabella 4: Valori delle grandezze geometriche per viti a passo grosso

<i>d</i>	<i>p</i>	<i>A<sub>res</sub></i>	<i>A</i>	<i>A<sub>res</sub>/A</i>	<i>d</i>	<i>p</i>	<i>A<sub>res</sub></i>	<i>A</i>	<i>A<sub>res</sub>/A</i>
<b>8</b>	1,25	38,6	50,3	0,77	<b>33</b>	3,5	694	855	0,81
<b>10</b>	1,50	58,0	78,5	0,74	<b>36</b>	4,0	817	1018	0,80
<b>12</b>	1,75	84,3	113	0,75	<b>39</b>	4,0	976	1195	0,82
<b>14</b>	2,00	115	154	0,75	<b>42</b>	4,5	1120	1385	0,81
<b>16</b>	2,00	157	201	0,78	<b>45</b>	4,5	1310	1590	0,82
<b>18</b>	2,50	192	254	0,75	<b>48</b>	5,0	1470	1810	0,81
<b>20</b>	2,50	245	314	0,78	<b>52</b>	5,0	1760	2124	0,83
<b>22</b>	2,50	303	380	0,80	<b>56</b>	5,5	2030	2463	0,82
<b>24</b>	3,00	353	452	0,78	<b>60</b>	5,5	2360	2827	0,83
<b>27</b>	3,00	459	573	0,80	<b>64</b>	6,0	2680	3217	0,83
<b>30</b>	3,50	581	707	0,82	<b>68</b>	6,0	3060	3632	0,84

La vite con diametro di 24 mm presenta un'area resistente maggiore di 348 mm<sup>2</sup>. Per tale motivo viene scelta la vite con diametro di 24 mm che possiede un'area resistente di 353 mm<sup>2</sup>, la tipologia di bullonatura utilizzata è la M24.

La barra filettata con diametro di 24 mm è saldata all'anima del binario a forma di "T". La larghezza dell'anima è leggermente superiore a quella del diametro della barra filettata, per la precisione 28 mm.

Siccome il binario deve avere la possibilità di scorrere all'interno della scanalatura, viene lasciata una spaziatura di 1 mm fra la scanalatura e il lato destro e sinistro del binario. Quindi la larghezza delle scanalature nella superficie esterna dell'elemento strutturale è di 30 mm ed ha una profondità di 24 mm pari allo spessore della sporgenza che dà forma alla scanalatura a "T". La scanalatura nella parte interna dello spessore dell'elemento strutturale, ovvero quella che ospita la flangia del binario, ha una larghezza complessiva di 50 mm e una profondità di 26 mm.

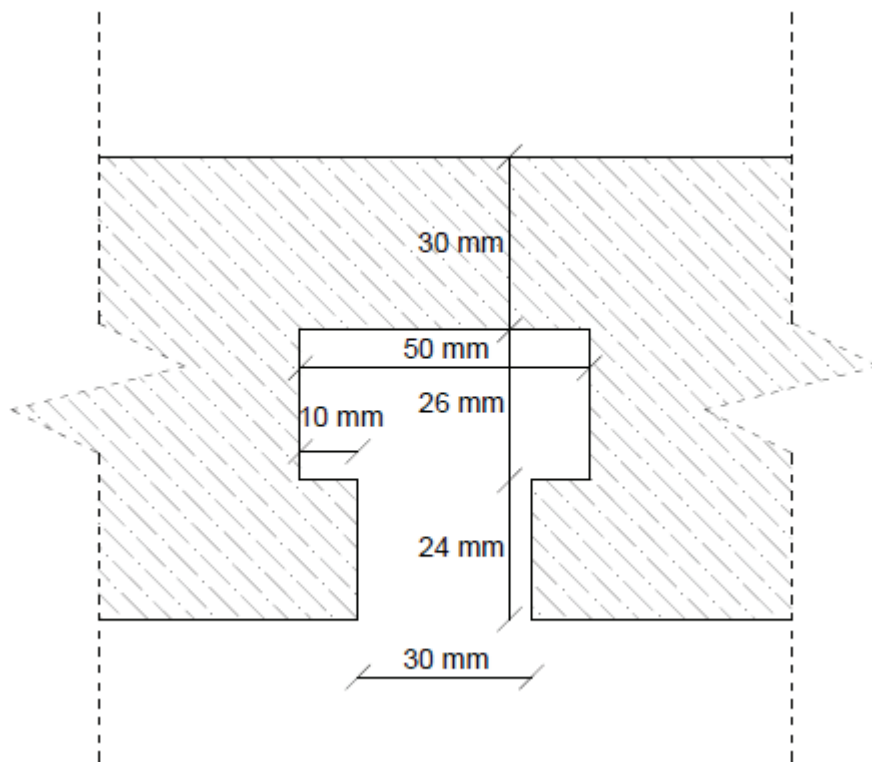


Figura 24: Parametri geometrici della scanalatura a forma di "T"

## 5.2 CONCEZIONE SCHEMA STRUTTURALE

Il passo successivo è stato quello di concepire lo schema strutturale al fine di permettere il deflusso tensionale dall'elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico fino ai vincoli alla base.

I vincoli alla base sono garantiti dal piastrone del laboratorio che presenta dei fori di ancoraggio disposti secondo una rete di maglie quadrate con lato di 140 cm. Lo schema vincolare alla base della nostra struttura va ad interessare una singola maglia quadrata, la quale presenta quattro punti di ancoraggio.

In primis è stata ipotizzata la configurazione geometrica del sistema strutturale che collega l'elemento strutturale su cui poggia l'attuatore idraulico e il piastrone di base. Le ipotesi che vengono proposte devono essere in linea con i criteri prestazionali che la

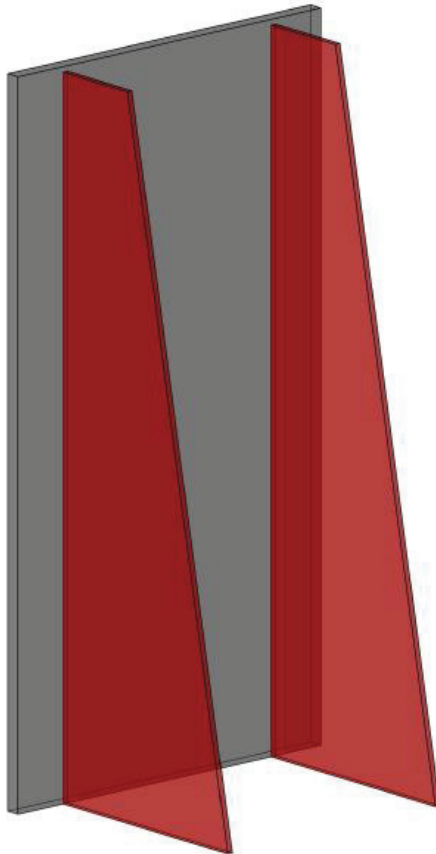
struttura deve rispettare. Il primo criterio della progettazione della parete di contrasto è che l'intera struttura deve rimanere in campo elastico, ovvero non deve presentare fenomeni di plasticizzazione. Il secondo criterio riguarda la deformabilità della struttura, poiché quando viene eseguita una prova sperimentale su un campione e la parete di contrasto sottoposta a carico presenta delle deformazioni dello stesso ordine di grandezza del campione testato, i risultati saranno falsati. I livelli di deformazione devono essere più bassi possibili sempre tenendo in considerazione l'impatto economico. Il secondo criterio è il più restrittivo, perché per limitare le deformazioni bisogna incrementare l'inerzia della struttura, di conseguenza anche il materiale che la compone. Ipotizzata la configurazione geometrica del sistema strutturale, è stato realizzato il modello di calcolo ed eseguita un'analisi globale per verificare se i criteri sopra citati venivano rispettati. Il procedimento è iterativo, poiché sulle ipotesi fatte riguardo la configurazione geometrica si apportano delle modifiche strutturali e si rielabora il modello di calcolo. La procedura viene ripetuta fino al raggiungimento della soluzione ottimale.

### 5.3 MODELLO STRUTTURALE N°1: MODELLO BASE

A sostegno dell'elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico sono state concepite due lastre di costolatura a forma di trapezio rettangolo con le seguenti caratteristiche;

- Altezza: 397 cm
- Base maggiore: 130 cm
- Base minore: 50 cm
- Spessore: 30 mm

Le due lastre sono disposte ortogonalmente all'elemento strutturale che sorreggono e sono saldate nella faccia posteriore di quest'ultimo per tutta l'altezza, ad esclusione degli ultimi 3 cm, visto che l'elemento strutturale è alto 400 cm.



*Figura 25: Rappresentazione tridimensionale delle due lastre (in rosso)*

Le lastre distano fra loro 140 cm, la stessa distanza che intercorre fra i punti di ancoraggio di base. Come abbiamo detto in precedenza i quattro punti di ancoraggio sono disposti a maglia quadrata e siccome il distanziamento che abbiamo assegnato alle lastre è lo stesso che c'è fra i punti di ancoraggio, le lastre sono posizionate esattamente sopra il lato destro e sinistro della maglia quadrata.

La configurazione geometrica delle due lastre è stata concepita in modo tale che il flusso tensionale confluisca dall'elemento strutturale su cui poggia l'attuatore idraulico fino ai punti di ancoraggio.

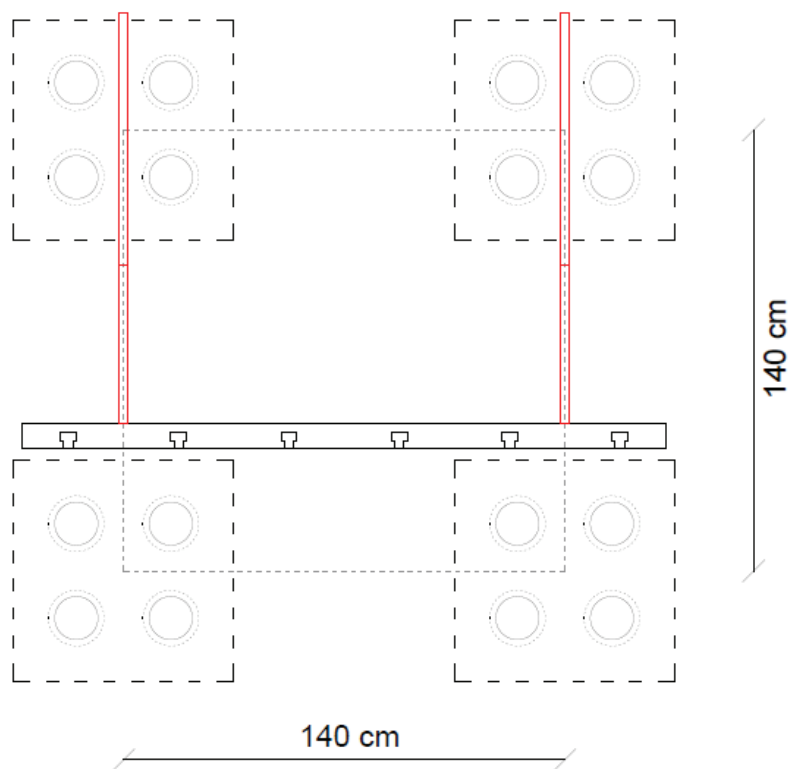


Figura 26: Vista dall'alto delle due lastre (in rosso) e dei fori di fissaggio del piastrone

L'elemento strutturale di tipo piastra assieme alle lastre di costolatura poggiano su due travi scatolari parallele, i cui assi sono distanziati di 140 cm. Le travi sono l'elemento di collegamento fra i fori di ancoraggio del piastrone di base e la struttura sopraindicata.

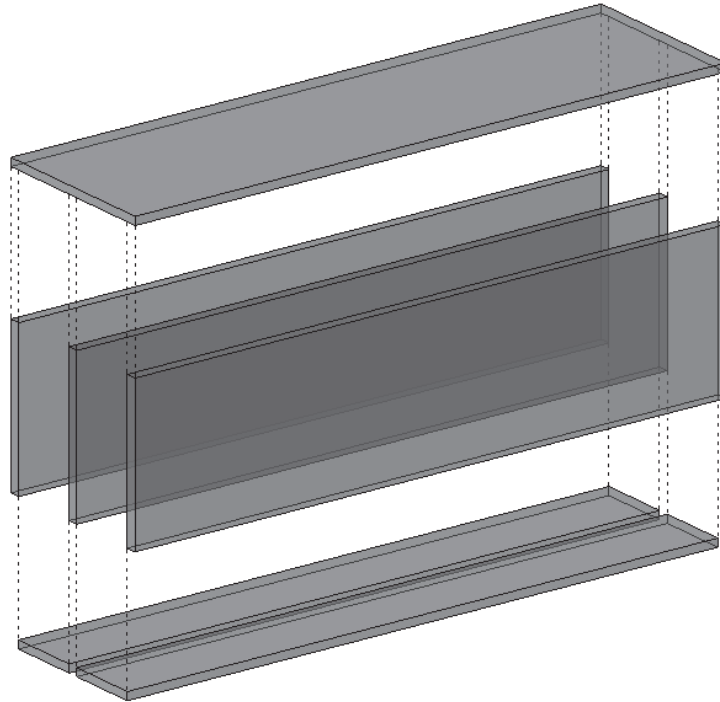
Le travi scatolari, identiche fra loro, sono composte da più lastre saldate. Di seguito viene descritta la configurazione di una singola trave.

La trave scatolare ha una sezione rettangolare con base di 64 cm e altezza di 50 cm, estendendosi per una lunghezza di 225 cm. Le lastre che compongono la trave sono:

- una lastra superiore;
- tre lastre d'anime;
- due lastre inferiori.

Tutte le sei lastre sono di forma rettangolare e possiedono uno spessore di 40 mm. Le lastre d'anime hanno base di 225 cm e altezza di 46 cm. Le tre anime sono disposte in parallelo con l'interasse fra i piani medi è di 30 cm. La lastra superiore ha base di 225 cm

e altezza di 64 cm posizionata orizzontalmente sopra le tre lastre d'anima a formare la faccia superiore della trave scatolare. Infine, le due lastre inferiori hanno base di 225 cm e altezza di 26 cm disposte orizzontalmente fra le spazature delle anime a formare la faccia inferiore della trave scatolare.



*Figura 27: Esploso trave di base*

La scelta di posizionare le due travi di base parallelamente con distanziamento fra interassi di 140 cm è dovuta dalla configurazione che hanno i punti di ancoraggio del piastrone del laboratorio. I punti di ancoraggio sono disposti secondo una maglia quadrata di lato di 140 cm, le due travi sono posizionate lungo i lati immaginari di destra e di sinistra. Tramite questa configurazione ogni trave è vincolata in due punti sia anteriormente che posteriormente in modo tale che il flusso di tensioni che arriva dalla struttura sovrastante sia scaricato dalle due travi ai quattro punti di ancoraggio.

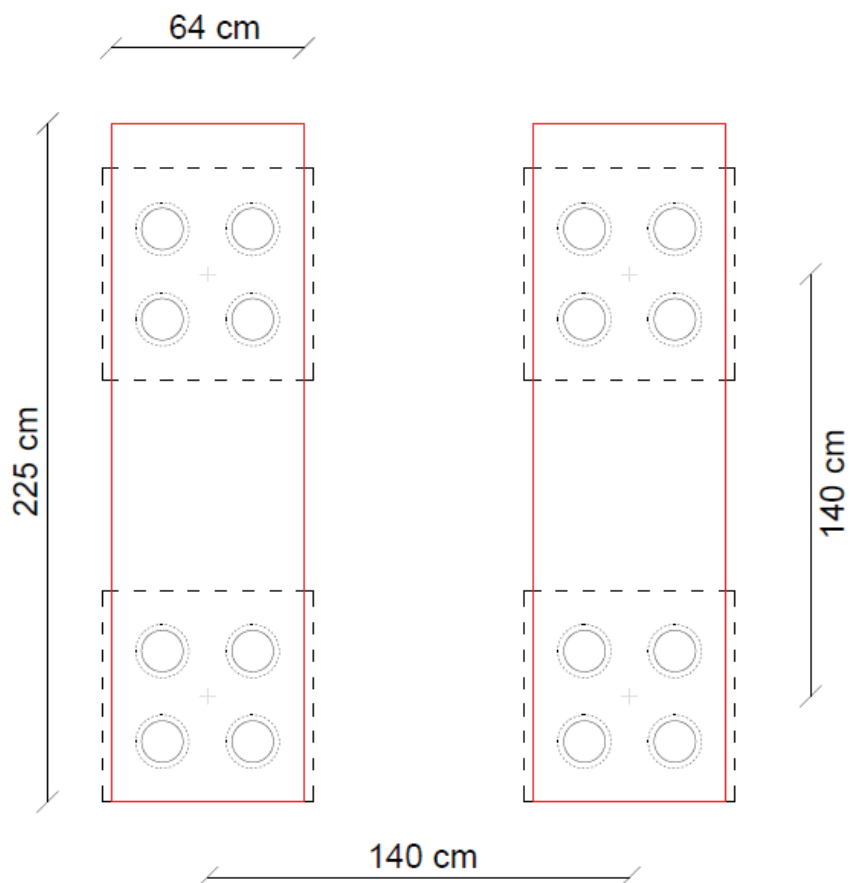


Figura 28: Posizionamento travi di base (in rosso) al di sopra dei fori di ancoraggio del piastrone

La struttura sovrastante, ovvero l'elemento di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico e le due lastre a forma di trapezio rettangolo che lo sorreggono, è saldata alla base sulle facce superiori delle travi di base. La distanza che intercorre fra le lastre trapezoidali è la stessa che è stata data agli assi delle travi di base, quindi le lastre trapezoidali sono saldate lungo l'asse medio della faccia superiore delle travi.

Per quanto riguarda il posizionamento della struttura sovrastante nella lunghezza delle travi di base è influenzato dalle dimensioni dell'attuatore idraulico. La disposizione dell'elemento piastra deve essere arretrata rispetto alla linea che congiunge i baricentri dei punti di ancoraggio anteriori di 39 cm. L'arretramento dell'elemento è dovuto all'ingombro dell'attuatore idraulico che è superiore al valore della distanza tra i punti di ancoraggio (140 cm), di conseguenza il campione andrebbe posizionato non ad un interasse di distanza ma al doppio della distanza, che corrisponderebbe a 280 cm. Arretrando di 39 cm l'elemento piastra dove poggerà l'attuatore idraulico, il campione

da testare potrà essere ancorato ad un solo interasse di distanza poiché in questo caso la distanza a disposizione è di 179 cm. Per tale motivazione la struttura sovrastante è giuntata alle travi di base ad una distanza di 74 cm dall'apice delle travi stesse.

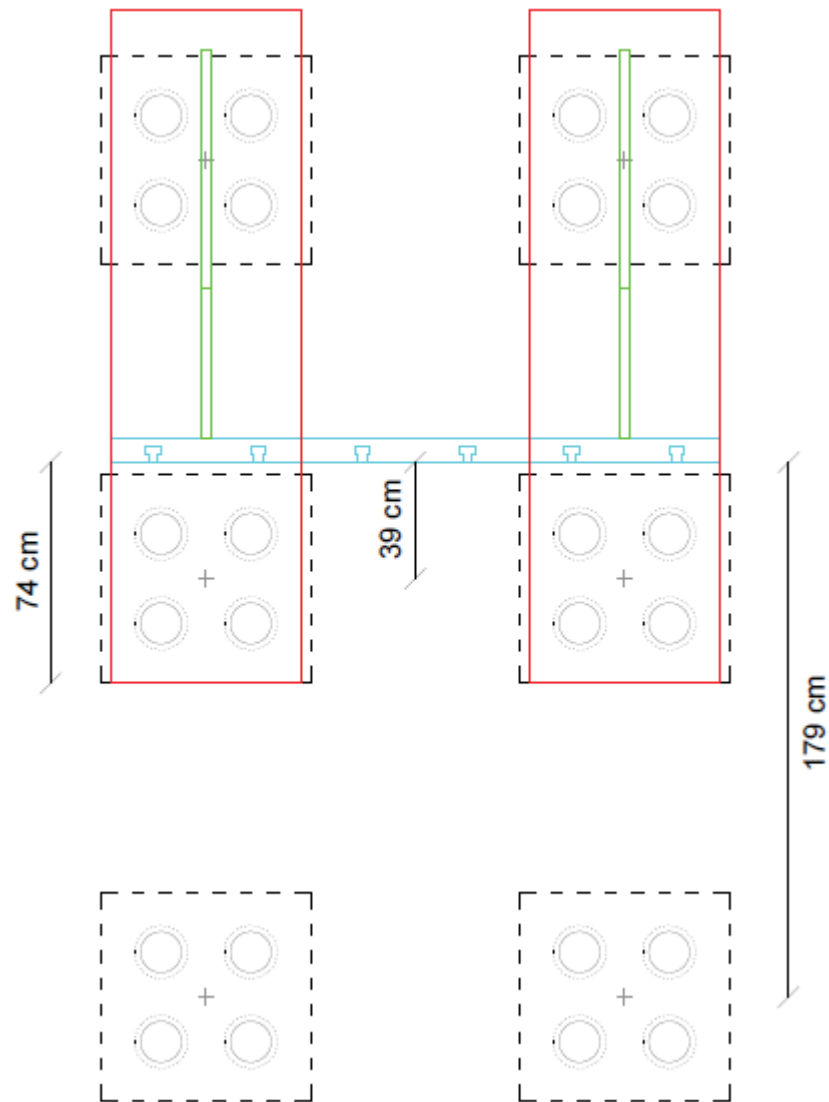
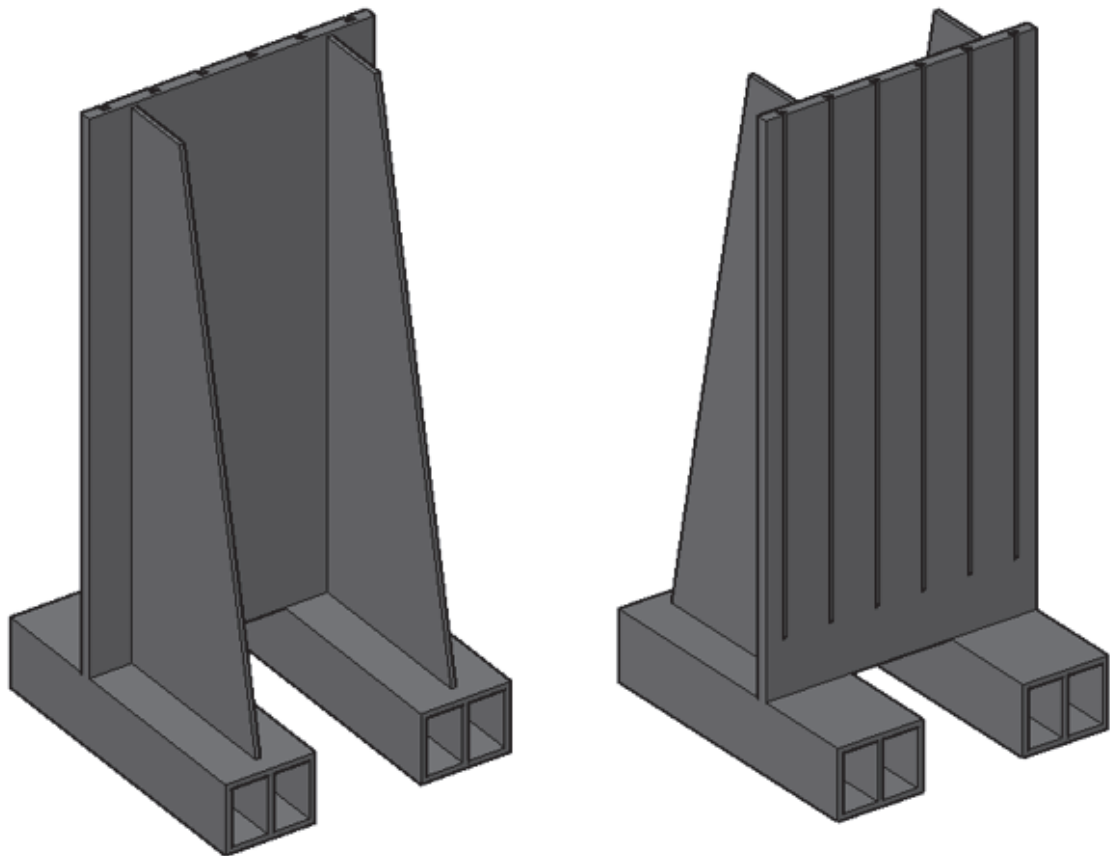


Figura 29: Posizionamento al di sopra dei fori di ancoraggio del piastrone dei seguenti elementi: travi di base (in rosso), piastra su cui poggia l'attuatore idraulico (in ciano), lastre trapezoidali (in verde)

La struttura fino ad ora descritta è rappresentata della “Figura 25” di seguito.





