



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea in Ingegneria Edile-Architettura

TESI DI LAUREA

**Progetto e verifica analitica del comportamento
meccanico di una cella per la salvaguardia degli
individui all'interno di edifici esistenti**

**Design and technical assessment of the mechanical behaviour of a cell
to protect people in existing buildings**

Relatore:

Prof. Marco D'Orazio

Laureando:

Nicolò Cucchiara

Correlatore:

Prof. Stefano Lenci

Anno accademico 2020/2021

Alla mia famiglia

Indice

Introduzione	pag. 8
Motivazioni	
Obiettivi	
Articolazione della tesi	
Capitolo 1 - Stato dell'arte	pag. 11
1.1 Brevettuale	pag. 14
1.2 Applicazione di brevetti	pag. 23
1.3 Osservazioni e considerazione sui progetti realizzati	pag. 25
1.4 Considerazioni finali	pag.26
Capitolo 2 - Fasi, materiali e metodi	pag. 27
2.1 Fasi progettuali	pag. 27
2.1.1 Definizione degli obbiettivi	pag. 27
2.1.2 Ricerca dei materiali, della forma e delle dimensioni.	pag. 28
2.2 Analisi strutturale del telaio metallico con il programma di calcolo SAP 2000	pag. 30
2.3 Risultati di calcolo	pag. 34
Capitolo 3 - Progettazione del caso di studio	pag. 37
3.1 Caso di Studio: Progetto e Verifica del telaio metallico - Normative di riferimento e Prescrizioni sui materiali utilizzati	pag. 37
3.2 Progetto e Verifica del telaio metallico: elementi orizzontali	pag. 40
3.3 Progetto e Verifica del telaio metallico: elementi verticali	pag. 46

3.4	Progetto e Verifica del telaio metallico: nodo di collegamento	pag. 57
Capitolo 4 -	Valutazioni e definizioni finali sulla struttura progettata	pag. 70
4.1	Geometria del telaio e particolari costruttivi	pag. 70
4.2	Definizione delle finiture e del rivestimento della struttura	pag. 73
4.3	Analisi dei vantaggi del progetto	pag. 79
	Conclusioni	pag. 83
	Allegati	pag. 85
	Bibliografia e sitografia	pag. 87

INTRODUZIONE

Per redigere il presente elaborato di tesi sono partito introducendo le reali problematiche presenti nel patrimonio edilizio esistente in Italia. Proprio basandomi su questo aspetto, possiamo affermare che la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti è un problema di particolare rilevanza per il territorio italiano, dove gran parte del patrimonio costruito non è stato realizzato con criteri antisismici.

Lo studio di tale problematica è importante per la determinazione del livello di sicurezza di queste strutture a seguito di un evento sismico sia per poter effettuare degli studi di scenario, individuando gli edifici più a rischio sul territorio e pianificarne gli interventi utili al ripristino della sicurezza, sia per reindirizzare i primi soccorsi post evento sismico verso le aree più vulnerabili. L'evoluzione scientifica che è avvenuta negli ultimi 20 anni, e conseguentemente quella normativa, ha sicuramente permesso di progettare strutture in grado di soddisfare gli stati limite richiesti, ma la gran parte delle costruzioni esistenti in Italia è vulnerabile perché ricade per la quasi totalità in un periodo temporale in cui la conoscenza delle strutture, dei materiali e delle azioni era molto limitata ed al contempo sorretta da basi normative non sufficientemente adeguate sia dal punto di vista tecnico che istituzionale.

Le problematiche inerenti la sicurezza degli edifici esistenti possono derivare da diversi fattori, come ad esempio le tecniche costruttive utilizzate in passato e quindi anche la datazione dei fabbricati stessi; infatti, molto spesso ci si trova dinanzi a fabbricati la cui datazione supera i 40 anni, durata ottimale di un edificio dopo la quale si rendono necessari controlli ed interventi di manutenzione, anche straordinaria, per consentire al fabbricato di continuare ad esplicare le sue funzioni evitando di avere problematiche di varia natura.

Un altro aspetto, che a mio avviso è molto importante, è quello relativo al “*boom edilizio*” che si sviluppa in tutto il territorio italiano dalla fine degli anni '60[1], che consiste nella rapida e improvvisa urbanizzazione, nella quale hanno trovato ampio spazio fenomeni di abusivismo edilizio; infatti, a mio avviso, questo fenomeno può

essere visto come causa di un maggiore rischio diffuso su tutto il territorio. Dopo gli anni '70 il rinnovo degli edifici e l'urbanizzazione si è arrestata bruscamente; tuttavia, il continuo aumento del valore di mercato immobiliare soprattutto nelle grandi città italiane, ha rafforzato ancor di più nel nostro paese una cultura che tende a conservare gli edifici esistenti impedendone il continuo rinnovamento che è diversamente tipico delle altre società internazionali. Altro fattore di rischio è sicuramente correlato alla scarsa qualità delle costruzioni, da imputarsi al rapido accrescimento edilizio avuto nel secondo dopoguerra, spesso non accompagnato da una pianificazione urbana mirata. Non da ultimo va considerata l'influenza normativa sui principi progettuali e costruttivi adottati; la tardiva zonazione sismica di alcune aree ha comportato la presenza sul territorio di un'alta percentuale di costruzioni che non rispettano le attuali prescrizioni sismiche, dunque potenzialmente vulnerabili.

- Motivazioni

La maggior parte degli interventi previsti per migliorare o adeguare gli edifici a livello sismico prevedono grossi interventi sull'intero fabbricato. Per quanto riguarda gli edifici in muratura ci sono tecniche come l'applicazione di un intonaco armato, di tiranti, di placcaggi con FRP: per gli edifici in cemento armato abbiamo invece tecniche come l'incamiciatura con profili in acciaio o fasciatura in FRP. Per questo tipo di interventi è richiesta un intervento in tutto l'edificio, con dei costi e tempi onerosi. Questo tipo di interventi richiedono un accordo fra tutti i proprietari degli immobili, il singolo non può procedere ad un adeguamento o miglioramento sismico per il suo unico appartamento. Partendo da questo ho deciso di occuparmi in questo elaborato di una struttura da inserire in un appartamento all'interno di un edificio, in modo che ogni singolo inquilino abbia la possibilità di proteggersi in caso di un evento sismico, senza dover richiedere o avere l'approvazione dal resto dei proprietari.

- Obiettivi

Proprio basandomi su queste problematiche legate al rischio sismico, e alle considerazioni fatte nel paragrafo precedente, ho voluto elaborare questa tesi in cui ho proposto la progettazione e la verifica analitica di una cellula antisismica da collocare all'interno degli edifici esistenti con l'obiettivo di garantire la salvaguardia della vita delle persone durante gli eventi sismici. Sono partito analizzando lo stato dell'arte, per avere una panoramica di quello che è già stato brevettato e realizzato, per poi passare all'elaborazione progettuale di un vero e proprio telaio da poter adottare.

- Articolazione della tesi

In accordo all'obiettivo della tesi, la struttura si articola come segue: nel primo capitolo è fornita una analisi riguardo lo stato dell'arte delle varie tipologie di strutture antisismiche brevettate e di quelle costruite.

In seguito, nel secondo capitolo, si è passati alla definizione vera e propria dei parametri necessari alla progettazione della cellula di sicurezza, individuando i limiti e i dati necessari alla definizione di questa. Nel terzo capitolo, attraverso l'uso di un programma di calcolo strutturale, SAP2000, è stata svolta la verifica della struttura precedentemente progettata.

Infine, nel quarto capitolo, si analizzano i risultati, ponendo attenzione ai dati specifici ottenuti e alle conclusioni generali e i futuri sviluppi che si possono ottenere.

Capitolo 1 – Stato dell’arte

Nel presente capitolo ho analizzato lo stato dell’arte cercando di ottenere una panoramica più ampia possibile su quello è stato affrontato fino ad oggi in termini di strutture, telai e cellule che proteggano gli individui in caso di sisma.

Dal punto di vista scientifico la letteratura è molto limitata, gli articoli che trattano di “stanze sicure” riguardano principalmente le “safe room” o “panic room” progettate e costruite in America per difendere gli individui da irruzioni nell’ambiente domestico o principalmente dai tornado molto frequenti in quelle zone. L’agenzia federale per la gestione delle emergenze, FEMA, si sta muovendo per incentivare la popolazione a fornirsi di queste strutture[2]. Queste stanze sono costruite in cemento armato, e posizionate sottoterra, e sono provviste di un portone blindato in kevlar o acciaio[3]. In altri luoghi si parla di luoghi sicuri, come in medio oriente, dove troviamo “Merkhav Mugan”, noto anche come “miklat”, sono dei veri e propri rifugi anti razzo. In Israele una legge del 1951 li rende obbligatori per la maggior parte degli edifici pubblici, industriali e residenziali[4]. Numerosi sono invece i brevetti dedicati proprio alla salvaguardia delle vite in caso di sisma, nella seguente tabella vengono riassunti i brevetti e le applicazioni di questi ultimi, che poi verranno brevemente descritti nei seguenti paragrafi. La tabella ci permette di confrontarli tra loro in base:

- al materiale (Metallico, C.A., Altro);
- alle dimensioni (di un arredo (A), di una stanza (S), di un edificio (E))
- al numero delle persone che può contenere

Nome	Materiale	Forma	Numero persone
<i>“Apparecchio di soccorso antisismico”, Savin Nicolae;</i>	M	S	2-4
<i>“Cellula di protezione”, D’Ancona Nicola;</i>	M	A	1

<i>"Custodia protettiva antisismica", Pedrego Albert;</i>	A	A	1
<i>"Dispositivo di sicurezza antisismico a struttura sottile, guscio sottile rotante realizzato con piastre sottili", Xiangchi Hu</i>	M	A	Non specificato
<i>"Dispositivo di sopravvivenza nel contesto dei disastri naturali composto da un modulo di aderenza e dai suoi accessori", Franch Jean- Jacques;</i>	N.S	A	Non specificato
<i>"Letto antisismico", Nakata Kenji;</i>	M	A	4-7
<i>"Letto antisismico", Cao Kaiquan;</i>	M	A	1-2
<i>"Letto antisismico", Dongji Li;</i>	M	A	1-2
<i>"Letto antisismico", Hamill James Patrick;</i>	M	A	1-2
<i>"Letto antisismico", Wu Yonghua;</i>	M	A	1-2
<i>"Letto per prevenire il terremoto", Wang Zhizhou;</i>	m	A	1
<i>"Letto protettivo antisismico", Tu Do Nam ;</i>	N.S	A	1
<i>"Letto resistente al terremoto, Nakada Kenji, Nakada Sanjiro;</i>	M	A	1

<i>"Piccolo tipo di custodia antisismica", Ju Chien-Ping, Lin Jiin-Huey Chern, Lui Truan-Sheng;</i>	M	A	1
<i>"Struttura dell'edificio", Forootan Iradj, Foroutan Manouchehr;</i>	C.A	E	N.S
<i>"Struttura piramidale pieghevole per protezione in caso di terremoti", Holtz Hale Ignacio, Geller Ehrenwald Luis;</i>	M	A	1
<i>"Struttura protettiva e struttura del letto con baldacchino rigido", Ward Jon P, Ward Shirley J;</i>	M	A	N.S
<i>"Telaio del letto di protezione utilizzato per il periodo del terremoto", Dai Shaohua;</i>	M	A	N.S
<i>"Telaio del letto protettivo con riparo antisismico", Jackman Douglas S.</i>	M	A	1-2
<i>"Struttura protettiva anti-terremoto durante il sonno", Thomson Karen Elaine</i>	M	A	1-2
<i>"Haven House", Woodcock Jerry</i>	C.A	E	N.S
<i>Safety Cell</i>	M	A	6-7
<i>Madis Room</i>	M	S	N.S

1.1 Brevettuale

I brevetti delle cellule antisismiche che attualmente risultano depositati sono di diverse tipologie; sono infatti presenti cellule di sicurezza che possono essere usati da più persone, fino ad arrivare a cellule singole, passando per quelli che vengono definiti *“letti antisismici”*.

Di seguito ho riportato una rassegna dei diversi brevetti che precedentemente ho riassunto nella tabella comparativa.

- *“Apparecchio di soccorso antisismico”, Savin Nicolae;*

Questa tipologia di elemento è considerata come un vero e proprio apparato di salvataggio montato all'interno di edifici in cui le persone vivono e svolgono le loro attività. Viene molto utilizzato in regioni italiane ad alto potenziale sismico. È composto da una cabina di salvataggio con un telaio di rinforzo, coperto dal lato interno con lamiera ondulata e con plastica resistente al fuoco. La cabina ha diversi scomparti, in cui c'è una sedia con supporto per la testa, uno schienale, un'imbragatura di sicurezza e un casco. Per smorzare gli urti, sotto ogni sedia è disposta una molla ammortizzatrice.

L'accesso è consentito da due porte con meccanismo di chiusura dall'interno o dall'esterno. [5]

- *“Cellula di protezione”, D'Ancona Nicola;*

Questa tipologia di telaio è composta da una cella di protezione, definita cella antisismica; comprende una parete superiore e una parete inferiore distanziate tra loro da una pluralità di pareti laterali solidalmente collegate tra loro. In questo modo si viene a formare un vero e proprio contenitore scatolare aperto con almeno un'apertura d'ingresso. Il contenitore scatolato viene a creare al suo interno uno spazio adibito a rifugio che è disposto per accogliere almeno un utente. In particolare, il contenitore viene prodotto come un singolo blocco che riproduce il

contenitore a scatola aperta. La cella antisismica comprende una porzione di parete mobile montata scorrevolmente sul contenitore scatolare, per arrestare l'apertura, mediante un elemento scorrevole cooperante, in particolare un piano scorrevole, piano che si innesta in modo scorrevole tra almeno due percorsi di scorrimento, che sono disposti su lati opposti l'uno rispetto all'altro. I pannelli scorrevoli piani consentono alla porzione di parete mobile di spostarsi da una configurazione aperta, dove la porzione di parete mobile apre l'apertura consentendo all'utente di accedere, ad una configurazione chiusa, dove la porzione di parete mobile blocca l'apertura che definisce la cella di protezione entro cui l'utente è riparato.[6]

- *“Custodia protettiva antisismica”, Pedrego Albert;*

Questa custodia protettiva antisismica è costituita da un involucro formato una serie di pannelli rigidi resistenti alle forze sismiche. Una persona può strisciare nell'involucro attraverso un'apertura di accesso, dopo di che la persona può tirare verso il basso una porta flessibile del tipo a rullo attraverso l'apertura di accesso per ottenere un alloggiamento protettivo che la circonda completamente. Le superfici interne dell'involucro sono rivestite con un materiale di imbottitura resistente in modo tale che se il corpo della persona dovesse urtare le superfici interne dell'alloggiamento, le forze di impatto saranno almeno parzialmente assorbite o alleviate dal materiale di imbottitura. Il recinto include scomparti per riporre oggetti di emergenza, come una torcia elettrica o un segnalatore acustico a batteria, utilizzabili per avvisare all'esterno che ci si trova all'interno del recinto.[7]

- *“Dispositivo di sicurezza antisismico a struttura sottile, guscio sottile rotante realizzato con piastre sottili”, Xiangchi Hu, Tongyan Wang;*

Questa invenzione si riferisce ad un dispositivo antisismico, composta da una sfera la parte superiore della sfera, dotata di una porta. Nella parte inferiore è collegata a terra tramite tre setti in C.A. mentre nella parte superiore è presente un distributore uniforme di pressione d'urto e un ammortizzatore a frizione. Quest'ultimo infine è

collegato ad una piastra, in prossimità del solaio superiore, con lo scopo, in caso di sisma di ripartire il carico.

