



**POLITECNICO
DI TORINO**

Corso di laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Cinture di sicurezza sismiche per capannoni industriali

Studio distribuzione delle forze sui sistemi di appensione della copertura

Relatore:

Giuseppe Andrea Ferro

Candidato:

Marcello Ragona

Torino, 1 Dicembre 2017

Abstract

L'argomento di questa Tesi è l'adeguamento sismico dei capannoni industriali monopiano. La maggior parte dei capannoni, costruiti senza l'adozione di criteri antisismici, presenta connessioni trave-pilastro basate sul semplice attrito. Tale connessione non è in grado di garantire il corretto trasferimento degli sforzi in regime dinamico e, come evidenziato dagli eventi sismici che hanno interessato l'Emilia nel 2012, costituisce una delle cause principali dei danneggiamenti e crolli delle strutture prefabbricate. Le norme vigenti suggeriscono l'inserimento di una connessione meccanica in corrispondenza del nodo per rimuovere la carenza. Tale modifica dello schema statico può condurre però ad un peggioramento del comportamento sismico della struttura.

Nella parte iniziale di questo lavoro si propone uno studio del comportamento sismico dei capannoni monopiano attraverso delle analisi time history dinamiche non lineari. Si vuole capire quali sono i parametri che governano il comportamento della struttura e come varia la risposta in seguito all'introduzione di un irrigidimento in corrispondenza del nodo trave-pilastro.

Successivamente viene condotto uno studio sull'adeguamento dei capannoni attraverso la realizzazione di "cinture di sicurezza sismiche". L'idea è quella di appendere gli elementi di copertura a delle funi ancorate ad una struttura reticolare a telaio esterna al capannone. In tal modo gli elementi di copertura che crollano in seguito al sisma, rimangono sospesi nella loro configurazione spaziale evitando di causare danni a cose e/o persone. Vengono analizzati quattro schemi differenti e per ciascuno viene effettuato un dimensionamento di massima, al fine di individuarne i costi e valutare la fattibilità dell'intervento.

Indice

Introduzione	1
1. Capannoni industriali monopiano.....	3
1.1. Tipologie strutturali.....	3
1.2. Linee guida.....	8
1.2.1. Carenze	9
1.2.2. Principi di intervento	17
1.2.3. Interventi per la messa in sicurezza per evitare la perdita di appoggio	18
2. Il problema della connessione trave-pilastro	20
2.1. Caratteristiche del telaio.....	20
2.2. Modello di calcolo.....	21
2.2.1. Analisi dei carichi	22
2.2.2. Accelerogrammi.....	22
2.2.3. Smorzamento	24
2.2.4. Vincoli	24
2.3. Analisi	29
2.3.1. Analisi modale	31
2.3.2. Analisi time-history dinamica non lineare.....	32
3. Sistema di appensione	42
3.1. Caratteristiche generali.....	42
3.2. Il caso studio	43
3.2.1. Proprietà geometriche e carichi	43
3.3. Sistema “Stendino”	45
3.3.1. Descrizione sistema distribuzione degli sforzi	46
3.3.2. Funi	46

3.3.3.	Dimensionamento delle travi	51
3.3.4.	Dimensionamento dei pilastri	53
3.3.5.	Modellazione	53
3.3.6.	Analisi dei costi	58
3.4.	Sistema con pendini	59
3.4.1.	Analisi del sistema di distribuzione degli sforzi	60
3.4.2.	Modellazione e calcolo delle sezioni	60
3.4.3.	Analisi dei costi	63
3.5.	Sistema strallato I.....	64
3.5.1.	Analisi sistema di trasferimento degli sforzi	65
3.5.2.	Modellazione e calcolo delle sezioni	66
3.5.3.	Analisi dei costi	69
3.6.	Sistema strallato II.....	71
3.6.1.	Modellazione e calcolo delle sezioni	72
3.6.2.	Analisi dei costi	75
4.	Conclusioni.....	77
	Bibliografia	79
A.	Allegati.....	80
A.1.	Verifiche di instabilità e deformabilità degli elementi.....	80
A.1.1.	Sistema di appensione con pendini.....	81
A.1.2.	Sistema strallato I	83
A.1.3.	Sistema strallato II	86
A.2.	Analisi dei costi.....	89
A.2.1.	Sistema con pendini.....	89
A.2.2.	Sistema strallato I	91

A.2.3. Sistema strallato II	94
-----------------------------------	----

Indice delle Figure

Figura 1 - Travi a doppia pendenza	3
Figura 2 - Travi a doppia pendenza con pannelli binervati	4
Figura 3 - Travi a doppia pendenza a conci.....	4
Figura 4 -Travi a I.....	5
Figura 5- Copertura piana con pannelli alveolari	5
Figura 6 - Copertura piana con pannelli nervati	5
Figura 7 - Copertura piana con elementi shed	6
Figura 8 - Copertura piana con voltine	6
Figura 9 - Travi rovesce.....	6
Figura 10 - Copertura piana con pannelli nervati	7
Figura 11 - Esempio di tamponamento con pannelli verticali	7
Figura 12 Esempio di tamponamento con pannelli orizzontali	8
Figura 13 - Perdita di appoggio della trave principale.....	10
Figura 14 - Perdita di appoggio della trave principale trasversale	10
Figura 15 - Perdita di appoggio dei tegoli che ha probabilmente causato il collasso della trave trasversale	11
Figura 16 - Collasso dei tegoli di copertura per perdita di appoggio	11
Figura 17 - Collasso della copertura per perdita di appoggio.....	11
Figura 18 – (a) Connessione trave-pilastro con spinotto progettato per meccanismo forte (rottura spinotto) e collassato per meccanismo debole (crisi copriferro), (b) Collasso della trave, (c) Collasso dei tegoli di copertura	12
Figura 19 - Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento	13
Figura 20 - Pannelli orizzontali con nessun danno visibile a seguito della scossa del 20 maggio 2012 e collasso a seguito della scossa del 29 maggio.....	13
Figura 21 - Collasso pannello di tamponatura orizzontale	13
Figura 22 - Collasso pannelli verticali di tamponatura.....	14

Figura 23 - Collasso pannelli tamponatura in laterizio.....	14
Figura 24 - Danneggiamento scaffalatura con perdita del materiale contenuto	15
Figura 25 - Collasso scaffalature e conseguente perdita di contenuto.....	15
Figura 26 - Fessurazione alla base del pilastro	16
Figura 27 - Formazione cerniera plastica alla base di un pilastro con instabilizzazione delle barre	16
Figura 28 - Intervento su connessione trave-pilastro con fune di collegamento	18
Figura 29 - Intervento su connessione trave-pilastro con dissipatore ad attrito	18
Figura 30 - Collegamento in testa dei pilastri tramite profili metallici	19
Figura 31 - Collegamento dei pilastri tramite piatti metallici in asse ai pilastri.....	19
Figura 32 - Collegamento dei pilastri tramite piatti metallici all'estremità dei pilastri ...	19
Figura 33 – Schema del telaio analizzato	21
Figura 34 – Accelerogramma artificiale utilizzato per lo studio	23
Figura 35 – Verifica della spettrocompatibilità	23
Figura 36 - Modello Telaio.....	25
Figura 37 - Molle elastiche per plinto a bicchiere nel piano Y-Z e X-Z	25
Figura 38 - Schema per il calcolo della rigidezza flessionale ed assiale del plinto a bicchiere.....	25
Figura 39 - Schema per il calcolo della rigidezza alla rotazione	26
Figura 40 - Schema per il calcolo della rigidezza assiale	26
Figura 41 - Modello plastico basato sul comportamento isteretico proposto da Wen....	28
Figura 42 - Nodo trave-pilastro con comportamento attritivo	28
Figura 43 - Nodo trave-pilastro cerniera/incastro.....	29
Figura 44 - Primo modo di vibrare del telaio con sezione 50x50, H=8m incastrato alla base	32
Figura 45 - Spostamento della trave per effetto dell'azione sismica, H=8m, $\mu=0,3$ e sezione 60x60	33

Figura 46 - Spostamento della trave al variare del coefficiente di attrito, H=8m, sezione 60x60	33
Figura 47 - Spostamento trave al variare dell'altezza del telaio, terreno ghiaioso, sezione 60x60, $\mu=0,3$	34
Figura 48 - Spostamento trave al variare della sezione delle colonne, terreno ghiaioso, H=8 m, $\mu=0,3$	34
Figura 49 - Spostamento della trave al variare della tipologia di terreno, H=8 m, sezioni 60x60	35
Figura 50 - Momento alla base in un telaio di altezza H=8 m, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso	36
Figura 51 - Momento alla base di un telaio di altezza H=6 m, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso	36
Figura 52 - Momento alla base di un telaio di altezza H=10 m, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso	37
Figura 53 - Taglio alla base in un telaio di altezza H=8 m, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso	38
Figura 54 - Taglio alla base in un telaio di altezza H=6 m, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso	38
Figura 55 - Taglio alla base in un telaio di altezza H=10 m, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso ..	39
Figura 56 – Taglio alla base in funzione dello spostamento, terreno ghiaioso, H=8 m, sezione 60x60	40
Figura 57 - Taglio alla base in funzione dello spostamento, terreno ghiaioso, H=8 m, sezione 60x60	40
Figura 58 - Taglio alla base in funzione dello spostamento, terreno ghiaioso, H=8 m, sezione 60x60	41
Figura 59 - Assonometria capannone	43
Figura 60 - Pianta capannone.....	43
Figura 61 - Sezione del capannone	44
Figura 62 - Tegolo di copertura	44
Figura 63 - Plinto a bicchiere.....	44

Figura 64 - Sistema "Stendino"	45
Figura 65 - Sezione trasversale tegolo con ganci per l'appensione.....	45
Figura 66 - Tiro fune - Freccia mezzeria del cavo.....	50
Figura 67 - Modello per il calcolo delle forze nella trave	50
Figura 68 - Reazioni alle estremità del cavo.....	51
Figura 69 - Reazioni nel cavo per effetto del carico della copertura	51
Figura 70 – Esempi di struttura reticolare piana e 3D	52
Figura 71 - Esempio di struttura reticolare	52
Figura 72 – Schema della trave reticolare	53
Figura 73 - Modello telaio SAP2000	54
Figura 74 - Modello struttura SAP2000	56
Figura 75 - Sforzi assiali nel telaio intermedio.....	57
Figura 76 - Sforzi di compressione sulla trave longitudinale intermedia $X=12m$	57
Figura 77 - Sezione longitudinale, $X=12 m$	57
Figura 78 – Sistema di appensione con pendini	59
Figura 79 - Modello tridimensionale con pendini	59
Figura 80 – Modello sistema con pendini.....	61
Figura 81 – Andamento degli sforzi	62
Figura 82 - Deformata sistema con pendini.....	63
Figura 83 – Vista frontale sistema strallato	64
Figura 84 – Schema con ganci per passaggio funi.....	64
Figura 85 – Sistema strallato vista dall'alto.....	65
Figura 86 - Sistema appensione strallato	66
Figura 87 - Sforzi assiali sul telaio	68
Figura 88 – Sforzo di compressione nella trave	68
Figura 89 - Deformata del telaio.....	69