*Figura 30: Viste tridimensionali struttura*

Fino ad ora abbiamo descritto lo scheletro principale della struttura che ci garantisce la trasmissione del flusso tensionale dall'attuatore idraulico fino al piastrone del laboratorio. Però la struttura si fatta è incompleta poiché non rispetta i criteri che sono stati posti per la progettazione, ovvero che tutta la struttura rimanga in campo elastico e che presenti spostamenti ridotti. Per garantire i criteri è stata completato la struttura inserendo degli elementi che incrementano la rigidità globale della struttura e migliorano la diffusione del flusso tensionale in modo da non concentrare le tensioni in punti localizzati.

La prima aggiunta strutturale è stata quella di inserire una lastra posteriore spessa 30 mm saldata nelle facce inclinate delle due lastre trapezoidali, in modo tale da riprodurre una ipotetica sezione scatolare che si sviluppa in altezza. La scelta di ottenere una sezione scatolare è dovuta dal fatto che tale sezione fornisce all'intera struttura due benefici. Il primo beneficio si riscontra nel caso in cui la struttura venga caricata

eccentricamente poiché la sezione scatolare garantisce una maggiore resistenza torsionale grazie al flusso di tensioni alla Bredt che si viene a creare. Il secondo vantaggio riguarda la riduzione degli spostamenti della struttura quando è sotto carico. La porzione di struttura che si trova al di sopra delle due travi di base la possiamo interpretare con uno schema strutturale di tipo mensola. Fatta tale assunzione è noto che la freccia massima la troviamo all'estremità della mensola e si ricava con la seguente formula generale:

$$\delta_{max} = \frac{FL^3}{3EJ}$$

Dove:

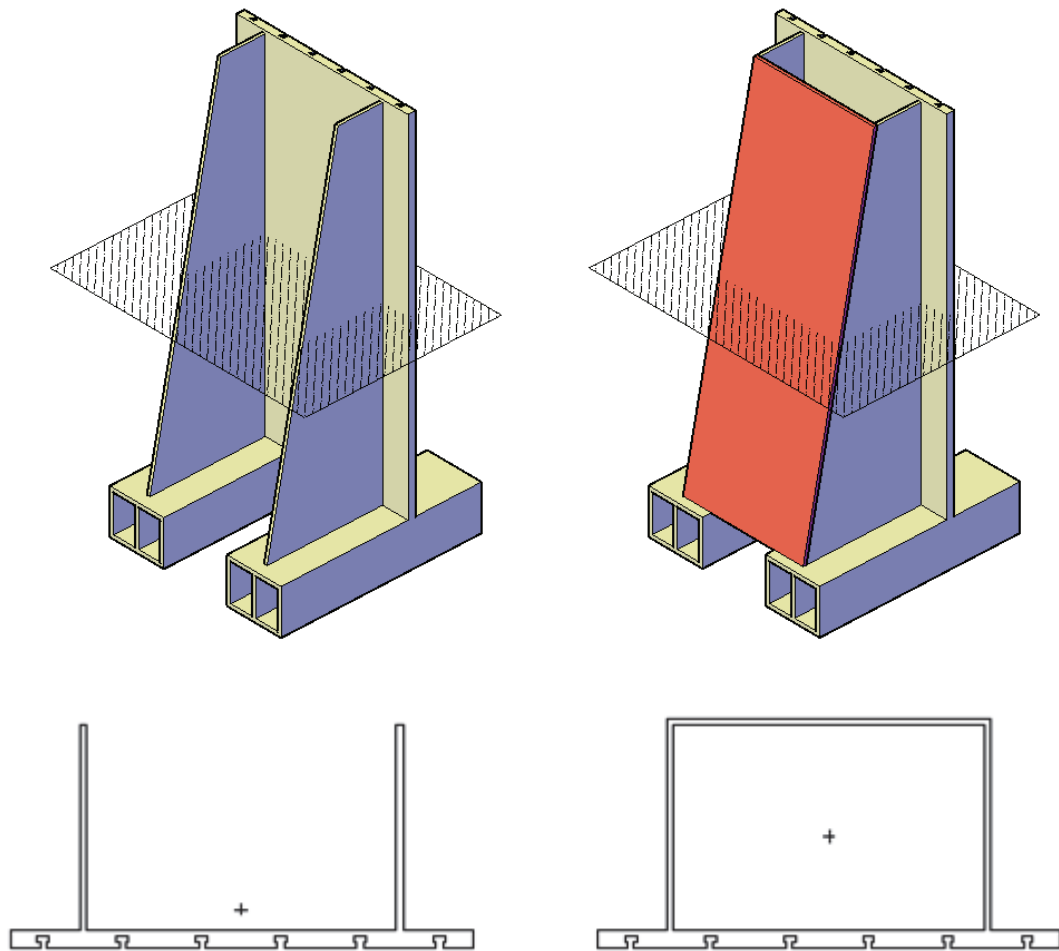
- $\delta_{max}$  = freccia massima
- $F$  = carico applicato
- $L$  = lunghezza libera della mensola
- $E$  = modulo di Young
- $J$  = momento di inerzia della sezione

Dalla seguente formula possiamo notare come la freccia massima della mensola è direttamente proporzionale alla lunghezza libera della mensola ( $L$ ) e inversamente proporzionale al momento di inerzia della sezione ( $J$ ).

È possibile comparare, tramite lo schema strutturale di tipo mensola, lo spostamento orizzontale in testa della struttura con la freccia massima della mensola. Perciò come dedotto dalla formula, per ridurre gli spostamenti in sommità della struttura: o incremento il momento di inerzia della sezione che compone la mensola ( $J$ ), oppure diminuisco la lunghezza libera della mensola ( $L$ ), che corrisponde all'altezza della porzione di struttura al di sopra delle travi di base.

La soluzione scelta, mira ad incrementare l'inerzia, nella direzione d'interesse, delle sezioni che compongono la porzione di struttura schematizzata come mensola, conferendo all'intera struttura maggiore resistenza flessionale.

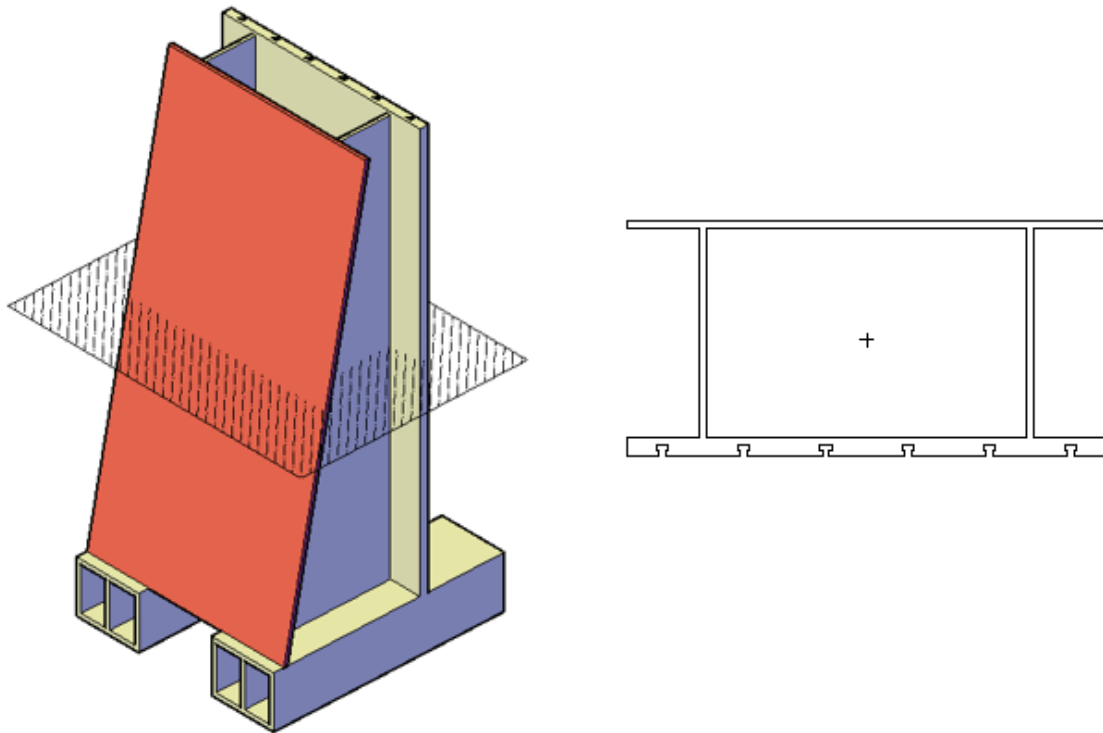
Per l'appunto inserendo la lastra in questione, le sezioni che compongono la mensola passano da aperte a chiuse, poiché la lastra a livello sezione rappresenta la flangia superiore delle sezioni. La flangia essendo distante dal baricentro della sezione favorisce l'incremento dell'inerzia e di conseguenza l'aumento della resistenza flessionale e la riduzione della freccia della mensola.



*Figura 31: Sezione generica della porzione superiore della struttura schematizzata tipo mensola*

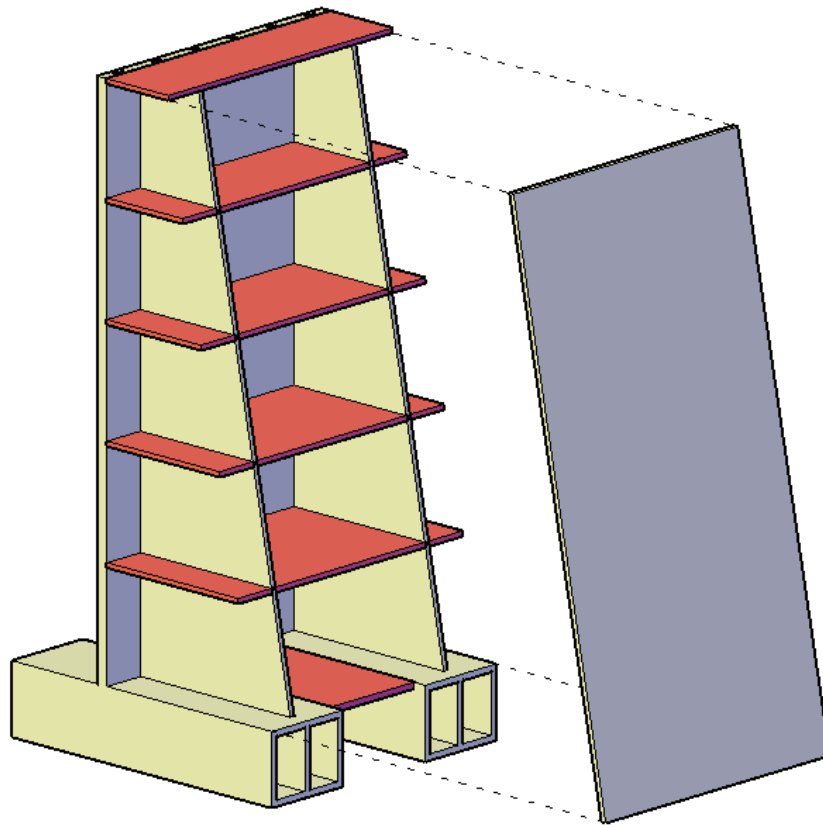
Al fine di incrementare ulteriormente la resistenza flessionale delle sezioni della mensola, la flangia superiore è stata ampliata oltre le due anime fino ad ottenere la stessa larghezza della flangia inferiore. Così facendo la lastra posteriore che viene inserita ha la stessa larghezza dell'elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico. Incrementando la larghezza della flangia superiore, la sezione rimane sempre chiusa ma aumenta ulteriormente l'inerzia della sezione poiché possiamo immaginare la sezione scatolare come due sezioni a doppio "T" accoppiate. È

stata considerata tale soluzione dato che la sezione a doppio "T" è ottimale per contrastare il regime di flessione.



*Figura 32: Sezione generica a doppio "T" della porzione superiore della struttura schematizzata tipo mensola*

La seconda aggiunta strutturale è stata quella di inserire delle lastre di irrigidimento orizzontali che collegano l'elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico con la lastra posteriore inclinata. Precisamente sono state inserite sei lastre di irrigidimento con la seguente disposizione: la prima è posizionata a livello delle lastre superiori delle travi di base chiudendo la struttura nella parte sottostante, le altre lastre sono posizionate in successione verso la sommità della struttura con un interasse di 80 cm, l'ultima lastra chiude la struttura nella parte superiore.



*Figura 33: Esploso struttura evidenziazione delle lastre di irrigidimento orizzontali*

La lastra di irrigidimento fra le travi di base e quella in sommità è composta da un unico pezzo mentre quelle intermedie sono composte da tre lastre: una posizionata all'interno del corpo scatolare, le altre due posizionate esternamente. Tutte e tre le lastre sono posizionate alla medesima quota, ma sono separate dalle lastre di costolatura trapezoidali. Ad esclusione della lastra fra le travi di base, tutte le altre hanno la stessa larghezza dell'elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico e della lastra posteriore inclinata, mentre la lunghezza come si può evincere dalla "Figura 24" si riduce man mano che ci spostiamo verso la sommità. Lo spessore che è stato assegnato a tutte le lastre di irrigidimento è di 30 mm.

Le lastre di irrigidimento come primo vantaggio garantiscono dei punti di appoggio per l'elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico, altrimenti tale elemento poggierebbe unicamente sulle lastre di costolatura trapezoidali. Se così fosse l'elemento di tipo piastra tenderebbe ad ingobbarsi fuori dal piano quando è sottoposto al carico dell'attuatore idraulico. Quindi l'inserimento degli irrigidimenti

aiuta l'elemento di tipo piastra a limitare l'ingobbamento visto che il carico trasmesso dall'attuatore idraulico sarà localizzato in area piuttosto ristrette. Il secondo vantaggio che apportano gli irrigidimenti orizzontali è la migliore diffusione del flusso tensionale, poiché quando l'attuatore idraulico viene azionato il flusso tensionale che si crea nell'elemento di tipo piastra defluirà sia direttamente sulle lastre di costolatura trapezoidali sia sulle lastre di irrigidimento orizzontali, le quali a loro volta diffonderanno le tensioni omogeneamente sulla larghezza delle lastre trapezoidali. Un ulteriore vantaggio che forniscono tali lastre è l'irrigidimento dell'intera struttura. Con un maggiore rigidità strutturale gli spostamenti sono minori, in più tali irrigidimenti contrastano possibili fenomeni di instabilità locale riguardanti le lastre trapezoidali verticali.

L'ultima aggiunta strutturale sono dei piatti di costolatura saldati alla base dell'elemento di tipo piastra e alle travi di base per diffondere meglio le tensioni e non creare punti localizzati di plasticizzazione. I piatti saldati sono sei, hanno una forma prossima ad un triangolo rettangolo con le basi saldate alle lastre superiori delle travi di base e le altezze saldate all'elemento di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico. Tali piatti sono posizionati negli stessi piani verticali delle lastre di anima delle travi di base e possiedono lo stesso spessore di 40 mm. Le dimensioni di tali piatti sono riportati nella figura seguente:

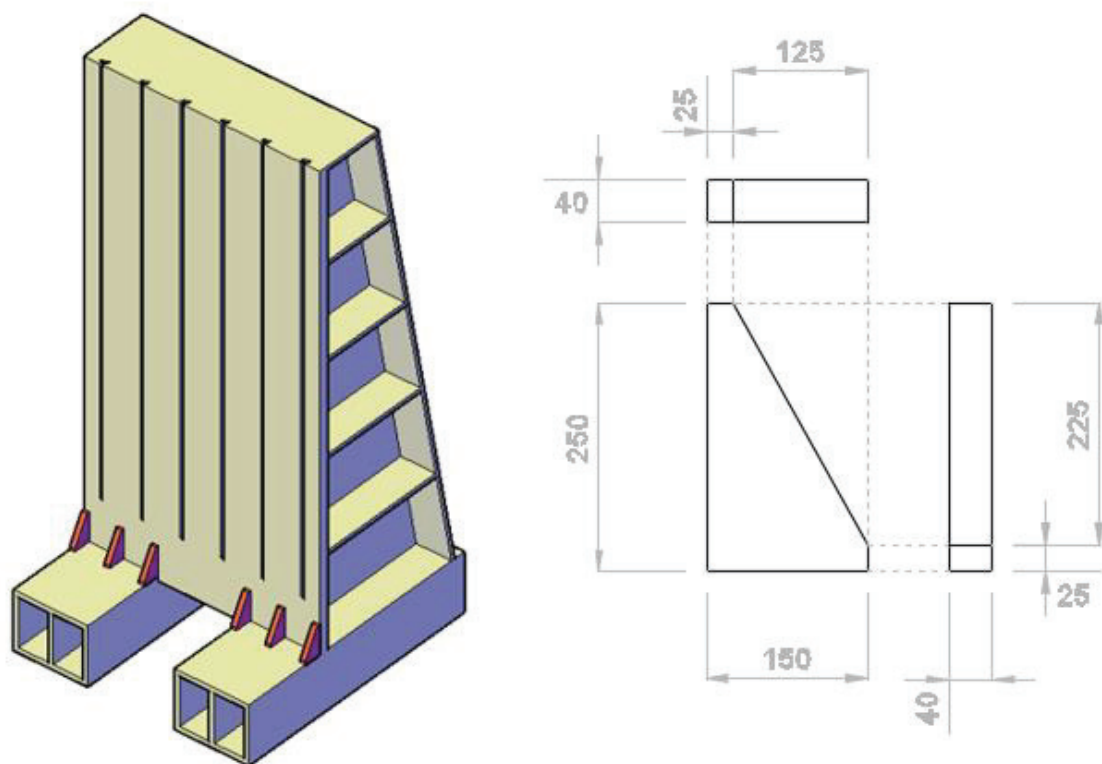


Figura 34: Rappresentazione grafica e dimensionale piatti verticali costolati (unità di misura in "mm")

### 5.3.1 MODELLAZIONE

Definita l'intera composizione strutturale della parete di contrasto, è stato elaborato il modello di calcolo per verificare se le soluzioni adottate riguardanti le disposizioni degli elementi strutturali e le loro dimensioni sono idonee. La struttura viene modellata ed analizzata con l'ausilio del codice di calcolo ad elementi finiti SAP2000. Il modello realizzato è una struttura tridimensionale costituito da elementi bidimensionali di tipo Shell (lastra – piastra). Per eseguire una modellazione più raffinata ogni elemento strutturale viene discretizzato con una molteplicità di elementi tipo Shell a quattro nodi. La discretizzazione degli elementi strutturali deve essere più regolare possibile in modo da far coincidere i nodi degli elementi Shell sia all'interno dell'elemento stesso sia con gli altri elementi.

Al fine di garantire una discretizzazione precisa è stato utilizzato il software di progettazione 3D AutoCAD, con il quale si è fatto un modello tridimensionale della struttura dividendo ogni elemento strutturale in tante regioni, identificative delle Shell.

Successivamente il modello creato con il software di progettazione 3D è stato importato all'interno del software agli elementi finiti ottenendo conseguentemente la struttura discretizzata con numerose Shell.

All'interno del modello di calcolo è stato poi inserito il materiale con il quale la struttura è stata progettata, ovvero l'acciaio strutturale S355, e sono stati assegnati gli spessori che devono avere le Shell. Per quanto riguarda le Shell degli elementi strutturali che compongono le due travi di base e i sei piatti verticali costolati saldati sopra di esse è stato assegnato lo spessore di 40 mm. Mentre per le Shell di tutti gli elementi strutturali rimanenti, ad esclusione dell'elemento di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico, è stato assegnato lo spessore di 30 mm. Infine, per quanto riguarda l'elemento di tipo piastra, alle Shell ubicate dove sono presenti le scanalature a forma di "T" è stato assegnato lo spessore di 30 mm mentre alle altre è stato assegnato lo spessore di 80 mm. In quest'ultimo elemento strutturale sono state trascurate, nella modellazione, le sporgenze che conferiscono alla scanalatura la forma a "T" poiché si considerano solamente allo scopo di trasmissione dello stato tensionale, trascurando il loro contributo in rigidità e in resistenza.

La modellazione della struttura deve essere completata inserendo il sistema vincolare di base. Il vincolo reale che la struttura presenterebbe è costituito dai quattro punti di ancoraggio disposti a maglia quadrata di lato 140 cm forniti dal piastrone di base. A loro volta ogni punto di ancoraggio è costituito da quattro fori disposti a maglia quadrata di lato 30 cm, che permettono di ancorare la struttura al piastrone di base con dei tirafondi. Di conseguenza nel modello di calcolo sono stati inseriti sedici cerniere esterne posizionate nelle lastre inferiori delle due travi di base e disposte esattamente con la stessa geometria dei fori del piastrone di base.