In caso di terremoto la piastra concentrerà il peso dei detriti e del solaio superiore sull'ammortizzatore il quale attenuerà la forza di caduta e preserverà l'integrità della capsula a sfera sottostante. [8]

- *“Dispositivo di sopravvivenza nel contesto dei disastri naturali composto da un modulo di aderenza e dai suoi accessori”, Franch Jean-Jacques;*

Questo brevetto è composto da un insieme di dispositivi di un modulo abitativo per soddisfare i requisiti di emergenza, per far fronte a terremoti, alluvioni e altri disastri naturali. Questa tipologia di dispositivo è divisa nei seguenti sottogruppi: moduli abitativi, un blocco di sicurezza antisismico di emergenza, un blocco d'aria telescopico, uno schermo protettivo, una turbina e simili.[9]

- *“Letto antisismico”, Nakata Kenji;*

Il letto antisismico è costruito da pannelli metallici ad alta resistenza a forma scatolare e contiene diverse attrezzature da poter utilizzare in caso di fuga dal terremoto. I pannelli sono fissati su un telaio metallico.[10]

- *“Letto antisismico”, Cao Kaiquan;*

Il brevetto di Cao Kaiquan prevede un letto a prova di terremoto. È composto da diversi strati di protezione disposti orizzontalmente sopra al letto, supportati da un gruppo di pilastri. Il telaio è dotato di irrigidimenti verticali collegati in modo fisso con i lati chiusi del letto. Al suo interno si può accedere da un'apposita apertura, ed è dotato di un kit di pronto soccorso.[11]

- *“Letto antisismico”, Dongji Li;*

Il modello brevettato da Dongji Li si basa sull'invenzione del letto antisismico che comprende un giroletto con una prima sponda (disposta in posizione mediana nella parte superiore del giroletto), delle seconde sponde e specifici sistemi di controllo e trasmissione per il ribaltamento delle sponde stesse. Nello specifico entrambi i lati della prima sponda sono provvisti rispettivamente di seconde sponde. Le seconde sponde sono collegate ad un dispositivo di trasmissione per comandare il ribaltamento delle stesse. La parte inferiore della prima sponda è dotata di una cavità atta ad accoglierla ed è regolata da un dispositivo di controllo. Quando si verifica un terremoto, il dispositivo di controllo agisce per far cadere la prima sponda del letto. A questo punto il dispositivo di trasmissione viene attivato durante il processo di caduta della prima sponda del letto per azionare le seconde assi del letto su entrambi i lati della prima sponda da ribaltare. In questo modo una persona sul letto rotola sulla prima sponda e le due seconde sponde servono a sigillare la parte superiore dell'intercapedine quando la prima sponda cade sul fondo del giroletto, così da proteggere efficacemente la persona che riposa sul letto. Il giroletto, la prima e la seconda sponda hanno complesse strutture di telaio in acciaio, in modo da ottenere un'elevata capacità portante e capacità antiurto, e la persona che riposa sul letto è efficacemente protetta.[12]

- *“Letto antisismico”, Hamill James Patrick;*

il letto antisismico brevettato da Hamill James Patrick è composto da una struttura per l'alloggiamento di un letto che serve a proteggere una persona che sta dormendo da ferite gravi o morte, per danni o collasso dell'edificio. La struttura di protezione del letto ha un duplice scopo: garantire la conservazione dell'integrità strutturale e consentire alla struttura di rispondere a forti scosse meccaniche derivanti dall'impatto di parti di struttura dell'edificio. Questo permette di resistere anche ad

una penetrazione balistica derivante dai detriti lanciati dall'edificio in fase di distruzione. La conservazione dell'integrità strutturale prevede una geometria complessiva dalla forma di un anti-prisma tetragonale modificato o MTAP (**M**odified **T**etragonal **A**nti-**p**rism. I dispositivi di protezione dalla penetrazione di proiettili sotto forma di detriti includono pannelli pieni triangolari di materiale composito.[13]

- *“Letto antisismico”, Wu Yonghua;*

Si tratta di un letto *“letto a prova di terremoto”*.

Questo dispositivo antisismico è composto dal telaio del letto, sovrastato da una copertura superiore mentre ai lati, esternamente al telaio, è presente un'altra gabbia protettiva.

Nel complesso si tratta di un dispositivo che, in presenza di eventi sismici, può garantire che i suoi occupanti non vengano sepolti dalle macerie.

Il letto può anche essere opportunamente rivestito e decorato, migliorandone l'estetica.[14]

- *“Letto per prevenire il terremoto”, Wang Zhizhou;*

Questo modello si basa sull'utilizzo di un letto e di un telaio che, in caso di sisma, si attiverà automaticamente. Un corpo del letto è inserito in un telaio metallico molto rigido e resistente che viene adibito a camera di sicurezza.

È presente una giunzione con la parte laterale del telaio e entrambi i lati del letto sono dotati di una trave nascosta dotata di punti di supporto. È presente un elemento interno collegato con un ulteriore telaio della testata del letto costituito da una barra in acciaio e da un dispositivo di protezione. Il telaio e il corpo del letto sono assemblati in una struttura regolata da un sistema di controllo automatico. Quando si verificano azioni sismiche, i giunti di frenata sono aperti, e le persone possono entrare rapidamente nella camera di sicurezza.[15]

- *“Letto protettivo antisismico”, Tuchman David;*

Questo brevetto è composto da un telaio di protezione che , in caso di eventi sismici con relativa caduta di detriti , è in grado di proteggere le persone presenti all'interno del dispositivo. È composto da una copertura costituita da maglie in acciaio resistenti alla penetrazione e all'accumulo di detriti in caduta. Una tettoia copre il letto. Il baldacchino è supportato da tubi telescopici metallici dotati di molle che consentono al telaio di muoversi in caso di compressione causata dalla caduta dei detriti.

In questo modo si riescono a contenere i danni alla struttura del letto e si migliora il livello di livello di sicurezza per l'occupante o gli occupanti del letto. [16]

- *“Letto protettivo antisismico”, Tu Do Nam;*

Questo tipo di letto è dotato di un che, in caso di terremoto, si abbassa meccanicamente, immergendosi all'interno di una struttura rettangolare in grado di contenerlo.

Il movimento causato dal terremoto provoca inoltre la discesa dall'alto di una struttura di protezione, attaccata alla parte superiore del telaio, in grado di garantire l'incolumità delle persone.

La copertura superiore è dotata di molle e di supporti aggiuntivi che consentono di trattenere il peso dei detriti accumulati durante la scossa tellurica.

Il sistema inoltre mette a disposizione di un occupante, ormai al sicuro all'interno del letto collassato, dei mezzi di sostentamento in grado di tenere in vita la persona in attesa dell'arrivo dei mezzi di soccorso. [17]

- *“Letto resistente al terremoto, Nakada Kenji, Nakada Sanjiro;*

Si tratta di un letto resistente ai terremoti ed è composto da una serie di telai disposti in direzione longitudinale al letto, questi ultimi sono collegati tra loro tramite imbullonatura. Nella parte superiore sono rinforzati tramite controventature. Nella parte sommitale sono presenti dei pannelli curvilinei con lo scopo di attutire l'impatto di detriti o porzioni di solaio. [18]

- *“Piccolo riparo antisismico”, Ju Chien-Ping, Lin Jiin-Huey Chern, Lui Truan-Sheng;*

questo brevetto definito “piccolo riparo antisismico” è in pratica assimilabile ad una custodia rivestita di uno strato esterno ad alta resistenza agli urti e dotata di un'apertura principale per permettere l'ingresso e l'uscita e di un'uscita di sicurezza secondaria.

Le dimensioni sono estremamente contenute, comunque questo “riparo” è in grado di accogliere una persona.

All'interno la custodia è rivestita con un cuscinetto permeabile avente capacità di forte assorbimento sismico e resistente alle alte temperature e presenta una cintura di sicurezza per stabilizzare il corpo umano.

Il tutto è corredato da un box portaoggetti contenente vari dispositivi di primo soccorso in grado di prolungare i tempi di sopravvivenza all'interno della struttura, in caso di calamità naturali. [19]

- *“Struttura dell'edificio”, Forootan Iradj, Foroutan Manouchehr;*

Si tratta di una struttura edile antisismica costituita da una base pesante di forma arrotondata con il punto centrale inferiore appoggiato su un basamento appositamente.

È presente anche un guscio cavo superiore unito al suo bordo inferiore della base. In questo modo viene garantita sicurezza a chi si trova all'interno dell'edificio in quanto il guscio funge proprio da elemento protettivo.[20]

- *“Struttura piramidale pieghevole per protezione in caso di terremoti”, Holtz Hale Ignacio, Geller Ehrenwald Luis;*

Questa invenzione comprende una struttura piramidale pieghevole al cui interno possono entrare più persone. Si tratta di una struttura progettata per sopportare carichi molto elevati derivanti dal collasso dell'edificio provocato da azioni sismiche di intensità molto elevate.

La particolare configurazione della struttura permette di deviare, o anche spezzare, elementi strutturali (travi e armature) dell'edificio che sta crollando, formando all'interno della stessa una serie di nicchie in grado di garantire la sopravvivenza delle persone in attesa dei primi soccorsi. [21]

- *“Struttura protettiva e struttura del letto con baldacchino rigido”, Ward Jon P, Ward Shirley J;*

Questa invenzione è composta da una struttura protettiva che può essere utilizzata per proteggere un'area interna agli edifici, primariamente pensata per proteggere le zone notte o le aree di lavoro.

La struttura comprende un telaio rettangolare, elementi di supporto verticali e un tettuccio, il tutto realizzato in acciaio o materiali simili. Gli elementi di supporto verticale sono composti da pilastri tubolari in acciaio.

La struttura di supporto è molto rigida e progettata in modo resistente ai possibili momenti laterali.

Gli elementi orizzontali che formano l'intelaiatura orizzontale inferiore e superiore sono facilmente staccabili e riattaccabili in modo che l'intera struttura possa essere

facilmente ampliata o ridotta di dimensione semplicemente sostituendo i vari elementi orizzontali con altri più lunghi o più corti.[22]

- *“Telaio del letto di protezione utilizzato per il periodo del terremoto”, Dai Shaohua;*

questa soluzione afferisce al settore dell’arredamento: si tratta di un copriletto protettivo per terremoti che comprende un telaio, un deflettore, una trave superiore e una piastra di copertura.

Il corpo del telaio è composto da un montante di supporto, una traversa e una trave longitudinale e può essere considerato come un letto normale; la piastra di copertura è fissata sulla trave superiore. Tutte le parti sono collegate tra loro tramite viti. Il sistema presenta vantaggi in termini di affidabilità della struttura e di semplicità di montaggio.[23]

- *“Telaio del letto protettivo con riparo antisismico”, Jackman Douglas S.*

Il brevetto prevede un letto a baldacchino per proteggere una persona durante una calamità. Il baldacchino in questo caso in acciaio ed è costituito da un telaio scatolare rafforzato da irrigidimenti sia verticali che orizzontali opportunamente imbullonati tra loro. Questo dispositivo ricorda un letto a baldacchino convenzionale ma ha lo scopo di proteggere l’individuo in caso di sisma, infatti una volta rivestito con i classici tendaggi, la struttura rimane completamente coperta. [24]

- *“Struttura protettiva anti-terremoto durante il sonno”, Thomson Karen Elaine*

Si tratta di una struttura che protegge gli occupanti di un letto durante gli eventi sismici. La struttura comprende un tetto ad arco che si estende su una base

rettangolare supportata da una pluralità di pannelli reticolari formati come strutture unitarie.

Uno strato di copertura, formato da materiale solido che ricopre il tetto ad arco, fornisce ulteriore rigidità strutturale e rappresenta uno scudo contro i detriti che possono cadere, attraverso il tetto ad arco, sugli occupanti sottostanti.[25]

- *“Haven House”, Woodcock Jerry*

Haven House rappresenta una struttura molto più forte rispetto alle strutture convenzionali, sfruttando la forza intrinseca di una sfera completa e utilizzando un sistema di elementi strutturali prefabbricati in calcestruzzo che sono allacciati insieme in diverse direzioni con cavi pretensionati. La flessibilità intrinseca della moltitudine di connessioni incernierate che compongono la Haven House consente alla struttura di distorcersi, ma non rompersi, se sottoposta a varie forze della natura come terremoti, uragani, tornado e inondazioni. La sua risposta a queste forze distruttive può essere paragonata a una versione tridimensionale di una palma che si piega ma non si spezza quando è soggetta a forti venti. [26]

1.2 Applicazioni di brevetti

Nel presente paragrafo ho illustrato le applicazioni delle diverse tipologie di cellule antisismiche che sono state realizzate fin ora.

Una delle prime tipologie di cellule antisismiche che ho deciso di illustrare è la cellula denominata Safety Cell[27][28].

Si tratta di una cellula di sicurezza realizzata da una azienda italiana, denominata Dem-Tech. Tale cellula è composta da una struttura modulare, è stata progettata in modo da rendere abitabile il suo interno ed è dimensionata sullo spazio di un corridoio di una tipica abitazione. La versione standard di questo dispositivo è costituita da tre moduli metallici scatolari, in alluminio o acciaio, assemblati tra loro, con profondità pari a 50 cm. Le dimensioni complessive di questa tipologia di struttura possono essere pari a: 150cm x 120/125/130 cm x 230 cm. Questo dispositivo è in grado di ospitare almeno 6/7 persone. I moduli posso essere

assemblati a seconda delle necessità, ma con un minimo di due moduli, cioè 100 cm. La struttura è in grado di resistere sia alla caduta di detriti che di eventuali masse più pesanti, come travi o interi piani di solaio.

Un dispositivo simile è prodotto dalla Madis Costruzioni, che ha realizzato la struttura metallica denominata *Madis Room*[29]. Questa soluzione prevede una struttura modulare in acciaio rivestita con un tessuto di fibre sintetiche ad alta tenacità antisfondamento, capace di garantire una protezione da urti e lesioni causate da crolli, calcinacci macerie e smottamenti. La struttura viene assemblata (come illustrato in figura 1.1.) direttamente all'interno dei fabbricati esistenti.



Figura 1.1: Montaggio della cellula antisismica Madis-Room, fasi di montaggio (a sinistra) e fase di rivestimento e completamento (a destra); immagine tratta da: *Un nuovo concetto di sicurezza antisismica - Madis-Room, Cellula Antisismica*, Pietro Antonio D'Intino.

Questo tipo di telaio è realizzato all'interno di una qualsiasi stanza dell'edificio, infatti le dimensioni sono personalizzabili e si può montare nella quasi totalità degli edifici esistenti, qualunque sia lo scheletro portante. La struttura viene poi rivestita con qualsiasi tipo di finitura, rendendo così impercettibile l'impatto visivo tra pre e post-intervento.

1.3 Osservazioni e considerazione sui progetti realizzati.

La cellula di sicurezza della Dem-Tech[27] ha il vantaggio di essere una struttura modulare, quindi semplice da posare in opera senza alcun tipo di intervento sull'edificio. Di contro crea uno scalino all'interno dell'edificio stesso che, soprattutto in caso di emergenza, potrebbe creare disagi andando a restringere uno spazio che è già molto stretto. Il peso della struttura, a seconda della configurazione, è circa 200 chili al metro quadro che, sommato al carico dato dalla presenza delle persone, in caso di sisma supera la quota di carico accidentale prevista per gli edifici residenziali. La Dem-Tech dichiara una resistenza allo schiacciamento statico verticale di 14,8 tonnellate e di 6 allo schiacciamento statico laterale.

Si riporta di seguito la vista della cellula antisismica Safety Cell, prodotta dalla ditta Dem-Tech (figura 1.2).



Figura 1.2: Cellula antisismica Safety Cell, prodotta dalla ditta Dem-Tech; immagine tratta da: brochure Dem-Tech.it.

La ditta Madis produce una struttura delle dimensioni di una stanza e quindi con spazi ben più ampi. Questa struttura però prevede tempi di montaggio più lunghi ed

è molto più invasiva dal momento che è necessario rimuovere parte del solaio a terra per inserire la base della cellula di sicurezza.

1.4 Considerazioni finali

Lo scopo di questo ultimo paragrafo riguardante lo stato dell'arte è di mettere in luce le lacune di ciò che è stato presentato finora e di conseguenza definire gli aspetti sui quali si procederà con l'attività di studio.

Dall'analisi dello stato dell'arte si può vedere come la maggior parte delle strutture progettate possano garantire la sicurezza a singoli o pochi individui. Altri progetti prevedono lavori preliminari all'interno dell'edificio con un aumento dei tempi e dei costi, prima del montaggio della struttura. Il fine del progetto sarà quindi di progettare una struttura modulare, e quindi veloce e semplice da montare, che non preveda lavori preliminari in cantiere e che rientri in alcuni parametri, definiti nel seguente capitolo in base a quanto analizzato finora.

Capitolo 2 - Fasi, materiali e metodi

Nel presente capitolo ho descritto l'attività della sperimentazione che ho condotto; questa attività l'ho suddivisa in fasi operative, durante le quali sono state svolte diverse analisi sperimentali. Di seguito ho illustrato, nei vari paragrafi del capitolo, tutte le analisi che ho condotto e le metodologie applicate.

2.1 Fasi progettuali

2.1.1 Definizione degli obiettivi

In seguito alla ricerca e all'analisi svolta sullo stato dell'arte, si è giunti alla definizione degli obiettivi che ho voluto perseguire attraverso tale lavoro.

Questo progetto è diretto soprattutto agli edifici storici, prevalentemente in muratura, nei quali è più difficile o comunque più oneroso, sia dal punto di vista progettuale che economico, ottenere un efficace miglioramento o adeguamento sismico.

A mio avviso, la cellula modulare nel suo insieme deve garantire l'incolumità degli individui presenti all'interno del fabbricato, sia durante che dopo gli eventi sismici, fino all'arrivo dei soccorsi. In particolare, ogni modulo deve resistere ad un carico verticale non inferiore a 10 KN/m^2 e orizzontale di 6 KN/m ; queste indicazioni sui carichi le ho dedotte dalle ricerche condotte e illustrate nel capitolo precedente. Allo stesso tempo, il valore del carico da utilizzare non deve superare il peso al metro quadro del carico accidentale ammissibile, il quale, secondo la normativa attualmente in vigore, è pari a 2 KN/m^2 . Inoltre, la facilità di assemblaggio e di posa in opera sono altri obiettivi fondamentali da perseguire. Un altro aspetto molto importante è quello relativo all'ottimizzazione dello spazio con una buona modularità delle cellule: infatti, è proprio da questo che dipende la capacità di

contenere un determinato numero di persone all'interno dei dispositivi di protezione.