Figura 90 - Andamento costo trave in funzione dell'altezza delle colonne	70
Figura 91 - Costo totale sistema strallato.....	70
Figura 92 - Modello 3D sistema strallato con cavi nel piano XZ.....	71
Figura 93 - Prospettiva sistema strallato con cavi nel piano XZ	71
Figura 94 - Sistema di appensione con stralli nel piano verticale, telaio con H=15 m...	72
Figura 95 - Andamento degli sforzi nel sistema con stralli nel piano verticale, H=15 m	73
Figura 96 - Sforzo di compressione nella trave	74
Figura 97 – Configurazione deformata, telaio con H=15 m.....	74
Figura 98 - Costo totale struttura	75
Figura 99 - Costo elementi struttura	76

Indice delle Tabelle

Tabella 1 - Calcolo della forza di attrito	22
Tabella 2 - Calcolo valori delle rigidezze assiali e rotazionali	27
Tabella 3 - Sezioni calcolate con il predimensionamento	54
Tabella 4 – Proprietà geometriche sistema stendino	55
Tabella 5 - Sezioni calcolate	56
Tabella 6 - Sforzi massimi sugli elementi della struttura	57
Tabella 7 - Costi della struttura.....	58
Tabella 8 - Sezioni predimensionamento del telaio con pendini	61
Tabella 9 - Calcolo forze concentrate nei nodi	61
Tabella 10 - Aree sezioni del telaio con pendini	62
Tabella 11 - Sforzi di compressione massimi nelle aste	63
Tabella 12 - Calcolo delle forze concentrate	67
Tabella 13 - Sezione ricalcolate per telaio con H=15 m.....	67
Tabella 14 - Cedimento tegolo centrale.....	69
Tabella 15 - Sezioni ricalcolate per telaio con H=15 m	73
Tabella 16 - Cedimento del tegolo centrale	75
Tabella 17 - Identificazione classe corrente colonna.....	81
Tabella 18 - Verifica instabilità corrente colonna	81
Tabella 19 - Identificazione classe corrente trave	82
Tabella 20 - Verifica instabilità corrente trave	82
Tabella 21 - Verifica deformabilità colonne.....	82
Tabella 22 - Verifica deformabilità Trave	82
Tabella 23 - Sezioni del telaio sistema strallato I	83
Tabella 24 - Verifiche instabilità sistema strallato I.....	84
Tabella 25 - Verifiche di deformabilità sistema strallato I	85

Tabella 26 - Sezioni del telaio sistema strallato II.....	86
Tabella 27 - Verifiche di instabilità sistema strallato II.....	87
Tabella 28 - Verifiche di deformabilità sistema strallato II.....	88
Tabella 29 - Calcolo costo travi principali sistema pendini.....	89
Tabella 30 - Calcolo costo colonne sistema pendini.....	89
Tabella 31 - Calcolo costo travi longitudinali sistema pendini	90
Tabella 32 - Calcolo costo totale sistema pendini	90
Tabella 33 - Calcolo costi trave I, sistema strallato I, telaio H=15m	91
Tabella 34 - Calcolo costi trave II, sistema strallato, I telaio H=15m	91
Tabella 35 - Calcolo costi colonne, telaio H=15m	92
Tabella 36 - Calcolo costi totali, sistema strallato I, telaio H=15m.....	92
Tabella 37 – Tabella riassuntiva dei costi dei singoli elementi strutturali per telai con altezza differente, sistema strallato I.....	93
Tabella 38 - Calcolo costi trave I, sistema strallato II, telaio H=15m	94
Tabella 39 - Calcolo costi trave II, sistema strallato II, telaio H=15m.....	94
Tabella 40 - Calcolo costi colonne, sistema strallato II, telaio H=15m.....	95
Tabella 41 - Calcolo costi funi, sistema strallato II, telaio H=15m	95
Tabella 42 - Calcolo costi totali, sistema strallato II, telaio H=15m	95
Tabella 43 – Tabella riassuntiva dei costi dei singoli elementi strutturali per telai con altezza differente, sistema strallato II	96

Introduzione

L'elevata vulnerabilità dei capannoni industriali, progettati senza l'utilizzo di criteri antisismici, è stata messa bene in evidenza a seguito delle scosse registrate a partire dal 20 maggio 2012 che hanno interessato l'Emilia Romagna, Veneto e Lombardia.

Tenuto conto del rilevante impatto che gli eventi sismici hanno avuto sugli immobili ad uso produttivo, sono state elaborate le Linee Guida, al fine di fornire "indicazioni operative e metodologiche per affrontare il problema degli interventi locali e globali su edifici prefabbricati con carenze nei riguardi dell'azioni sismica". Nelle Linee guida non è previsto un metodo rigoroso per la risoluzione delle carenze, ma sono semplicemente proposti dei possibili interventi.

Con l'intento di promuovere la realizzazione di interventi di adeguamento sismico, per prevenire i danni causati dal terremoto, il 1° gennaio 2017 viene introdotto il Sismabonus. È quindi possibile ottenere una detrazione fiscale eliminando alcune carenze, tra cui quella legata alla connessione ad attrito tra trave e pilastro. Gli interventi volti a rimuovere il problema del vincolo attritivo prevedono l'introduzione di una connessione meccanica che però modifica lo schema statico della struttura preesistente.

In questa lavoro di Tesi inizialmente vengono analizzati i principali meccanismi di collasso dei capannoni e vengono inoltre descritti gli interventi proposti nelle Linee Guida con riferimento al problema della connessione trave-pilastro.

Il lavoro svolto si articola in due parti principali. Nella prima parte viene effettuato lo studio di un telaio nel quale la connessione trave-pilastro è basata sul semplice attrito. Tale connessione viene modellata utilizzando un elemento non lineare e per studiarne il comportamento sismico si ricorre all'analisi time-history dinamica non lineare. L'obiettivo è capire come varia la risposta della struttura in seguito all'introduzione di un irrigidimento in corrispondenza della connessione. Vengono inoltre effettuate delle analisi al variare del coefficiente di attrito, della rigidità dei pilastri e della deformabilità delle fondazioni.

Nella seconda parte della Tesi viene proposto lo studio di un sistema di appensione per l'adeguamento sismico dei capannoni industriali. L'intento è quello di progettare una struttura che permetta di sostenere, attraverso un sistema di cavi, gli elementi di copertura

che, in caso di sisma, potrebbero crollare. Si vuole evitare che si possano verificare danni alle cose e/o persone presenti all'interno della struttura. Tale sistema di appensione si basa su due principi. Innanzitutto non deve essere introdotta alcuna modifica nello schema statico della struttura preesistente, in secondo luogo occorre progettare il sistema in modo tale che questo risulti competitivo in termini di costi.

Il primo schema proposto è simile ad uno stendino, di questo ne vengono dimensionati gli elementi al fine di valutare i costi e quindi la fattibilità dell'intervento. Vengono poi proposti altri tre schemi, simili tra loro, che prevedono l'appensione della copertura a delle funi, ancorate a dei telai, di tipo reticolare, posizionati in corrispondenza di ciascuna trave del capannone o tra queste ultime. La differenza tra questi schemi riguarda la modalità con la quale vengono applicati i carichi. Uno prevede l'utilizzo di pendini e quindi il peso della copertura è applicato come un carico distribuito sulla trave. Gli altri si basano sull'utilizzo di un sistema di stralli. Questa differenza comporta una variazione notevole in termini di sollecitazioni e quindi di costi.

1. Capannoni industriali monopiano

In questo capitolo introduttivo inizialmente vengono descritte le principali tipologie strutturali dei capannoni industriali monopiano. In un secondo momento sono analizzate le carenze comuni riscontrate in questa tipologia di strutture e sono fornite alcune indicazioni per una loro risoluzione in accordo con le Linee Guida 2012.

1.1. Tipologie strutturali

I capannoni industriali sono costituiti da colonne portanti, travi, elementi di copertura e pannelli di chiusura prefabbricati in cemento armato. I pilastri generalmente sono vincolati alla base mediante fondazioni isolate (plinto a bicchiere) e sono collegati da travi semplicemente appoggiate oppure collegate mediante connessione spinottata. Un discorso analogo può esser fatto per i tegoli di copertura, anche loro spesso semplicemente appoggiati. Una classificazione delle tipologie costruttive è stata condotta da RELUIS in collaborazione con ASSOBTON nell'ambito del "Progetto triennale di ricerca DPC/RELUIS 2006/2008". Sono state individuate le seguenti tipologie strutturali:

- TRAVI A DOPPIA PENDENZA

La trave è utilizzata per luci indicativamente da 10 a 40 m, e con interassi dai 6 ai 12 m. La copertura è completata con lastre impermeabilizzanti di vario tipo, mentre la pendenza della falda varia tra il 10 ed il 15 % per garantire il deflusso delle acque.

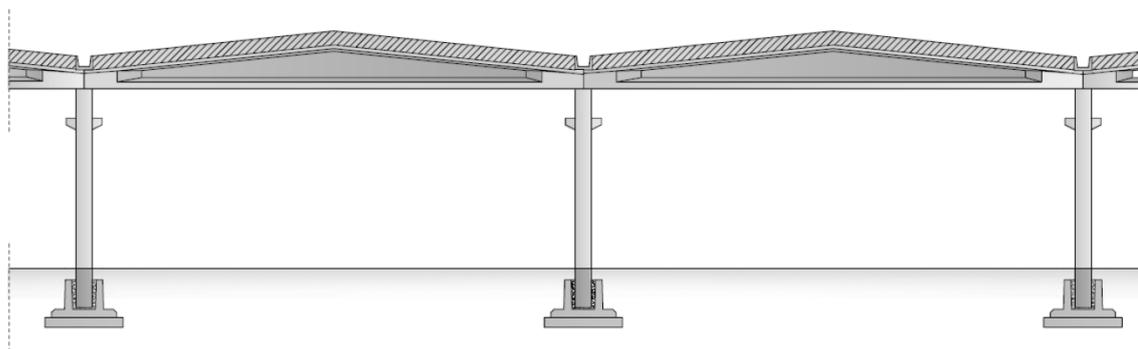


Figura 1 - Travi a doppia pendenza

Una soluzione tipica è quella che utilizza, come elementi di copertura, pannelli in c.a. o c.a.p., in genere binervati, posati sulle travi (Figura 2).