Gli schemi di carico che sono stati implementati nel modello di calcolo sono otto: i primi quattro simulano l'attuatore idraulico che lavora a compressione, gli altri quattro simulano l'attuatore idraulico che lavora a trazione. La forza trasmessa dell'attuatore idraulico sia in regime di compressione sia in regime di trazione si assume pari a 1000 KN.



Gli schemi di carico che simulano la trazione dell'attuatore idraulico devono essere coerenti con la trasmissione di forze che si viene a creare nel sistema di connessione tra attuatore idraulico e l'elemento strutturale su cui poggia quest'ultimo. In precedenza, nel paragrafo 6.1 abbiamo analizzato come avviene tale transizione di forze, dai calcoli riportati nella "Figura 14" del medesimo paragrafo sono state determinate le sollecitazioni che vengono trasmesse dalle sporgenze che conferiscono alle scanalature la forma a "T" all'elemento strutturale di tipo piastra. Quindi come si evince dal paragrafo 6.1 ognuna delle quattro barre filettate trasmette all'elemento strutturale due forze di 125 KN e due momenti di 1,25 KNm. La forza di 1000 KN applicata dall'attuatore idraulico la schematizzo nel modello di calcolo con quattro coppie di forze di 125 KN e quattro coppie di momenti di 1,25 KNm posizionati con la stessa geometria delle barre filettate. Il primo schema di carico inserito è di tipo centrato, le sollecitazioni precedentemente indicate sono posizionate nelle due scanalature centrali dell'elemento piastra alla quota più alta alla quale l'attuatore idraulico può essere fissato. Il secondo schema di carico è sempre centrato quindi le sollecitazioni sono posizionate nelle due scanalature centrali dell'elemento piastra però il baricentro delle sollecitazioni è a quota 410 cm, simulando il fissaggio dell'attuatore idraulico a metà distanza fra la lastra di irrigidimento orizzontale di quota 450 cm e quello di quota 370 cm. Il terzo e quarto schema di carico sono di tipo eccentrico poiché le sollecitazioni sono posizionate nelle due scanalature di estremità dell'elemento piastra, mentre le quote sono rispettivamente identiche al primo e al secondo schema di carico.

I restanti quattro schemi di carico simulano l'applicazione della forza di compressione del valore di 1000 KN generata dall'attuatore idraulico. In questo caso però la piastra di ripartizione di 40 cm x 40 cm dell'attuatore idraulico non trasmette la forza tramite le barre filettate collegate ai binari a forma di "T", ma tramite la zona di contatto che ha la piastra stessa con l'elemento strutturale di tipo piastra. La zona di contatto a cui ci riferiamo è compresa tra la parte anteriore della piastra di ripartizione dell'attuatore idraulico e la porzione dell'elemento strutturale compresa fra i due binari che sorreggono l'attuatore idraulico. In questo caso la forza di 1000 KN è simulata con un carico distribuito nella zona di contatto, assunta di forma quadrata di lato 30 cm. Il valore

del carico unitario che viene inserito nel modello è di circa  $11000 \text{ KN/m}^2$  ottenuto dividendo la forza di  $1000 \text{ KN}$  per l'area della zona di contatto  $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$  che in  $\text{m}^2$  risulta del valore di  $0,09$ . I quattro schemi di carico sono implementati nel modello inserendo per ognuno il carico distribuito nell'area di contatto sopra citata. Il baricentro di tali aree di carico è posizionato nello stesso punto del baricentro delle sollecitazioni dei quattro schemi di carico che simulano l'azione tirante dell'attuatore idraulico. Quindi, anche gli schemi di carico che simulano la compressione dell'attuatore idraulico presentano due schemi concentrici e due schemi eccentrici.

In seguito, vengono brevemente indicati tutti gli schemi di carico implementati nel modello di calcolo:

- schema carico 1: Compressione centrata a quota  $410 \text{ cm}$
- schema carico 2: Trazione centrata a quota  $410 \text{ cm}$
- schema carico 3: compressione eccentrica a quota  $410 \text{ cm}$
- schema carico 4: trazione eccentrica a quota  $410 \text{ cm}$
- schema carico 5: Compressione centrata a quota massima
- schema carico 6: trazione centrata a quota massima
- schema carico 7: Compressione eccentrica a quota massima
- schema carico 8: trazione eccentrica a quota massima

### 5.3.2 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

Una volta acquisiti gli schemi di carico, vengono inseriti nel modello di calcolo per svolgere l'analisi ed esaminare i dati che ne derivano. Come già citato, l'attenzione è stata rivolta principalmente su due criteri fondamentali che la struttura deve rispettare. Il primo criterio consiste nel mantenere l'intera struttura in campo elastico. Il secondo criterio riguarda la rigidità della struttura, l'obiettivo è mantenere le deformazioni dell'ordine dei millimetri.

Per la valutazione dello stato tensionale, sono stati presi in esame tutti gli schemi di carico, poiché sollecitano la struttura in maniera diversa. Gli schemi di carico che simulano l'applicazione dell'attuatore idraulico alla quota di  $410 \text{ cm}$  (schemi di carico 1-

4) forniscono lo stato tensionale più gravoso per l'elemento strutturale di tipo piastra sul quale poggia l'attuatore, mentre gli schemi di carico che simulano l'applicazione dell'attuatore idraulico alla massima quota (schemi di carico 5-8) forniscono lo stato tensionale più gravoso per la restante parte di struttura. Per verificare lo stato tensionale è stato utilizzato il metodo di calcolo elastico di Huber-Hencky-Von Mises, rilevando che per tutti gli schemi di carico in ogni punto della struttura, il valore della tensione calcolato è lontano dalla tensione di snervamento. Per tutti gli elementi strutturali, ad esclusione dell'elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico, è stato preso come tensione di snervamento ( $f_{yk}$ ) il valore di 355 N/mm<sup>2</sup>, come indicato dalle "Norme tecniche per le costruzioni" del D.M 17 gennaio 2018 al capitolo 4.2.1.1 per i laminati a caldo di spessore inferiore o uguale a 40 mm. Mentre per l'elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico, essendo spesso 80 mm, è stato preso come tensione di snervamento ( $f_{yk}$ ) il valore di 335 N/mm<sup>2</sup>, valore sempre inerente alla normativa. Avendo verificato che in nessun punto della struttura si raggiunge la tensione di snervamento possiamo affermare che non sono presenti fenomeni di plasticizzazione.

A livello di resistenza la struttura concepita non presenta problematiche, di conseguenza si è passati allo studio delle deformazioni. Gli schemi di carico che sono stati implementati nel modello causano deformazioni diverse della struttura, per tale motivo sono state analizzate separatamente.

Gli schemi di carico 1,2,3 e 4 che simulano l'azione di compressione e trazione dell'attuatore idraulico alla quota di 410 cm, che rappresenta il valore mediano fra l'irrigidimento orizzontale più alto e il sottostante, forniscono la massima deformazione relativa dell'elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l'attuatore. Tale elemento lavora come piastra, essendo sollecitato da azioni fuori dal piano, quindi la deformazione d'interesse è l'ingobbamento dell'elemento strutturale fuori dal piano. La condizione più critica è fornita dagli schemi di carico 1 e 2 che causano una freccia d'ingobbamento dell'elemento strutturale di tipo piastra del valore di 1,1 mm. Alla luce di questi dati si può affermare che l'elemento in esame possiede una rigidità sufficiente alla diffusione

del flusso tensionale. Quindi gli spessori che sono stati assunti nel paragrafo 6.1 per l'elemento strutturale di tipo piastra, ovvero di 80 mm nelle zone piene e di 30 mm in prossimità delle scanalature a "T", sono idonei, considerato che non sono presenti fenomeni di plasticizzazione e che la rigidità garantisce una deformazione minima.

Gli schemi di carico 5 e 6, che simulano l'azione concentrica, rispettivamente di compressione e trazione dell'attuatore idraulico alla quota massima, ci forniscono le massime deformazioni dell'intera struttura in condizioni di carico centrato. La struttura risponde ai suddetti schemi di carico inflettendosi nella stessa direzione in cui sono applicate le forze. Il parametro da monitorare è il massimo spostamento in sommità della struttura che per entrambi gli schemi di carico risulta 5,8 mm.

Gli schemi di carico 7 e 8, che simulano l'azione eccentrica rispettivamente di compressione e trazione dell'attuatore idraulico alla quota massima, ci forniscono le massime deformazioni dell'intera struttura in condizioni di carico eccentrico. I suddetti schemi di carico oltre ad inflettere la struttura nella stessa direzione in cui sono applicate le forze, creano in più deformazione torsionale. In questi casi, il massimo spostamento alla sommità della struttura sarà maggiore del valore ricavato dagli schemi di carico 5 e 6 poiché si sommano due contributi di deformazione: flessionale e torsionale. Il massimo spostamento in sommità della struttura per gli schemi di carico 7 e 8 è di 6,3 mm.

Inoltre, sempre grazie agli schemi di carico 7 e 8, quando la struttura è caricata eccentricamente presenta in sommità uno spostamento massimo e uno minimo, la differenza fra questi due valori fornisce una stima della rotazione che possiede la struttura in sommità. Nel caso in esame lo spostamento massimo e minimo sono rispettivamente 6,3 mm e 4,7 mm, di conseguenza lo spostamento differenziale è 1,6 mm. Il parametro in questione viene considerato, poiché una sua variazione ci permette di percepire come la struttura risponde torsionalmente, fornendo quindi una stima della rigidità torsionale.

I risultati della modellazione che vengono presi in considerazione sono i seguenti:

Tabella 5: Parametri modello N° 1: Modello base

<b>MODELLO N°1: MODELLO BASE</b>		
volume	1.822	m <sup>3</sup>
massa	14.3	ton
costo	28600	€
SPOSTAMENTI		
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	5.8	mm
CARICO ECCENTRICO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	6.3	mm
spostamento minimo sommità struttura	4.7	mm
spostamento massimo differenziale sommità struttura	1.6	mm
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota 410 cm		
freccia massima ingobbamento pietra con scanalature a "T"	1.1	mm

### 5.3.3 VALUTAZIONI

Il modello strutturale concepito chiamato “Modello base” non presenta problemi di resistenza, avendo rilevato tramite il metodo di calcolo elastico di Huber-Hencky-Von Mises che per tutti gli schemi di carico in ogni punto della struttura siamo lontani dalla tensione di snervamento. L’aspetto più vincolante riguarda la rigidità della struttura poiché quando si esegue una prova sperimentale su un campione e la parete di contrasto, sottoposta a carico, presenta delle deformazioni dello stesso ordine di grandezza del campione testato i risultati della prova saranno falsati. A tale scopo il “Modello base” deve essere ottimizzato per contenere le deformazioni, ma sempre tenendo sotto controllo l’impatto economico della costruzione della struttura. Per effettuare una stima del costo di realizzazione della struttura ci si basa sul peso totale

della struttura stessa, senza considerare il costo che richiederebbero le lavorazioni degli elementi strutturali.

Il volume di acciaio che necessita la realizzazione del “Modello base” è di 1,822 m<sup>3</sup>, considerando che il peso specifico dell'acciaio è di 7850 kg/m<sup>3</sup> l'intera struttura ha un peso complessivo di circa 14,3 tonnellate. Assumendo un prezzo di mercato forfettario dell'acciaio S355 di 2,00 €/kg, la realizzazione della nostra struttura avrebbe un costo di circa 29 000 €.

Apportando delle modifiche al “Modello Base”, l'obbiettivo da raggiungere è quello di incrementare la rigidità della struttura, riducendo gli spostamenti, tenendo sempre in considerazione l'importanza che l'impatto economico assume nelle scelte costruttive.

## CAPITOLO 6

### OTTIMIZZAZIONE DELLA SOLUZIONE AD ANIMA PIENA

---

#### 6.1 MODELLO STRUTTURALE N°2: MODELLO ALLEGGERITO

La prima variazione strutturale apportata al “Modello base” è stata eseguita con lo scopo di alleggerire la struttura, ottimizzando l’impatto economico. L’alleggerimento consiste nella rimozione di porzioni di struttura che apportano un contributo limitato alla rigidezza dell’intera parete di contrasto. Quindi l’obiettivo del nuovo modello strutturale è quello di abbassare i costi di realizzazione, utilizzando meno acciaio, a discapito di una minima riduzione della rigidezza dell’intera struttura.

##### 6.1.1 TIPO A

La variazione strutturale apportata comporta la foratura delle lastre di costolature trapezoidali che sorreggono l’elemento strutturale di tipo piastra su cui poggia l’attuatore idraulico. Le lastre di costolatura sono state forate in quattro punti, i fori distribuiti in altezza, sono ubicati rispettivamente a quote: 892,5 mm, 1700 mm, 2500 mm e 3300 mm. I fori dalla quota più bassa alla più alta, presentano i diametri di: 620 mm, 460 mm, 300 mm e 140 mm.

La corrispondenza tra i diametri che presentano i fori alle varie quote è la seguente:

- Quota 892,5 mm → 620 mm
- Quota 1700 mm → 460 mm
- Quota 2500 mm → 300 mm
- Quota 3300 mm → 140 mm

Come dedotto il diametro dei fori presenti nelle lastre di costolatura diminuiscono all’aumentare della quota. Tali quote sono state scelte poiché rappresentano i punti mediani fra le varie lastre di irrigidimento orizzontale che contengono la porzione di lastra forata.

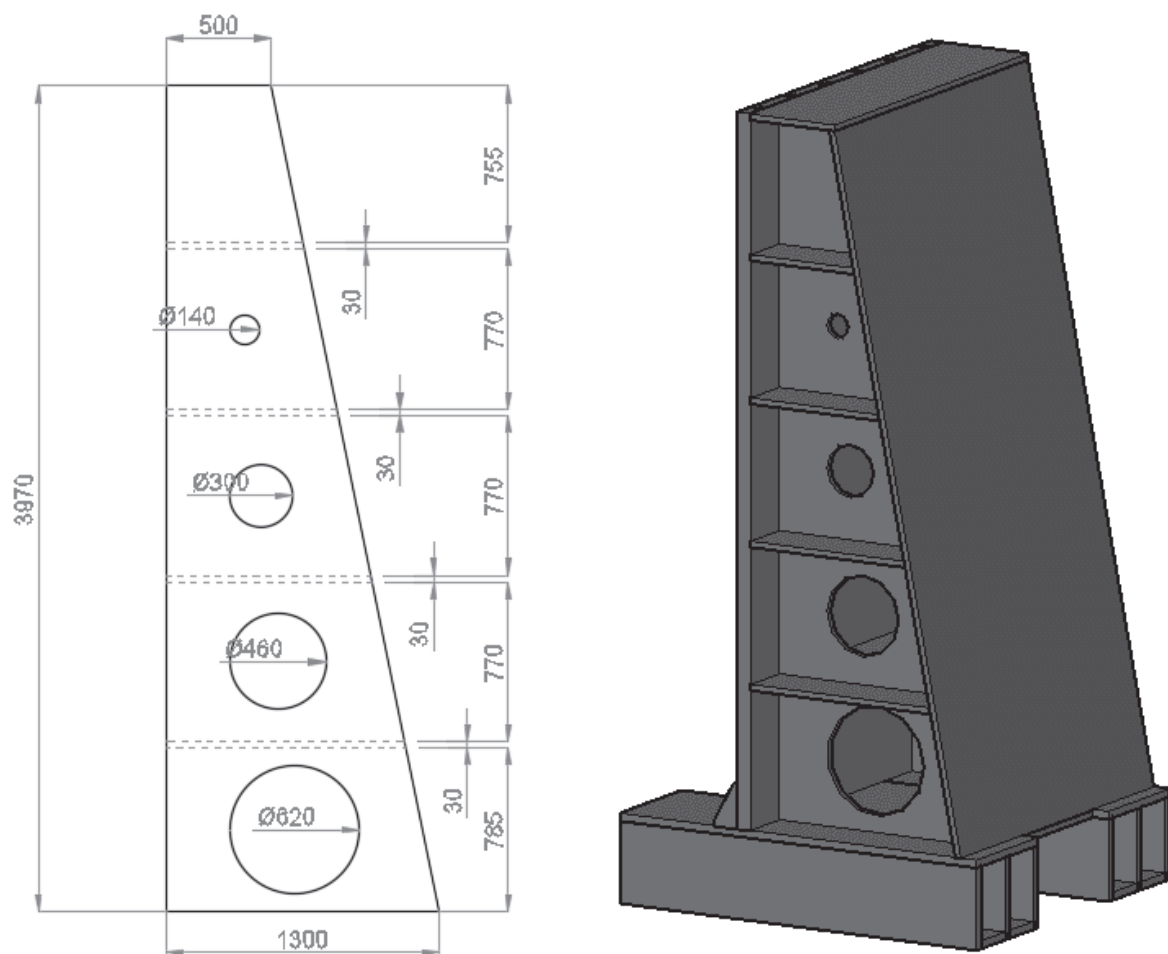


Figura 35: Schematizzazione lastra di costolatura trapezoidale (unità di misura in mm) e vista tridimensionale della struttura modello N°2 tipo A

La scelta di forare la lastra è stata fatta pensando di fare lavorare la lastra come una reticolare. Ciò significa che la porzione anteriore e posteriore che sono continue in altezza, si possono identificare con i due correnti, mentre le porzioni fra i fori rappresentano le diagonali e i montanti. I fori hanno un diametro che si riduce con l'altezza per garantire un'ampiezza dei due correnti di 300 mm, costante in altezza. Nella porzione di lastra compresa fra le due lastre di irrigidimento orizzontale poste nella sommità della struttura, non è stato inserito nessun foro, poiché la presenza di un foro non avrebbe permesso ai correnti di assumere l'ampiezza prestabilita di 300 mm.

In seguito, considerando le modifiche apportate, la struttura viene rimodellata ed analizzata con il codice di calcolo ad elementi finiti SAP2000. I dati che derivano da tale



analisi sono stati messi a confronto con quelli derivanti dal “Modello base” per studiare le conseguenze delle modifiche apportate.

Dallo studio derivante dalla modellazione al SAP2000, è emerso che la presenza di forature sulle lastre costolate trapezoidali non comporta alcuna problematica a livello tensionale, poiché non si instaurano fenomeni di plasticizzazione.

Mentre per quanto riguarda la rigidità strutturale si viene a creare un effetto sfavorevole, poiché la presenza delle forature sulle lastre di costolature trapezoidali incrementano la deformazione dell'intera struttura quando è sotto carico.

Lo spostamento massimo che presenta la struttura in sommità causato dagli schemi di carico 5 e 6, che simulano l'azione concentrica rispettivamente di compressione e trazione dell'attuatore idraulico alla quota massima, risulta 6,1 mm. Mentre il massimo spostamento che presenta la struttura in sommità causato dagli schemi di carico 7 e 8, che simulano l'azione eccentrica rispettivamente di compressione e trazione dell'attuatore idraulico alla quota massima, risulta 6,7 mm.

Di seguito vengono riportati gli stessi parametri presi in esame per il “Modello base”:

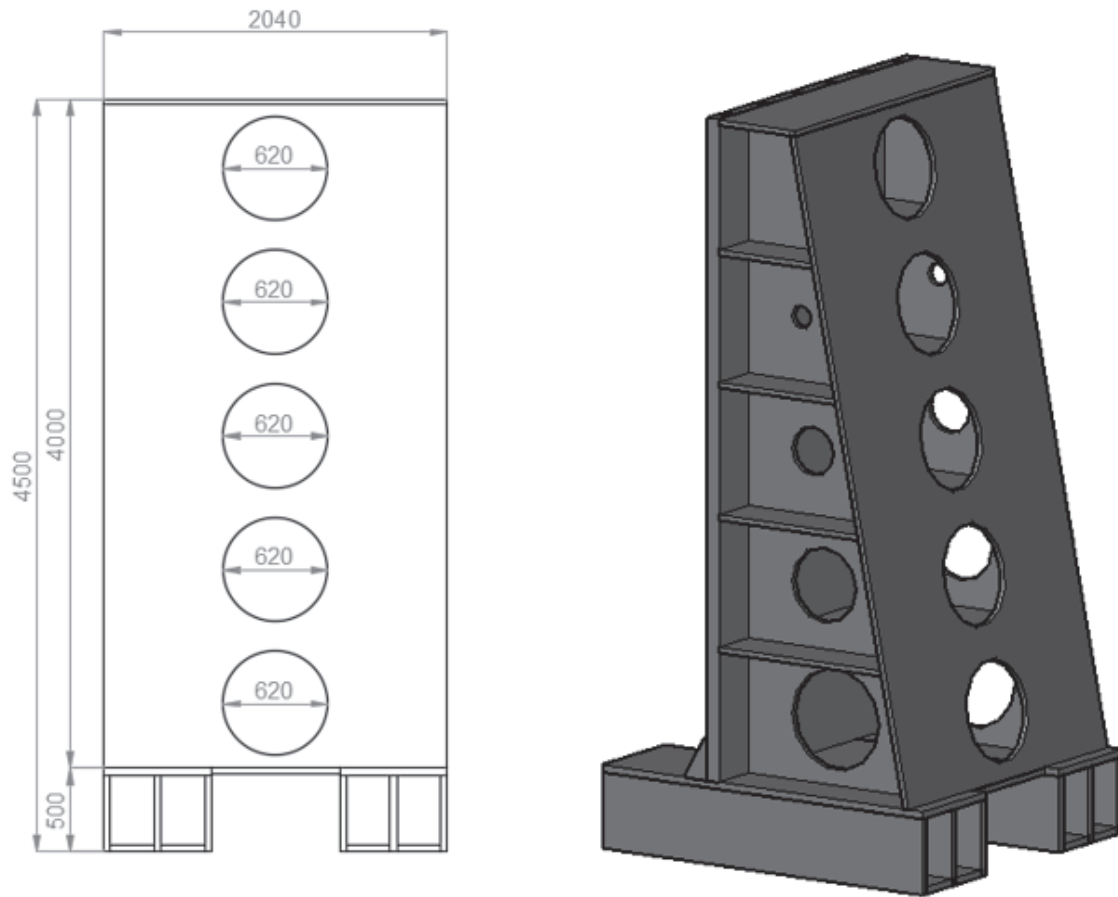
Tabella 6: Parametri modello N°2 tipo A

<b>MODELLO N°2 tipo A</b>		
volume	1.789	m <sup>3</sup>
massa	14.0	ton
costo	28100	€
SPOSTAMENTI		
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	6.1	mm
CARICO ECCENTRICO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	6.7	mm
spostamento minimo sommità struttura	4.9	mm
spostamento massimo differenziale sommità struttura	1.8	mm
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota 410 cm		
freccia massima ingobbamento pietra con scanalature a "T"	1.1	mm

L'aggiunta delle forature sulle lastre di costolatura trapezoidali garantiscono un alleggerimento della struttura, infatti la massa cala da 14,3 ton a 14 ton. Contemporaneamente però la rigidità dell'intera struttura diminuisce, causando spostamenti lievemente superiori rispetto a quelli presentati dalla struttura nel "Modello base"

#### 6.1.2 TIPO B

Per abbassare il costo di realizzazione della struttura è stata apportata un'ulteriore modifica di alleggerimento della struttura. Anche in questo caso, la trasformazione comporta la realizzazione di forature circolari sulla lastra inclinata, che costituisce la parte posteriore della parete di contrasto. Le forature circolari sono sei e sono distribuite in altezza nella parte centrale dell'elemento strutturale. Il diametro scelto per i fori è di 620 mm, come per le forature precedenti, il centro della circonferenza si trova nei punti mediani tra le varie lastre di irrigidimento orizzontale.