2.1.2 Ricerca dei materiali, della forma e delle dimensioni.

Per sviluppare questa idea progettuale ho ricercato la tipologia di materiale più adatto a rendere l'intero elemento costruttivo sicuro e funzionale.

La ricerca sul tipo di materiale da poter adottare è basata sullo studio e sul confronto dei vari materiali da costruzione considerando principalmente le resistenze meccaniche offerte dai diversi tipi di materiale e dal loro peso. Ho preferito quindi scartare i seguenti materiali: il legno, il calcestruzzo armato, l'alluminio e i compositi. Questa scelta è stata dettata da diversi fattori, come ad esempio il peso, la difficoltà di posa in opera, le grandi sezioni e il costo elevato.

Alla luce delle considerazioni appena esposte, ho deciso quindi di adottare l'acciaio per progettare l'intera struttura. Infatti, l'acciaio, grazie alle sue ottime caratteristiche meccaniche che gli conferiscono un'elevata resistenza, e grazie alle diverse tipologie di sezioni che possono essere realizzate con i diversi profili in acciaio, si presta benissimo per la realizzazione di questo progetto. In particolare, il tipo di acciaio da utilizzare è l'acciaio S275, le cui caratteristiche sono riportate nella seguente tabella[30] (tab. 2.1).

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta				
Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235 (Fe360)	235	360	215	360
S 275 (Fe430)	275	430	255	410
S 355 (Fe510)	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Tabella 2.1: Caratteristiche meccaniche delle diverse tipologie di acciaio;
Immagine tratta da: Normativa Tecnica per le Costruzioni, 2018 – (NTC 2018).

La forma utilizzata è quella scatolare, in quanto dal punto di vista geometrico, consente di ridurre al minimo le superfici di ingombro della struttura collocata all'interno di una stanza.

Questa struttura è studiata per essere inserita in una camera da letto, cercando di superare i limiti riscontrati nella grande maggioranza delle strutture che riuscivano a garantire la sicurezza di sole 1 o 2 persone, e garantire uno spazio adeguato per attendere l'arrivo dei soccorsi, proprio per questo si è scelta la forma scatolare che garantisce la massima ottimizzazione dello spazio disponibile. L'unione di più moduli, di larghezza pari a 1 metro, assemblati tra loro garantisce l'estensione della cellula per tutta la stanza adattandosi alle dimensioni di quest'ultima.

Le dimensioni della struttura sono le seguenti: l'altezza è pari a 3 metri, considerando interpiano tra solai di edifici storici, e 2,70, altezza minima per tutti i locali adibiti ad abitazione dal decreto ministeriale del 5 luglio 1975 [31]. Per quanto riguarda la larghezza si è partiti da 60 cm, considerando la larghezza standard di una finestra, ma questa conformazione avrebbe portato a travi ravvicinate e un peso troppo elevato, pertanto si è passati a dover adottare una larghezza di 120 cm, tenendo conto delle misure standard delle bucatore. Anche questa scelta è stata scartata sia per la difficile movimentazione di pannelli, sia perché gli interassi tra le travi della struttura avrebbero compromesso la resistenza della stessa. Infine, si è passati a dover scegliere la larghezza di 1,00 m, che è risultata una misura ottimale.

Procediamo ora ad analizzare le fasi relative al calcolo strutturale eseguito sul telaio metallico appena descritto.

2.2 Analisi strutturale del telaio metallico con il programma di calcolo SAP 2000.

Il telaio oggetto di progettazione è stato modellato all'interno del programma "SAP2000", come riportato in figura 2.1. Per realizzare il modello strutturale di calcolo, all'interno del software SAP 2000, si è provveduto a modellare l'intera struttura con le tipologie specifiche di profili metallici che devono essere adottati. Lo schema strutturale realizzato è quello proposto nella figura 2.1 estrapolata direttamente dal programma di calcolo SAP 2000.

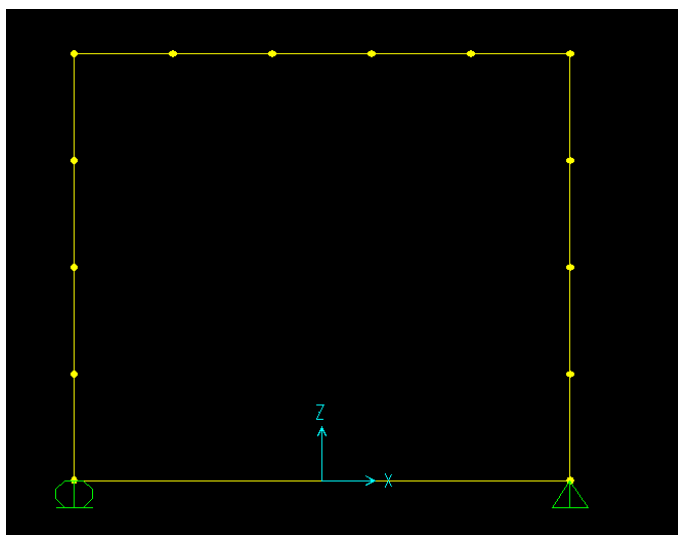


Figura 2.1: Modello strutturale del telaio in acciaio per la realizzazione della cellula antisismica; realizzato con il programma di calcolo strutturale SAP 2000.

Dall'immagine riportata si vede perfettamente come il telaio realizzato è composto da elementi orizzontali e verticali perfettamente collegati tra loro, sia in direzione longitudinale e sia in direzione trasversale, e vincolati alla base.

Un altro passaggio molto importante che è stato eseguito è quello di aver definito il materiale acciaio S 275 direttamente all'interno del programma di calcolo SAP 2000. Questo tipo di acciaio è stato definito assegnandogli tutte le sue caratteristiche meccaniche, come riportato in figura 2.2.

Figura 2.2: Definizione delle proprietà meccaniche del materiale acciaio S275 all'interno del programma di calcolo strutturale SAP 2000.

Dopo aver definito il materiale da utilizzare, sono state definite le sezioni dei profili metallici da utilizzare. Le tipologie di profili metallici utilizzati sono i seguenti: UPN 140, Doppio UPN 140, L 50x100, Profili Piatti 100x3.

Figura 2.3: Definizione delle sezioni in acciaio da utilizzare; nell'immagine seguente è stato definito il profilo UPN 140 all'interno del programma di calcolo strutturale SAP 2000.

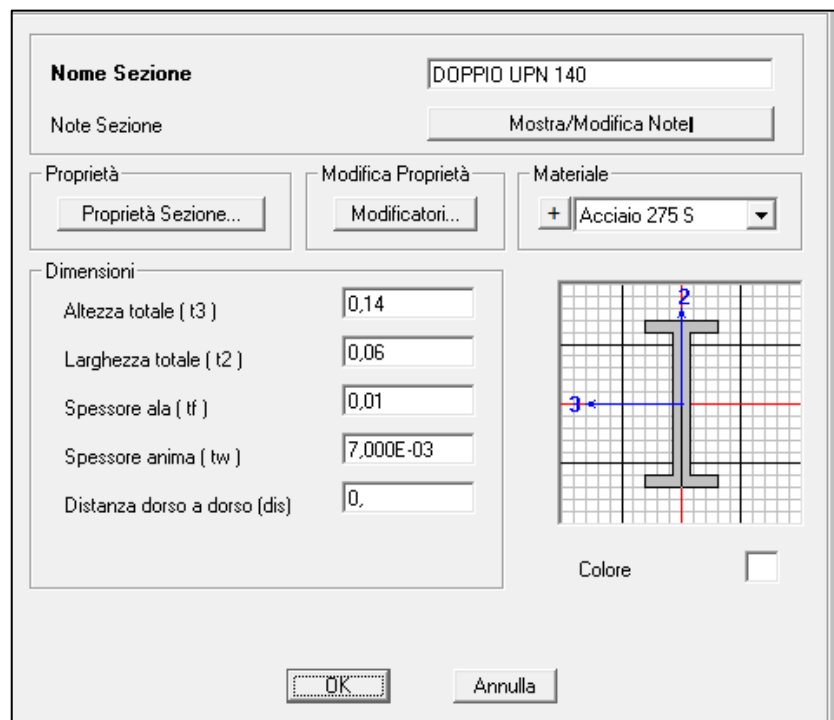


Figura 2.4: Definizione delle sezioni in acciaio da utilizzare; nell'immagine seguente è stato definito il profilo Doppio UPN 140 all'interno del programma di calcolo strutturale SAP 2000.

Una volta definiti i profili metallici, vengono assegnate le sezioni al telaio modellato e si ottiene la seguente struttura riportata di seguito (figura 2.7):

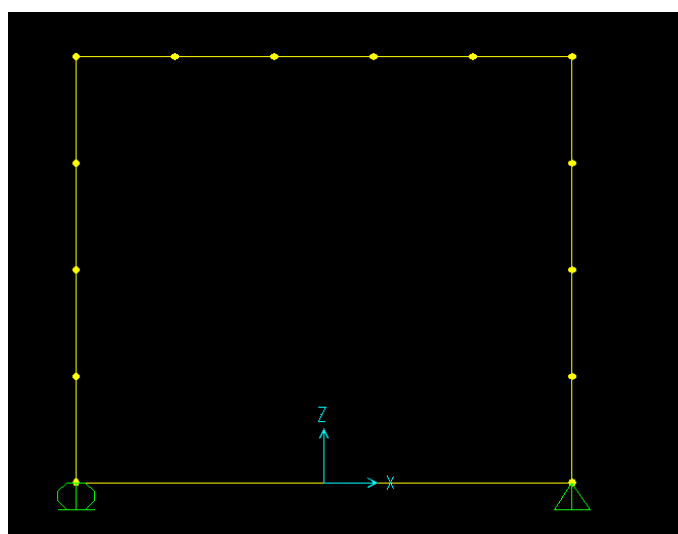


Figura 2.7: Vista della struttura con i profili metallici assegnati; Struttura modellata con il programma di calcolo strutturale SAP 2000.

Una volta definita la struttura in acciaio, sono stati definiti e assegnati i carichi agenti sulla struttura. I carichi assegnati sono stati inseriti sulla struttura come carichi distribuiti sulle sezioni in modo uniforme (figura 2.8). Infine, sono state elaborate e sviluppate le combinazioni di carico da applicare al telaio metallico (figura 2.9).

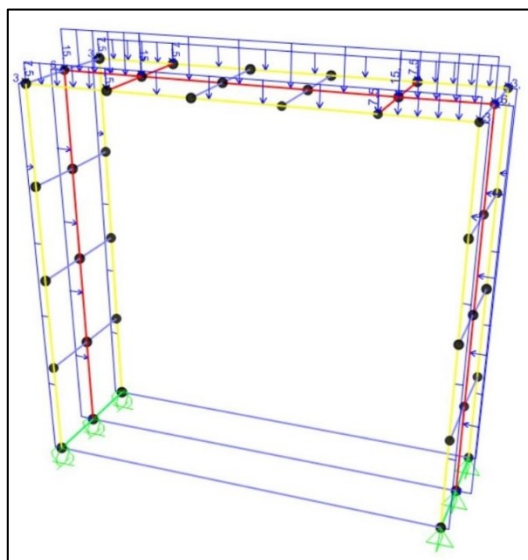


Figura 2.8: Vista della struttura con i carichi distribuiti; Struttura modellata con il programma di calcolo strutturale SAP 2000.

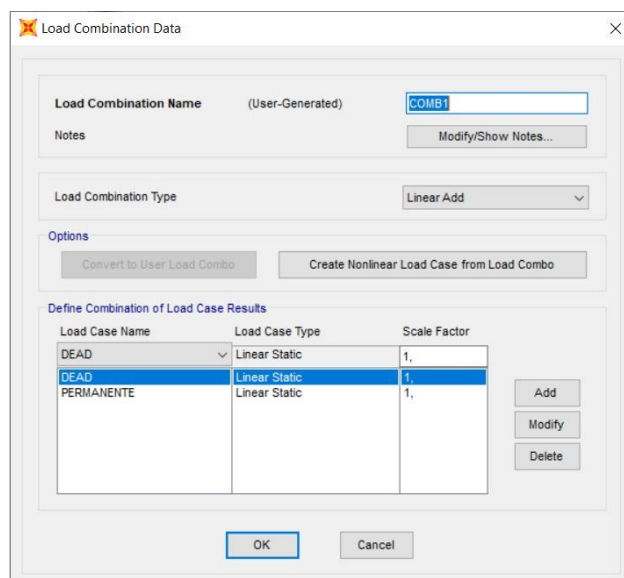


Figura 2.9: Vista delle combinazioni di carico assegnate alla struttura, da utilizzare in fase di analisi strutturale; Struttura modellata con il programma di calcolo strutturale SAP 2000.

2.3 Risultati di calcolo.

Una volta definita l'intera struttura è stata avviata l'analisi del telaio che ha fornito i risultati di output delle sollecitazioni e delle deformazioni.

Di seguito è stato riportato il grafico relativo alle deformazioni del telaio. Dal grafico delle deformazioni ottenuto (figura 2. 10) si vede come il telaio rispetta in pieno i criteri deformativi, in quanto i nodi restano perfettamente perpendicolari tra loro e le aste orizzontali e verticali si deformano mantenendosi perfettamente integre.

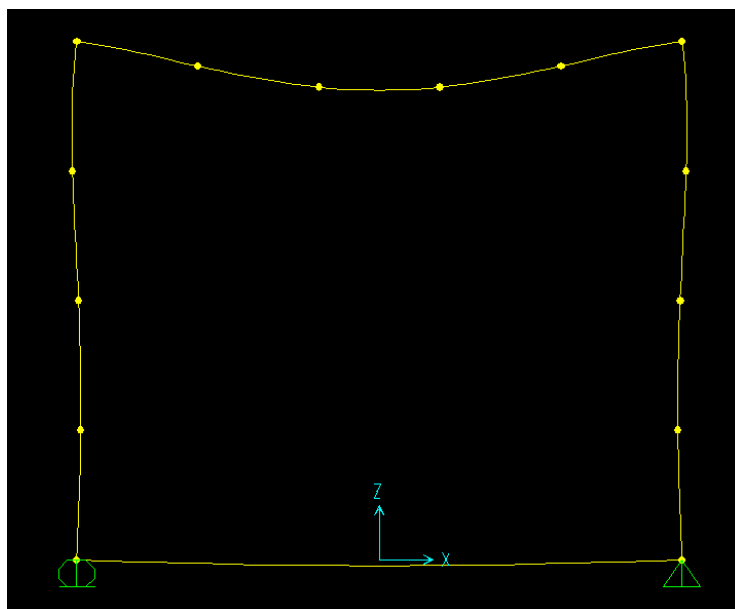


Figura 2.10: Vista del telaio deformato – grafico delle deformazioni ottenuto in seguito all'analisi strutturale condotta sul telaio metallico con il programma di calcolo strutturale SAP 2000.

In seguito alla modellazione e alla successiva analisi strutturale eseguita con il software di calcolo strutturale SAP 2000, si sono ottenuti i seguenti diagrammi delle sollecitazioni:

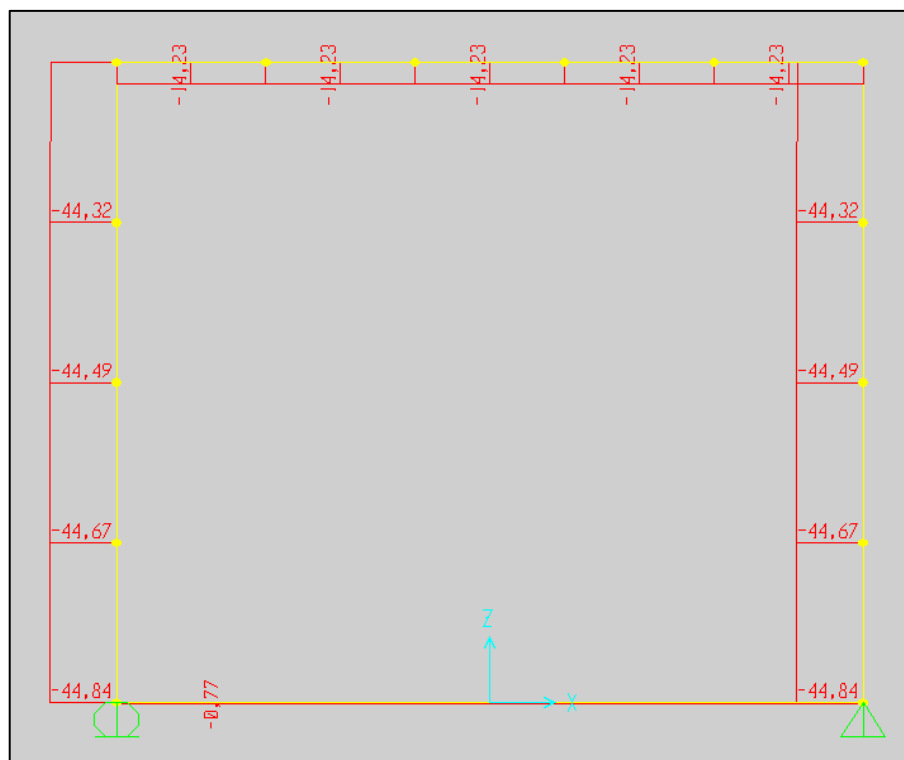


Figura 2.11: Grafico dello Sforzo Assiale del telaio metallico ottenuto in seguito all'analisi strutturale condotta sul telaio metallico con il programma di calcolo strutturale SAP 2000.