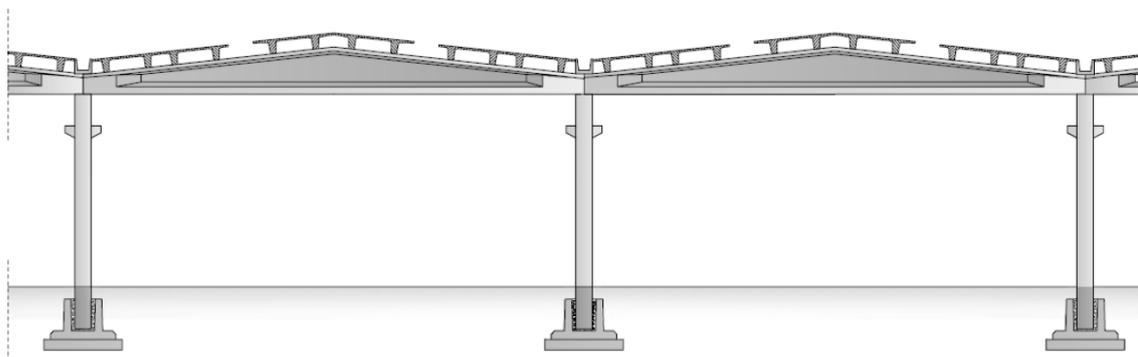


Figura 2 - Travi a doppia pendenza con pannelli binervati

Alla soluzione con pannelli nervati si alternano quelle che prevedono l'utilizzo di pannelli alveolari in c.a.p. o voltine.

- TRAVI A DOPPIA PENDENZA A CONCI(GRANDI LUCI)

Questa tipologia rappresenta una estensione della doppia pendenza per le grandi luci che superano il limite di trasportabilità delle travi. I due conci simmetrici sono solidarizzati a piè d'opera tramite post tensione dei cavi.

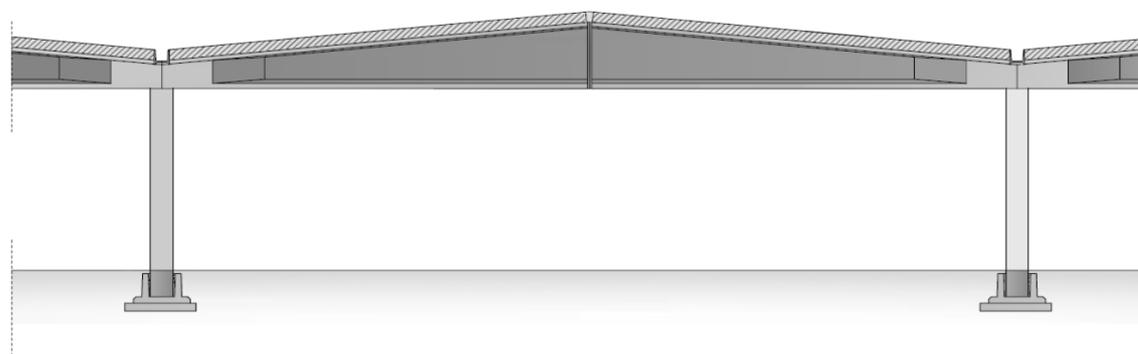


Figura 3 - Travi a doppia pendenza a conci

Gli elementi che completano la copertura possono essere pannelli alveolari, nervati o voltine.

- TRAVI I

In questo caso la trave ha una lunghezza che varia dai 10 ai 30 m mentre gli interassi variano dai 6 ai 30 m. La copertura può essere completata con manti impermeabilizzanti di vario tipo.

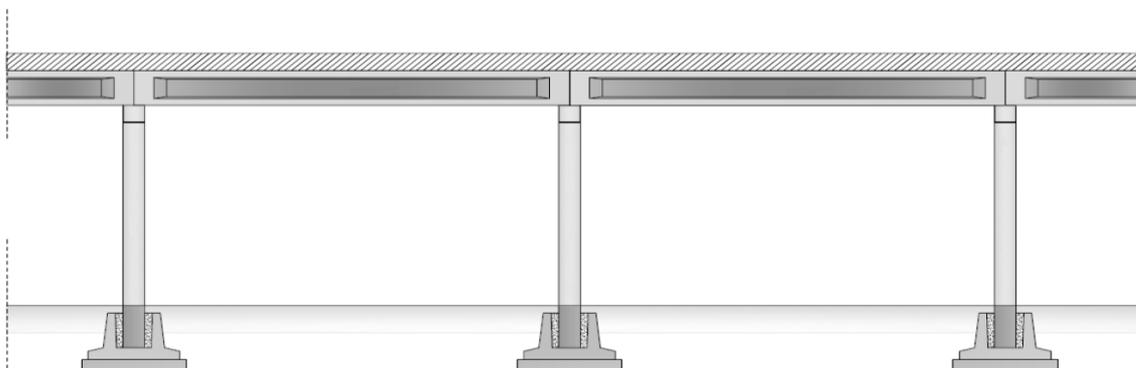


Figura 4 -Travi a I

Sull'estradosso piano delle travi vengono accostati i pannelli alveolari precompressi (Figura 5) o pannelli nervati (Figura 6).

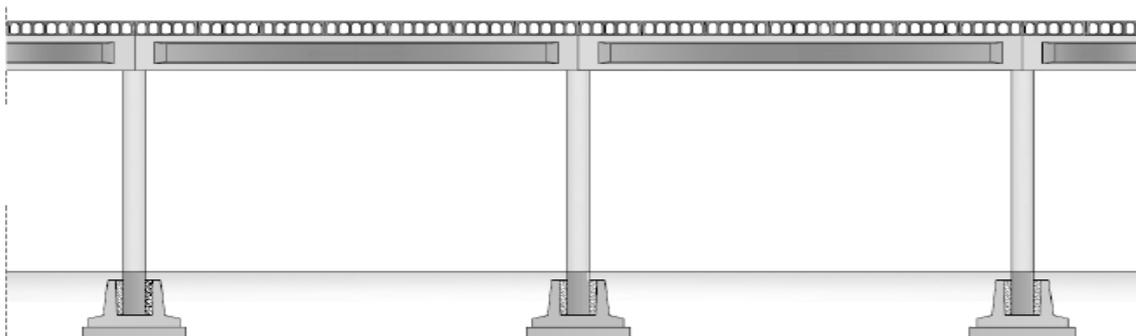


Figura 5- Copertura piana con pannelli alveolari

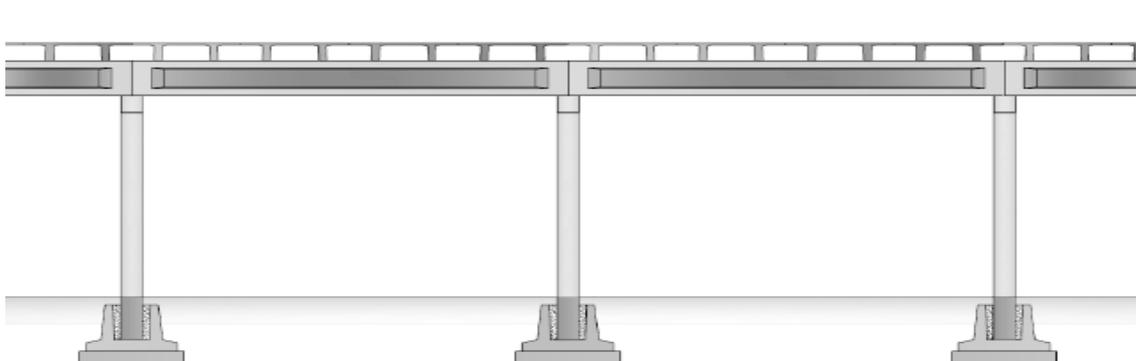


Figura 6 - Copertura piana con pannelli nervati

Possono essere utilizzati anche elementi come gli shed (Figura 7) o le voltine (Figura 8)

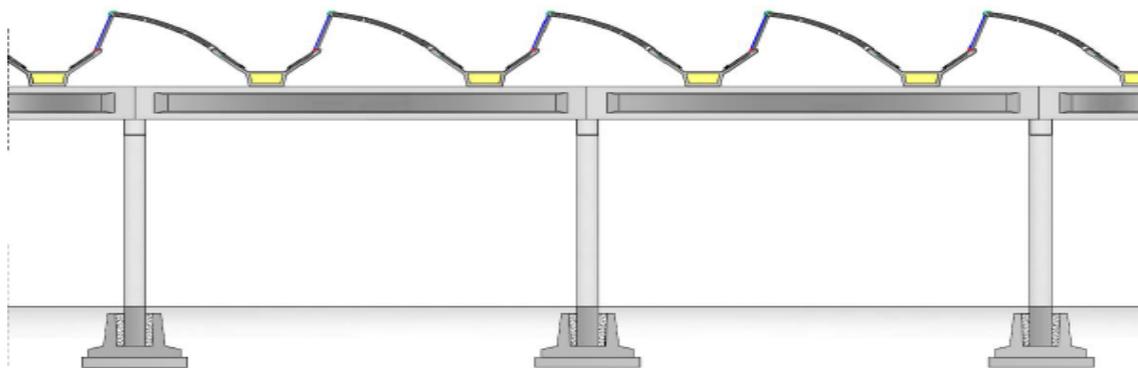


Figura 7 - Copertura piana con elementi shed

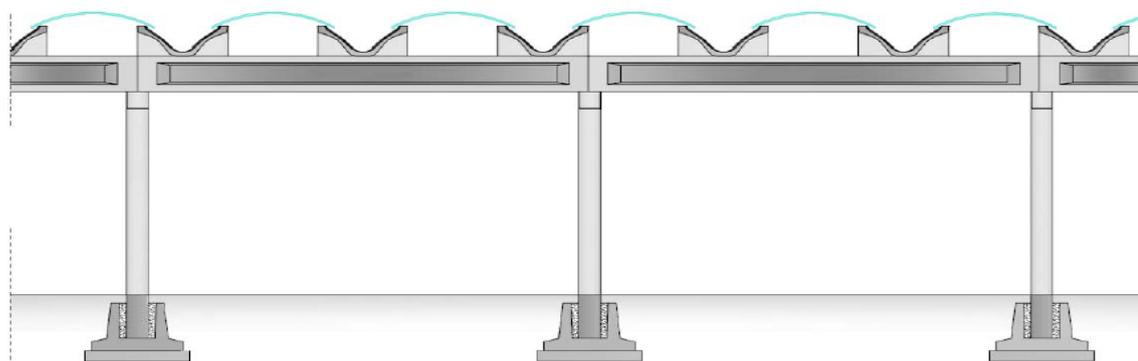


Figura 8 - Copertura piana con voltine

- TRAVI ROVESCE

La trave è utilizzata per luci indicativamente da 10 a 20 m e interassi da 8 a 25 m. In genere nelle campate centrali vengono utilizzate travi a T rovescia o L accoppiate, mentre nelle campate laterali vengono impiegate travi ad L.

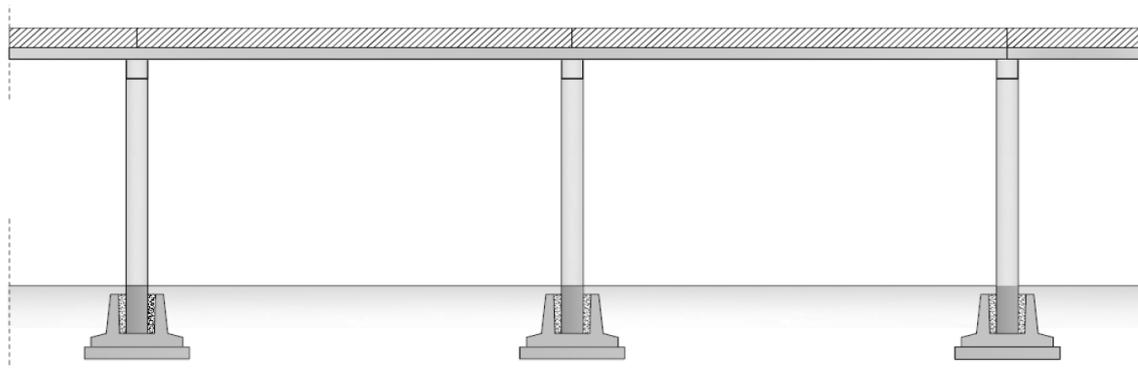


Figura 9 - Travi rovesce

Gli elementi di copertura sono possono essere pannelli alveolari o nervati (Figura 10), voltine e shed.