*Figura 36: prospetto posteriore e vista tridimensionale struttura modello N°2 con fori circolari di diametro 620 mm sulla piastra inclinata posteriore*

Il modello della struttura nel software di calcolo è stato aggiornato, inserendo le forature circolari sulla lastra inclinata posteriore. I parametri che ricaviamo dall'analisi sono identici a quelli presi in esame per il "Modello base", vengono riportati nella tabella seguente:

Tabella 7: Parametri modello N°2 tipo B

<b>MODELLO N°2 tipo B</b>		
volume	1.744	m <sup>3</sup>
massa	13.7	ton
costo	27400	€
SPOSTAMENTI		
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	6.4	mm
CARICO ECCENTRICO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	7.6	mm
spostamento minimo sommità struttura	4.5	mm
spostamento massimo differenziale sommità struttura	3.1	mm
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota 410 cm		
freccia massima ingobbamento pietra con scanalature a "T"	1.1	mm

Possiamo notare che rispetto al modello N°2 tipo A gli spostamenti sono maggiori. L'incremento più sostanziale lo ha subito lo spostamento causato dagli schemi di carico 7 e 8, che simulano l'azione eccentrica rispettivamente di compressione e trazione dell'attuatore idraulico alla quota massima, passando da un valore di 6,7 mm a 7,6 mm. Mentre lo spostamento causato dagli schemi di carico 5 e 6, che simulano l'azione concentrica rispettivamente di compressione e trazione dell'attuatore idraulico alla quota massima, è aumentato da 6,1 mm a 6,4 mm. Il maggiore incremento dello spostamento causato da schemi di carico eccentrici, significa che la rigidità torsionale ha subito una riduzione eccessiva, causando maggiori rotazioni della struttura e quindi maggiori spostamenti.

### 6.1.3 TIPO C

Per ovviare all'eccessiva riduzione di rigidità torsionale, i fori circolari presenti nella lastra inclinata posteriore sono stati ridotti di diametro, passando da 620 mm a 500 mm.

Il modello nel software di calcolo è stato aggiornato e sono stati estrapolati i dati utili.

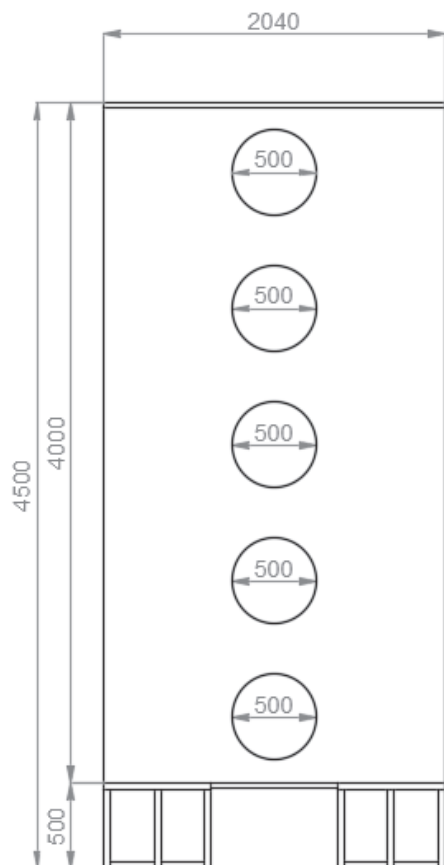


Tabella 8: Parametri modello N°2 tipo C

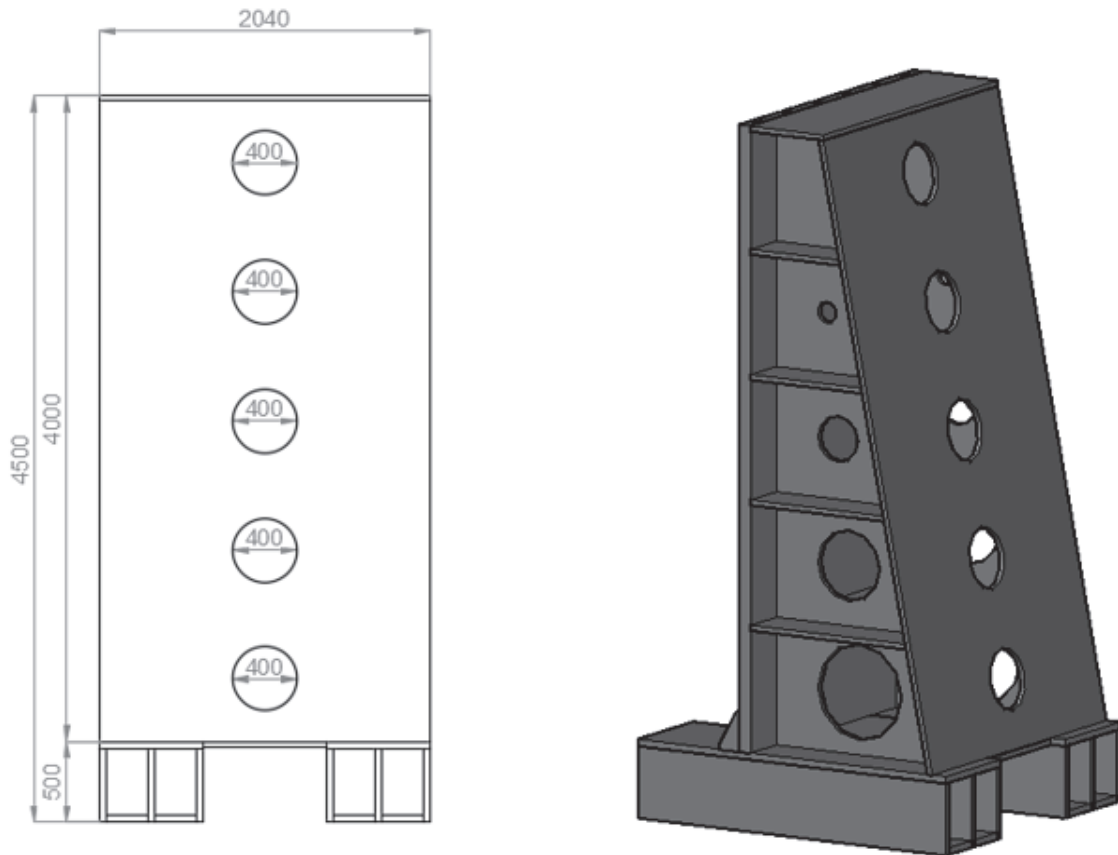
MODELLO N°2 tipo C		
volume	1.76	m <sup>3</sup>
massa	13.8	ton
costo	27600	€
SPOSTAMENTI		
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	6.30	mm
CARICO ECCENTRICO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	7.15	mm
spostamento minimo sommità struttura	4.78	mm
spostamento massimo differenziale sommità struttura	2.37	mm
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota 410 cm		
freccia massima ingobbamento piastra con scanalature a "T"	1.1	mm

Figura 37: Prospetto posteriore struttura Modello N°2 tipo C

Possiamo notare dai dati riportati che lo spostamento in sommità alla struttura causato da schemi di carico eccentrici è superiore a 7 mm. Quindi pur avendo diminuito il diametro dei fori la rigidità torsionale della struttura è ancora ridotta eccessivamente rispetto al modello N°2 tipo A.

#### 6.1.4 TIPO D

Considerando le problematiche delle tipologie precedenti, è stato ridotto ulteriormente il diametro dei fori circolari presenti nella lastra inclinata posteriore, passando da 500 mm a 400 mm.



*Figura 38: Prospetto posteriore e vista tridimensionale struttura modello N°2 tipo D*

Il modello di calcolo è stato nuovamente aggiornato e i parametri ricavati sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 9: Parametri modello N°2 tipo D

<b>MODELLO N°2 tipo D</b>		
volume	1.771	m <sup>3</sup>
massa	13.9	ton
costo	27800	€
SPOSTAMENTI		
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	6.2	mm
CARICO ECCENTRICO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	6.9	mm
spostamento minimo sommità struttura	4.9	mm
spostamento massimo differenziale sommità struttura	2.0	mm
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota 410 cm		
freccia massima ingobbamento pietra con scanalature a "T"	1.1	mm

Lo spostamento che presenta la struttura causato dagli schemi di carico concentrici è di 6,2 mm, mentre nel modello di tipo A il corrispettivo spostamento è di 6,1 mm. Possiamo affermare che la rigidità flessionale dell'intera struttura rimane per lo più invariata, essendo gli spostamenti all'incirca identici. Mentre lo spostamento causato da schemi di carico eccentrici è aumentato da 6,7 mm, nel modello di tipo A, a 6,9 mm nell'attuale modello. Ciò rappresenta un incremento percentuale dello spostamento del 3%, considerando quindi che la rigidità torsionale è diminuita di poco.

#### 6.1.5 VALUTAZIONI

Tutti modelli strutturali concepiti non presentano problemi di resistenza, avendo rilevato tramite il metodo di calcolo elastico di Huber-Hencky-Von Mises che per tutti gli schemi di carico presenti, in ogni punto della struttura, siamo lontani dalla tensione di snervamento.

Il modello strutturale che si intende continuare ad ottimizzare è il modello di tipo D, poiché fra i vari modelli studiati finora, è quello che presenta spostamenti più bassi. Le modifiche apportate sono state concepite con l'unico obiettivo di abbassare il costo di realizzazione della struttura alleggerendola, ma cercando di variare minimamente gli spostamenti della struttura. Difatti, in seguito all'apporto delle modificazioni strutturali, il costo è diminuito, da 29000 €, il costo della struttura del "Modello di base", a 28000 €, il costo della struttura del modello N°2 tipo D.

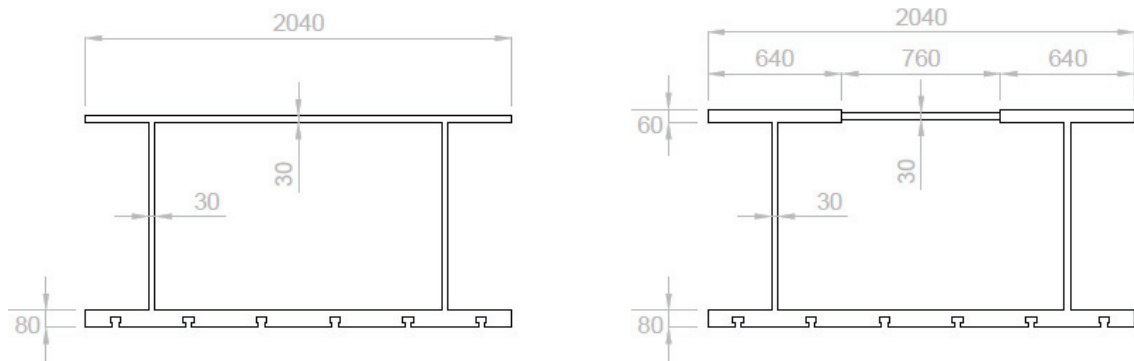
Possiamo notare dai parametri estratti dalle precedenti modellazioni strutturali che la freccia dell'ingobbimento dell'elemento di tipo piastra con scanalature a "T" non presenta variazioni, poiché le varie modifiche apportate alla struttura non influenzano il modo di lavorare a piastra di tale elemento strutturale.

## 6.2 MODELLO STRUTTURALE N°3

Una volta ottenuto il modello strutturale alleggerito, quest'ultimo è stato esaminato allo scopo di diminuire gli spostamenti che la struttura presenta quando è sotto carico. L'obiettivo è apportare delle modifiche strutturali al modello n°2 tipo D che consentano di aumentare la rigidità della struttura, riducendone gli spostamenti.

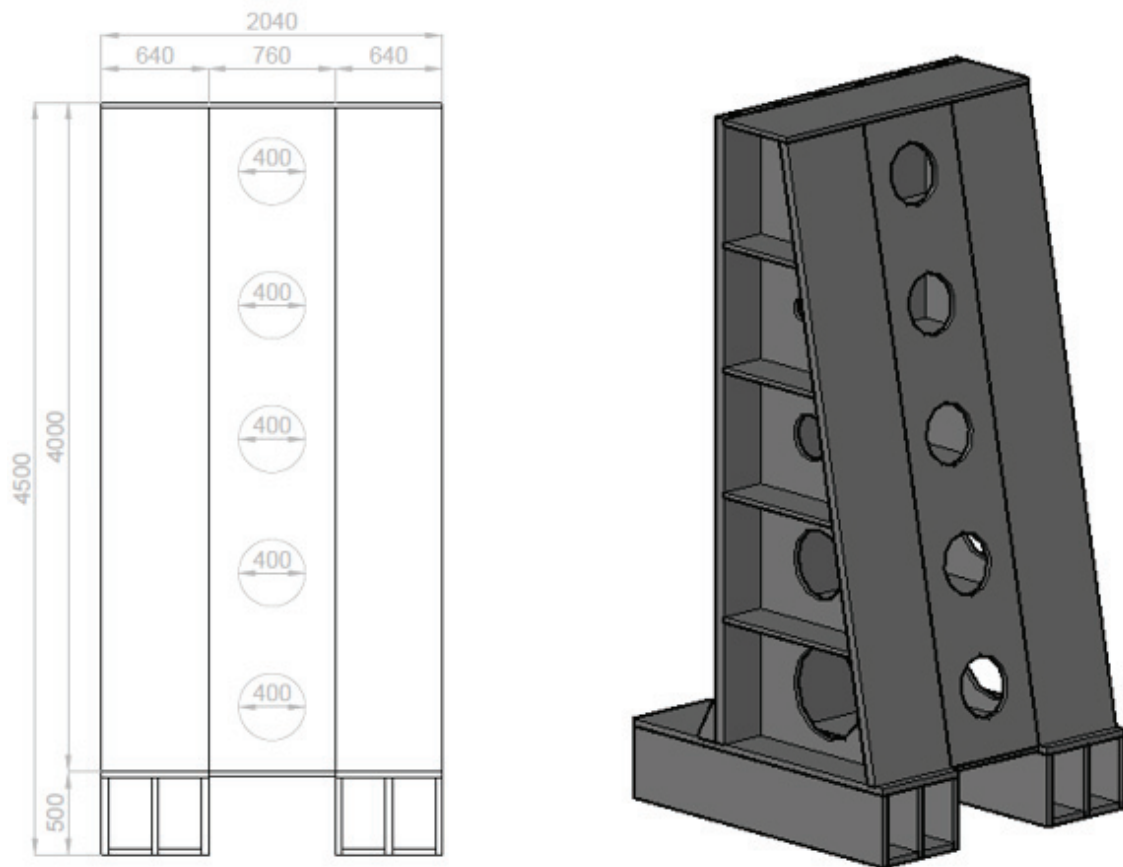
Come descritto in precedenza nel paragrafo 6.2.1, la porzione di struttura sovrastante le due travi di base la possiamo sviluppare con uno schema statico di una mensola avente sezione scatolare che rastrema in altezza. Nella "Figura 27" è raffigurata una sezione generica della porzione di struttura in questione. La configurazione di tale sezione scatolare, che può essere vista come accoppiamento di due sezioni a doppio "T", era stata concepita per conferire maggiore rigidità flessionale alla porzione di struttura schematizzata come mensola, poiché risponde in maniera ottimale al regime di flessione. Siccome l'obiettivo è quello di abbassare gli spostamenti della struttura, la configurazione della sezione scatolare è stata riesaminata in modo tale da conferirgli maggiore resistenza flessionale. La soluzione più mirata per incrementare la resistenza flessionale di una sezione è quella di aumentare l'inerzia nell'asse d'interesse. Per incrementare l'inerzia sezionale sono stati aumentati gli spessori di determinate porzioni della flangia superiore.





*Figura 39: Rappresentazione dell'incremento degli spessori di determinate porzioni della flangia superiore nella sezione scatolare*

Le porzioni della flangia superiore che hanno subito un aumento dello spessore sono quelle prossime alle anime e presentano una larghezza di 640 mm, identica alla larghezza delle travi di base. Lo spessore nelle porzioni di flangia in questione è stato raddoppiato, passando da 30 mm a 60 mm. Per far sì che le sezioni mantengano la configurazione studiata per tutta l'altezza della struttura, sono state apportate delle modifiche strutturali. La lastra inclinata posteriore è stata suddivisa in tre lastre, le quali sono state saldate tra loro, mantenendone immutata l'inclinazione e la lunghezza. Le due lastre esterne hanno larghezza di 640 mm e spessore 60 mm, sono ubicate esattamente sopra le travi di base andando a costituire a livello sezionale le porzioni di flangia superiore più spessa. La lastra centrale ha larghezza di 760 mm e spessore 30 mm, ubicata fra le due lastre esterne e sul loro piano medio. Per garantire l'alleggerimento studiato nel modello strutturale n°2 tipo D la lastra centrale presenta sei fori circolari con diametro di 400 mm, distribuiti in altezza.



*Figura 40: Prospetto posteriore e vista tridimensionale modello struttura n°3*

Le variazioni riguardanti la lastra posteriore inclinata sono state implementate nel modello di calcolo agli elementi finiti ed è stata eseguita nuovamente l'analisi. I dati che ne derivano sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 10: Parametri modello N°3

<b>MODELLO N°3</b>		
volume	1.918	m <sup>3</sup>
massa	15.1	ton
costo	30100	€
<b>SPOSTAMENTI</b>		
<b>CARICO CENTRATO 1000 KN Quota massima</b>		
spostamento massimo sommità struttura	5.7	mm
<b>CARICO ECCENTRICO 1000 KN Quota massima</b>		
spostamento massimo sommità struttura	6.3	mm
spostamento minimo sommità struttura	4.4	mm
spostamento massimo differenziale sommità struttura	1.9	mm
<b>CARICO CENTRATO 1000 KN Quota 410 cm</b>		
freccia massima ingobbamento pietra con scanalature a "T"	1.1	mm

### 6.2.1 VALUTAZIONI

Il modello strutturale N°3 non presenta problemi di resistenza, avendo rilevato tramite il metodo di calcolo elastico di Huber-Hencky-Von Mises che per tutti gli schemi di carico presenti in ogni punto della struttura, siamo lontani dalla tensione di snervamento.

Dai dati illustrati possiamo notare che gli spostamenti sono diminuiti rispetto a quelli presentati dal modello n°2 tipo D. Lo spostamento massimo causato da schemi di carico di tipo centrato è passato da 6,2 mm a 5,7 mm, mentre lo spostamento causato da schemi di carico eccentrici è passato da 6,9 mm a 6,3 mm. Grazie all'ispessimento delle porzioni della lastra posteriore la struttura presenta una maggiore rigidità flessionale abbattendo gli spostamenti del 9%. Mentre la rigidità torsionale rimane pressoché invariata, lo possiamo notare dalla rotazione presente in sommità della struttura. Nel caso in esame quando la struttura è caricata eccentricamente presenta in sommità uno

spostamento massimo di 6,3 mm e uno minimo di 4,4 mm, la differenza fra questi due valori fornisce una stima della rotazione che possiede la struttura in sommità. Nel modello N°3 il parametro in questione è di 1,9 mm mentre nel modello N°2 tipo D è 2,0 mm, quindi la variazione è minima.

Possiamo quindi affermare che la variazione strutturale apportata è di beneficio alla struttura, poiché gli spostamenti si riducono. Mentre per quanto riguarda l'impatto economico tali modifiche strutturali sono svantaggiose, poiché si ha un aumento della massa della struttura e di conseguenza anche del costo di realizzazione.

### 6.3 MODELLO STRUTTURALE N°4

Con l'obiettivo di ridurre ulteriormente gli spostamenti della struttura si sono apportate nuove modifiche al precedente modello strutturale N°3. L'attenzione è stata nuovamente rivolta sulla configurazione della sezione scatolare della porzione di struttura che si sviluppa superiormente alle due travi di base. Come indicato in precedenza per diminuire gli spostamenti dobbiamo incrementare la rigidità dell'intera struttura e per farlo lavoriamo sull'inerzia della sezione scatolare.

Per incrementare l'inerzia nella direzione d'interesse, le porzioni delle flange superiori di spessore 60 mm sono state allungate simmetricamente, passando da una lunghezza di 640 mm a 840 mm a discapito della porzione spessa 30 mm che è passata da 760 mm a 560 mm. Di conseguenza anche la flangia inferiore rappresentata dall'elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a "T" viene allungata da 2040 mm a 2240 mm.

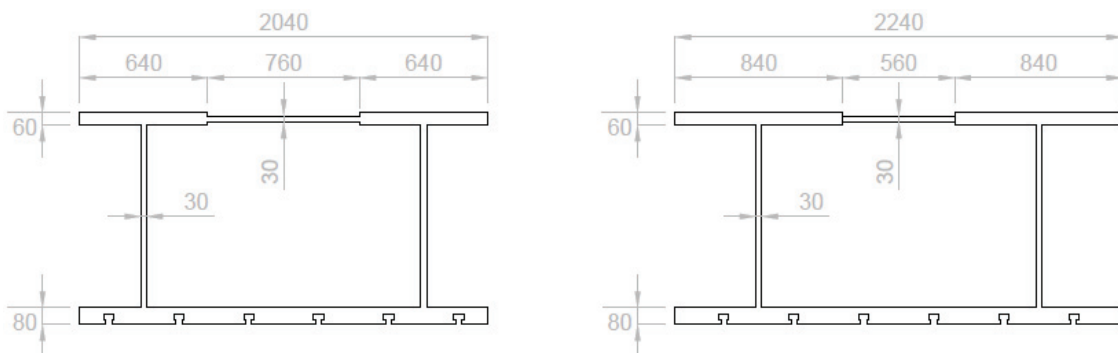


Figura 41: Rappresentazione dell'incremento delle lunghezze della flangia superiore e inferiore nella sezione scatolare dal modello n°3 al modello n°4

Le flangia superiore nella sezione scatolare è rappresentativa delle lastre posteriori inclinate della struttura. Le due lastre esterne spesse 60 mm nel modello strutturale N°3 sono larghe 640 mm, valore identico alla larghezza delle travi di base. Quindi per conservare la stessa configurazione strutturale nel nuovo modello avendo allargato le due lastre esterne spesse 60 mm da 640 mm a 840 mm sono state allargate anche le travi di base dello stesso valore. Le travi di base nel modello strutturale N°3 sono di sezione scatolare a tre anime, la sezione presenta un'altezza di 50 cm, larghezza di 64 cm e si sviluppa per una lunghezza di 225 cm. Nel nuovo modello tali travi di base subiscono un allargamento passando da 64 cm a 84 cm mantenendo sempre tre anime che presentano un distanziamento tra i piani medi di 40 cm, tutte le altre dimensioni rimangono invariate.