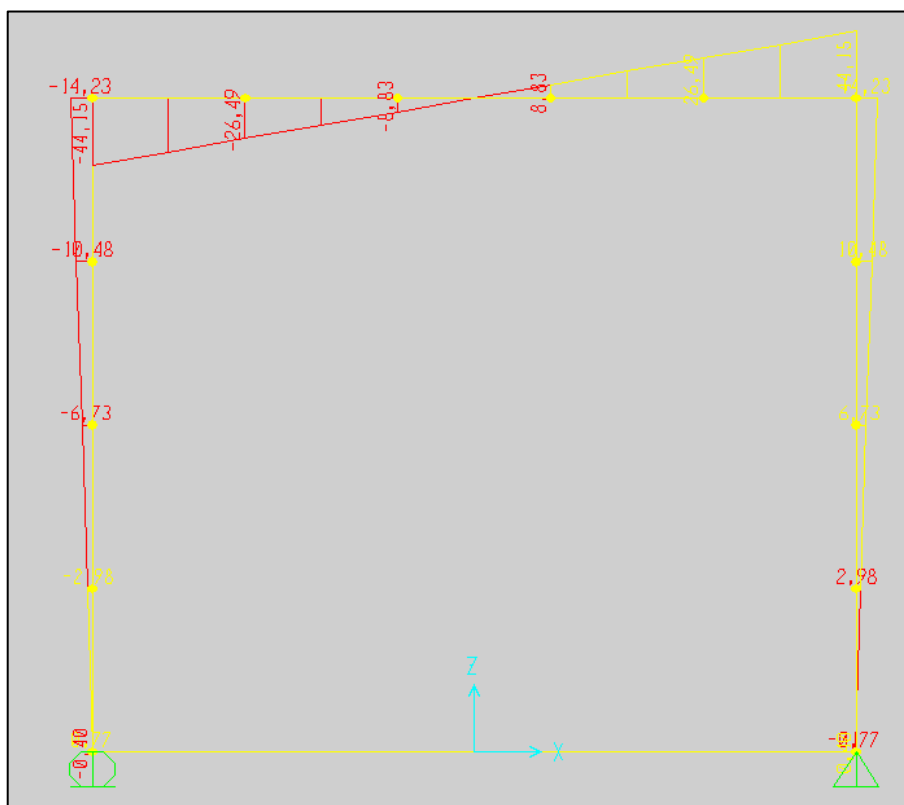


Figura 2.12: Grafico del Taglio del telaio metallico ottenuto in seguito all'analisi strutturale condotta sul telaio metallico con il programma di calcolo strutturale SAP 2000.

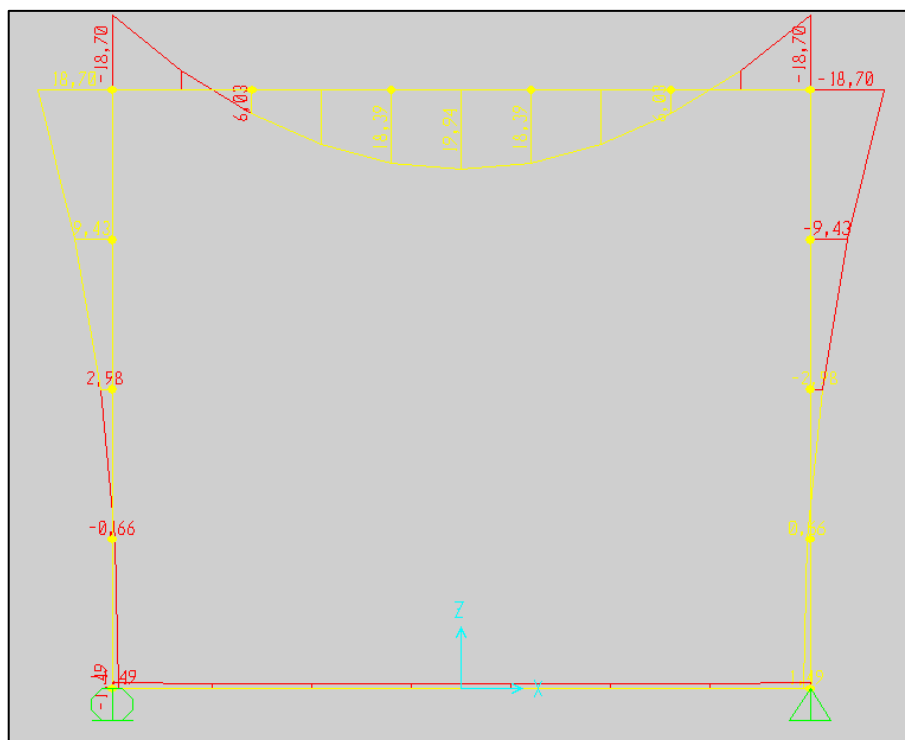


Figura 2.13: Grafico del Momento Flettente del telaio metallico ottenuto in seguito all'analisi strutturale condotta sul telaio metallico con il programma di calcolo strutturale SAP 2000.

In seguito al calcolo delle sollecitazioni si è proceduto ad effettuare le verifiche strutturali del telaio metallico, che saranno illustrate nel capitolo successivo.

Capitolo 3 – Progettazione del caso di studio

3.1 Progetto e Verifica del telaio metallico: Normative di riferimento e prescrizioni sui materiali utilizzati

In seguito al calcolo strutturale eseguito con il programma SAP 2000, illustrato nel capitolo precedente, si sono ottenuti i grafici delle sollecitazioni dai quali partiremo ora per procedere ad effettuare le verifiche della struttura metallica in accordo con quanto previsto dalla normativa tecnica in vigore.

L'analisi della struttura è effettuata secondo le prescrizioni della normativa italiana per le strutture in acciaio [30]; Le verifiche strutturali e l'analisi dei carichi sono condotte nel rispetto dell'attuale normativa, e per i carichi e sovraccarichi nelle seguenti ipotesi:

- combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limiti ultimi (SLU);
- combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limiti d'esercizio (SLE).

I profili impiegati saranno realizzati in acciaio S275 aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza Caratteristica allo Snervamento $f_{yk} = 275\text{MPa}$ ($t \leq 40\text{mm}$);
- Resistenza Caratteristica a Rottura $f_{tk} = 430\text{MPa}$ ($t \leq 40\text{mm}$);
- Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_s = 1,05$
- Peso per unità di volume: $\gamma = 78\text{kN/m}^3$
- Deformazione ultima a rottura: $\epsilon_{cu} = 6\%$
- Modulo Elastico: $E_c = 210000\text{MPa}$
- Coeff. di Poisson $\nu = 0.30$
- Modulo di taglio $G = 80769\text{MPa}$
- Coeff. di dilatazione termica $\alpha = 1.20\text{E-}05^\circ\text{K}^{-1}$

BULLONI E DADI

Bulloni ad alta resistenza aventi caratteristiche dimensionali UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5595:1968,

- Classe di resistenza secondo UNI EN ISO 898-1:2001
- Classe di resistenza 8.8
- Vite classe 8.8 + dado classe 8G (UNI 3740-74)
- Tensione ammissibile di compressione $\sigma_{b,adm}$: 373MPa
- Tensione ammissibile tangenziale $\tau_{b,adm}$: 264MPa

SALDATURE

Tutti i collegamenti di tipo saldato prevedono saldature a cordone d'angolo di lunghezza L con ampiezza della sezione di gola pari a 0,5L.

Le saldature saranno effettuate con elettrodi rivestiti (UNI 5132-74) corrispondenti ai tipi E44 per acciaio S275, classe di qualità 3 e 4 e rivestimento di tipo basico. A filo continuo sotto flusso o in atmosfera protettiva (M.A.G.) con materiale di apporto o accoppiamento filo-flusso omologati dagli enti ufficiali. I procedimenti adottati saranno omologati da un ente ufficiale presso lo stabilimento di costruzione per gli spessori e i collegamenti previsti in progetto.

Cordoni d'angolo

Comprende i giunti effettuati ad arco a filo animato senza gas di protezione o con gli altri procedimenti qualificati di saldatura e realizzati egualmente con eliminazione dei difetti al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura. Tali giunti devono egualmente soddisfare l'esame radiografico. L'aspetto della saldatura

dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col materiale base.

Tensione ammissibile $0,85 \cdot \sigma_{adm}$: 136MPa

Tensione ammissibile cond. Car. I τ_{adm} : 92MPa

Tensione ammissibile cond. Car. II τ_{adm} : 104MPa

Per completezza si riporta un quadro sintetico delle caratteristiche meccaniche più significative per gli acciai utilizzati.

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro		S275	
f_t	R	Tensione di rottura N/mm ²		≥ 430	
f_y	R _s	Tensione di snervamento N/mm ²		$\geq 275^{2)}$	
KV	KV	Resilienza KV J	B +20°C	≥ 27	
			C 0°C	≥ 27	
			D -20°C	≥ 27	
ϵ_t	A	Allungamento percentuale a rottura (L0 = 5,65√Ao)		$\geq 24^{4)}$ $\geq 23^{4)}$	
2)	Per spessori fino a 16mm; per spessori maggiori di 16mm e fino a 40mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm ² ; per spessori maggiori di 40mm fino a 63mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm ² ; per spessori maggiori di 63mm e fino a 100mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm ² .				
3)	Per spessori fino a 16mm; per spessori maggiori di 16mm e fino a 30mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm ² ; per spessori maggiori di 30mm fino a 50mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm ² .				
4)	Per spessori fino a 40mm; per spessori maggiori di 40mm e fino a 63mm è ammessa la riduzione dell'1%; per spessori maggiori di 63mm fino a 100mm è ammessa la riduzione di 2%.				

3.2 Progetto e Verifica del telaio metallico: elementi orizzontali

Avendo ottenuto le sollecitazioni alle quali è sottoposta la trave principale del telaio, procediamo con il suo effettivo dimensionamento.

Il profilo viene inizialmente dimensionato in base alla più severa limitazione a SLU (sulla tensione massima agente) e poi quella a SLE (sulla freccia massima in esercizio).

Dalle sollecitazioni riportate nel capitolo precedente, si ha che il massimo valore di Momento flettente agente sulla trave principale è pari a:

$M_{Ed} = 19,95 \text{ kN}$, pertanto, si ottiene che:

$$W_{pl} = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_{yk}} = \frac{19950 \cdot 1,05}{275} = 76,17 [\text{cm}^3]$$

Sulla base del valore di W_{pl} appena calcolato, si ipotizza l'uso di un **profilo UPN 140**, il cui W_{pl} è pari a $103,00 \text{ cm}^3$, e dalla tabella riportata di seguito (estrapolata dal profilario metallico), risulta di essere di classe 1.

Designazione nominale	Dati statici															Classificazione			
	I_y cm ⁴	$W_{el.y}$ cm ³	$W_{pl.y}$ cm ³	i_y cm	A_{yz} cm ²	I_z cm ⁴	$W_{el.z}$ cm ³	$W_{pl.z}$ cm ³	i_z cm	s_s mm	I_t cm ⁴	$I_w \times 10^{-3}$ cm ⁶	y_s cm	y_m cm	Flessione		Compressione		
															S 235	S 355	S 235	S 355	
UPN 80	106	26,5	31,8	3,10	5,10	19,4	6,36	12,1	1,33	19,4	2,16	0,17	1,45	2,67	1	1	1	1	
UPN 100	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1	
UPN 120	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1	
UPN 140	605	86,4	103	5,45	10,41	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	
UPN 160	925	116	138	6,21	12,60	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1	
UPN 180	1 350	150	179	6,95	15,09	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	
UPN 200	1 910	191	228	7,70	17,71	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	
UPN 220	2 690	245	292	8,48	20,62	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	
UPN 240	3 600	300	358	9,22	23,71	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	
UPN 260	4 820	371	442	9,99	27,12	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	
UPN 280	6 280	448	532	10,90	29,28	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	
UPN 300	8 030	535	632	11,70	31,77	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	
UPN 320	10 870	679	826	12,10	47,11	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1	
UPN 350	12 840	734	918	12,90	50,84	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1	
UPN 380	15 760	829	1 014	14,00	53,23	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1	
UPN 400	20 350	1 020	1 240	14,90	58,55	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1	

Figura 3.1: Tabella contenente le caratteristiche statiche dei profili metallici UPN; immagine tratta dal sagomario del Portale delle Costruzioni in Acciaio in Italia.

In maniera indipendente, si calcola ora il momento d'inerzia I minimo che il profilo dovrà avere per rispettare i limiti imposti alla deformazione d'esercizio (si assume per la freccia il limite di $1/250$ della luce), per un carico allo SLE (combinazione caratteristica) che vale $7,50 + 2,30 + 4,00 = 7,75 \text{ kN/m}^2$, corrispondenti ad un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = 7,75 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \cdot 0,50[\text{m}] = 3,875 [\text{kN/m}];$$

Si applica quindi:

$$I = \frac{62500}{192} \cdot \frac{q \cdot l^3}{E} \quad (\text{posto } f = l/250)$$

Da cui svolgendo i calcoli con i dati appena illustrati, si ottiene:

$$I = \frac{62500}{192} \cdot \frac{q \cdot l^3}{E} = \frac{62500}{192} \cdot \frac{3850 \cdot 0,50^3}{210000} = 17,45985 [\text{cm}^4]$$

Sulla base del quale si ipotizza l'uso di un **profilo UPN 140**, il cui I è pari a $605,00 \text{ cm}^4$, e che dalle tabelle del profilario risulta essere di classe 1.

Confrontando i due dimensionamenti, si prosegue adottando un profilo **UPN 140** (che ha un W_{pl} pari a $103,00 \text{ cm}^3$); il maggior momento d'inerzia I rispetto al valore minimo da impiegare, consente di tener conto del peso proprio del profilo.

Designazione nominale	Dati statici															Classificazione			
	I_y cm ⁴	$W_{el.y}$ cm ³	$W_{pl.y}$ cm ³	i_y cm	A_{yz} cm ²	I_z cm ⁴	$W_{el.z}$ cm ³	$W_{pl.z}$ cm ³	i_z cm	s_s mm	I_t cm ⁴	$I_w \times 10^{-3}$ cm ⁶	y_s cm	y_m cm	Flessione		Compressione		
															S 235	S 355	S 235	S 355	
UPN 80	106	26,5	31,8	3,10	5,10	19,4	6,36	12,1	1,33	19,4	2,16	0,17	1,45	2,67	1	1	1	1	
UPN 100	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1	
UPN 120	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1	
UPN 140	605	86,4	103	5,45	10,41	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	
UPN 160	925	116	138	6,21	12,60	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1	
UPN 180	1 350	150	179	6,95	15,09	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	
UPN 200	1 910	191	228	7,70	17,71	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	
UPN 220	2 690	245	292	8,48	20,62	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	
UPN 240	3 600	300	358	9,22	23,71	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	
UPN 260	4 820	371	442	9,99	27,12	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	
UPN 280	6 280	448	532	10,90	29,28	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	
UPN 300	8 030	535	632	11,70	31,77	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	
UPN 320	10 870	679	826	12,10	47,11	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1	
UPN 350	12 840	734	918	12,90	50,84	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1	
UPN 380	15 760	829	1 014	14,00	53,23	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1	
UPN 400	20 350	1 020	1 240	14,90	58,55	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1	

Figura 3.2: Tabella contenente le caratteristiche statiche dei profili metallici UPN. Nel caso in esame, si evidenzia il tipo di profilo metallico adottato. Immagine tratta dal saggio del Portale delle Costruzioni in Acciaio in Italia.

Procediamo ora ad eseguire le verifiche degli elementi orizzontali appena dimensionati che costituiscono le travi del telaio;

- Verifica degli elementi orizzontali in acciaio – Travi UPN 140:

La verifica agli stati limite ultimo e di esercizio viene condotta sulle travi della struttura appena dimensionata alle quali sono state assegnate profili UPN 140. A questo punto, scelto il tipo di profilo, e conoscendo le sollecitazioni agenti su di esso, si può procedere ed eseguire le verifiche strutturali.