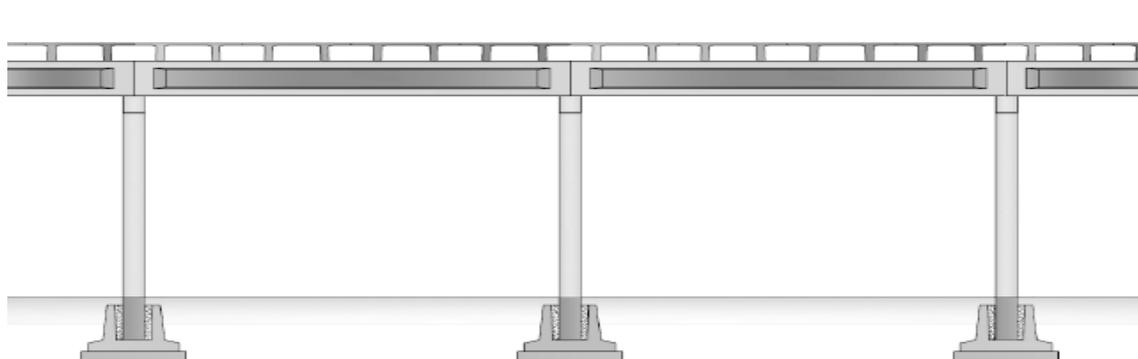


Figura 10 - Copertura piana con pannelli nervati

Per quanto riguarda gli elementi di tamponamento, questi possono essere realizzati in luce di pilastro oppure possono essere esterni ai pilastri. Inoltre le tamponature possono essere costituite da blocchi in laterizio o calcestruzzo, oppure da pannelli prefabbricati. In quest'ultimo caso si distinguono:

- pannelli verticali (Figura 11)
- pannelli orizzontali (Figura 12)
- facciate miste con pannelli verticali e orizzontali.
-



Figura 11 - Esempio di tamponamento con pannelli verticali



Figura 12 Esempio di tamponamento con pannelli orizzontali

1.2. Linee guida

Per comprendere il motivo per cui nella maggior parte dei casi i capannoni industriali hanno mostrato una elevata vulnerabilità è opportuno rivedere brevemente l'evoluzione della normativa in ambito sismico. In Italia una prima individuazione delle zone sismiche avviene agli inizi del 1900, in seguito ai terremoti distruttivi che colpiscono Reggio Calabria e Messina nel 1908. La mappa sismica dell'epoca non era altro che una mappa dei territori colpiti dai terremoti dopo il 1908. Un passo in avanti avviene nel 1974 con la legge 64 che introduce una nuova modalità di classificazione sismica del territorio; in seguito nel 1981 nasce la zona sismica di terza categoria, ma soltanto una parte del territorio nazionale risulta classificato. È soltanto con l'OPCM n.3274 del 2003, dopo il terremoto del 2002 in Puglia e Molise, che l'intero territorio viene classificato come sismico e suddiviso in 4 zone; le regioni hanno comunque la facoltà di imporre l'obbligo della progettazione antisismica nelle zone 4. A partire dal 1° luglio 2009, data dell'entrata in vigore delle NTC 2008, tale facoltà viene rimossa e la progettazione antisismica diviene obbligatoria ovunque. Ne consegue che vi sono strutture progettate e realizzate, anche in data recente, senza l'impiego di alcun criterio antisismico.

In seguito agli eventi sismici del 2012 ci si rende conto dell'estrema vulnerabilità cui è soggetta la maggior parte delle strutture industriali prefabbricate. Per fronteggiare lo stato di emergenza il 6 giugno 2012 viene emanato il decreto legge n.74. Nel documento sono presenti le disposizioni volte a disciplinare gli interventi per la ricostruzione, l'assistenza alle popolazioni e la ripresa economica. Il comma 8 dell'art.3 definisce le carenze strutturali che non devono essere presenti al fine del rilascio del certificato di agibilità sismica. Tale documento non risulta però essere di grande aiuto per il tecnico in quanto lascia un ampio margine interpretativo. Vengono così realizzate le Linee Guida.

Il 19 giugno 2012 il Gruppo di Lavoro costituito dal Consorzio Reluis, Dipartimento della Protezione Civile, CNI, Assobeton, presenta una bozza di Linee guida. Le "Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici" hanno la finalità di fornire un supporto per i tecnici ai quali è affidata la piena responsabilità del progetto e dei dettagli costruttivi.

Il 22 giugno 2012 il Consiglio generale dei Lavori Pubblici delibera un progetto di Linee guida allo scopo di fornire indicazioni operative ai tecnici incaricati ed ai responsabili delle strutture, per la "Valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica".

1.2.1. Carenze

Le strutture prefabbricate, che sono state progettate e realizzate in anni e luoghi differenti, sono caratterizzate da una grande eterogeneità strutturale. Tali differenze sono legate in primo luogo alla variabilità temporale legata all'evoluzione della normativa, e poi in secondo luogo alla variabilità spaziale e quindi alla sismicità dei luoghi che ha condizionato le procedure progettuali quanto quelle tecniche. Nonostante ciò è possibile individuare delle carenze comuni. Queste possono essere classificate nel seguente modo:

- Mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali ed elementi strutturali orizzontali e tra questi ultimi
- Presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali

- Presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso
- Carenze dei sistemi resistenti verticali e dei sistemi di fondazione

Connessione pilastro-trave

Una prima fonte di vulnerabilità è legata all' assenza di unione meccanica tra gli elementi strutturali. La connessione trave-pilastro spesso è di tipo attritivo e quindi non è in grado di garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico. Gli elementi strutturali orizzontali sono semplicemente appoggiati sugli elementi di supporto, questo fa sì che la limitata resistenza dei meccanismi attritivi causi la perdita di appoggio (Figura 13, Figura 14).



Figura 13 - Perdita di appoggio della trave principale



Figura 14 - Perdita di appoggio della trave principale trasversale

Tale problema interessa in egual modo anche la connessione trave-copertura (Figura 15, Figura 16, Figura 17). È bene precisare che l'utilizzo di connessioni di tipo attritivo nelle zone sismiche è vietato soltanto dal 3 dicembre 1987 con il D.M. LL.PP.



Figura 15 - Perdita di appoggio dei tegoli che ha probabilmente causato il collasso della trave trasversale



Figura 16 - Collasso dei tegoli di copertura per perdita di appoggio

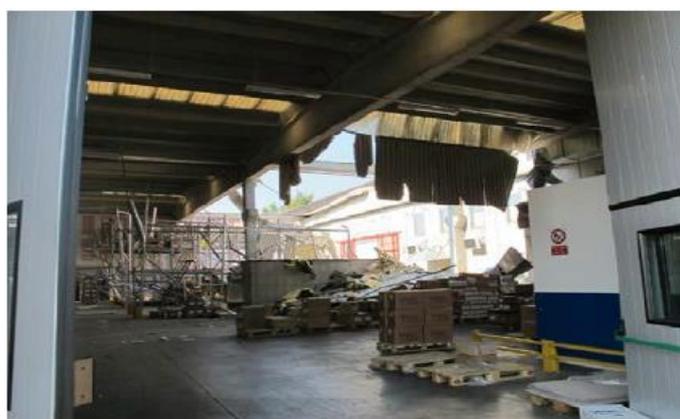


Figura 17 - Collasso della copertura per perdita di appoggio

Talvolta la perdita di appoggio è riscontrata anche in presenza degli elementi di collegamento di tipo meccanico. In questo caso si verifica la rottura del copriferro e l'espulsione dello spinotto (Figura 18).



(a)

(b)

(c)

Figura 18 – (a) Connessione trave-pilastro con spinotto progettato per meccanismo forte (rottura spinotto) e collassato per meccanismo debole (crisi copriferro), (b) Collasso della trave, (c) Collasso dei tegoli di copertura

Connessione elementi di tamponatura

Una seconda causa di vulnerabilità è legata alle connessioni del sistema di tamponatura esterna. I tamponamenti possono essere collegati ai pilastri o alle travi mediante diverse tipologie di connessione. Queste vengono dimensionate con riferimento alla massa del singolo pannello e per forze ortogonali a questo. Il problema è legato al fatto che il calcolo strutturale, in genere, viene effettuato con un modello a telaio e il contributo delle chiusure verticali, in termini di rigidità, viene trascurato. È noto però che in una struttura rigida nascono delle sollecitazioni maggiori rispetto al caso di una struttura flessibile. Questa metodologia di calcolo conduce quindi ad una errata valutazione delle forze da utilizzare nel dimensionamento. Nella realtà nascono infatti delle forze che risultano più grandi di quelle calcolate e dirette nel piano parallelo al pannello. La conseguenza è la rottura delle connessioni ed il crollo dei tamponamenti (Figura 19, Figura 20, Figura 21). Il crollo dei tamponamenti in alcuni casi potrebbe anche essere determinato dal martellamento degli elementi di copertura, o degli stessi pilastri o dei pannelli ortogonali in corrispondenza degli spigoli.



Figura 19 - Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento



Figura 20 - Pannelli orizzontali con nessun danno visibile a seguito della scossa del 20 maggio 2012 e collasso a seguito della scossa del 29 maggio



Figura 21 - Collasso pannello di tamponatura orizzontale

Nei casi di tamponatura in laterizio, in edifici di meno recente costruzione, i problemi sono legati alla fessurazione oppure al collasso per ribaltamento (Figura 22, Figura 23).



Figura 22 - Collasso pannelli verticali di tamponatura



Figura 23 - Collasso pannelli tamponatura in laterizio

Scaffalature

Vi è ancora il problema dei sistemi di scaffalatura, che essendo spesso privi di sistemi di controventamento crollano (Figura 24) o causano danni alle strutture che li ospitano.



Figura 24 - Danneggiamento scaffalatura con perdita del materiale contenuto



Figura 25 - Collasso scaffalature e conseguente perdita di contenuto

Sistemi resistenti verticali e di fondazione

Infine alle carenze descritte si devono aggiungere quelle dei sistemi resistenti verticali e dei sistemi di fondazione. Entrambi presentano problemi legati alla resistenza e alla duttilità. Nei pilastri si ha l'incipiente formazione di una cerniera plastica che si manifesta o con la formazione di fessure (Figura 26) o con l'espulsione del copriferro e l'instabilizzazione delle barre (Figura 27), in carenza di armatura trasversale.