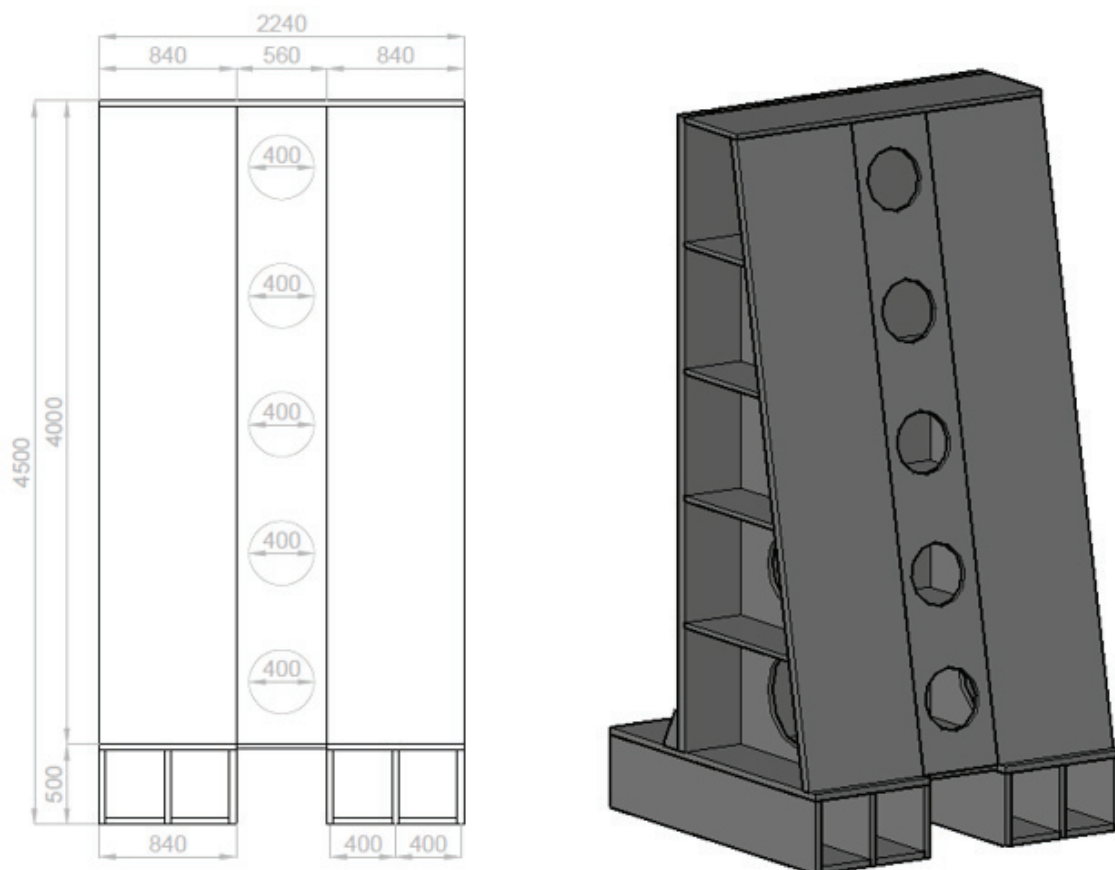


Figura 42: Prospetto posteriore e vista tridimensionale modello struttura n°4

Le modifiche esposte sono state implementate nel modello di calcolo agli elementi finiti ed è stata eseguita nuovamente l'analisi. I dati che ne derivano sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 11: Parametri modello N°4

<b>MODELLO N°4</b>		
volume	2.143	m <sup>3</sup>
massa	16.8	ton
costo	33600	€
SPOSTAMENTI		
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	6.4	mm
CARICO ECCENTRICO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	7.2	mm
spostamento minimo sommità struttura	5.2	mm
spostamento massimo differenziale sommità struttura	2.0	mm
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota 410 cm		
freccia massima ingobbamento pietra con scanalature a "T"	1.1	mm

### 6.3.1 VALUTAZIONI

Il modello strutturale N°4 non presenta problemi di resistenza, avendo rilevato tramite il metodo di calcolo elastico di Huber-Hencky-Von Mises che per tutti gli schemi di carico presenti in ogni punto della struttura, siamo lontani dalla tensione di snervamento.

Dai dati ricavati dalla modellazione agli elementi finiti del modello strutturale N°4 si nota come gli spostamenti sono aumentati rispetto al modello N°3. Tale aumento di spostamenti è attribuito alla maggiore deformabilità che possiedono le travi di base in seguito alle modifiche apportate. Nel modello strutturale N°3 le travi di base con larghezza di 64 cm fornivano il loro contributo allo spostamento della struttura, quando

caricata, per via dall'inflessione che presentavano nella direzione longitudinale. Mentre nel modello in esame le travi di base hanno una larghezza di 84 cm e l'incremento della larghezza fa sì che le travi di base oltre a presentare un'inflessione nella direzione longitudinale, presentano anche un'inflessione nella direzione trasversale. A causa di questo fenomeno gli spostamenti in sommità alla struttura sono maggiori rispetto al modello strutturale precedente sia per condizioni di carico centrato, sia eccentrico.

La modifica apportata nel modello strutturale N°4 viene scartata poiché è svantaggiosa sia per quanto riguarda gli spostamenti, sia per l'impatto economico visto che il costo di costruzione è incrementato fino a 33600 € per via della maggiore massa della struttura.

#### 6.4 MODELLO STRUTTURALE N°5: MODELLO DEFINITIVO

Come si evince dall'elaborato le varie strutture descritte vengono sviluppate e modificate per ottenere una struttura ottimale, alla luce delle problematiche riscontrate nel modello strutturale N°4, la struttura è stata scartata, e il ciclo di ottimizzazione per la struttura seguente sono ripartiti dal modello strutturale N° 3.

Considerando che l'obbiettivo delle modifiche è sempre quello di limitare gli spostamenti della struttura. Come indicato precedentemente, è possibile interpretare la porzione di struttura che si trova al disopra delle due travi di base con uno schema strutturale di tipo mensola e che la freccia massima all'estremità viene ricavata con la seguente formula generale:

$$\delta_{max} = \frac{FL^3}{3EJ}$$

dove:

- $\delta_{max}$  = freccia massima
- $F$  = carico applicato
- $L$  = lunghezza libera della mensola
- $E$  = modulo di Young
- $J$  = momento di inerzia della sezione

Dalla seguente formula possiamo notare come la freccia massima della mensola è direttamente proporzionale alla lunghezza libera della mensola ( $L$ ) e inversamente proporzionale al momento di inerzia della sezione ( $J$ ).

È possibile comparare, tramite lo schema strutturale di tipo mensola, lo spostamento orizzontale in testa della struttura con la freccia massima della mensola. Perciò come dedotto dalla formula, per ridurre gli spostamenti in sommità della struttura: o incremento il momento di inerzia della sezione ( $J$ ) come nei modelli strutturali precedentemente descritti, oppure diminuisco la lunghezza libera della mensola ( $L$ ), che corrisponde all'altezza della porzione di struttura al di sopra delle travi di base.

La variazione strutturale apportata consiste nell'aumento dell'altezza delle travi, da 50 cm a 60 cm, mantenendo invariata l'altezza complessiva della struttura. Per far sì che l'altezza complessiva sia la medesima, l'elemento di tipo piastra con scanalature a "T", le due lastre di costolatura trapezoidali e le lastre posteriori vengono tagliate alle base di 10 cm, di conseguenza la porzione totale di struttura al di sopra delle travi di base viene ridotta passando da un'altezza di 400 cm a 390 cm.

Per quanto riguarda il posizionamento delle lastre di irrigidimento orizzontale, quella posta a livello inferiore tra le due travi di base viene rialzata di 10 cm insieme alle travi stesse, mentre le altre lastre mantengono la stessa altezza che avevano prima della modifica strutturale.

L'eliminazione della sezione basale dei vari elementi componenti la porzione sovrastante le travi di base, ha portato ad una riduzione del distanziamento tra la lastra di irrigidimento orizzontale posizionata a livello dell'estradosso delle travi e quella sovrastante, la distanza fra gli elementi è passata da 80 cm a 70 cm. Considerando la presenza dei fori circolari nelle lastre di costolatura trapezoidali e nella lastra posteriore inclinata, modificando le porzioni di tali elementi contenenti il foro a quota più bassa, è stato necessario un riposizionamento di quest'ultimi, in modo che come per gli altri sovrastanti, il centro dei fori sia posto nel punto medio tra le lastre di irrigidimento orizzontale.



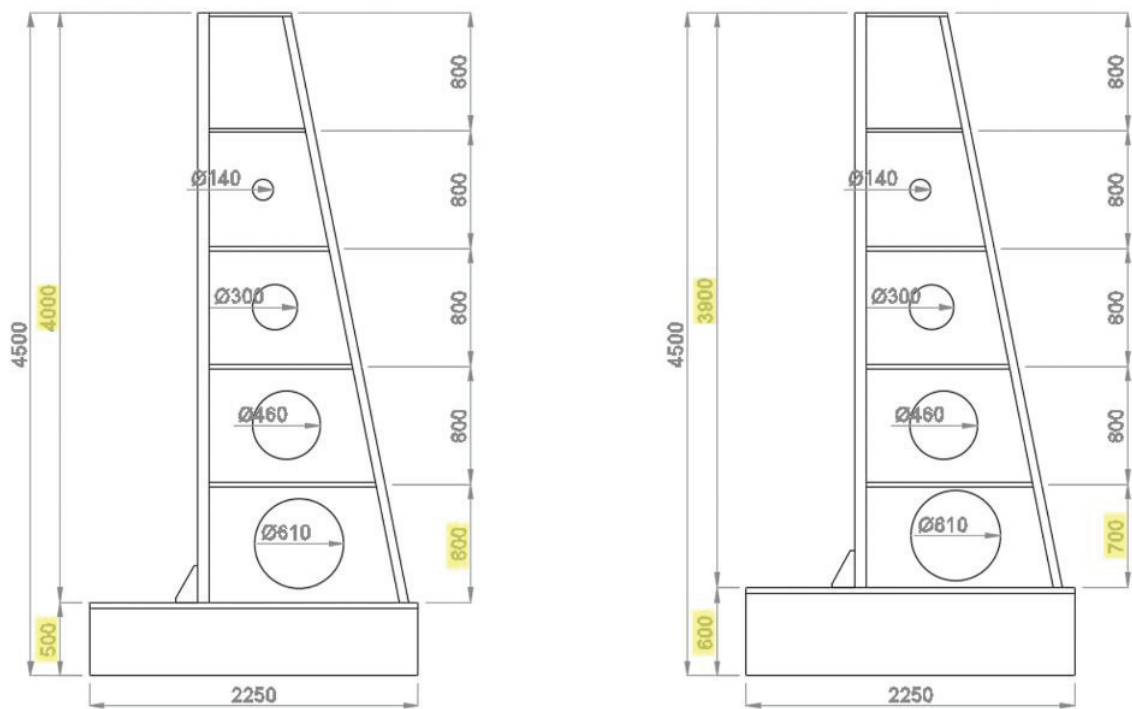


Figura 43: Prospetto lato di destra rispettivamente dei modelli strutturali N°3 e N°5

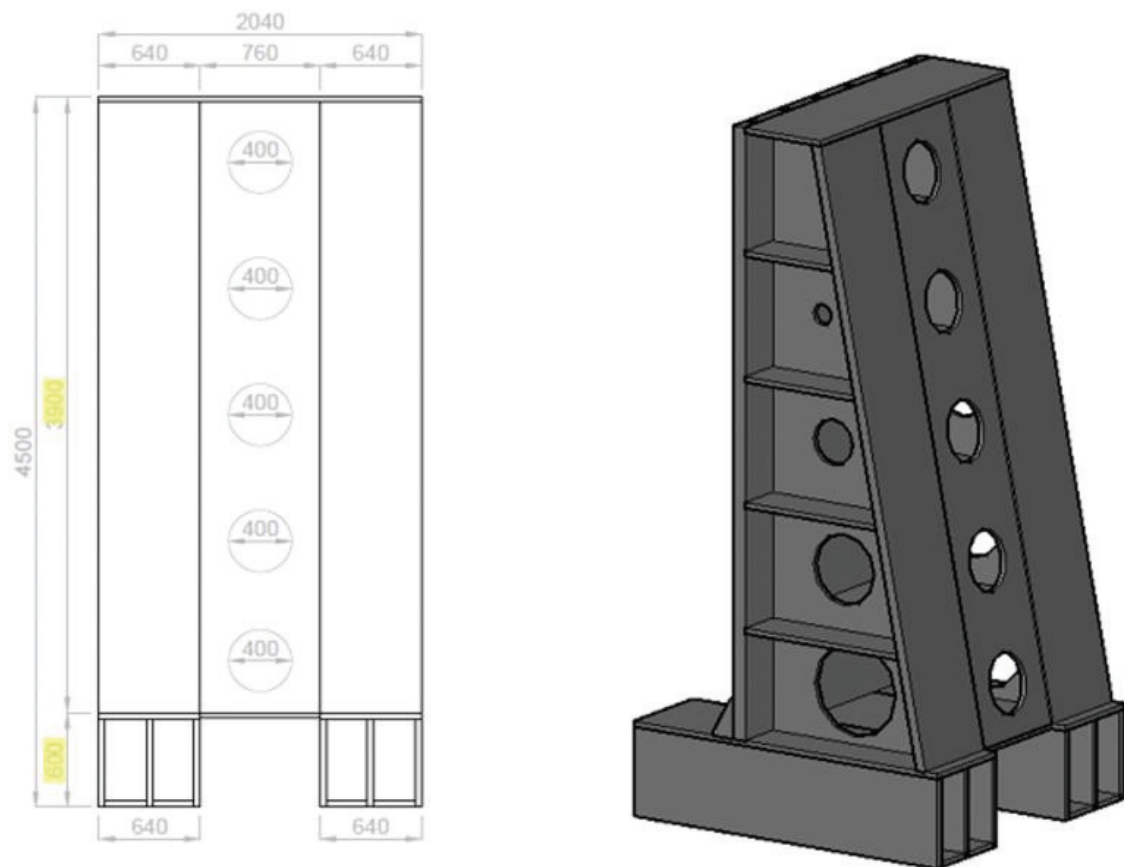


Figura 44: Prospetto posteriore e vista tridimensionale modello struttura N°5

Le modifiche presentate sono state implementate nel modello di calcolo agli elementi finiti ed è stata eseguita nuovamente l'analisi. I dati che ne derivano sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 12: Parametri modello N°5

<b>MODELLO N°5</b>		
volume	1.893	m <sup>3</sup>
massa	14.9	ton
costo	29700	€
SPOSTAMENTI		
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	5.5	mm
CARICO ECCENTRICO 1000 KN Quota massima		
spostamento massimo sommità struttura	6.2	mm
spostamento minimo sommità struttura	4.3	mm
spostamento massimo differenziale sommità struttura	1.9	mm
CARICO CENTRATO 1000 KN Quota 410 cm		
freccia massima ingobbamento pietra con scanalature a "T"	1.1	mm

#### 6.4.1 VALUTAZIONI

Il modello strutturale N°5 non presenta problemi di resistenza, avendo rilevato tramite il metodo di calcolo elastico di Huber-Hencky-Von Mises che per tutti gli schemi di carico presenti in ogni punto della struttura, siamo lontani dalla tensione di snervamento.

Dai dati ricavati possiamo dedurre che gli spostamenti orizzontali in testa alla struttura sono diminuiti rispetto a quelli presentati nel modello strutturale N°3. Lo spostamento massimo causato da schemi di carico di tipo centrato è passato da 5,7 mm a 5,6 mm, mentre lo spostamento causato da schemi di carico eccentrici è passato da 6,3 mm a 6,2 mm. Lo spostamento differenziale in testa alla struttura causato da un carico eccentrico rimane invariato, ciò dimostra che la rigidità torsionale non ha subito variazioni.

Possiamo notare dai parametri estratti dalle precedenti modellazioni strutturali che la freccia dell'ingobbimento dell'elemento di tipo piastra con scanalature a "T" non presenta variazioni, poiché le varie modifiche apportate alla struttura non influenzano il modo di lavorare a piastra di tale elemento strutturale.

Le modifiche strutturali hanno portato ad un vantaggio sia perché hanno ridotto gli spostamenti sia in termini di alleggerimento della struttura. La massa totale della struttura è calata da 15,1 ton a 14,9 ton. Per quanto concerne l'impatto economico della struttura, il costo totale in seguito alla riduzione della massa totale è diminuito da 30100 € a 29700 €.

Il modello strutturale N°5 è stato il più soddisfacente in termini di riduzione degli spostamenti orizzontali della struttura e in termini economici. Con questa struttura perciò è stato trovato il giusto equilibrio tra prestazioni strutturali ed economicità.

## CAPITOLO 7

### ASSEMBLEGGIO DELLA STRUTTURA

---

La semplicità di realizzazione è uno degli aspetti fondamentali che il progetto strutturale deve rispettare. Avendo concepito la struttura con l'utilizzo di lastre saldate fra loro, viene riportata di seguito la procedura di assemblaggio della struttura che è stata pensata per rendere la realizzazione più semplice e fluida possibile.

- 1) L'assemblaggio della struttura comincia col saldare le lastre che costituiscono le travi di base. Le quattro lastre inferiori vengono posizionate negli interspazi delle lastre d'anima in modo da costituire le facce inferiori delle travi. La giunzione avviene saldando gli spessori delle quattro lastre inferiori nelle facce laterali delle lastre d'anima. Mentre le due lastre superiori vengono posizionate sopra le lastre d'anima, dopodiché vengono saldati gli spessori di quest'ultime con l'intradosso della lastra superiore. Le lastre superiori e inferiori delle travi saranno in seguito opportunamente forate per garantire l'inserimento dei tirafondi per ancorare la struttura al piastrone di base.

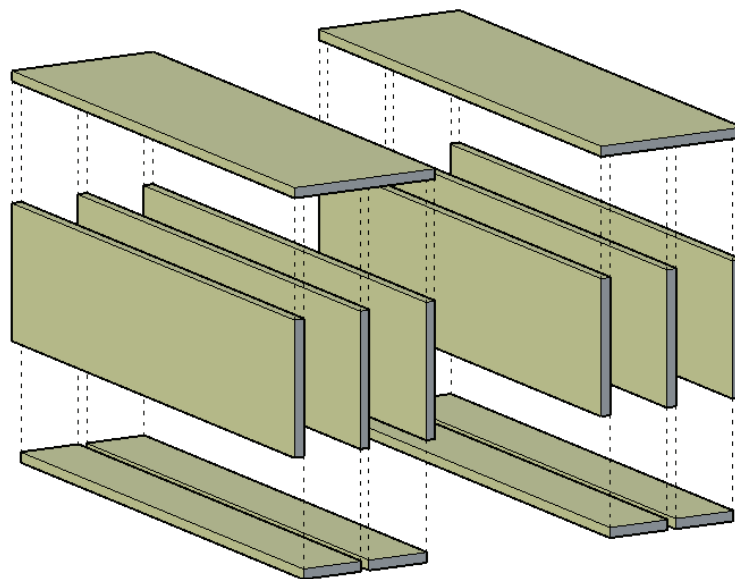
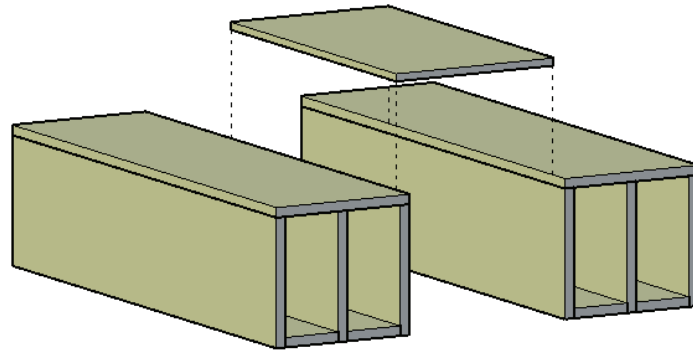


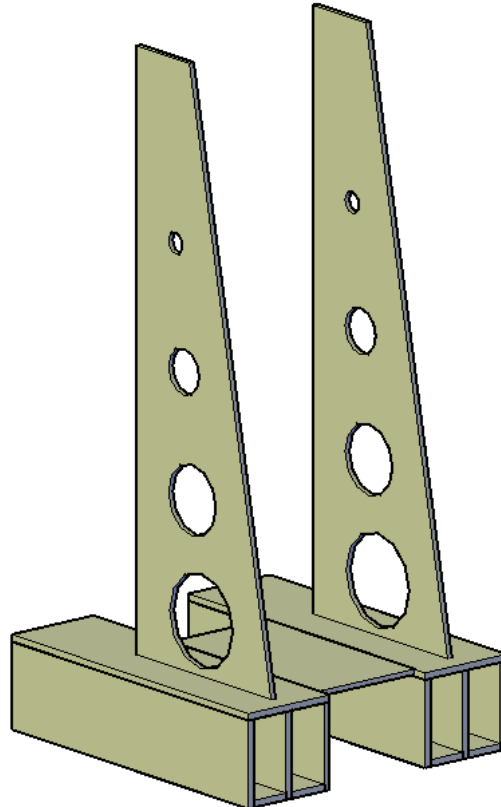
Figura 45: Assemblaggio travi di base

- 2) Assemblate le travi di base si inserisce la prima lastra di irrigidimento orizzontale nello spazio interposto fra le due travi e in modo che la superficie superiore sia a filo con quelle delle travi. La saldatura avviene tra gli spessori della lastra di irrigidimento orizzontale e le lastre superiori delle travi.