Le verifiche sono condotte rispettando i criteri prescritti nel paragrafo 4.2.4 della NTC 2018[32], in cui si esplicano tutte le procedure da rispettare per svolgere le verifiche strutturali sulle aste in acciaio.

La prima verifica che eseguiamo è la verifica a flessione retta, la quale prevede di ricavare il momento plastico resistente:

$$\begin{aligned} M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} &= \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{103,00 \cdot 275}{1,05} = 26976,19 \text{ [Nm]} = \\ &= 26,97619 \text{ [kNm]} \end{aligned}$$

Il quale risulta molto maggiore del momento agente: ($M_{Ed} = 19940 \text{ Nm} = 19,94 \text{ kNm}$)

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = 26,97619 \text{ [kNm]} > M_{Ed} = 19,94 \text{ kNm}$$

PERTANTO, LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA.

Il passo successivo è quello di verificare che il valore del taglio agente sulla trave non superi il 50% del taglio resistente:

$$V_{Ed} < 0,50 \cdot V_{pl,Rd} = 0,50 \cdot V_{c,Rd}$$

Come prescritto dalla normativa NTC 2018[32], per effettuare tale verifica bisogna calcolare il valore di $V_{c,Rd}$ attraverso l'utilizzo della seguente formula:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Dove A_v è l'area resistente a taglio ed è calcolata in funzione della tipologia di sezione adottata, come specificato nella normativa NTC 2018.

Nel caso in esame si è adottato un profilo ad “U caricato nel piano dell'anima” pertanto la relazione adottata per il calcolo dell'area resistente a taglio è:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w \cdot 2r) \cdot t_f$$

Svolgendo i calcoli si ha:

$$A_v = 2040 - (2 \cdot 60 \cdot 10) + (7 \cdot 2 \cdot 10) \cdot 10 = 2240,00 \text{ mm}^2$$

Da cui procedendo con i calcoli si ha:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2240,00 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 338712,1579 \text{ [N]}$$

Si noti come il taglio agente massimo ($V_{Ed} = 44150,00 \text{ N}$) sia molto minore del 50% di $V_{c,Rd}$ appena calcolato, **PERTANTO LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA.**

La verifica strutturale allo stato limite d'esercizio (SLE), si svolge calcolando la deformata massima in condizioni d'esercizio (combinazione di carico rara)

e verificando che essa sia minore, per “solai in generale”, di 1/250 della luce (Tabella 4.2.X delle N.T.C. 2018)[32]:

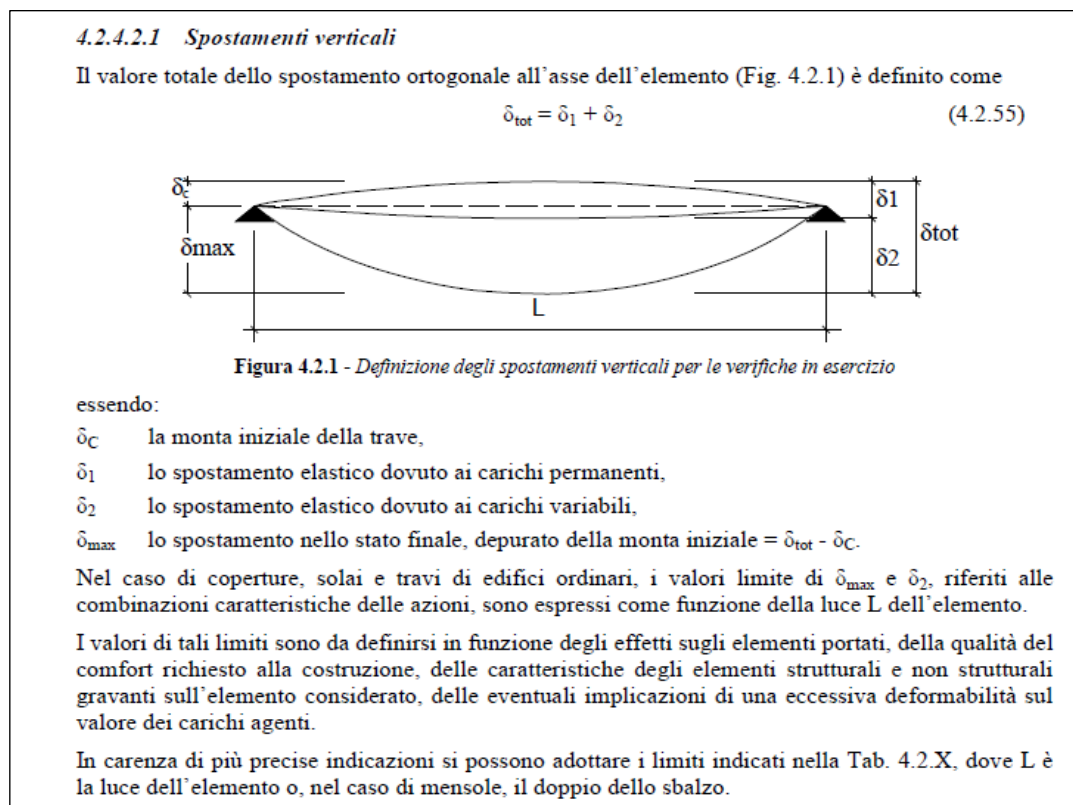


Figura 3.3: Tabella contenente le prescrizioni per effettuare la verifica allo SLE;
Immagine tratta da NTC 2018.

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

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

Figura 3.4: Tabella contenente le prescrizioni per effettuare la verifica allo SLE;
Immagine tratta da NTC 2018.

Dalle prescrizioni della normativa 2018, si ha che la freccia massima ammissibile si calcola applicando la seguente formula:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{EI}$$

Da cui, svolgendo i calcoli per il caso in esame, si ottiene:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3850 \cdot 0,50^4}{210000 \cdot 605,00} = 2,45 \cdot 10^{-8} [mm]$$

Il valore ottenuto (della freccia massima) va confrontato con il valore imposto dalla tabella precedente (Tabella 4.2.X delle N.T.C. 2018):

$$\frac{L}{200} = \frac{5200}{200} = 26,00 \text{ mm} \quad \text{e vediamo che } \underline{\underline{\text{LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA.}}}$$

3.3 Progetto e Verifica del telaio metallico: elementi verticali

Dopo aver eseguito il progetto e la verifica degli elementi orizzontali, procediamo a effettuare la stessa operazione sui pilastri, che costituiscono gli elementi verticali portanti della struttura metallica in questione.

Per la progettazione e la verifica dei pilastri si procede andando a considerare il valore del massimo sforzo assiale agente nei pilastri, che dal grafico ottenuto dal calcolo si ha che è pari a $N_{Ed} = 44,84 \text{ kN} = 44840 \text{ N}$.

Pertanto, andando a considerare che il carico critico dell'asta di Eulero, opportunamente modificata per rappresentare il caso reale ponendo $P_{cr} = N_{Ed}$, che, nel caso in esame è pari a 44,84 [kN], si ha:

Per una lunghezza libera d'inflessione del pilastro pari a 3,00 m, si ha:

$$I = \frac{N_{Ed} \cdot l_0^2}{\pi^2 \cdot E} = \frac{44840 \cdot 3000^2}{\pi^2 \cdot 210000} = 194907,936[mm^4] = 19,4907936[cm^4]$$

Il risultato così ottenuto (con $P_{cr} = N_{Ed}$) identifica il momento d'inerzia proprio del profilo che si instabilizzerebbe sotto la condizione di carico agente, e va pertanto necessariamente incrementato per assicurarsi da quest'evenienza, garantendo al profilo un congruo margine di sicurezza.

A tale scopo, rimanendo con gli ordini di grandezza dei carichi agenti in un range $1000 \div 4000 kN$ (che comprende ragionevolmente la quasi totalità delle situazioni di carico possibili per edifici ordinari), si può assumere un coefficiente moltiplicativo per il fattore d'inerzia I (sopra calcolato) pari a 4. In funzione del momento d'inerzia così ottenuto è possibile compiere una prima scelta del profilo, ricercando tale valore nelle apposite tabelle dei profili metallici (facendo riferimento al momento d'inerzia relativo all'asse debole, che è quello dove si manifesteranno i fenomeni d'instabilità).

Seguendo quanto appena detto, moltiplicando il valore I calcolato per 4 per garantire la necessaria resistenza nei confronti dell'instabilità per mantenersi ampiamente a favore di sicurezza, si ottiene:

$$4I = 77,9631744 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Si adopera pertanto un profilo **UPN 140**, che presenta un momento d'inerzia I di $605,00 \text{ cm}^4$.

Designazione nominale	Dati statici														Classificazione			
	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	A_{yz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z	s_s	I_t	$I_w \times 10^{-3}$	y_s	y_m	Plessione		Compressione	
	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	mm	cm ⁴	cm ⁶	cm	cm	S 235	S 355	S 235	S 355
UPN 80	106	26,5	31,8	3,10	5,10	19,4	6,36	12,1	1,33	19,4	2,16	0,17	1,45	2,67	1	1	1	1
UPN 100	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1
UPN 120	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1
UPN 140	605	86,4	103	5,45	10,41	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1
UPN 160	925	116	138	6,21	12,60	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1
UPN 180	1 350	150	179	6,95	15,09	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1
UPN 200	1 910	191	228	7,70	17,71	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1
UPN 220	2 690	245	292	8,48	20,62	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1
UPN 240	3 600	300	358	9,22	23,71	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1
UPN 260	4 820	371	442	9,99	27,12	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1
UPN 280	6 280	448	532	10,90	29,28	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1
UPN 300	8 030	535	632	11,70	31,77	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1
UPN 320	10 870	679	826	12,10	47,11	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1
UPN 350	12 840	734	918	12,90	50,84	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1
UPN 380	15 760	829	1 014	14,00	53,23	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1
UPN 400	20 350	1 020	1 240	14,90	58,55	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1

Figura 3.5: Tabella contenente le caratteristiche statiche dei profili metallici UPN. Nel caso in esame, si evidenzia il tipo di profilo metallico adottato. Immagine tratta dal sagomario del Portale delle Costruzioni in Acciaio in Italia.

Procediamo ora con la verifica di questi elementi verticali che compongono i pilastri della struttura in acciaio.

- Verifica degli elementi verticali in acciaio – Pilastri UPN 140:

La verifica dei pilastri è condotta considerandoli come aste compresse, in quanto sono caricati solo verticalmente, pertanto basterebbe effettuare la verifica di resistenza e la verifica di stabilità, ma per ragioni di sicurezza si esegue anche la verifica di resistenza a presso-flessione;

- **Verifica di resistenza:**

Per eseguire la verifica di resistenza si considera:

$$\sigma_n = \frac{N}{A} \leq \sigma_{amm}$$

Nel caso in esame si ha (Pilastro UPN 140):

$$A = 20,40 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 = 2040 \text{ mm}^2$$

$$N_{Ed} = 44,84 \text{ kN} = 44840 \text{ N}$$

Da cui, svolgendo i calcoli, si ha:

$$\sigma_n = \frac{44840}{2040} = 21,980 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Pertanto: $\sigma_n < \sigma_{amm}$

LA VERIFICA DI RESISTENZA RISULTA SODDISFATTA.

- **Verifica a pressoflessione:**

La presso-flessione può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità. Per le sezioni ad “U” di classe 1 e 2 doppiamente

simmetriche, soggette a presso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{pl,Rd} \cdot (1 - n)}{(1 - 0,5a)}$$

Da cui si ha:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} = 103000 \cdot 261,90 = 26975700 = 26,9757 \text{ [kNm]}$$

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{2040 - 2 \cdot 60 \cdot 10}{2040} = 0,4117 (\leq 0,50)$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{44840 \text{ [N]}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{44840}{2040 \cdot 261,9} = 0,08392$$

Pertanto si ottiene il valore di $M_{N,Rd}$:

$$M_{N,Rd} = \frac{26,9757 \cdot (1 - 0,08392)}{(1 - 0,5 \cdot 0,4117)} = 31,11719399 \text{ [kNm]}$$

Essendo: $M_{Ed,max} = 18,70 \text{ [kNm]}$

Si ha che la condizione imposta dalla normativa NTC 2018:

$(M_{N,Rd} = 31,11719399 \text{ kNm}) > (M_{Ed} = 18,70 \text{ kN})$ è soddisfatta e pertanto:

LA VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RISULTA SODDISFATTA.

- **Verifica di stabilità:**

Per eseguire la verifica di stabilità di un'asta compressa, deve risultare:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

N_{Ed} è l'azione di compressione di calcolo;

$N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

e da:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4.}$$

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità	
Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Figura 3.6: Tabella 4.2.V contenente i valori dei Coefficienti di Sicurezza da utilizzare in fase di verifica di stabilità; Immagine tratta da: Normativa Tecnica delle Costruzioni NTC 2018.

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di valori appropriati della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

Dove $\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$; α è il fattore di imperfezione ricavato dalla tabella (4.2.VI) riportata di seguito, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per sezioni di classe 1, 2 e 3, ed a:}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per sezioni di classe 4.}$$

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza libera d'inflessione l_0 dell'asta, calcolata per la modalità di collasso per instabilità appropriata. Nel caso in cui $\bar{\lambda}$ sia minore di 0,2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo N_{Ed} sia inferiore a $0,04N_{cr}$, gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

Limitazioni della snellezza:

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta l$ da sostituire nel calcolo del carico critico elastico N_{cr} alla lunghezza l dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato. Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto:

$$\lambda = l_0/i$$

Dove:

l_0 è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato;

i è il raggio d'inerzia relativo.

In ogni caso è opportuno limitare la snellezza λ al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

Tabella 4.2.VI Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi.						
Sezione trasversale		Limiti		Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità	
					S235, S275, S355, S420	S460
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d	c d
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"		qualunque	a	a ₀
		Sezione formata "a freddo"		qualunque	c	c
Sezioni scatolari saldate		In generale		qualunque	b	b
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$; $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$		qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T				qualunque	c	c
Sezioni ad L				qualunque	b	b
Curva di instabilità		a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 3.7: Tabella 4.2.VI da utilizzare per il calcolo delle curve di instabilità in base alla tipologia di sezione utilizzata – viene adottata in fase di verifica di stabilità del profilo metallico;

Immagine tratta da: Normativa Tecnica delle Costruzioni NTC 2018.

Nel caso in esame (Pilastro UPN 140) si ha:

Designazione nominale	Massa	Dimensioni						Area	Dimensioni di costruzione				Superficie da verniciare	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A cm ²	d mm	Ø	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
UPN 80	8,65	80	45	6	8	8	4	11,0	47	-	-	-	0,312	36,13
UPN 100	10,6	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7	9	9	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7	10	10	5	20,4	98	M12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8	11	11	5,5	28,0	133	M16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,2	151	M16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13	13	6,5	42,3	184	M20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10	14	14	7	48,3	200	M22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10	15	15	7,5	53,3	216	M22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10	16	16	8	58,8	232	M24	55	59	0,950	20,58
UPN 320	59,5	320	100	14	17,5	17,5	8,75	75,8	246	M22	58	62	0,982	16,50
UPN 350	60,6	350	100	14	16	16	8	77,3	282	M22	56	62	1,047	17,25
UPN 380	63,1	380	102	13,5	16	16	8	80,4	313	M24	59	60	1,110	17,59
UPN 400	71,8	400	110	14	18	18	9	91,5	324	M27	61	62	1,182	16,46

Figura 3.8: Tabella contenente le caratteristiche geometriche dei profili metallici UPN. Nel caso in esame, si evidenzia il tipo di profilo metallico adottato. Immagine tratta dal sagomario del Portale delle Costruzioni in Acciaio in Italia.

Designazione nominale	Dati statici												Classificazione			
	I _y cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{pl,y} cm ³	i _y cm	A _{yz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el,z} cm ³	W _{pl,z} cm ³	i _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	I _w ×10 ⁻³ cm ⁶	y _s cm	y _m cm	Flessione S235 S275 S355	Compressione S235 S275 S355
UPN 80	106	26,5	31,8	3,10	5,10	19,4	6,36	12,1	1,33	19,4	2,16	0,17	1,45	2,67	1	1
UPN 100	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1
UPN 120	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1
UPN 140	605	86,4	103	5,45	10,41	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1
UPN 160	925	116	138	6,21	12,60	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1
UPN 180	1 350	150	179	6,95	15,09	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1
UPN 200	1 910	191	228	7,70	17,71	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1
UPN 220	2 690	245	292	8,48	20,62	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1
UPN 240	3 600	300	358	9,22	23,71	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1
UPN 260	4 820	371	442	9,99	27,12	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1
UPN 280	6 280	448	532	10,90	29,28	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1
UPN 300	8 030	535	632	11,70	31,77	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1
UPN 320	10 870	679	826	12,10	47,11	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1
UPN 350	12 840	734	918	12,90	50,84	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1
UPN 380	15 760	829	1 014	14,00	53,23	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1
UPN 400	20 350	1 020	1 240	14,90	58,55	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1

Figura 3.9: Tabella contenente le caratteristiche statiche dei profili metallici UPN. Nel caso in esame, si evidenzia il tipo di profilo metallico adottato. Immagine tratta dal sagomario del Portale delle Costruzioni in Acciaio in Italia.