Talvolta il danneggiamento dei pilastri è indotto dall'impatto degli elementi orizzontali che collassano per perdita di appoggio.



Figura 26 - Fessurazione alla base del pilastro



Figura 27 - Formazione cerniera plastica alla base di un pilastro con instabilizzazione delle barre

1.2.2. Principi di intervento

Nel paragrafo precedente sono state analizzate le principali carenze dei capannoni industriali monopiano. Di seguito vengono riportati i principi, su cui si basano gli interventi per la messa in sicurezza delle strutture, proposti nelle Linee guida del 19 giugno 2012.

- Occorre creare un vincolo efficace tra i diversi componenti senza modificare in modo sostanziale lo schema statico o aumentare la rigidità.
- I collegamenti non devono introdurre significativi momenti flettenti all'estremità degli elementi sui quali si interviene. Al fine di non modificare lo schema statico i semplici appoggi devono essere trasformati in cerniere, o comunque possono essere consentiti degli scorrimenti purché limitati da opportuni ritegni.
- Deve essere contrastata la rotazione torsionale delle travi alte e delle capriate
- Qualora non si intenda modificare il comportamento strutturale globale si deve utilizzare il criterio di gerarchia delle resistenze al fine di evitare meccanismi di collasso fragili. I collegamenti devono essere più duttili e deboli degli elementi che collegano.
- Gli interventi di rinforzo devono limitare gli spostamenti relativi tra le sommità dei pilastri.
- Nel caso delle connessioni dei tamponamenti è necessario utilizzare sistemi di connessione deformabili nel piano, è inoltre possibile utilizzare collegamenti di ritenuta antiribaltamento che limitino le conseguenze di un eventuale distacco dei pannelli.
- Se è necessario incrementare la duttilità e/o la resistenza dei pilastri occorre fare attenzione a non modificare lo schema statico o creare irregolarità strutturali.
- Deve essere garantita la stabilità delle scaffalature interne con sistemi di controvento evitando di vincolarle all'edificio. Va verificato il franco libero tra sistemi di scaffalatura e struttura portante per evitare fenomeni di martellamento. Se risulta difficile intervenire con provvedimenti di tipo strutturale occorre ridurre la massa oscillante delle scaffalature riducendo il carico portato ed abbassando il baricentro.

1.2.3. Interventi per la messa in sicurezza per evitare la perdita di appoggio

Gli interventi proposti per garantire la messa in sicurezza ed evitare la perdita di appoggio sono i seguenti:

Aumento della base di appoggio

Si può intervenire senza inserire alcun elemento di collegamento ma aumentando la base di appoggio della trave. In questo caso occorre valutare gli spostamenti orizzontali, considerando anche la componente verticale

Inserimento di dispositivi meccanici

È possibile introdurre elementi di collegamento tra trave e pilastro. Questi elementi possono essere piatti bullonati a travi e pilastri o funi (Figura 28).

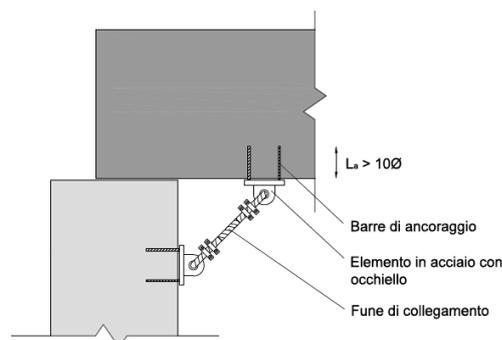


Figura 28 - Intervento su connessione trave-pilastro con fune di collegamento

Una alternativa consiste nell'utilizzo di elementi di dissipazione energetica. Tali dispositivi devono essere sostituiti a seguito del sisma. È necessario inoltre prevedere un confinamento locale del pilastro con incravattatura metallica o fasciatura con guaina in fibre di carbonio

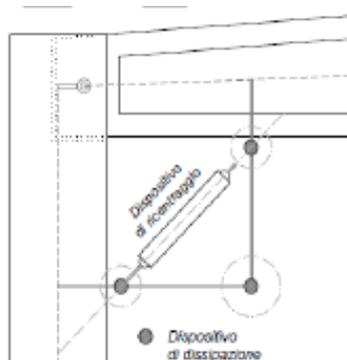


Figura 29 - Intervento su connessione trave-pilastro con dissipatore ad attrito

Collegamenti dei pilastri in testa

Si possono collegare i pilastri mediante dei profili metallici in asse al pilastro o tramite piatte metalliche alle estremità del pilastro.

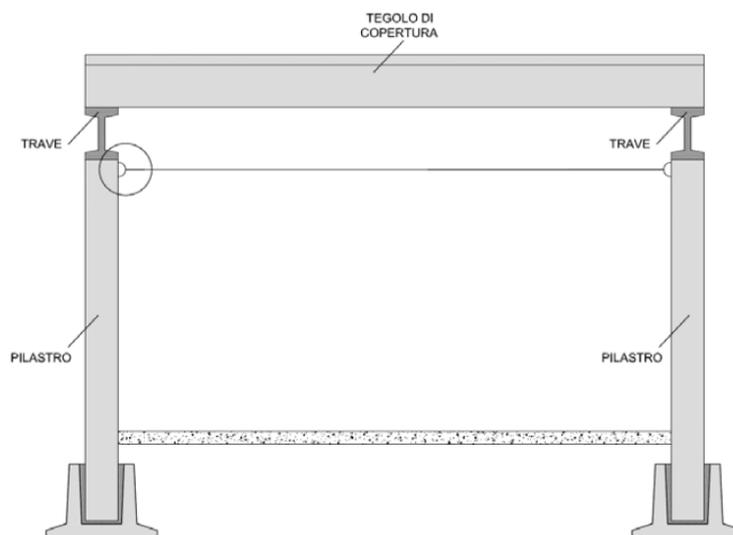


Figura 30 - Collegamento in testa dei pilastri tramite profili metallici

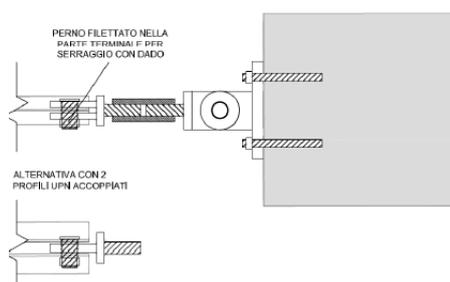


Figura 31 - Collegamento dei pilastri tramite piatte metalliche in asse ai pilastri

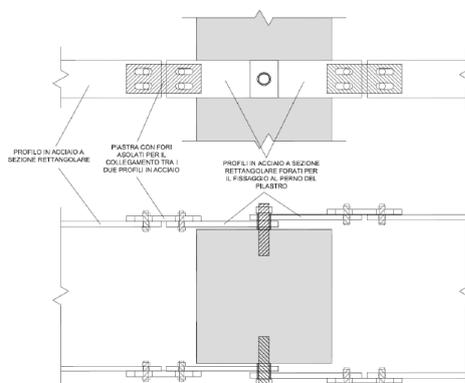


Figura 32 - Collegamento dei pilastri tramite piatte metalliche all'estremità dei pilastri

2. Il problema della connessione trave-pilastro

In questo capitolo è trattato il problema della connessione trave-pilastro. Prima di entrare nel merito della questione, bisogna capire quali sono le motivazioni che hanno indotto ad analizzare tale problematica. A tal proposito occorre tenere presente che, con la Legge di Bilancio, il 1° gennaio 2017 è stato introdotto il Sisma bonus. Il sisma bonus è una detrazione fiscale, prevista per chi effettua lavori di adeguamento sismico, che dipende dal grado di sicurezza sismica, conseguito attraverso interventi mirati sugli edifici. Tali interventi sono volti ad eliminare le seguenti carenze:

- Carenze nelle unioni tra elementi strutturali rispetto alle azioni sismiche.
- Carenza della connessione tra il sistema di tamponatura esterna degli edifici prefabbricati e la struttura portante.
- Carenza di stabilità dei sistemi presenti internamente al capannone industriale che possono indurre danni alle strutture che li ospitano in quanto privi di sistemi di controventamento o perché indotti al collasso dal loro contenuto.

Con riferimento al problema della connessione trave-pilastro, la norma propone la risoluzione della carenza attraverso l'inserimento di una connessione meccanica. Si vuole capire quali sono, quindi, gli effetti legati ad una tale modifica. Viene condotto uno studio su un telaio, effettuando delle analisi time history dinamiche non lineari. Si valuta il comportamento della struttura al variare del coefficiente di attrito, della rigidità delle colonne e della deformabilità delle fondazioni. Le analisi sono realizzate attraverso l'utilizzo del programma di calcolo SAP2000.

2.1. Caratteristiche del telaio

Il telaio bidimensionale studiato è costituito da elementi in calcestruzzo armato prefabbricato. La trave ha una lunghezza di 15 m ed è semplicemente appoggiata sulle estremità dei pilastri. Questa ha una sezione ad I, con un'altezza pari a 110 cm ed una base pari a 50 cm. L'anima e le ali hanno entrambe uno spessore di 10 cm. Per le colonne sono state considerate le sezioni 40x40, 50x50 e 60x60 cm, e delle altezze pari a 6, 8 e 10 m.

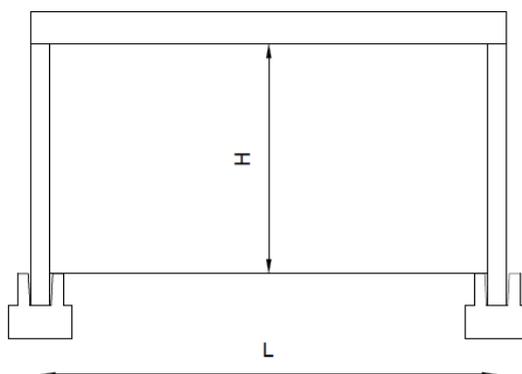


Figura 33 – Schema del telaio analizzato

2.2. Modello di calcolo

In questo paragrafo viene affrontato il problema della modellazione. I modelli cui si fa riferimento sono due:

- Modello con connessione ad attrito
- Modello con connessione rigida (incastro/cerniera)

Uno schema del procedimento seguito per la realizzazione del modello è riportato di seguito:

- Definizione materiali e proprietà della sezione
- Disegno aste
- Definizione carichi e masse sismiche
- Definizione i vincoli
- Introduzione accelerogrammi
- Definizione casi di carico e combinazioni di carico
- Analisi

2.2.1. Analisi dei carichi

Sulla trave è applicato un carico distribuito pari a $2,4 \text{ KN/m}^2$ che rappresenta il peso degli elementi di copertura. Considerando che questi hanno dimensioni in pianta pari a $12,5 \times 2,5 \text{ m}$, il carico al metro lineare è pari a 31 KN/m , mentre il peso sismico è pari a 450 KN . Definito il peso della trave, occorre solamente definire il valore della forza di attrito da utilizzare per modellare la connessione. Considerando un valore convenzionale del coefficiente di attrito pari a $0,3$ la forza di attrito è pari a 83 KN .