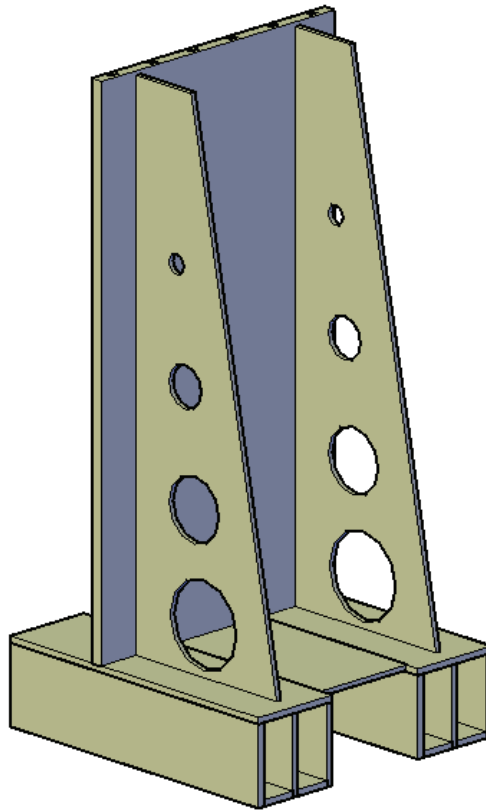
*Figura 46: Assemblaggio lastra di irrigidimento livello estradosso travi di base*

- 3) Successivamente vengono inserite le due lastre di costolatura trapezoidali, saldando lo spessore delle basi maggiori sull'estradosso delle travi.



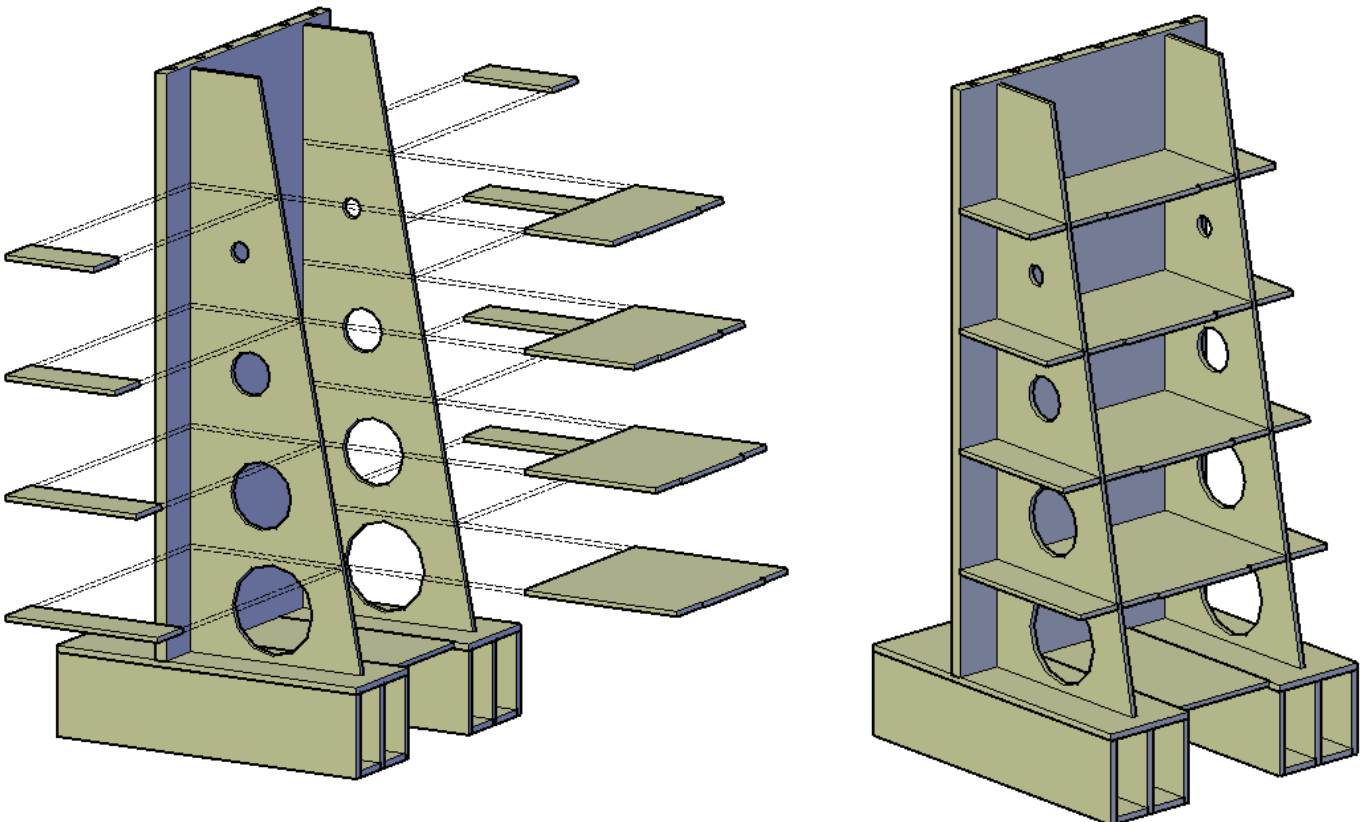
*Figura 47: Assemblaggio lastre di costolatura trapezoidali*

- 4) Posizionate le lastre di costolature, è possibile introdurre l'elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a "T", saldando gli spessori delle altezze delle lastre di costolatura sulla superficie posteriore dell'elemento aggiunto. L'elemento in questione viene vincolato anche con la porzione strutturale sottostante saldando lo spessore inferiore sull'estradosso sia delle travi che della lastra di irrigidimento orizzontale. L'altezza delle due lastre di costolatura è inferiore di 30 mm rispetto all'altezza dell'elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a "T" per permettere l'inserimento della lastra di irrigidimento orizzontale a quota massima, che presenta appunto uno spessore di 30 mm.



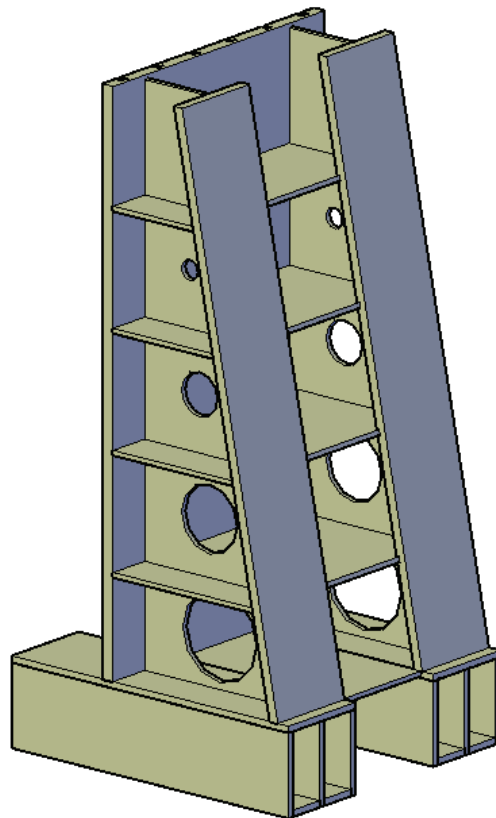
*Figura 48: Assemblaggio elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a "T"*

- 5) Costituito lo scheletro portante della struttura si procede ad inserire le restanti lastre di irrigidimento orizzontale, ad esclusione di quella posta a quota massima. Ogni irrigidimento orizzontale è costituito da tre lastre, due di dimensioni identiche, posizionate esternamente alle due lastre di costolatura, una posizionata all'interno. Le lastre di irrigidimento sono poste a quote diverse e all'aumentare della quota la dimensione di tali lastre diminuisce, poiché la sezione scatolare che si viene a creare rastrema in altezza. Tutte le lastre di irrigidimento considerate sono saldate nel loro spessore, sia sulle facce laterali delle lastre di costolatura, sia sulla faccia posteriore dell'elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a "T".



*Figura 49: Assemblaggio lastre di irrigidimento orizzontali*

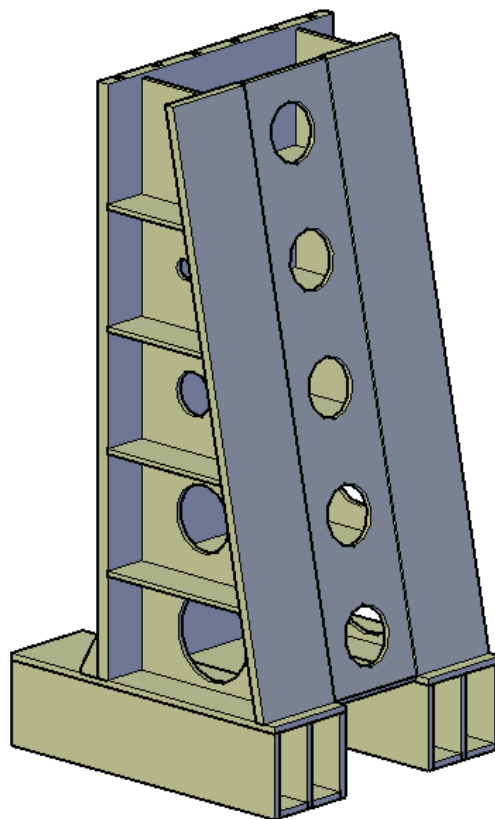
- 6) In seguito, vengono inserite le due lastre posteriori spesse 60 mm che andranno a conferire alla struttura una configurazione simile a due travi a doppio "T" accoppiate. Le lastre in questione, avendo la stessa inclinazione e lunghezza del lato inclinato delle lastre di costolatura trapezoidali vengono saldate a quest'ultime. Le due lastre posteriori essendo inclinate, sono state cianfrinate nell'estremo superiore ed inferiore in modo tale da presentare delle superfici orizzontali che garantiscano un perfetto accostamento e saldatura con le travi di base e la lastra di irrigidimento posta a quota massima che verrà inserita successivamente. In seguito all'inserimento delle lastre posteriori, le lastre di irrigidimento orizzontale vengono saldate anche ad esse.



*Figura 50: Assemblaggio lastre posteriori spesse 60 mm*

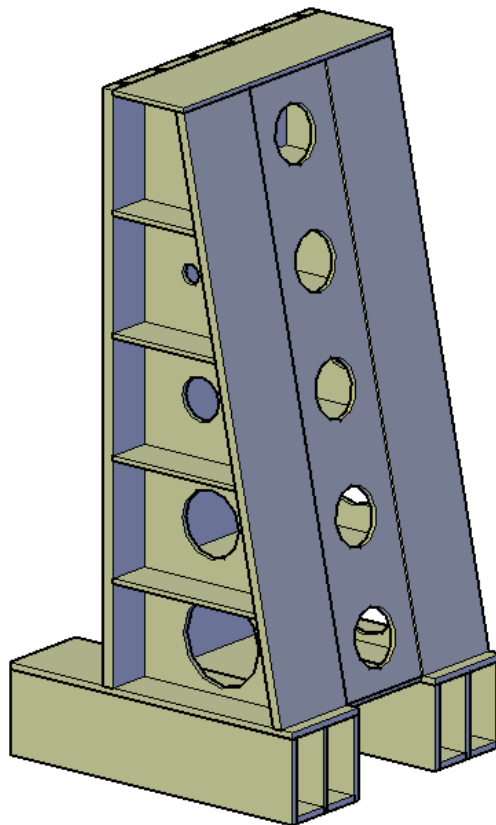


- 7) Successivamente la struttura viene chiusa inserendo anche la lastra posteriore spessa 30 mm. Tale lastra è posizionata nel piano medio delle due lastre posteriori di 60 mm quindi viene saldata negli spessori laterali di quest'ultime. Anche questa lastra viene cianfrinata per permettere l'accostamento e la successiva saldatura con le lastre di irrigidimento orizzontale posta a quota dell'estradosso delle travi di base e a quota massima. Inoltre, le quattro lastre di irrigidimento orizzontale centrali vengono saldate nella faccia posteriore della lastra in questione. La lastra inserita nella struttura, presenta delle forature circolari di diametro 400 mm, che permettono all'operatore di recarsi all'interno della struttura ed effettuare le saldature necessarie.



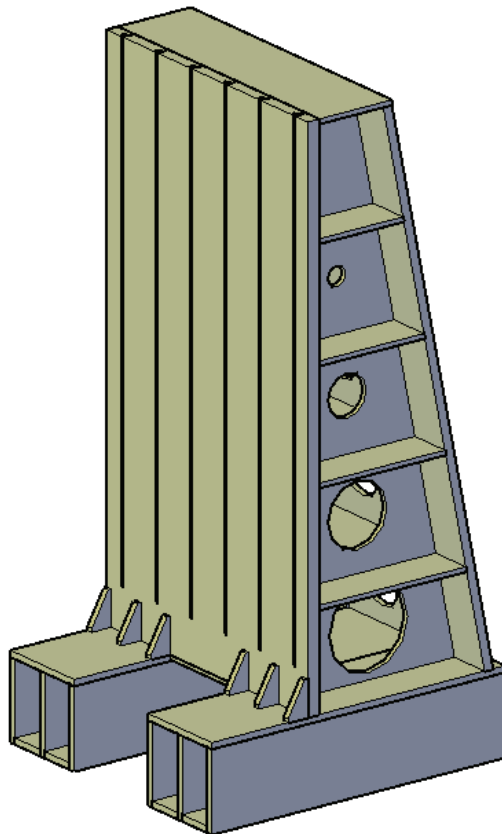
*Figura 51: Assemblaggio lastra posteriore spessa 30 mm*

- 8) Il passo successivo consiste nell'inserire la lastra di irrigidimento orizzontale nella sommità della struttura. La lastra di irrigidimento viene vincolata alla struttura saldando gli spessori superiori delle lastre di costolatura e delle tre lastre posteriori nella faccia inferiore della lastra in questione. Inoltre, lo spessore di tali lastre viene saldato sulla faccia posteriore dell'elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a "T". Le saldature della lastra di irrigidimento possono essere eseguite dall'operatore grazie al foro circolare presente nella quota più alta della lastra posteriore di 30 mm.



*Figura 52: Assemblaggio lastra di irrigidimento orizzontale in sommità della struttura*

- 9) Infine, vengono inseriti i sei piatti di costolatura alla base dell'elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a "T". I piatti sono saldati sia all'estradosso delle travi di base sia alla superficie anteriore dell'elemento strutturale di tipo piastra, sono posizionati esattamente sopra le anime delle travi di base per garantire una continuità strutturale.



*Figura 53: Assemblaggio piatti di costolatura*

## CAPITOLO 8

### CONCLUSIONI

---

In questo lavoro di tesi è stato presentato uno studio preliminare finalizzato al progetto di una parete di contrasto per prove statiche e dinamiche su elementi strutturali o strutture in scala soggette a carichi orizzontali. Le prove hanno lo scopo di indagare il comportamento sismico delle strutture testate in genere con fini di ricerca; i risultati di queste prove sono spesso il punto di partenza per lo sviluppo di nuovi metodi di progetto o di codici normativi. Lo studio è stato realizzato evolvendo da una idea embrionale di struttura reticolare fino ad una soluzione più evoluta e tecnicamente più versatile.

La prima proposta è una struttura reticolare, composta principalmente da due telai piani: il telaio principale e il telaio secondario. Il telaio principale funge da contrasto all'applicazione dell'attuatore idraulico, il telaio secondario ha invece lo scopo di stabilizzare il complesso strutturale di contrasto. Il predimensionamento della struttura ha reso evidente che i profili necessari a garantire la funzionalità richiesta (limitata deformabilità) erano di dimensioni tali da sconsigliare tale soluzione.

A partire dai limiti evidenziati dalla prima concezione, e tenendo conto delle funzionalità richieste, la nuova ipotesi strutturale è stata concepita come due anime parallele collegate da un piastrone sul quale trovano alloggio, in configurazioni versatili, gli attuatori idraulici. Le anime hanno sul lato opposto del piastrone delle flange che conferiscono ai due elementi resistenti una adeguata inerzia flessionale. In aggiunta, alla struttura viene conferita rigidità torsionale realizzando una struttura chiusa. Pertanto, la struttura si presenta come un corpo monolitico vincolato al piastrone di base per il tramite di due travi in acciaio. La struttura a lastre saldate ha subito cicli di ottimizzazione. Le modifiche attuate hanno portato ad ottimizzare gli spessori delle lamiere limitando il peso della struttura di contrasto, e dunque il relativo costo.

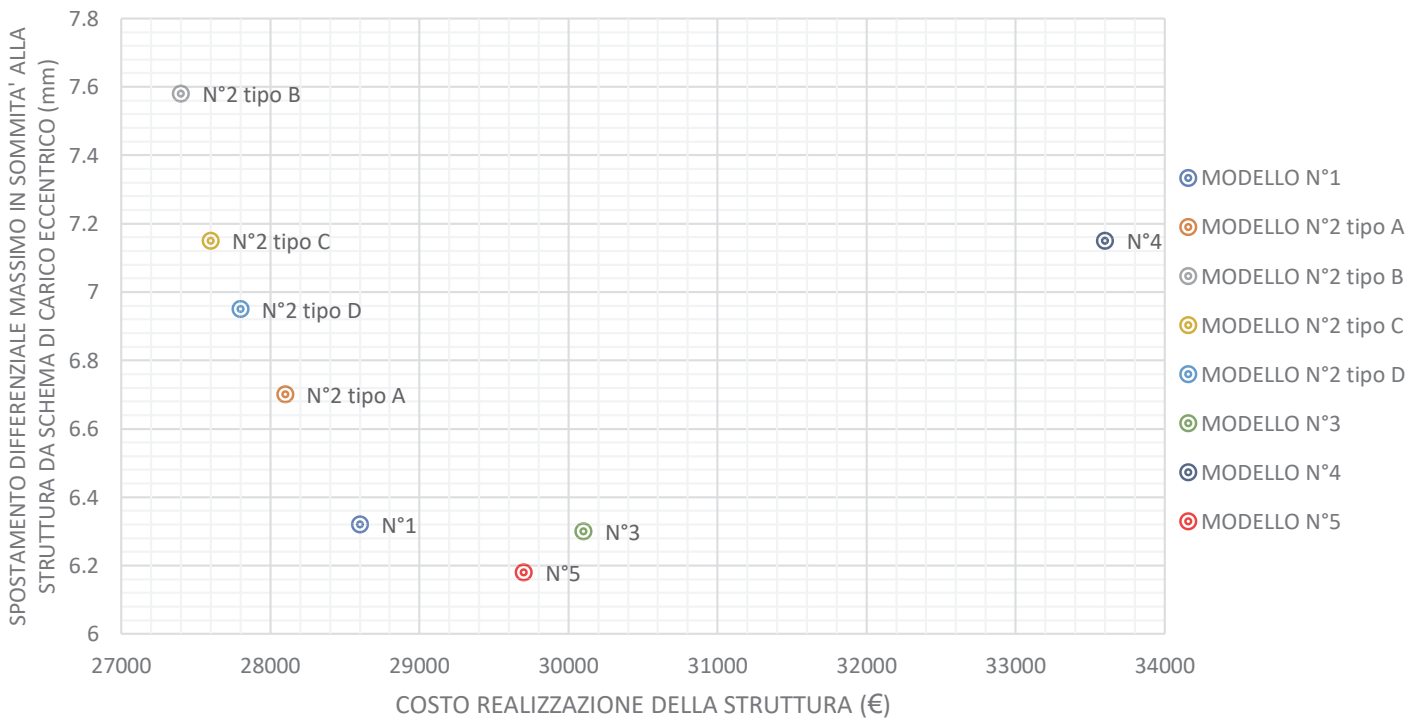
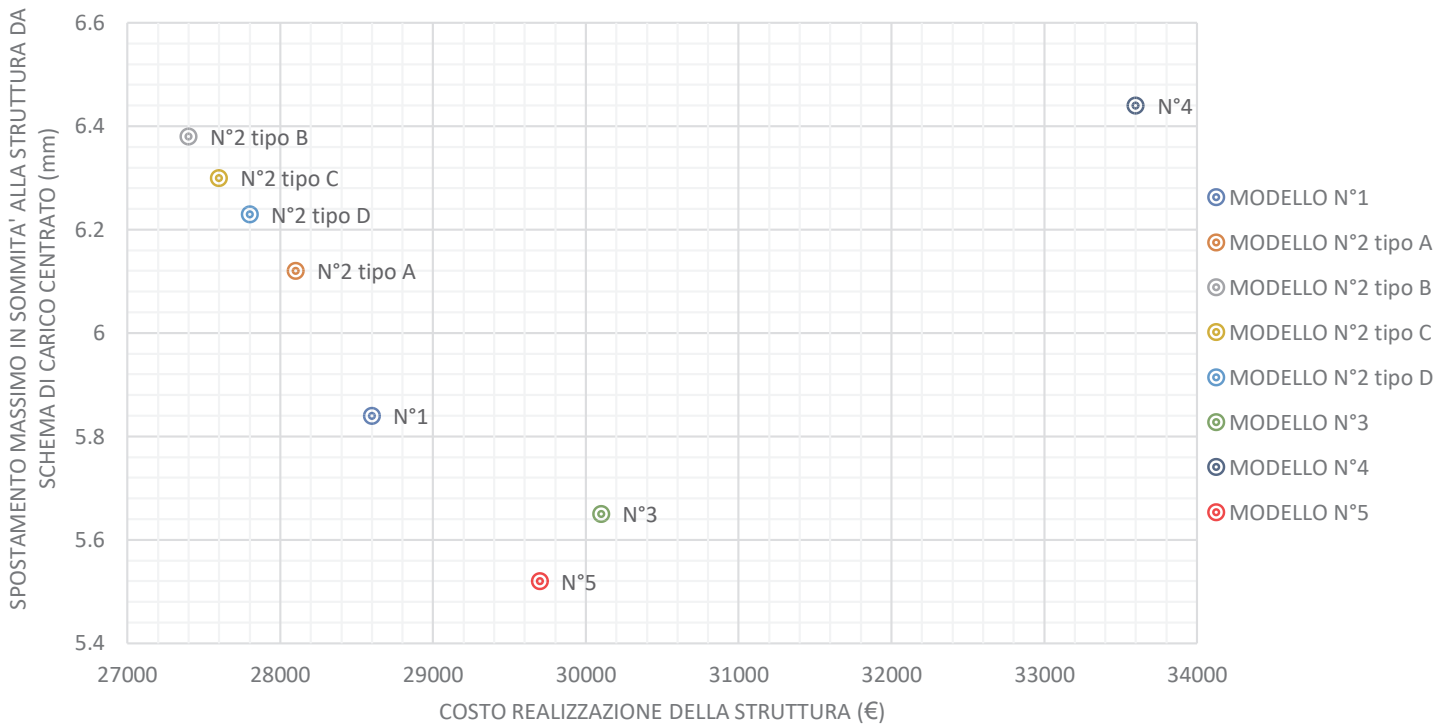
Per quanto concerne le prestazioni strutturali l'aspetto maggiormente monitorato è lo spostamento orizzontale massimo in sommità della struttura, quando quest'ultima viene sottoposta allo schema di carico più sfavorevole.