Quindi per il Profilo adottato si considerano i seguenti dati:

$$A = 20,40 \cdot 10^2 mm^2 = 2040 mm^2$$

$$I = 605 \cdot 10^4 mm^4$$

$$N_{Ed} = 44,84 kN = 44840 N$$

$$l_0 = 3,00 m = 3000 mm$$

- Da cui, svolgendo i calcoli:

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2} = \frac{(3,14)^2 \cdot 210000 \cdot 605 \cdot 10^4}{(3000)^2} = 1391846,867 [N] = \\ &= 1391,846867 [kN] \end{aligned}$$

Pertanto, si ha:

$$N_{cr} = 1391846,867 [N] = 1391,846867 [kN]$$

La snellezza adimensionale ($\bar{\lambda}$) è pari a:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2040 \cdot 275}{1391846,867}} = 0,6348713$$

Poi si calcola $\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$, dove α è il fattore di imperfezione e si ricava dalla tabella (4.2.VI) riportata in precedenza; nel

nostro caso $t_f = 10,0 mm$, il profilo adottato è di classe 1 e il rapporto $\frac{h}{b} =$

1. Pertanto, risultando $t_f \leq 40$ e $\frac{h}{b} > 1,2$ e considerando l'inflessione attorno

all'asse z, il tipo di curva di instabilità che si considera è la curva b.

A questa curva corrisponde un valore di α (fattore di imperfezione) pari a 0,34.

Quindi assumendo $\alpha = 0,34$ si ha:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,34 \cdot (0,6348713 - 0,2) + (0,6348713)^2] = 0,77545891$$

$$\phi = 0,77545891$$

Da cui si ha:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,77545891 + \sqrt{(0,77545891)^2 - (0,6348713)^2}} = 0,562539 \leq 1,0$$

$$\chi = 0,562539 \leq 1,0 \quad (\text{Condizione soddisfatta})$$

Concludiamo la verifica calcolando $N_{b,Rd}$ (resistenza all'instabilità nell'asta compressa), che è data da:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,562539 \cdot 2040 \cdot 275}{1,05} = 300556,40 [N] = 300,5564 [kN]$$

Per soddisfare la verifica di stabilità dell'asta compressa, deve risultare:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Quindi Rapporiamo il valore calcolato con lo sforzo assiale d'esercizio:

$N_{Ed} = 44,84[kN] = 44840[N]$ si ottiene:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{44840}{300556,40} = 0,149189 < 1$$

LA VERIFICA È SODDISFATTA.

3.4 Progetto e Verifica del telaio metallico: Nodo di Collegamento

Procediamo ora ad eseguire la progettazione e la rispettiva verifica del nodo di collegamento tra gli elementi verticali e gli elementi orizzontali che costituiscono la struttura portante del telaio in acciaio. Il nodo trave-pilastro è in questo caso stato pensato come un collegamento flangiato, in cui si ha una piastra saldata all'estremità della trave e poi bullonato direttamente sulla superficie del pilastro in acciaio. Si tratta di unire travi UPN 140 e pilastri UPN 140, quindi due elementi che presentano lo stesso tipo di profilo metallico.

Per effettuare il dimensionamento progettuale e le verifiche delle unioni saldate e bullonate devono essere rispettati i criteri esposti nel paragrafo 4.2.8 della Normativa (NTC 2018)[32]; infatti in questo paragrafo sono considerati sistemi di unione elementari, in quanto parti costituenti i collegamenti

strutturali tra le membrature in acciaio. In particolare, sono presentati metodi per calcolare le prestazioni resistenti e le relative modalità e regole per la realizzazione dei vari tipi di unione esaminati. Le tipologie di unione analizzate sono quelle realizzate tramite bulloni, chiodi, perni e saldature.

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi di unione elementari (unioni) del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza imposta per ognuno di essi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.

Le unioni realizzate con bulloni si distinguono in “non precaricate” e “precaricate”.

Le unioni realizzate con chiodi si considerano sempre “non precaricate” e i chiodi devono essere preferibilmente impegnati a taglio. I perni delle cerniere sono sollecitati a taglio e flessione.

Nei collegamenti con bulloni “non precaricati” si possono impiegare viti delle classi da 4.6 a 10.9; Nei collegamenti con bulloni “precaricati” si devono impiegare viti delle classi 8.8 e 10.9.

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali indicati nella seguente tabella:

Tabella 4.2. XII Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.		
Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$	
Resistenza dei chiodi		
Resistenza delle connessioni a perno		
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo		
Resistenza dei piatti a contatto		
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$	
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$	
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$	
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$	

Figura 3.10: Tabella 4.2.XII contenente i coefficienti di sicurezza per le verifiche dei collegamenti in acciaio; Immagine tratta dal sagomario dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni-NTC 2018.

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “precaricati” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone. In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone. Il valore della forza di “precarico” da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a:

$$F_{p,cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

Dove A_{res} è l'area resistente della vite del bullone. Il coefficiente di attrito tra le piastre μ a contatto nelle unioni “pre-caricate” è in genere assunto pari a:

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiare al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni;
- 0,30 in tutti gli altri casi.

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella tabella riportata di seguito, che fa riferimento agli schemi di unione riportati in figura:

Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.				
Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	1,2 d_0	4t+40mm	-	max(8t;125mm)
e_2	1,2 d_0	4t+40mm	-	max(8t;125mm)
p_1	2,2 d_0	min(14t;200mm)	min(14t;200mm)	min(14t;175mm)
$p_{1,0}$	-	min(14t;200mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	min(28t;400mm)	-	-
p_2	2,4 d_0	min(14t;200mm)	min(14t;200mm)	min(14t;175mm)
L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.3}]$; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$. t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.				

Figura 3.11: Tabella 4.2.XIII contenente le indicazioni sulla posizione dei fori dei collegamenti in acciaio; Immagine tratta dal sagomario dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni-NTC 2018.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il

superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare “accoppiamenti di precisione” in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.

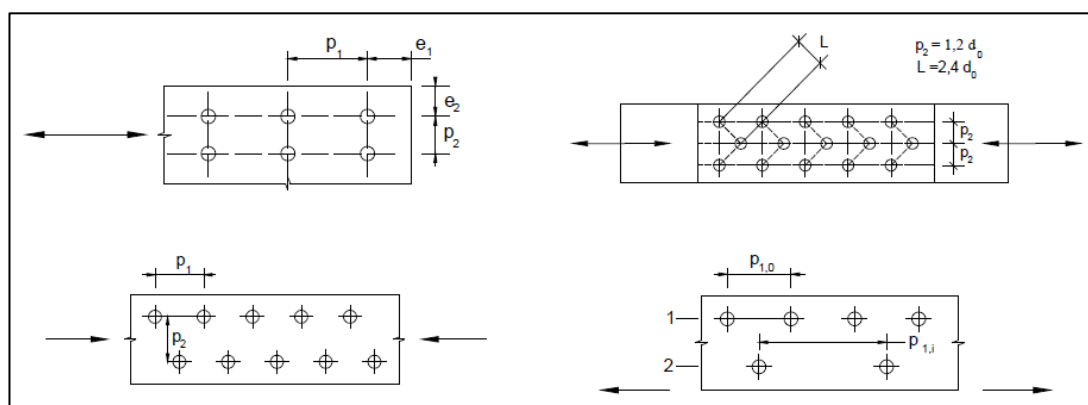


Figura 3.12: Immagine contenente le indicazioni sulla posizione dei fori per la realizzazione delle unioni bullonate o chiodate; Immagine tratta dal sagomario dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni-NTC 2018.

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi $F_{v,Rd}$, per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6f_{tb} \cdot A_{res}/\gamma_{M2} , \text{ bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5f_{tb} \cdot A_{res}/\gamma_{M2} , \text{ bulloni di classe 6.8 e 10.9;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6f_{tr} \cdot A_0/\gamma_{M2} , \text{ bulloni i chiodi;}$$

A_{res} indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha:

$$F_{v,Rd} = 0,6f_{tb} \cdot A/\gamma_{M2} , \text{ bulloni – tutte le classi di resistenza,}$$

Dove A indica l'area nominale del gambo della vite e f_{tb} , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con f_{tr} è indicata la resistenza del materiale utilizzato per i chiodi, mentre A_0 indica la sezione del foro.

La resistenza di calcolo a rifollamento $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t/\gamma_{M2}$$

Dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone;

t è lo spessore della piastra collegata;

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata;

$\alpha = \min\{e_1/(3d_0); f_{tb}/f_t; 1\}$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato;

$\alpha = \min\{p_1/(3d_0) - 0,25; f_{tb}/f_t; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato;

$k = \min\{2,8 e_2/d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato;

$k = \min\{1,4 p_2/d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato, essendo e_1, e_2, p_1, p_2 indicati nella figura precedente e d_0 il diametro nominale del bullone.

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione $F_{t,Rd}$ può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} \text{ per i bulloni;}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tr} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} \text{ per i chiodi;}$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; Ciò non è richiesto per le unioni chiodate. La resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone; t_p è lo spessore del piatto e f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza complessiva della singola unione a taglio è perciò data da $\min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd})$, mentre la resistenza della singola unione a trazione è ottenuta come $\min(B_{p,Rd}, F_{t,Rd})$.

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Con la limitazione $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$ dove con $F_{v,Ed}$ ed $F_{t,Ed}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; le resistenze a taglio e a trazione sono state indicate con $F_{v,Rd}$ ed $F_{t,Rd}$.

- Unioni a taglio per attrito ad alta resistenza:

La resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot F_{p,C} / \gamma_{M3}$$

Dove:

n è il numero delle superfici di attrito,

μ è il coefficiente di attrito,

$F_{p,C}$ è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a $0,7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}$, invece che pari a $0,7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M7}$.

Nel caso un collegamento ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati sia soggetto a trazione $F_{t,Ed}$ la resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed}) / \gamma_{M3}$$

Nel caso di verifica allo scorrimento nello stato limite di esercizio, in modo analogo si può assumere:

$$F_{s,Rd,eser} = n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3}$$

Dove $F_{t,Ed,eser}$ è la sollecitazione di calcolo ottenuta dalla combinazione dei carichi per le verifiche in esercizio.

Procediamo adesso con la verifica del collegamento del nodo trave – colonna del telaio in acciaio oggetto di studio.

Per la progettazione del collegamento, si decide di usare bulloni di classe 8.8, le cui caratteristiche meccaniche sono illustrate nella seguente tabella:

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Figura 3.13: Tabella contenente le caratteristiche meccaniche dei bulloni in base alla loro classe di appartenenza; Immagine tratta dal sagomario dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni-NTC 2018.

Dove:

f_{yb} : tensione di snervamento;

f_{tb} : tensione di rottura.

- **Verifica del collegamento trave-pilastro:**

Il nodo da verificare è il collegamento tra la colonna UPN 140 e la trave orizzontale costituita da un profilo UPN 140. Il collegamento previsto è effettuato tramite l'impiego di un collegamento flangiato, ovvero una piastra saldata all'estremità della trave, e poi bullonata sul pilastro. Per migliorare il buon funzionamento del collegamento si possono inserire irrigidimenti (fazzoletti verticali saldati).

Il taglio massimo presente alle estremità della trave è pari a $V_{Ed} = 44,15 [kN] = 44150 [N]$, il momento massimo presente sempre alle estremità della trave è pari a $M_{Ed} = 18,70 [kN] = 18700 [N]$.

Iniziamo andando definire il diametro minimo dei bulloni da utilizzare nei collegamenti. Supponendo di usare due file da 4 bulloni (quindi $n=8$), si ha:

$$D_{nom,min} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{V_{ed} \cdot \gamma_{M2}}{n \cdot 0,5 \cdot f_{tb}}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{44150 \cdot 1,25}{8 \cdot 0,5 \cdot 600}} = 5,413 [mm]$$

Dal calcolo appena svolto si ha un diametro pari a 5,413 mm. Potremmo quindi usare bulloni M12, ma per ragioni di sicurezza scegliamo di utilizzare bulloni M14 (è sempre preferibile mettersi a favore di sicurezza).

Le caratteristiche principali di questa tipologia di bulloni sono riportate nella seguente tabella di normativa:

Tabella 4.2.XVI – Coppie di serraggio per i bulloni 8.8						
Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	$F_{p,C} [kN]$	$A_{res} [mm^2]$
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	64.4	115
M16	141	169	197	225	87.9	157
M18	194	232	271	310	108	192
M20	274	329	384	439	137	245
M22	373	448	523	597	170	303
M24	474	569	664	759	198	353
M27	694	833	972	1110	257	459
M30	942	1131	1319	1508	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	457	817

Figura 3.14: Tabella contenente le caratteristiche meccaniche dei bulloni in base alla loro classe di appartenenza; Immagine tratta dal sagomario dalla Normativa Tecnica per le Costruzioni - NTC 2018.

A questo punto si procede con la verifica effettiva della resistenza del collegamento:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 800 \cdot 115}{1,25} = 36800[N]$$

Come si può notare la verifica è soddisfatta (ciascun bullone è infatti soggetto ad una sollecitazione tagliante pari ad $\frac{1}{8}$ del taglio totale, ovvero $\frac{44150}{8} = 5518,75 N$); ciò è dovuto al fatto che la formula di predimensionamento tiene conto del diametro nominale del gambo, mentre nelle verifiche si adotta l'area resistente (che trascura la porzione di sezione più esterna, corrispondente alla filettatura).

Essendo quindi: $36800 N > 5518,75 N$ **LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA.**

Si procede con la verifica della piastra di connessione (VERIFICA A RIFOLLAMENTO);

La verifica a rifollamento permette di accertare che la piastra di collegamento (detta anche "fazzoletto") che connette le diverse membrature, e in cui sono inseriti i bulloni, non si deformi in maniera inaccettabile e non si rompa a causa delle sollecitazioni agenti.

Come di consueto, è necessario verificare che la resistenza di calcolo a rifollamento sia maggiore dell'azione di taglio agente, secondo la seguente espressione:

$$F_{b,Rd} \geq F_{v,Ed}$$

- Essendo:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

- Dove:

d : diametro nominale del gambo del bullone [mm];

t : spessore della piastra in cui sono inseriti i bulloni [mm];

f_{tk} : resistenza a rottura del materiale della piastra $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$;

k e α : coefficienti che dipendono dal posizionamento dei bulloni rispetto al carico applicato e alle sollecitazioni agenti.

È interessante notare come in questo caso la resistenza a rifollamento del collegamento non dipenda soltanto dalle dimensioni degli elementi in gioco (spessore della piastra e diametro del bullone) e dalle caratteristiche di resistenza degli stessi, ma anche dalla loro posizione.

Nel caso in cui non sia soddisfatta la verifica è opportuno modificare la distribuzione dei bulloni, in modo da incrementare la resistenza a rifollamento.

La piastra da verificare ha spessore pari a 12 mm con dimensioni pari a: 60x180 mm con spessore pari a 12 mm, per il quale si impiega un acciaio del tipo S 275.

La resistenza della piastra si ricava dalla formula che segue, dove per k e α sono stati assunti i valori più sfavorevoli, prendendo in esame tutti e 8 i bulloni nelle varie combinazioni (bullone interno/di bordo, in direzione perpendicolare/parallela al carico applicato).

Il risultato è:

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 1,20 \cdot 275 \cdot 14 \cdot 20}{1,25} = 184800[N]$$

$$F_{b,Rd} > F_{v,Ed}$$

Che risulta maggiore del taglio agente, ($F_{v,Ed} = 44150 N$) quindi **LA VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA PIASTRA DI CONNESSIONE RISULTA SODDISFATTA.**

- Per ulteriori dettagli sul collegamento progettato e verificato, si rimanda agli elaborati grafici presenti in allegato.

Capitolo 4 - Valutazioni e definizioni finali sulla struttura progettata

4.1 Geometria del telaio e particolari costruttivi

Nel presente capitolo effettuiamo una descrizione dettagliata sulla struttura progettata e saranno poi trattati nel dettaglio anche gli elementi che costituiscono il rivestimento della struttura portante.

Lo schema strutturale geometrico è composto da telai in acciaio di dimensioni in altezza pari a 300 cm e in larghezza pari a 350 cm; i telai sono appaiati tra loro per un ingombro in profondità pari a 100 cm. I telai sono collegati lateralmente tra loro mediante profili ad L100x50x5 mentre il collegamento a livello di pavimento del telaio stesso tramite profili metallici di tipo piatti di dimensioni 100x3 da profili. I telai principali sono realizzati da profili in acciaio di tipo UPN 140.

In questo modo abbiamo conseguito una struttura in acciaio che riesce a garantire ottima resistenza ad eventuali carichi applicati su di essa e, allo stesso tempo, si è riusciti ad ottenere una struttura molto leggera e versatile, che si riesce ad inserire all'interno degli edifici esistenti in modo semplice e veloce.