Calcolo forza attrito		
	Unità di misura	Valore
Peso trave/m	KN/m	5,75
Peso tegoli/m	KN/m	31
Peso trave+tegoli	KN/m	37
Luce trave	m	15
Carico agente sul pilastro	KN/m	276
Coefficiente di attrito	-	0,3
Forza attrito	KN	83

Tabella 1 - Calcolo della forza di attrito

2.2.2. Accelerogrammi

Il D.M. 14/08 definisce le tipologie di accelerogrammi che possono essere utilizzati per effettuare le analisi. Questi possono essere naturali, simulati e artificiali. I primi sono delle registrazioni accelerometriche di eventi sismici realmente accaduti. I secondi sono ottenuti mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione. Infine gli accelerogrammi artificiali sono ottenuti mediante algoritmi stocastici, in modo da ottenere uno spettro di risposta compatibile con uno spettro di riferimento.

L'accelerogramma utilizzato per effettuare le analisi è stato ottenuto attraverso l'utilizzo del software Sismquake. Per prima cosa è necessario definire lo spettro di risposta. Lo spettro è definito considerando lo stato limite di collasso, un periodo di riferimento V_r di 50 anni e una classe d'uso C_u pari a II. L'accelerogramma generato è riportato in Figura 34.

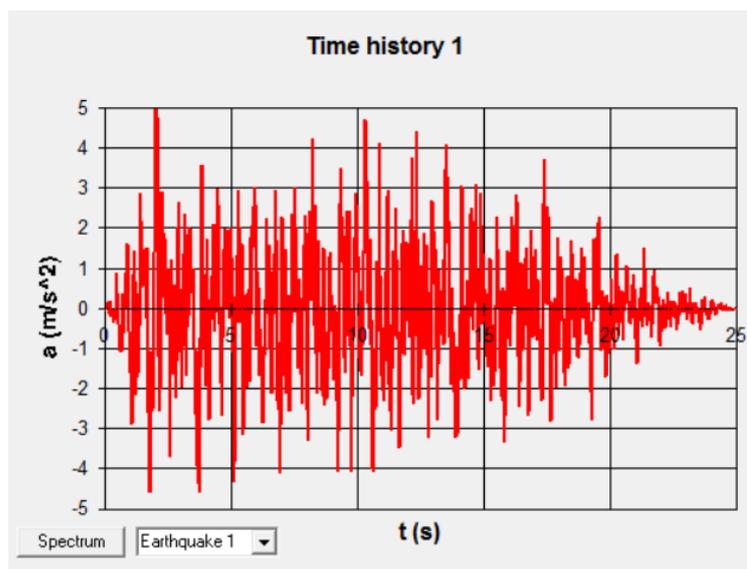


Figura 34 – Accelerogramma artificiale utilizzato per lo studio

Gli accelerogrammi sono generati in modo tale che l'ordinata spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto allo spettro elastico, nel maggiore dei due intervalli $0,15\text{ s} - 2,0\text{ s}$ e $0,15 - 2T$. La spettrocompatibilità può essere verificata facendo riferimento alla curva di colore magenta, in Figura 35, che presenta ordinate pari al 90% di quelle dello spettro elastico.

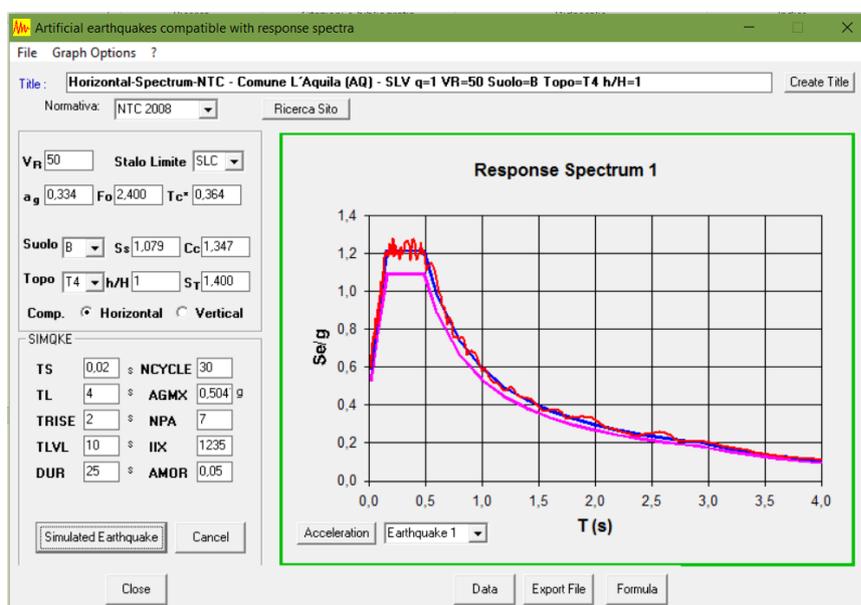


Figura 35 – Verifica della spettrocompatibilità

2.2.3. Smorzamento

Per tenere conto dello smorzamento convenzionale della struttura viene utilizzato il metodo di Rayleigh.

La matrice di smorzamento è proporzionale alla matrice delle masse e delle rigidezze.

$$C = \eta M + \delta K$$

η è il coefficiente di smorzamento proporzionale alla massa

δ è il coefficiente di smorzamento proporzionale alla rigidezza

Sfruttando le relazioni tra i modi di vibrare e le condizioni di ortogonalità la precedente relazione può essere riscritta nel seguente modo:

$$\xi_n = \frac{1}{2\omega_n} \eta + \frac{\omega_n}{2} \delta$$

ξ_n è il rapporto di smorzamento critico

ω_n è la frequenza naturale

Se sono noti i coefficienti di smorzamento associati a 2 due frequenze specifiche è possibile ricavare η e δ risolvendo il seguente sistema di equazioni

$$\begin{bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_i} & \omega_i \\ \frac{1}{\omega_j} & \omega_j \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \eta \\ \delta \end{bmatrix}$$

In particolare, η e δ si ricavano definendo i valori di smorzamento associati al primo e ultimo modo di vibrare di interesse della struttura.

2.2.4. Vincoli

Vincoli esterni

Le analisi sono condotte vincolando dapprima la struttura con degli incastri. Poi, per tener conto della deformabilità dei plinti a bicchiere, vengono modellate anche delle molle con rigidezza assiale e rotazionale.



Figura 36 - Modello Telaio

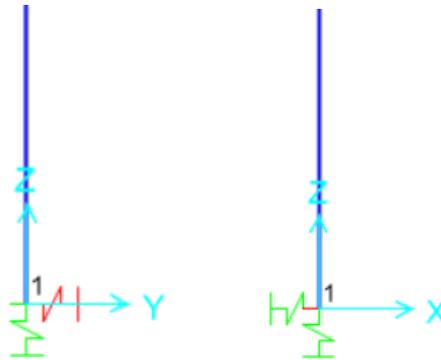


Figura 37 - Molle elastiche per plinto a bicchiere nel piano Y-Z e X-Z

Per la valutazione della rigidità si considera il suolo elastico alla Winkler. Si fa riferimento agli schemi riportati in Figura 38.

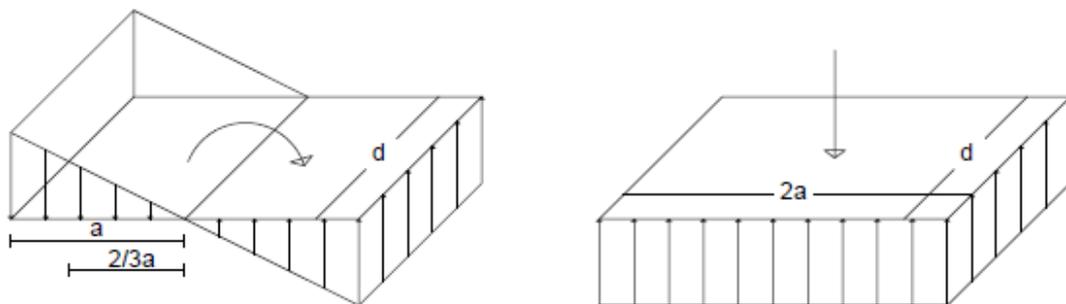


Figura 38 - Schema per il calcolo della rigidità flessionale ed assiale del plinto a bicchiere

Dato che la rigidezza è quella forza che nasce per effetto di uno spostamento unitario, per la valutazione della rigidezza rotazionale, si applica una rotazione unitaria e si valutano le reazioni. Il plinto è un elemento rigido e quindi le reazioni che nascono hanno un andamento lineare.

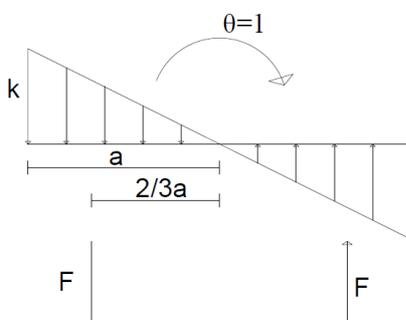


Figura 39 - Schema per il calcolo della rigidezza alla rotazione

Con riferimento allo schema di Figura 39, la forza F rappresenta la risultante delle reazioni del terreno, e dipende dalla rigidezza k della molla e dalle dimensioni della base del plinto, a e d .

$$R = kA_t = k\left(a\frac{a}{2}\right)$$

$$F = Rd = k\frac{a^2}{2}d$$

$$M = K_R\theta = F_R b = \frac{2}{3}ka^3d$$

Avendo assunto $\theta = 1$; la rigidezza rotazionale K_R coincide con il momento ottenuto attraverso l'equazione di equilibrio alla rotazione.

Il calcolo della rigidezza assiale è analogo a quello appena visto.

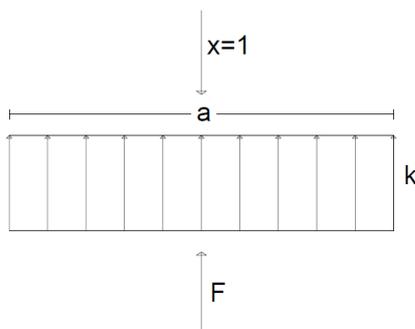


Figura 40 - Schema per il calcolo della rigidezza assiale

Si applica uno spostamento verticale unitario e dall'equilibrio alla traslazione verticale si ricava la rigidezza assiale $F = K_A x$.

Poiché $x = 1$; $K_A = F = kA_r d = k(2a)d$

Il valore della costante di Winkler, k , dipende dalla tipologia di terreno. Nelle analisi effettuate sono state considerate due condizioni limite: terreno argilloso compatto e ghiaia mediamente addensata.