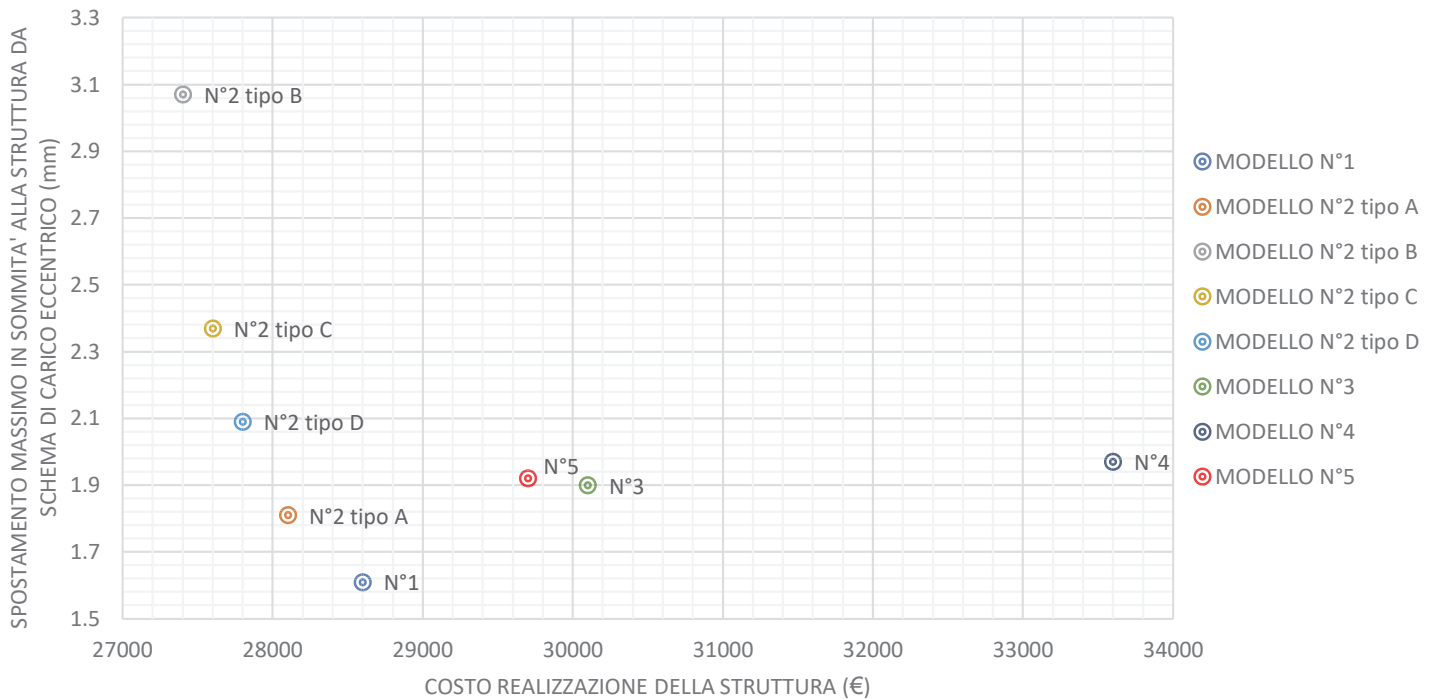
In seguito ad ogni modifica strutturale e alla relativa modellazione tramite codici di calcolo agli elementi finiti, sono stati confrontati gli spostamenti orizzontali in sommità e il costo della realizzazione, che è direttamente proporzionale al peso della struttura. I dati sono stati raccolti in tabelle e riportati in seguito: la prima tabella rappresenta il diagramma costo-spostamento, lo spostamento a cui si riferisce è quello massimo in sommità della struttura, dovuto ad uno schema di carico centrato; la seconda tabella rappresenta il diagramma costo-spostamento, lo spostamento a cui si riferisce è quello massimo in sommità della struttura dovuto ad uno schema di carico eccentrico; la terza tabella rappresenta il diagramma costo-spostamento, lo spostamento a cui si riferisce è lo spostamento differenziale, ovvero è la differenza tra lo spostamento massimo e quello minimo in sommità della struttura dovuto ad uno schema di carico eccentrico, preso come valore di stima della rigidezza torsionale.

Tabella 13: Valori di costo e spostamenti dei modelli strutturali studiati

MODELLO	COSTO	CARICO CONCENTRICO	CARICO ECCENTRICO	
		MASSIMO SPOSTAMENTO SOMMITA' STRUTTURA	MASSIMO SPOSTAMENTO SOMMITA' STRUTTURA	MASSIMO SPOSTAMENTO DIFFERENZIALE
n°	€	mm	mm	mm
MODELLO N°1	28600	5.8	6.3	1.6
MODELLO N°2 tipo A	28100	6.1	6.7	1.8
MODELLO N°2 tipo B	27400	6.4	7.6	3.1
MODELLO N°2 tipo C	27600	6.3	7.2	2.4
MODELLO N°2 tipo D	27800	6.2	7.0	2.1
MODELLO N°3	30100	5.7	6.3	1.9
MODELLO N°4	33600	6.4	7.2	2.0
MODELLO N°5	29700	5.5	6.2	1.9

## DIAGRAMMI COSTO-SPOSTAMENTO DEI MODELLI STRUTTURALI





Il progetto della parete di contrasto ha avuto inizio dalla configurazione del modello N°1 definito come “Modello base”, su tale modello sono state apportate modifiche strutturali per ottimizzare la struttura. Le prime modifiche sono state concepite per abbassare il costo di realizzazione andando ad alleggerire la struttura. Come riportato dai grafici nei successivi modelli N°2 tipo A e N°2 tipo B le modifiche di alleggerimento apportate hanno abbattuto il costo, ma allo stesso tempo hanno aumentato la deformabilità della struttura. Specialmente il modello N°2 tipo B presenta un maggiore deformazione torsionale, infatti nel grafico degli spostamenti differenziali possiamo notare come tale parametro aumenta notevolmente. Le modifiche apportate prima nel modello N°2 tipo C e successivamente nel modello N°2 tipo D sono servite principalmente a conferire alla struttura maggiore rigidità torsionale, infatti nei grafici inerenti agli schemi di carico eccentrici possiamo notare che gli spostamenti di tali modelli hanno subito una riduzione maggiore rispetto a quella presentata nel grafico degli schemi di carico centrati. Le ottimizzazioni strutturali fin qui apportate hanno come scopo la riduzione del costo di realizzazione, mentre le successive mirano a diminuire la

deformabilità della struttura. Tramite le modifiche apportate nel modello N°3 la struttura presenta maggiore rigidità, infatti possiamo notare dai grafici che gli spostamenti hanno subito una riduzione a discapito di un maggiore costo di realizzazione. Il successivo modello N°4 è stato concepito per incrementare ulteriormente la rigidità strutturale, ma tale obiettivo non è stato raggiunto, infatti sia gli spostamenti presentati dalla struttura che il costo di realizzazione sono incrementati notevolmente, quindi le modifiche strutturali riportate nel modello in questione sono state scartate. Infine, nel modello N°5 sono state apportate modifiche strutturali ripartendo dal modello N°3 ottenendo una riduzione sia degli spostamenti sia del costo di realizzazione della struttura. Il modello strutturale N°5 è il più soddisfacente in termini di riduzione degli spostamenti orizzontali della struttura e in termini economici. Con questa struttura perciò è stato trovato il giusto equilibrio tra prestazioni strutturali ed economicità.

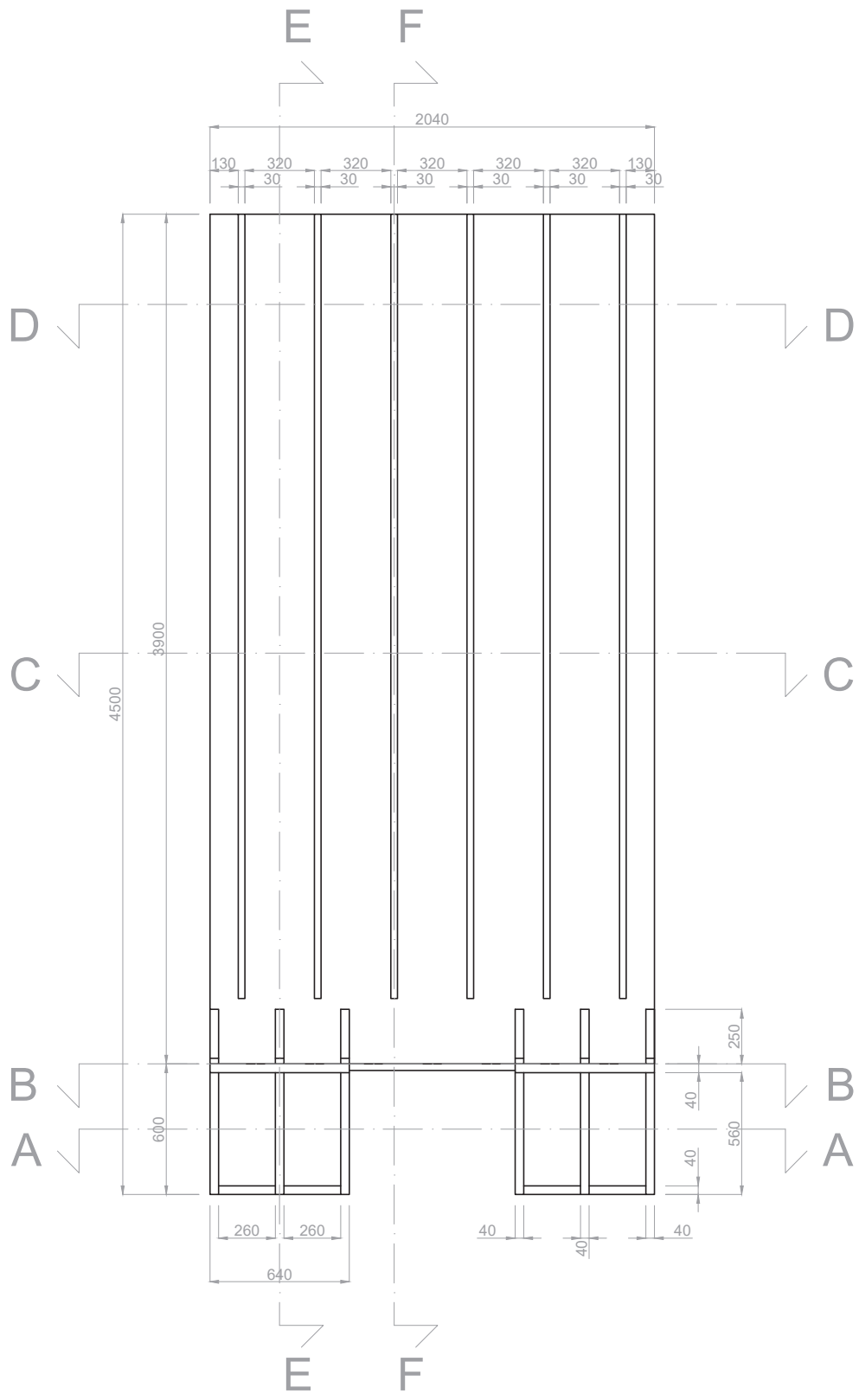
Tramite il presente progetto preliminare è stata determinata la concezione strutturale ottimale della parete di contrasto per prove sperimentali di strutture soggette ad azioni orizzontali statiche e dinamiche. Questo lavoro rappresenta quindi un punto di partenza per uno studio più dettagliato, che miri ulteriormente all'ottimizzazione della struttura sia sotto l'aspetto prestazionale, sia sotto l'aspetto dell'impatto economico. Modellazioni più raffinate, che tengano conto del reale grado di vincolo al piede durante le prove, saranno sicuramente necessarie.