Come è possibile vedere dall'immagine 4.1 riportata di seguito, l'intera struttura in acciaio è adattabile agli spazi interni degli edifici e può essere

facilmente assemblata, in quanto i collegamenti tra gli elementi in acciaio previsti in fase di cantiere sono solamente bullonati.



Figura 4.1: Vista Assonometrica del Telaio in Acciaio progettato; Immagine realizzata con il software di disegno AutoCAD.

Un altro aspetto, che a mio avviso, è molto importante, è quello che questo tipo di telaio si presta bene ad essere rivestito con diverse tipologie di finiture. Infatti, la scelta di utilizzare questi profili in acciaio di tipo UPN e profili ad L, è stata dettata sia da un motivo legato al loro peso, che è molto basso rispetto ad altri tipi di profili metallici, e sia dal fatto che i rivestimenti sono più facilmente applicabili su queste tipologie di profili, in quanto presentano

diversi lati in cui è possibile ancorare i rivestimenti stessi. Nel paragrafo successivo illustreremo proprio questa tematica legata ai possibili metodi per realizzare un rivestimento del telaio in acciaio onde evitare che all'interno delle abitazioni resti a vista la struttura metallica.

Possiamo quindi esaminare attentamente il peso complessivo del telaio in acciaio: i profili UPN 140 pesano 16,00 kg/m, i profili Piatti 100x3 hanno un peso di 2,36 kg/m ed infine i profili ad L utilizzati hanno un peso pari a 6,70 kg/m. Pertanto, considerando che la lunghezza totale dei profili UPN 140 è pari a 38 metri, il peso complessivo di tali profili è 608,00 kg; il peso complessivo dei profili Piatti 100x3 è pari a 28,32 kg, e infine il peso complessivo dei profili ad L è pari a 76,28 kg. Da tali valori si deduce che il carico complessivo dell'intera struttura progettata è pari a 712,10 kg. Tale peso complessivo equivale a 6,90 kN, che rapportati all'area della superficie totale dell'ingombro, equivalgono a 1,97 kN/m²; pertanto, tale valore rientra perfettamente nei limiti imposti dall'attuale normativa che è pari a 2 kN/m².

4.2 Definizione delle finiture e del rivestimento della struttura

Per evitare di lasciare a vista la struttura metallica che costituisce il telaio di protezione in acciaio all'interno degli edifici in cui viene inserito, come già anticipato, si deve necessariamente rivestire il tutto dal lato interno. In questo modo si ottiene nuovamente un ambiente come quello pre-intervento all'interno del quale è possibile ricollocare gli arredi preesistenti e svolgere le azioni quotidiane.

Il rivestimento dal lato interno è realizzato mediante pannelli in cartongesso, che permettono di avere una superficie regolare e hanno un peso molto basso. Invece, nella parte estradossale, quindi esterna al telaio viene realizzato un rivestimento mediante pannelli di rivestimento dotati di elevata resistenza meccanica, i quali permetteranno, in caso di crolli di calcinacci, di far rimanere integro il rivestimento in cartongesso che viene installato nella parte interna del telaio ed impedire la caduta di detriti all'interno della stanza.

Nel nostro oggetto di studio, il rivestimento da adottare nel lato esterno è costituito da pannelli piani autoportanti [33] che sono dotati al loro interno anche di uno strato di isolante termico. Questo tipo di pannello ha la caratteristica di avere la superficie di diverse tipologie: dogata, liscia, diamantata e rigata.

Per quanto riguarda le dimensioni, i pannelli hanno una larghezza standard di un metro e sono maschiati ai lati per permettere un veloce e sicuro collegamento tra loro. Si riportano di seguito (figura 4.2 e 4.3) le viste della

tipologia di pannello da adottare, e le possibili superfici che possono presentare; le immagini sono state estrapolate dalla scheda tecnica di tale pannello.



Figura 4.2: Vista della tipologia di pannello di rivestimento esterno adottato per il progetto oggetto di studio; Immagine tratta da: scheda tecnica Isopar – pannello isolante per parete.

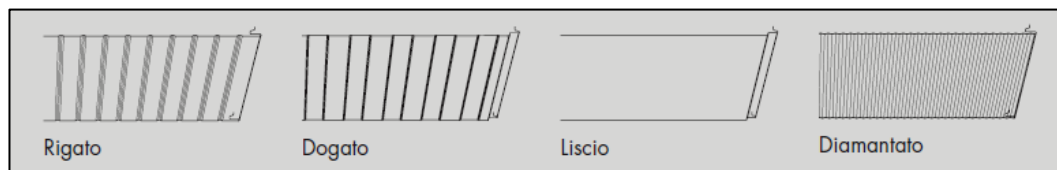


Figura 4.3: Tipologie delle possibili superfici dei pannelli di rivestimento adottati per il progetto oggetto di studio; Immagine tratta da: scheda tecnica Isopar – pannello isolante per parete.

Oltre alle dimensioni geometriche, è importante saper scegliere la tipologia di pannello di rivestimento, in base ai valori della sua trasmittanza e alle dimensioni delle luci da rivestire. Questo perché bisogna garantire un buon isolamento termico e quindi ottime prestazioni energetiche degli ambienti in cui sarà inserito e una buona sicurezza statica dell'ambiente rivestito.

Proprio per questo motivo si riportano di seguito due tabelle in cui sono inseriti i parametri termici che descrivono la trasmittanza dei pannelli (Figura 4.4), e la tabella contenente le caratteristiche statiche dei pannelli (Figura 4.5).

U trasmittanza	25	30	35	40	50	60	80	100	120	150	180	200	220	240
W/m ² K	0,84	0,71	0,62	0,55	0,44	0,37	0,28	0,22	0,19	0,15	0,12	0,11	0,10	0,09
Kcal/m ² h °C	0,73	0,61	0,53	0,47	0,38	0,32	0,24	0,19	0,16	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08

Figura 4.4: Valori della trasmittanza che varia in base alla tipologia di pannello di rivestimento utilizzato; Immagine tratta da: scheda tecnica Isopar – pannello isolante per parete.

Proprietà statiche
(kg/m²)

Facciata ESTERNA:
Alluminio 0,6 mm

Facciata INTERNA:
Acciaio 0,4 mm

Larghezza efficace
appoggio: 120 mm

CAMPATA
SINGOLA

P

ℓ

SPESSORE
PANNELLO
(mm)

1,5

2

2,5

3

3,5

4

4,5

5

5,5

6

PESO
(Kg/m²)

25

130

185

70

5,53

30

160

120

100

75

5,71

35

185

140

115

85

65

5,89

40

210

160

130

95

75

6,07

50

265

200

165

115

90

70

50

6,46

60

315

240

195

140

105

85

70

50

6,85

80

420

320

260

185

140

110

90

75

7,63

100

530

400

320

225

170

135

110

90

8,41

120

635

480

385

270

205

160

115

105

9,19

150

790

595

480

335

250

195

155

130

10,36

180

950

715

575

405

300

230

185

155

11,53

200

1000

780

625

430

315

245

200

170

12,31

220

1000

860

690

455

345

280

220

195

13,10

240

1000

940

755

480

375

315

240

220

13,87

Calcolo per dimensionamento statico eseguito secondo quanto contenuto nell'Allegato E
della norma UNI EN 14509. Limite di freccia normale: 1/200 ℓ

CAMPATA
DOPPIA

P

ℓ

P

ℓ

SPESSORE
PANNELLO
(mm)

1,5

2

2,5

3

3,5

4

4,5

5

5,5

6

PESO
(Kg/m²)

25

115

85

65

5,53

30

135

105

75

60

50

5,71

35

160

120

85

65

60

5,89

40

185

135

95

70

65

50

6,07

50

230

165

110

80

65

65

50

6,46

60

280

190

125

95

75

75

65

50

6,85

80

380

235

160

115

90

70

75

65

50

7,63

100

465

280

185

135

105

85

70

75

65

55

8,41

120

530

320

215

155

120

95

80

70

75

65

9,19

150

620

380

255

185

140

115

95

80

70

68

10,36

180

705

440

300

215

165

130

110

90

80

70

11,53

200

745

480

325

235

180

145

115

110

85

75

12,31

220

785

520

365

245

200

155

125

115

90

80

13,10

240

825

560

405

275

220

165

135

120

95

85

13,87

Calcolo per dimensionamento statico eseguito secondo quanto contenuto nell'Allegato E
della norma UNI EN 14509. Limite di freccia normale: 1/200 ℓ

CAMPATA
MULTIPLA

P

ℓ

P

ℓ

P

ℓ

SPESSORE
PANNELLO
(mm)

1,5

2

2,5

3

3,5

4

4,5

5

5,5

6

PESO
(Kg/m²)

25

115

85

65

50

5,53

30

135

105

75

60

50

5,71

35

160

120

85

65

60

50

5,89

40

185

135

95

70

70

60

50

6,07

50

230

165

110

80

65

75

60

50

6,46

60

280

190

125

95

75

85

70

55

50

6,85

80

380

235

160

115

90

70

85

70

60

50

7,63

100

465

280

185

135

105

85

70

85

75

65

8,41

120

530

320

215

155

120

95

80

70

85

75

9,19

150

620

380

255

185

140

115

95

80

70

90

10,36

180

705

440

300

215

165

130

110

90

80

70

11,53

200

745

480

325

235

180

145

115

110

85

75

12,31

220

785

520

365

245

200

155

125

115

90

80

13,10

240

825

560

405

275

220

165

135

120

95

85

13,87

Calcolo per dimensionamento statico eseguito secondo quanto contenuto nell'Allegato E
della norma UNI EN 14509. Limite di freccia normale: 1/200 ℓ

Larghezza efficace
appoggio: 120 mm

Figura 4.5: Caratteristiche statiche dei pannelli di rivestimento; Immagine tratta da: scheda tecnica Isopar – pannello isolante per parete.

La tipologia di pannello va quindi scelta in base alla luce da coprire, a quanti appoggi sono presenti come supporto e soprattutto in base al peso del pannello di rivestimento. Infatti, è importante scegliere un pannello che non sia molto pesante proprio per evitare di appesantire ulteriormente la struttura. Nel nostro caso possiamo scegliere tranquillamente un pannello che ha spessore pari a 50 mm in quanto dalle tabelle riportate si evince che rientra pienamente nei parametri della struttura metallica progettata e ha anche un peso non molto elevato.

I pannelli in cartongesso [34] del lato interno sono fissati alla struttura in acciaio mediante due profili in alluminio [35], maschio e femmina, uno fissato nel pannello di finitura e l'altro nella struttura in acciaio, in quali saranno connessi tra loro in fase di montaggio tramite incastro.



Figura 4.6: Profilo in alluminio per ancorare i pannelli di rivestimento alla struttura in acciaio;
Immagine tratta da: Sistema di montaggio per pannelli.

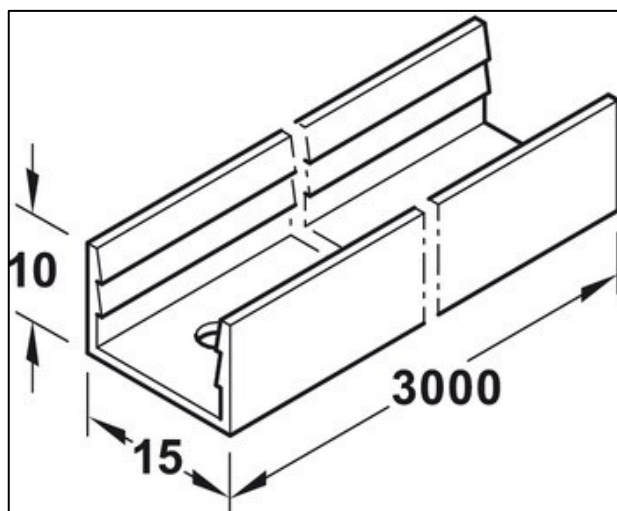


Figura 4.7: Profilo in alluminio per ancorare i pannelli di rivestimento alla struttura in acciaio con le relative misure geometriche; Immagine tratta da: Sistema di montaggio per pannelli.



Figura 4.8: Profilo in alluminio per ancorare i pannelli di rivestimento alla struttura in acciaio-esempio applicativo; Immagine tratta da: Sistema di montaggio per pannelli.

In questo modo si riesce ad ottenere una vera e propria struttura di sicurezza antisismica che può essere facilmente inserita all'interno delle stanze degli edifici in cui viviamo.

Questa sicurezza ci viene fornita da tutto il sistema che abbiamo progettato e grazie ai pannelli si riesce a proteggere perfettamente gli ambienti in cui sono posizionate *le cellule di sicurezza* dalla potenziale caduta di detriti derivanti dal danneggiamento dei solai in seguito a eventi sismici.

4.3 Analisi dei vantaggi del progetto

Il risultato ottenuto è una struttura modulare rivestita da pannelli molto resistenti che permettono una facile e rapida posa in opera.

Infatti, una volta arrivati in cantiere, tutti gli elementi che costituiscono la cellula di sicurezza vengono assemblati in un tempo molto breve. La cellula finale che coprirà tutta la stanza sarà composta dall'affiancamento di più moduli opportunamente imbullonati tra loro.

La struttura ottenuta presenta numerosi vantaggi, tra i principali possiamo citare una resistenza meccanica molto elevata, il livello di sicurezza è molto vantaggioso e soprattutto i tempi di realizzazione e posa in opera sono molto ridotti. Tutto questo è stato possibile grazie ad un'analisi e modellazione strutturale molto accurata eseguita mediante l'utilizzo del software di calcolo SAP 2000. Infatti, il calcolo degli elementi strutturali è stato condotto con le

metodologie degli “elementi finiti” attraverso l’ausilio di un’elaborazione computerizzata.

Questa cellula antisismica è una soluzione progettata soprattutto per il mercato delle ristrutturazioni; infatti, proprio in Italia è presente un patrimonio edilizio che in molti casi, per impedimenti economici o tecnici, è impossibile rendere idoneo a resistere ai terremoti. Proprio in questi casi è possibile intervenire utilizzando tale dispositivo in quanto grazie alla sua leggerezza, alle sue dimensioni personalizzabili, alla sua versatilità, alla sua capacità di adattamento in qualsiasi circostanza e ai materiali con cui è composto, si può montare in qualsiasi tipologia di fabbricato esistente, qualunque sia la tipologia di struttura portante del fabbricato stesso.

In questo modo si ottiene un livello molto alto di sicurezza con il minimo impatto visivo e senza alcun tipo di intralcio all’interno degli edifici.

Nella parte esterna dei fabbricati non viene effettuata nessuna modifica, all’interno lo spazio abitativo è salvaguardato e si può optare per qualsiasi tipo di finitura conservando l’arredo preesistente. Di seguito troviamo un “esploso” del modulo della cellula, e un modulo completo di tutte le finiture. Attraverso la seguente immagine si può capire bene la stratigrafia della cellula in tutte le sue parti.

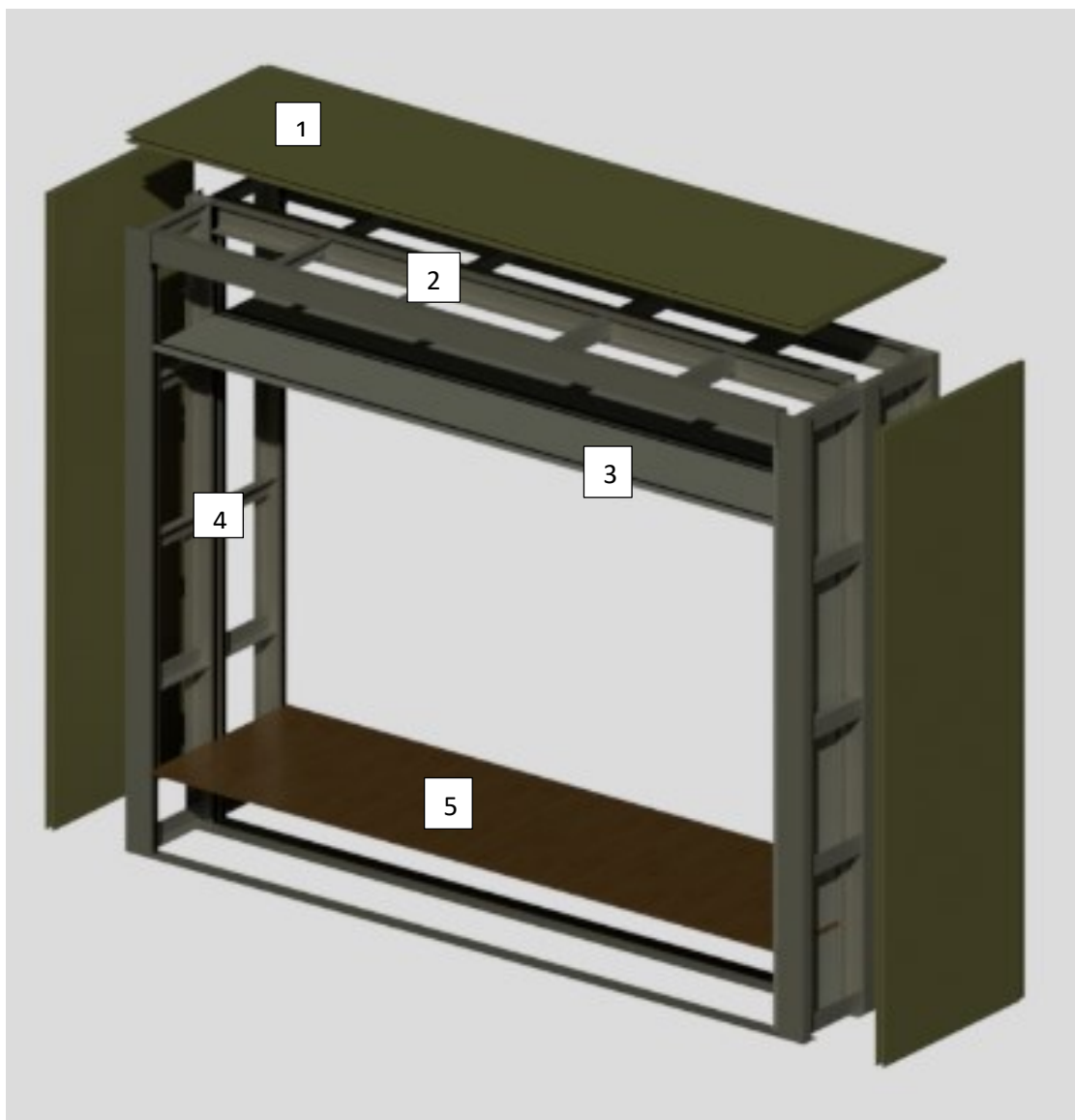


Figura 4.9: “Esploso” singolo modulo della cellula.