Si assume un valore pari a 27000 KN/m³ per il terreno argilloso compatto ed un valore di 200000 KN/m³ nel caso di terreno costituito da ghiaia mediamente addensata. Le rigidezze ricavate sono riportate di seguito

Tipologia Terreno	Rigidezza	
	Assiale (KN/m)	Rotazionale(KNm)
Argilla compattata	119070	43758
Ghiaia mediamente addensata	882000	324135

Tabella 2 - Calcolo valori delle rigidezze assiali e rotazionali

Vincoli interni

È chiaro che, sotto l'effetto l'azione sismica, la trave non subisce alcuno spostamento relativo rispetto al pilastro finché la forza di attrito non viene superata. Per tener conto di tale comportamento viene utilizzato un elemento "Nonlinear-link". Tale elemento è basato sul comportamento isteretico proposto da Wen nel 1976 ed è caratterizzato dal fatto che tutte le deformazioni interne sono indipendenti. Il legame costitutivo dell'elemento Nlink è riportato Figura 41 e dipende dalla rigidezza k e dal post yield stiffness ratio. La relazione non lineare è data da:

$$f = \text{ratio } k d + (1 - \text{ratio}) \text{yield } z$$

k è la costante elastica della molla, yield è la forza di snervamento, ratio è il rapporto tra la rigidezza dopo lo snervamento e la rigidezza elastica ed infine z è la variabile interna isteretica che si evolve secondo l'equazione differenziale mostrata di seguito.

$$\dot{z} = \frac{k}{\text{yield}} \begin{cases} \dot{d}(1 - |z|^{\text{exp}}) \text{ se } \dot{z} > 0 \\ \dot{d} \text{ altrimenti} \end{cases}$$

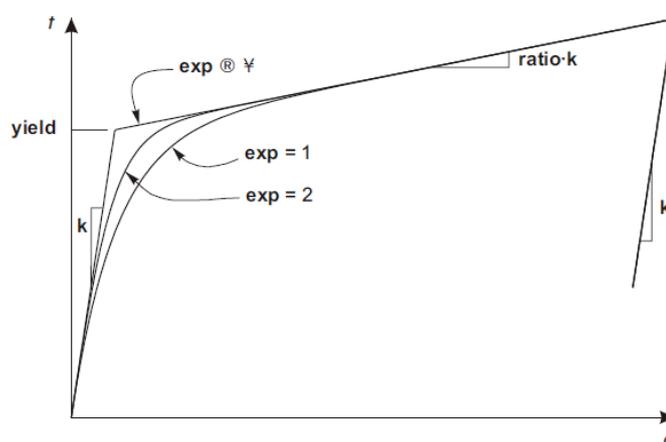


Figura 41 - Modello plastico basato sul comportamento isteretico proposto da Wen

Settando opportunamente tali parametri è possibile ottenere un legame di tipo elastico-perfettamente plastico, in cui il valore della forza di snervamento rappresenta quello della forza di attrito. In pratica occorre assegnare una rigidezza k ed un esponente molto elevati, mentre il “post yield stiffness ratio” deve essere nullo. In questo modo, finché la forza nella molla non raggiunge il valore della forza di snervamento, la trave non subisce alcuno spostamento, invece dopo la trave scorre liberamente sulla superficie di appoggio messa a disposizione dal pilastro.

Collegando semplicemente le estremità della trave e del pilastro con la molla la struttura diventa labile perché la trave non è vincolata nella direzione verticale. Ricorrendo allo schema riportato in Figura 42, dove l’elemento 1 rappresenta l’elemento non lineare, è possibile trasferire correttamente sia gli sforzi verticali che orizzontali.

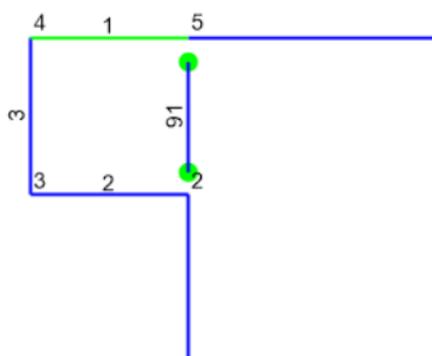


Figura 42 - Nodo trave-pilastro con comportamento attritivo

Per la modellazione della connessione rigida trave-pilastro (Figura 43), si osservi che, rimuovendo la cerniera nel nodo 2 la connessione trave pilastro diventa una cerniera, mentre la rimozione delle cerniere 2 e 5 trasforma il vincolo in un incastro. In entrambi i casi si elimina lo scorrimento della trave e lo sforzo tagliante può essere trasferito interamente ai pilastri.

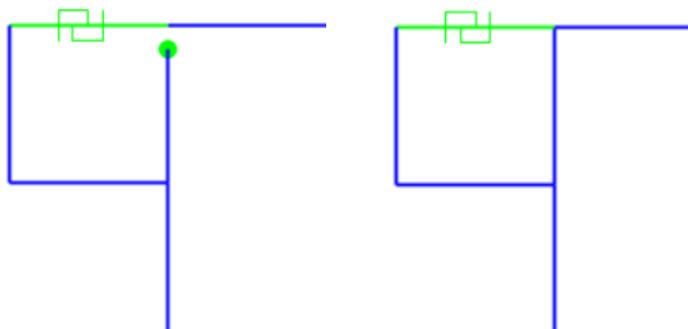


Figura 43 - Nodo trave-pilastro cerniera/incastro

2.3. Analisi

Cenni teorici sulle analisi sismiche

Le tipologie di analisi che possono essere effettuate per studiare il comportamento sismico di una struttura sono elencate sulle NTC2008 nel Capitolo 7.3.. In generale le analisi si possono distinguere in statiche o dinamiche, lineari o non lineari. Attraverso le analisi statiche si studiano le condizioni affinché un sistema si mantenga in uno stato di quiete dopo l'intervento di forze esterne. Se però, si vuole capire come si evolve nel tempo la risposta di un sistema in equilibrio, è necessario effettuare delle analisi dinamiche.

Le analisi lineari sono delle analisi semplificate nelle quali si assume che il materiale abbia una legge costitutiva elastica lineare e nelle quali l'equilibrio è scritto nella configurazione indeformata. Queste analisi possono essere utilizzate per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi che non. Nel caso di sistemi dissipativi, occorre ridurre le azioni sismiche introducendo il cosiddetto fattore di struttura, mediante il quale si prendono in conto le non linearità. L'analisi non lineare

viene utilizzata nel caso di sistemi dissipativi o nel caso di presenza di non linearità geometriche o del materiale, e permette di ottenere risultati più fedeli alla realtà.

Per quanto riguarda l'applicazione delle forze sismiche, vi sono due strade: la prima si basa sull'utilizzo degli accelerogrammi, la seconda sugli spettri di risposta. Le analisi time history, che prevedono l'utilizzo degli accelerogrammi, permettono di studiare come si evolve il comportamento della struttura nel tempo. Le analisi con spettro di risposta, invece, forniscono direttamente gli effetti massimi sulla struttura in termini di sollecitazioni o spostamenti. Lo spettro di risposta infatti è un diagramma che fornisce direttamente i valori massimi dell'accelerazione per diversi periodi T di oscillazione.

Un'ultima distinzione sulle analisi riguarda la risoluzione del sistema di equazioni per ricavare le condizioni di equilibrio. Si può effettuare una integrazione diretta del sistema di equazioni utilizzando una procedura step by step. Altrimenti si può ricorrere all'analisi modale, operazione che consiste nel disaccoppiare le equazioni del moto e risolvere ciascuna di esse in modo indipendente. La risposta globale è data dalla somma degli effetti dei singoli modi considerati.

Il programma di calcolo SAP2000, con riferimento al problema che si vuole analizzare nella presente Tesi, permette di effettuare le seguenti analisi:

- Analisi modale con spettro di risposta
- Analisi time-history lineare modale o con integrazione diretta
- Analisi time-history non lineare modale o con integrazione diretta

Analisi modale

È uno strumento molto importante perché consente di ricavare utili informazioni sul comportamento dinamico della struttura. Con questo tipo di analisi è possibile ricavare i modi di vibrare della struttura. Ricavati i modi di vibrare, utilizzando gli spettri di risposta (Analisi modale con spettro di risposta), è possibile ricavare la massima risposta del sistema. Una alternativa allo spettro di risposta consiste nel modellare l'azione sismica mediante l'uso degli accelerogrammi (Analisi modale time-history). In questo caso è possibile valutare la risposta del sistema istante per istante.

Analisi time history dinamica lineare modale o con integrazione diretta

Nel caso di analisi time-history lineari è possibile operare in due modi distinti. Una prima tipologia è l'analisi dinamica modale. Viene prima effettuata una analisi modale, poi una volta che la struttura è stata scomposta in n oscillatori semplici, a ciascun oscillatore viene applicato un accelerogramma. La risposta complessiva è data dalla combinazione delle risposte degli n oscillatori (Analisi time-history dinamica modale). Una seconda strada è quella di risolvere direttamente le equazioni del moto mediante integrazione diretta (Analisi time-history con integrazione diretta)

Analisi time history dinamica non lineare modale o con integrazione diretta

L'analisi dinamica non lineare è una tipologia di analisi mediante la quale è possibile valutare il comportamento non lineare di una struttura sottoposta ad una azione esterna, come quella rappresentata dal sisma. Anche qui, come nel caso lineare, è possibile effettuare una analisi modale e poi calcolare la risposta finale considerando la combinazione delle risposte degli n oscillatori semplici (Analisi time-history modale dinamica non lineare - Fast non linear Analysis) oppure è possibile procedere con l'integrazione diretta (Analisi time-history dinamica non lineare con integrazione diretta).

2.3.1. Analisi modale

Si effettua una analisi agli autovettori. Attraverso questa analisi si determinano i profili dei modi di vibrazione libera non smorzati e le frequenze del sistema. Una volta determinati i periodi dei primi modi di vibrare, questi vengono utilizzati per assegnare lo smorzamento alla struttura attraverso il metodo di Rayleigh.

In Figura 44 è mostrato il primo modo di vibrare del telaio incastrato alla base, cui corrisponde un periodo di 0,55 s. Facendo variare la sezione e l'altezza dei pilastri, la deformata del primo modo di vibrare è la stessa, il periodo invece oscilla tra un minimo di 0,4 s a un massimo di 0,9 s.



Figura 44 - Primo modo di vibrare del telaio con sezione 50x50, $H=8\text{m}$ incastrato alla base

2.3.2. Analisi time-history dinamica non lineare

L'analisi time-history dinamica non lineare si realizza per valutare l'evoluzione del comportamento sismico della struttura nel tempo. Vengono effettuate le analisi sul telaio con connessione ad attrito e con connessione rigida tra trave e pilastro. Queste sono condotte considerando l'accelerogramma definito nel paragrafo 2.2.2.. Di seguito si riportano i risultati delle analisi condotte al variare del coefficiente di attrito, della sezione e dell'altezza delle colonne e della deformabilità del terreno.

Risultati

In Figura 45 è riportato il diagramma sforzo-deformazione dell'elemento non lineare. Questa deformazione rappresenta lo spostamento della trave, nel telaio di altezza $H=8\text{ m}$ e luce $L=15\text{ m}$. Inizialmente la forza cresce o decresce con andamento lineare e non si ha alcuno spostamento. Superata la forza di attrito, pari ad 83 KN , la trave scorre liberamente subendo uno spostamento massimo pari a circa 7 cm .