## APPENDICE

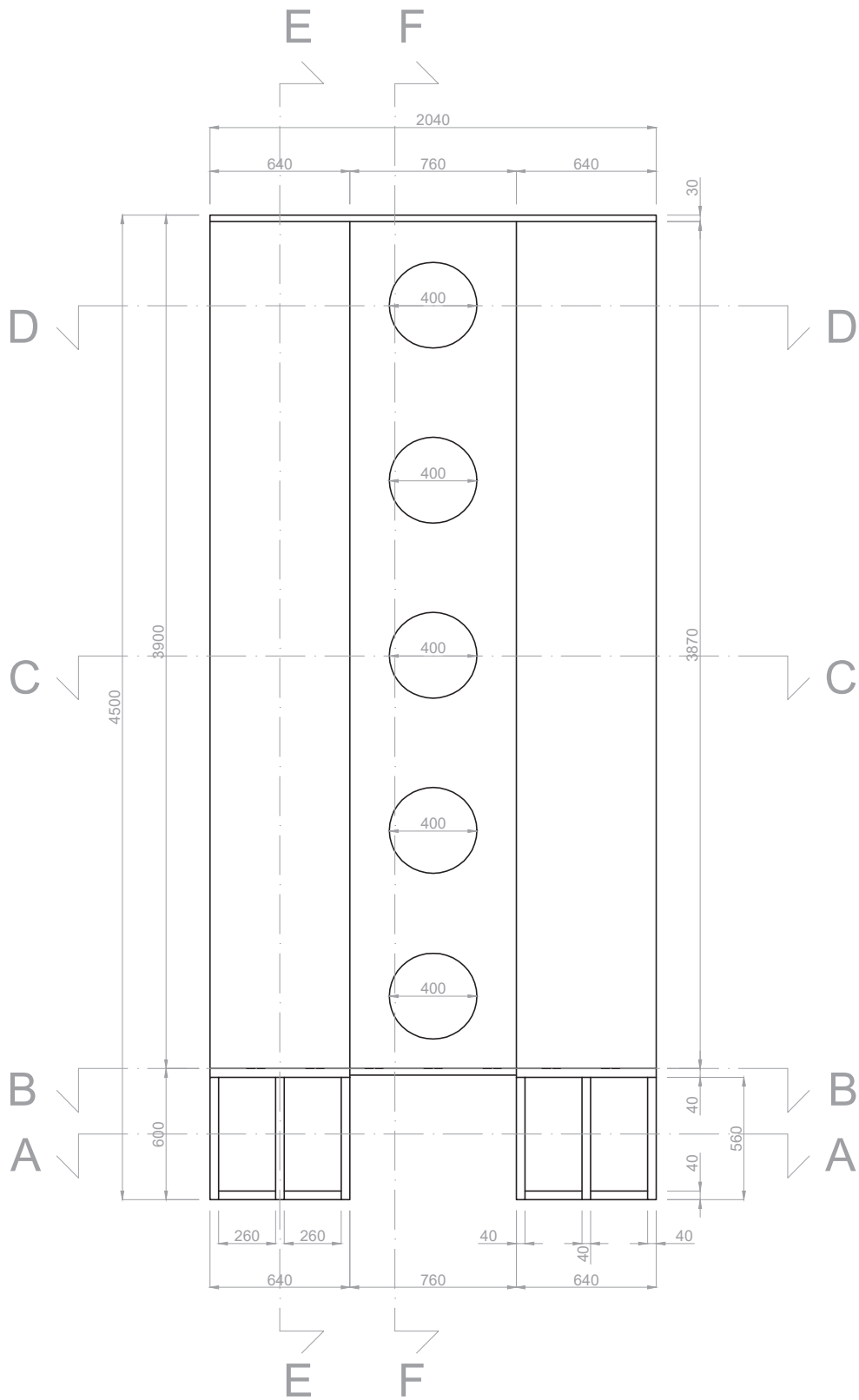
ELABORATI GRAFICI STRUTTURA PARETE DI CONTRASTO AD ANIMA  
PIENA

PROSPETTO ANTERIORE  
SCALA 1:30

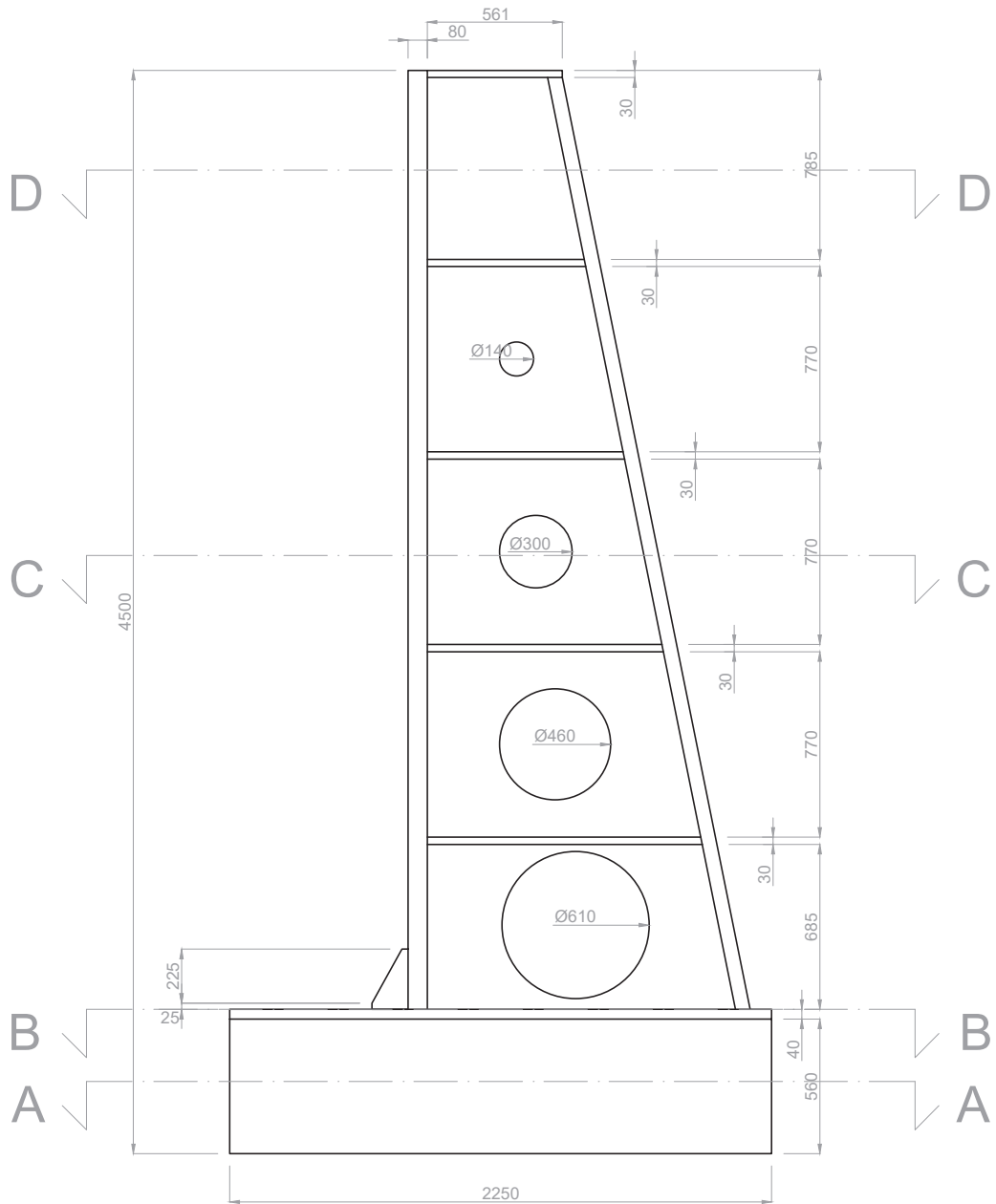


# PROSPETTO POSTERIORE

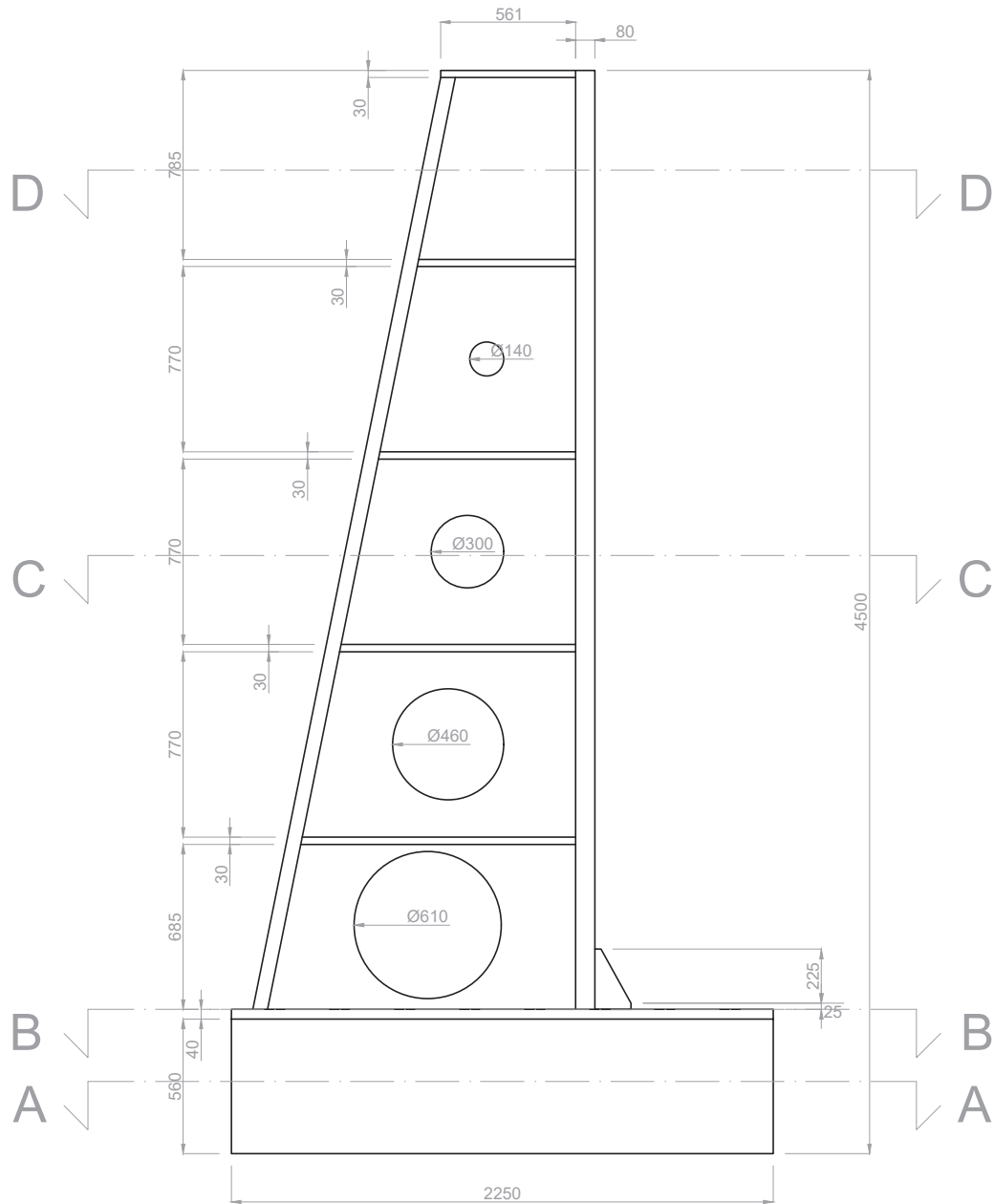
## SCALA 1:30



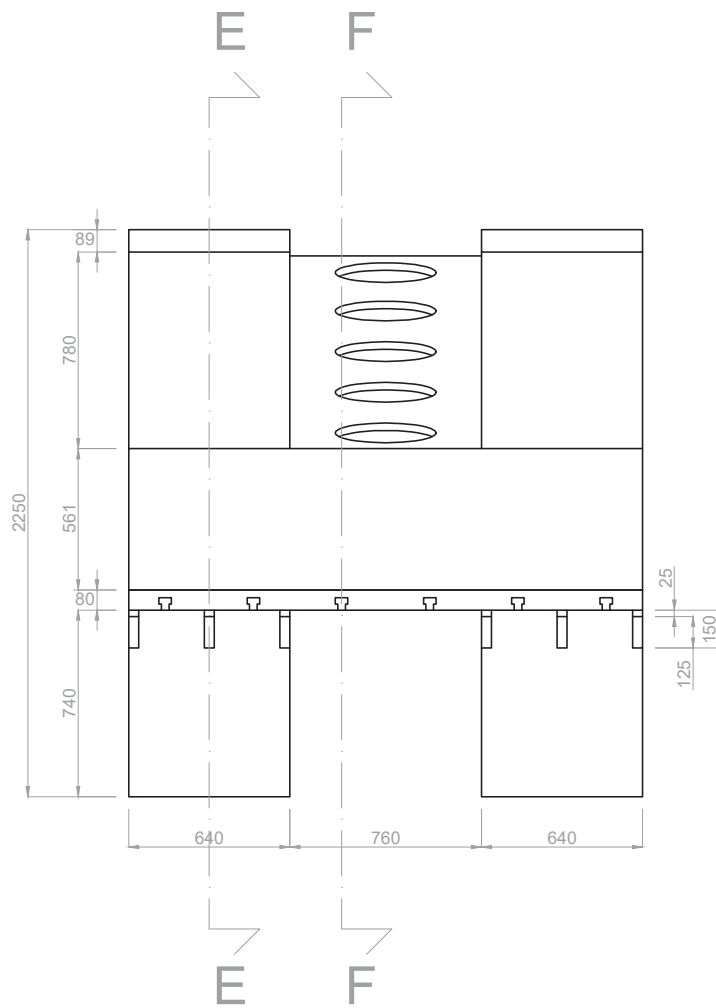
# PROSPETTO DESTRO SCALA 1:30



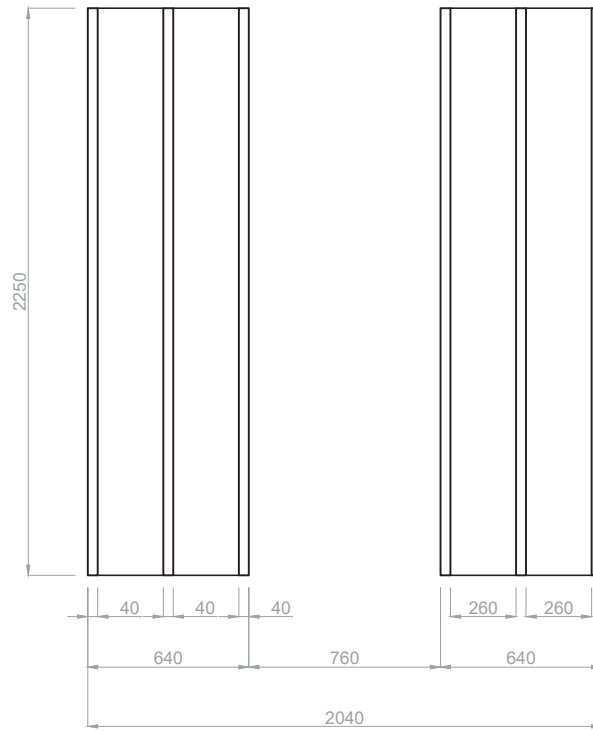
# PROSPETTO SINISTRO SCALA 1:30



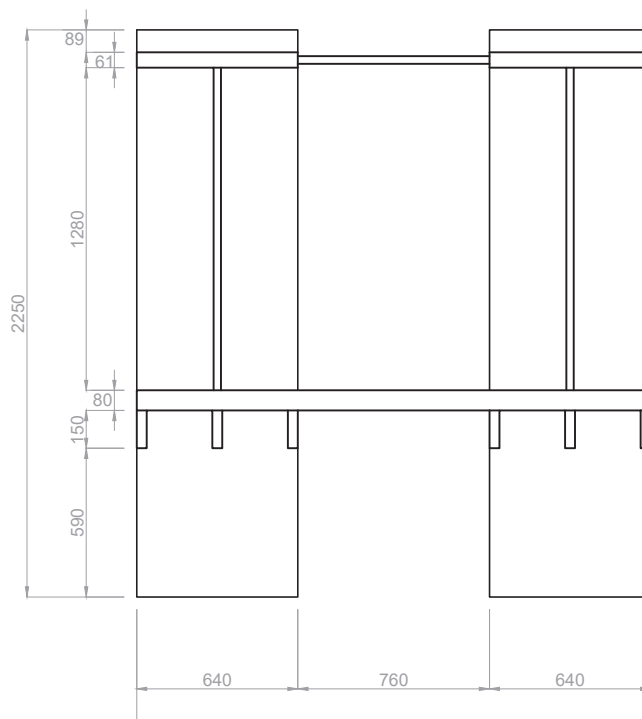
# VISTA DALL'ALTO SCALA 1:30



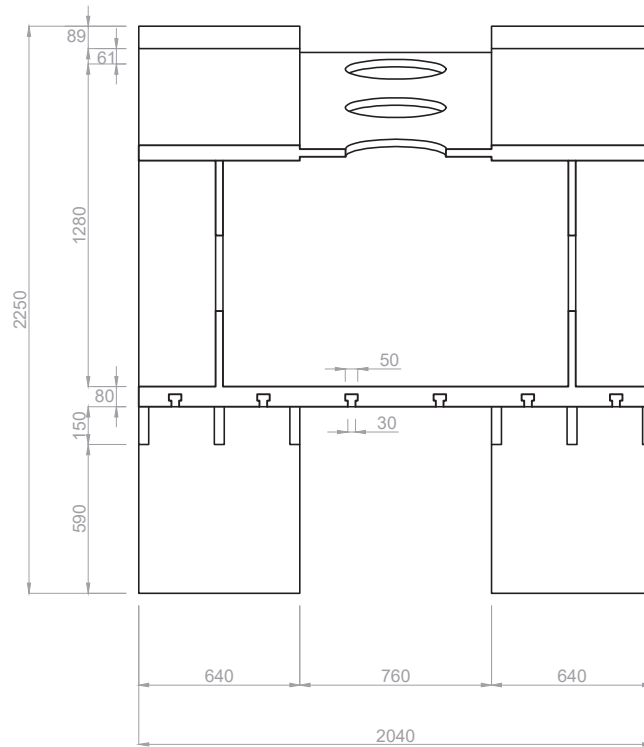
# SEZIONE A-A SCALA 1:30



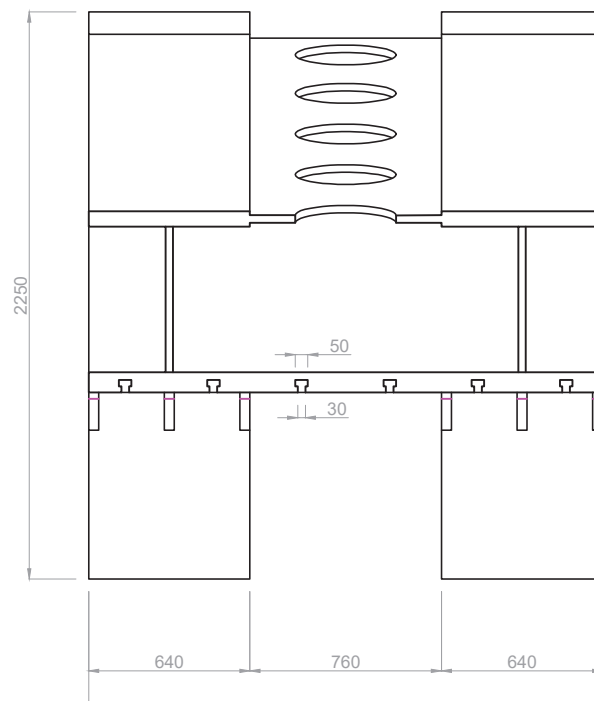
# SEZIONE B-B SCALA 1:30



# SEZIONE C-C SCALA 1:30

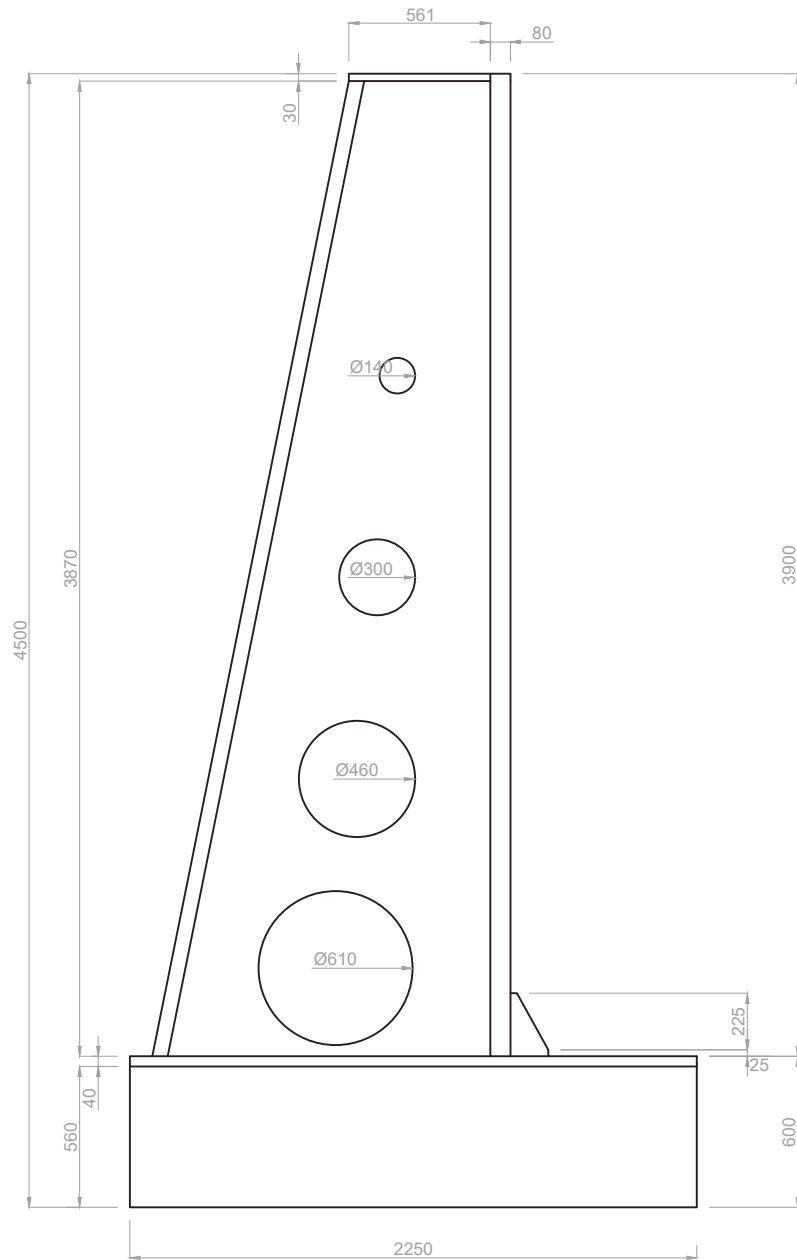


# SEZIONE D-D SCALA 1:30

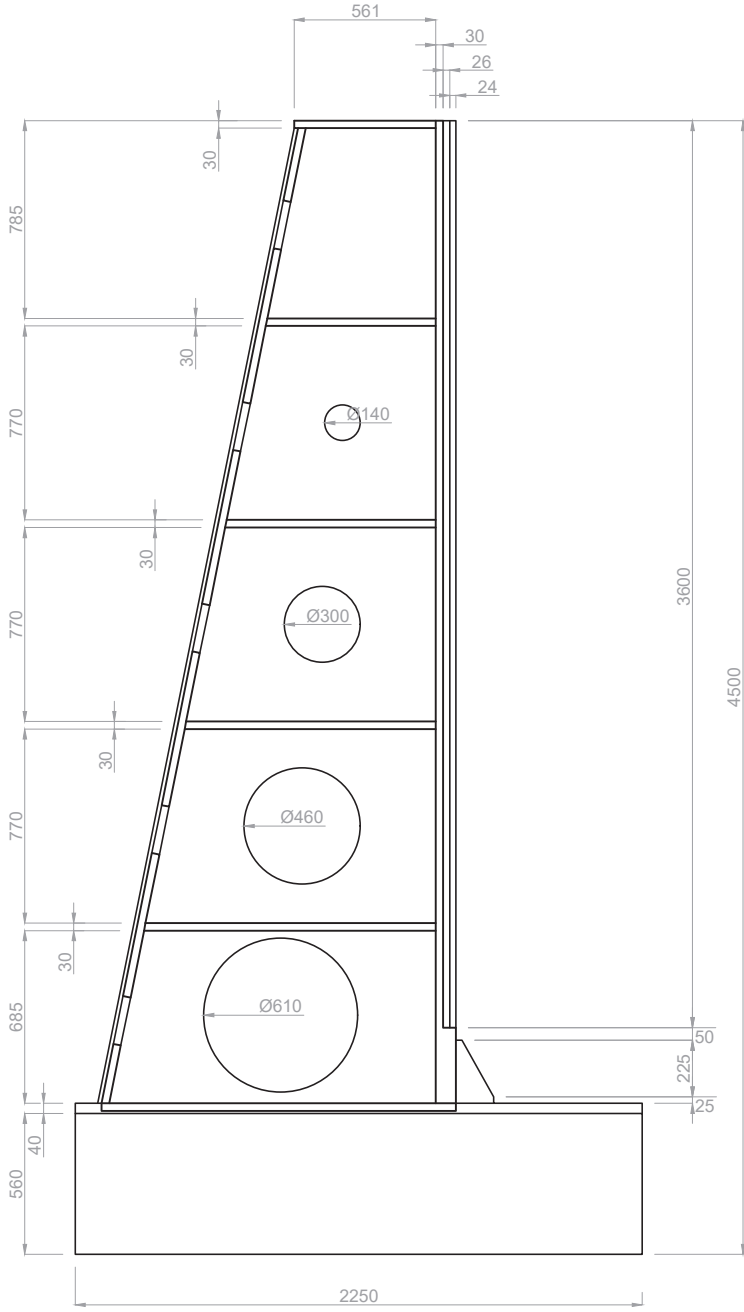




# SEZIONE E-E SCALA 1:30



# SEZIONE F-F SCALA 1:30



## INDICE FIGURE

Figura 1: Struttura di contrasto laboratorio dell'Università degli Studi di Napoli Federico II .....	5
Figura 2: Struttura di contrasto laboratorio dell'Università degli Studi di Salerno.....	6
Figura 3: Struttura di contrasto laboratorio dell'Università degli Studi di Bologna.....	6
Figura 4: Pianta piastrone di base .....	7
Figura 5: Sistema di ancoraggio piastrone di base .....	8
Figura 6: Caratteristiche dell'attuatore idraulico MTS modello 244.51 .....	10
Figura 7: Componenti dell'attuatore idraulico .....	10
Figura 8: Dimensioni dei vari componenti dell'attuatore idraulico .....	10
Figura 9: Scheletro strutturale telaio principale (unità di misura "mm") .....	16
Figura 10: Scheletro strutturale telaio secondario (unità di misura "mm") .....	17
Figura 11: Scheletro strutturale complessivo.....	18
Figura 12: Rappresentazione meccanismo di scorrimento dei binari e piastra di ancoraggio dell'attuatore idraulico .....	25
Figura 13: Ingrandimento porzione elemento di tipo piastra con scanalature a forma di "T" .....	26
Figura 14: Prospetto frontale e vista tridimensionale elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a forma di "T" .....	27
Figura 15: Vista dall'alto dell'elemento di tipo piastra su cui poggia l'attuatore idraulico e dei fori di ancoraggio di base.....	28
Figura 16: Sezione del sistema di collegamento fra barra filetta-binario e elemento strutturale con indicazione della trasmissione di forze .....	30
Figura 17: Sezione dell'elemento strutturale di tipo piastra con indicazione della trasmissione di forze.....	30
Figura 18: Sezione dell'elemento strutturale con messa in evidenza delle sporgenze che formano le scanalature a "T" .....	31
Figura 19: Schema statico della mensola in esame.....	32
Figura 20: Vista tridimensionale dettaglio connessione .....	32

Figura 21: Vista frontale e tridimensionale della diffusione a 45° delle tensioni dall'asse di simmetria della barra filettata.....	33
Figura 22: Dimensioni e sollecitazione della sezione in esame.....	34
Figura 23: Categorie di accoppiamento tra dadi e bulloni.....	37
Figura 24: Parametri geometrici della scanalatura a forma di "T".....	40
Figura 25: Rappresentazione tridimensionale delle due lastre (in rosso).....	42
Figura 26: Vista dall'alto delle due lastre (in rosso) e dei fori di fissaggio del piastrone	43
Figura 27: Esploso trave di base.....	44
Figura 28: Posizionamento travi di base (in rosso) al di sopra dei fori di ancoraggio del piastrone.....	45
Figura 29: Posizionamento al di sopra dei fori di ancoraggio del piastrone dei seguenti elementi: travi di base (in rosso), piastra su cui poggia l'attuatore idraulico (in ciano), lastre trapezoidali (in verde).....	46
Figura 30: Viste tridimensionali struttura.....	47
Figura 31: Sezione generica della porzione superiore della struttura schematizzata tipo mensola.....	49
Figura 32: Sezione generica a doppio "T" della porzione superiore della struttura schematizzata tipo mensola.....	50
Figura 33: Esploso struttura evidenziazione delle lastre di irrigidimento orizzontali....	51
Figura 34: Rappresentazione grafica e dimensionale piatti verticali costolati (unità di misura in "mm").....	53
Figura 35: Schematizzazione lastra di costolatura trapezoidale (unità di misura in mm) e vista tridimensionale della struttura modello N°2 tipo A.....	61
Figura 36: prospetto posteriore e vista tridimensionale struttura modello N°2 con fori circolari di diametro 620 mm sulla piastra inclinata posteriore.....	64
Figura 37: Prospetto posteriore struttura Modello N°2 tipo C.....	66
Figura 38: Prospetto posteriore e vista tridimensionale struttura modello N°2 tipo D	67
Figura 39: Raffigurazione dell'incremento degli spessori di determinate porzioni della flangia superiore nella sezione scatolare.....	70
Figura 40: Prospetto posteriore e vista tridimensionale modello struttura n°3.....	71

Figura 41: Raffigurazione dell'incremento delle lunghezze della flangia superiore e inferiore nella sezione scatolare dal modello n°3 al modello n°4.....	73
Figura 42: Prospetto posteriore e vista tridimensionale modello struttura n°4.....	74
Figura 43: Prospetto lato di destra rispettivamente dei modelli strutturali N°3 e N°5 .	78
Figura 44: Prospetto posteriore e vista tridimensionale modello struttura N°5 .....	78
Figura 45: Assemblaggio travi di base .....	81
Figura 46: Assemblaggio lastra di irrigidimento livello estradosso travi di base .....	82
Figura 47: Assemblaggio lastre di costolatura trapezoidali .....	82
Figura 48: Assemblaggio elemento strutturale di tipo piastra con scanalature a "T" ...	83
Figura 49: Assemblaggio lastre di irrigidimento orizzontali .....	84
Figura 50: Assemblaggio lastre posteriori spesse 60 mm .....	85
Figura 51: Assemblaggio lastra posteriore spessa 30 mm .....	86
Figura 52: Assemblaggio lastra di irrigidimento orizzontale in sommità della struttura	87
Figura 53: Assemblaggio piatti di costolatura .....	88

## INDICE TABELLE

Tabella 1: "Tab. 4.2.I - Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi" ....	11
Tabella 2: Sollecitazioni massime telaio principale .....	18
Tabella 3: Caratteristiche meccaniche delle viti.....	36
Tabella 4: Valori delle grandezze geometriche per viti a passo grosso .....	37
Tabella 5: Parametri modello N° 1: Modello base .....	57
Tabella 6: Parametri modello N°2 tipo A.....	61
Tabella 7: Parametri modello N°2 tipo B.....	63
Tabella 8: Parametri modello N°2 tipo C.....	64
Tabella 9: Parametri modello N°2 tipo D.....	66
Tabella 10: Parametri modello N°3 .....	70
Tabella 11: Parametri modello N°4 .....	73
Tabella 12: Parametri modello N°5 .....	77
Tabella 13: Valori di costo e spostamenti dei modelli strutturali studiati .....	88

## BIBLIOGRAFIA

### RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI:

- G. BALLIO, F. MAZZOLANI, C. BERNUZZI, R. LANDOLFO, "Strutture di acciaio, teoria e progetto" II edizione, HOEPLI
- CIRILLO "Costruzioni in acciaio. NTC2018, EC3, EC8", HOEPLI
- G. BALLIO, C. BERNUZZI, "Progettare costruzioni in acciaio", HOEPLI, MILANO,

### NORMATIVE:

- MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI "Norme tecniche per le costruzioni", D.M. 17 GENNAIO 2018
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
- "Progettazione strutture in acciaio", UNI EN 1993 - EC3

### RIFERIMENTI SITOGRAFICI:

- <https://www.gazzettaufficiale.it>
- <https://www.mts.com>
- <http://www.dist.unina.it/strutture/laboratori/laboratorio-prove>
- <http://www.italsigma.it>