Legenda:

1-Pannello estradossale autoportante Isopar

2-Telaio in acciaio

3-Pannello intradossale di finitura in cartongesso

4-Profili in alluminio per ancoraggio rivestimento interno

5-Pavimentazione flottante

Nell'immagine che segue vediamo il modulo completamente montato, la struttura in acciaio è completamente nascosta dalle opere di finitura. L'affiancamento di più moduli andrà a coprire la lunghezza dell'intera stanza, in questo modo avremo la stanza come in precedenza e sarà possibile ricollocare gli arredi preesistenti.



Figura 5.0: Modulo della cellula, completo di finiture.

Conclusioni

In questo elaborato sono stati analizzati i principali aspetti inerenti quella che può essere definita una tematica molto attuale, in quanto si è pensato di creare una vera e propria struttura innovativa che permette la salvaguardia della sicurezza delle persone che occupano edifici durante il verificarsi di eventi sismici. In questo modo si è passati dalla descrizione delle tipologie di telai già brevettati al caso di studio in cui si è pensato di inquadrare e sviluppare un vero e proprio dispositivo, che possiamo chiamare cellula antisismica, per proteggere le vite umane. Come descritto nel capitolo precedente, si tratta di un telaio in acciaio che viene inserito all'interno degli edifici esistenti e che, grazie ai suoi elementi costruttivi e al rivestimento che viene ancorato nella parte laterale, è in grado di proteggere le vite umane da eventuali crolli.

In questo modo si riesce ad ottenere una vera e propria struttura di sicurezza antisismica che può essere facilmente inserita all'interno delle stanze degli edifici in cui viviamo.

Questa sicurezza ci viene fornita da tutto il sistema che abbiamo progettato e grazie ai pannelli si riesce a proteggere perfettamente gli ambienti in cui sono posizionate le cellule di sicurezza dalla potenziale caduta di detriti derivanti dal danneggiamento dei solai in seguito a eventi sismici.

Tali fasi applicative, sono regolamentate dalla normativa NTC 2018[32], che è stata fondamentale per redigere il presente elaborato.

Un'altra normativa molto importante che è stata presa come riferimento è la Circolare esplicativa della NTC 2018[32], in cui sono riportate nel dettaglio tutti gli aspetti legati alla tematica in questione.

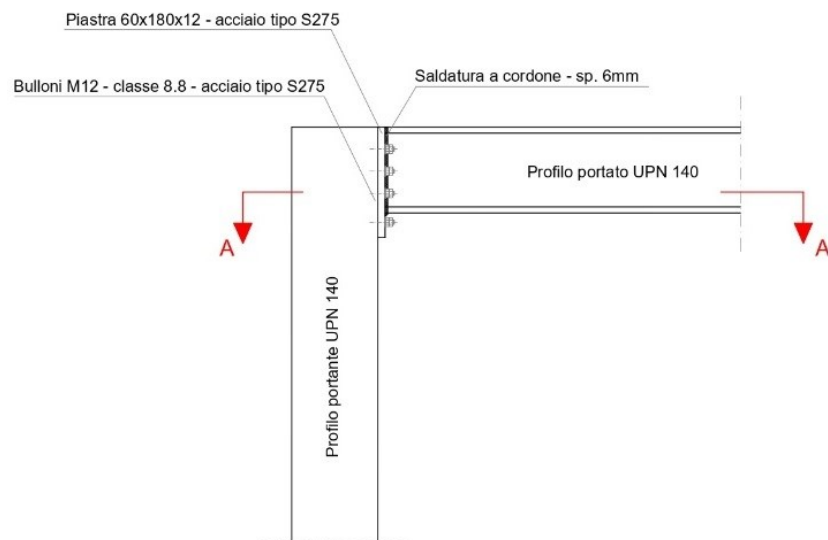
Questo lavoro di tesi ha raggiunto gli obiettivi prefissati. Il progetto di questa cellula di sicurezza va a migliorare alcune lacune riscontrate nello stato dell'arte per quanto riguarda i pesi, le dimensioni e i livelli di sicurezza.

Sicuramente questo lavoro lascia spazio a sviluppi futuri su diversi fronti.

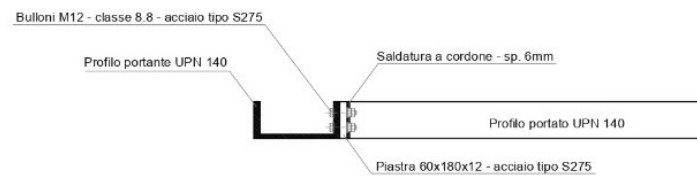
In futuro, con la scoperta e l'utilizzo di nuovi materiali da costruzione, come ad esempio i compositi, più leggeri dell'acciaio ma che comunque garantiscano le stesse, o maggiori, prestazioni sarà possibile migliorare il lavoro svolto.

ALLEGATO A - Particolare del Collegamento Trave-Pilastro

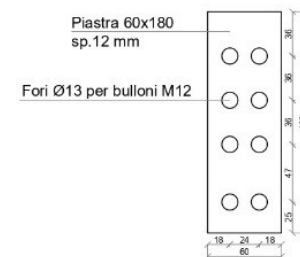
scala 1:10



Sezione A - A



Piastra 60x180x12 - acciaio tipo S275
scala 1:20

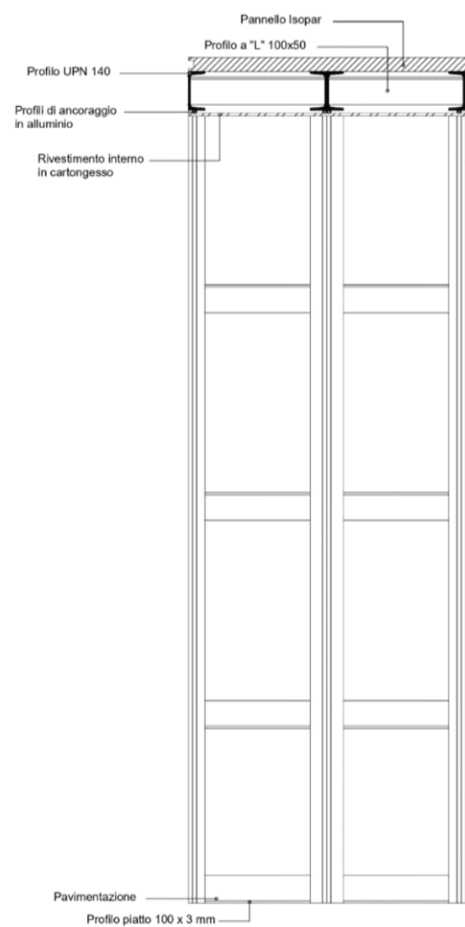


Collegamento Trave-Pilastro (misure in mm)

Profilo portante UPN 140 - materiale: acciaio tipo S275

Profilo portato UPN 140 - materiale: acciaio tipo S275

Bulloni M 12 classe 8.8 (diametro fori 13 mm) - materiale: acciaio tipo S275



ALLEGATO B - Sezione longitudinale e trasversale telaio
 scala 1:200



Bibliografia e Sitografia

- [1] ““Boom edilizio’ anni ’60.pdf.” .
- [2] Sciancedaily, “Dipartimento della sicurezza interna degli Stati Uniti - Scienza e tecnologia. ‘Importanza di una stanza sicura per la protezione dai tornado.,’” 2010, [Online]. Available: www.sciencedaily.com/releases/2010/07/100714144201.htm
- [3] J. Z. Ayanian, “Taking Shelter From the Storm,” *JAMA Heal. Forum*, vol. 1, no. 6, p. e200689, 2020, doi: 10.1001/jamahealthforum.2020.0689.
- [4] Q. Nazionale, “isdraele, popolazione in fuga dai razzi di Hamas.” <https://www.quotidiano.net/esteri/foto/israele-razzi-gaza-1.6366984>.
- [5] “Apparecchio di soccorso antisismico SAVIN NICOLAE [RO] +.pdf.” Espacenet, 2005, [Online]. Available: https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20050602&CC=US&NR=2005116104A1&KC=A1%0D%0A.
- [6] “Cellula di protezione D ANCONA NICOLA [IT] +.pdf.” Espacenet, 2013, [Online]. Available: https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20050602&CC=US

&NR=2005116104A1&KC=A1.

- [7] “Custodia protettiva antisismica PEDREGO ALBERT [US] +.pdf.” Espacenet, 1994, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=19941011&CC=US&NR=5354126A&KC=A.
- [8] “Dispositivo di sicurezza antisismico a struttura sottile guscio sottile rotante realizzato con piastre sottili XIANGCHI HU; TONGYAN WANG +.pdf.” Espacenet, 2011, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20110921&CC=CN&NR=102191871A&KC=A.
- [9] “Dispositivo di sopravvivenza nel contesto dei disastri naturali composto da un modulo di aderenza e dai suoi accessori FRANCH JEAN-JACQUES [FR] +.pdf.” Espacenet, 2007, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20071004&CC=WO&NR=2007110489A1&KC=A1.
- [10] “Letto antisismico NAKATA KENJI [JP] +.pdf.” Espacenet, 1997, [Online]. Available:
<https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND>

=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=19970401&CC=US
&NR=5615424A&KC=A%0D%0A.

- [11] “Letto antisismico CAO KAIQUAN +.pdf.” Espacenet, 2013,
[Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20130130&CC=CN&NR=202698486U&KC=U.

- [12] “Letto antisismico DONGJI LI.pdf.” Espacenet, 2012, [Online].
Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20120711&CC=CN&NR=202312334U&KC=U.

- [13] “Letto antisismico HAMILL JAMES PATRICK [US] +.pdf.”
Espacenet, 2000, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20000815&CC=US&NR=6101769A&KC=A.

- [14] “Letto antisismico WU YONGHUA.pdf.” Espacenet, 2013, [Online].
Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20130828&CC=CN

&NR=103263178A&KC=A.

- [15] “Letto per prevenire il terremoto WANG ZHIZHOU [CN] +.pdf.”

Espacenet, 1998, [Online]. Available:

https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=19981028&CC=CN&NR=2295392Y&KC=Y.

- [16] “Letto protettivo antisismico TUCHMAN DAVID.pdf.” Espacenet,

1988, [Online]. Available:

https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=19881108&CC=US&NR=4782541A&KC=A.

- [17] “Letto protettivo antisismico TU DO NAM [US] +.pdf.” 1996,

[Online]. Available:

https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=19961119&CC=US&NR=5575024A&KC=A.

- [18] “Letto resistente al terremoto NAKADA KENJI; NAKADA

SANJIRO +.pdf.” Espacenet, 2005, [Online]. Available:

https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20050224&CC=JP&NR=2005046443A&KC=A%0D%0A.

- [19] “Piccolo tipo di custodia antisismica JU CHIEN-PING [TW]; LIN JIIN-HUEY CHERN [TW]; LUI TRUAN-SHENG [TW] +.pdf.” Espacenet, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20020226&CC=US&NR=6349508B1&KC=B1.
- [20] “Struttura dell’edificio antisismica - FOROOTAN IRADJ; FOROUTAN MANOUCHEHR +.pdf.” Espacenet, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=19751104&CC=US&NR=3916578A&KC=A.
- [21] “Struttura piramidale pieghevole per protezione in caso di terremoti HOLTZ HALE IGNACIO [MX]; GELLER EHRENWALD LUIS [MX] +.pdf.” Espacenet, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?CC=US&NR=5867947A&KC=A&FT=D&ND=3&date=19990209&DB=&locale=en_EP.
- [22] “Struttura protettiva e struttura del letto con baldacchino rigido WARD JON P [Stati Uniti]; WARD SHIRLEY J [US] +.pdf.” Espacenet, [Online]. Available:
<https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND>

=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=19930907&CC=US
&NR=5241717A&KC=A.

- [23] “Telaio del letto di protezione utilizzato per il periodo del terremoto DAI SHAOHUA [CN] +.pdf.” [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=19980318&CC=CN&NR=2276292Y&KC=Y%0D%0A.

- [24] “Telaio del letto protettivo con riparo antisismico JACKMAN DOUGLAS S [US] +.pdf.” Espacenet, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=19980414&CC=US&NR=5737784A&KC=A%0A1%0A.

- [25] T. karen Elaine, “Struttura del sonno protettivo di terremoti THOMSON KAREN ELAINE.pdf.” Espacenet, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20170718&CC=US&NR=9706852B1&KC=B1%0D%0A.

- [26] W. Jerry, “Haven House WOODCOCK JERRY.pdf.” Espacenet, [Online]. Available:
https://worldwide.espacenet.com/publicationDetails/biblio?II=0&ND=3&adjacent=true&locale=en_EP&FT=D&date=20070208&CC=US

&NR=2007028531A1&KC=A1.

- [27] P. Invenzione, A. L. Mondo, D. I. Una, and C. Di, “Safety cell.”
- [28] D. Masi, “Safety cell.” .
- [29] C. Antisismica, “CELLULA ANTISISMICA MADIS ROOM II terremoto non fa più paura.”
- [30] C. Interregionale *et al.*, “Norme Tecniche per le Costruzioni LINEE GUIDA NTC 08,” 2010.
- [31] I. Republic, “Italian Ministerial Decree of 5th July 1975: Modification to the ministerial instructions dated 20th June 1896 concerning the minimal height and the main hygienic-sanitary requirements in housing units,” vol. 1975, pp. 18–20, 1975.
- [32] V. Authors, *Norme Tecniche per le Costruzioni, Circolare Applicativa II*. 2008.
- [33] P. Isolante and P. E. R. Parete, “Pannello isolante per parete,” pp. 0–1.
- [34] G. Focus, “Scheda tecnica Cartongesso,” *Epidemiol. Psichiatr. Soc.*, vol. 2, no. 1, pp. b1–b2, 1993, doi: 10.1017/S1121189X00009106.
- [35] “Profilo a clic,Sistema di montaggio per pannelli da fissare con un clicTitle,” *HAFELE*. <https://www.hafele.it/it/product/profilo-a-clic-sistema-di-montaggio-per-pannelli-da-fissare>.

RINGRAZIAMENTI

Un sentito grazie a tutte le persone che mi hanno permesso di arrivare fin qui e di portare a termine questo lavoro di tesi.

Grazie al mio relatore D'Orazio Marco, sempre presente, puntuale e disponibile.

Non posso non menzionare i miei genitori e mio fratello che da sempre mi sostengono nella realizzazione dei miei progetti. Non finirò mai di ringraziarvi per avermi permesso di arrivare fin qui.

Grazie a tutti i miei amici e parenti per essere stati sempre presenti anche durante questa ultima fase del mio percorso di studi. Grazie per aver ascoltato i miei sfoghi, grazie per tutti i momenti di spensieratezza.

Grazie ai miei colleghi di lavoro per la loro disponibilità e il loro incoraggiamento.

Ringrazio la mia compagna per avermi trasmesso la sua immensa forza e il suo coraggio. Grazie per tutto il tempo che mi hai dedicato. Grazie perché ci sei sempre stata.

In ultimo ma non per importanza, grazie a te, Matilde, che sei la più grande fonte di motivazione.