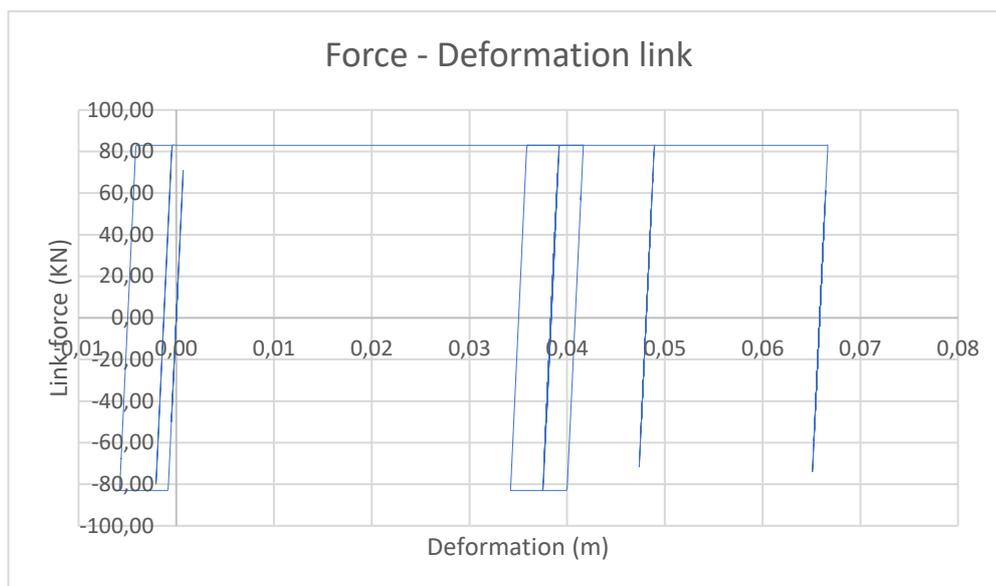


Figura 45 - Spostamento della trave per effetto dell'azione sismica, $H=8m$, $\mu=0,3$ e sezione 60×60

Facendo variare il coefficiente di attrito e valutando la risposta del telaio, in presenza di un terreno ghiaioso, per $H=8$ m e delle sezioni delle colonne pari a 60×60 , si osserva come si riduce lo spostamento con l'aumentare per μ sempre crescenti. (Figura 46).

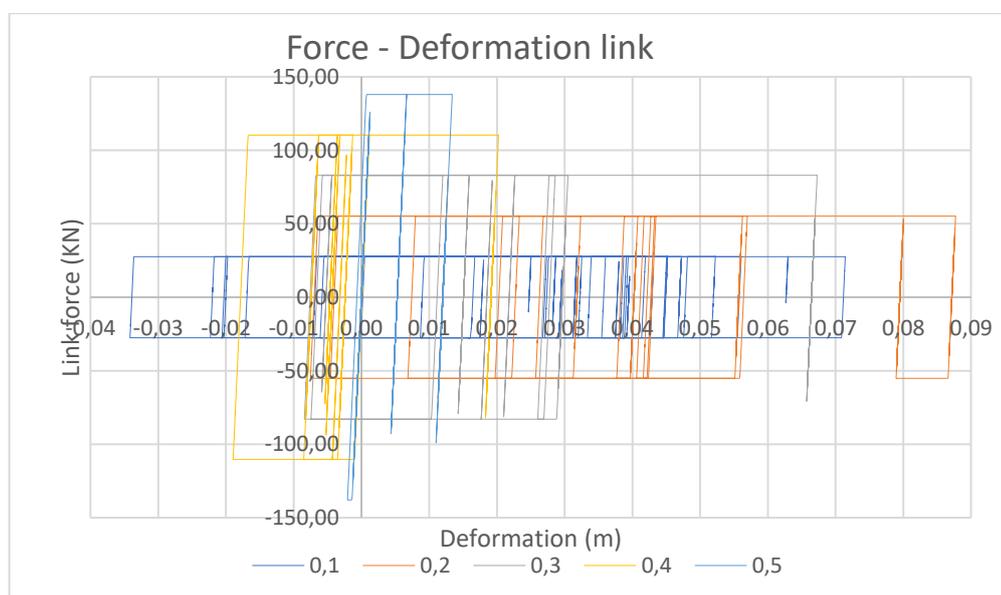


Figura 46 - Spostamento della trave al variare del coefficiente di attrito, $H=8m$, sezione 60×60

Di seguito si mostra come varia lo spostamento della trave al variare dell'altezza H (Figura 47) e delle dimensioni dei pilastri (Figura 48).

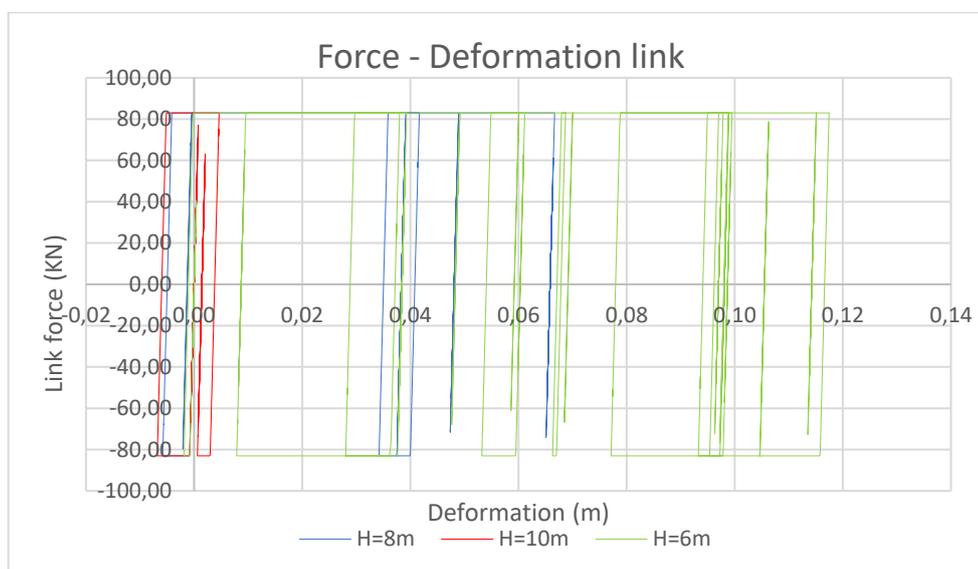


Figura 47 - Spostamento trave al variare dell'altezza del telaio, terreno ghiaioso, sezione 60x60, $\mu=0,3$

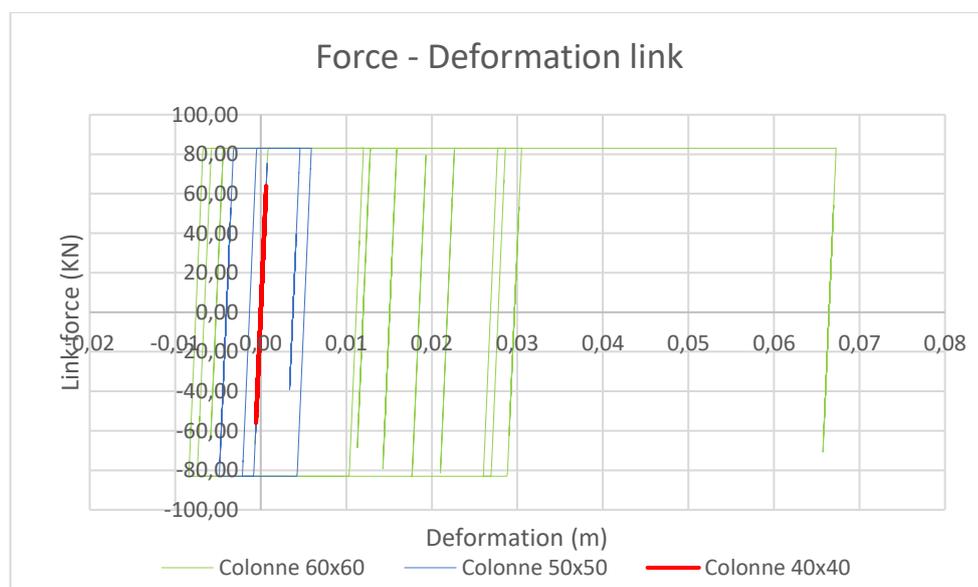


Figura 48 - Spostamento trave al variare della sezione delle colonne, terreno ghiaioso, $H=8\text{ m}$, $\mu=0,3$

I risultati delle analisi effettuate evidenziano che lo spostamento della trave dipende dalla rigidità delle colonne. Quanto più le colonne sono rigide tanto maggiore è lo spostamento della trave.

Per quanto riguarda la deformabilità delle fondazioni, nel passaggio da un terreno rigido ad uno molto deformabile si ha un aumento del periodo proprio di vibrare della struttura.

La conseguenza è che la trave, in presenza di un terreno argilloso, non subisce alcuno spostamento. Nel caso di terreno ghiaioso la risposta è molto simile a quella del telaio incastrato.

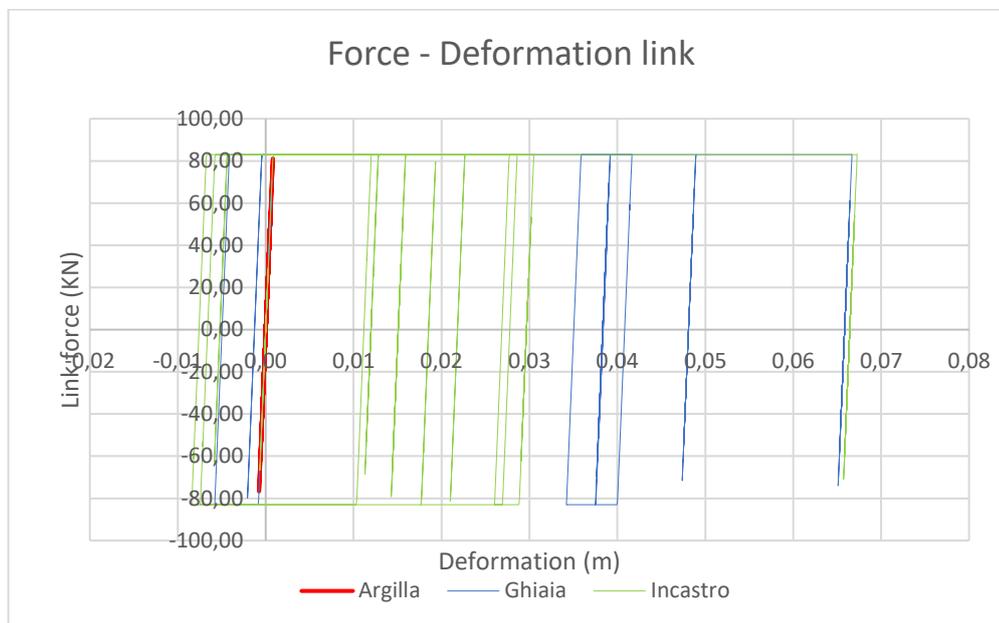


Figura 49 - Spostamento della trave al variare della tipologia di terreno, $H=8$ m, sezioni 60×60

In definitiva nella modellazione proposta lo spostamento della trave dipende dalla rigidità delle colonne e dalla deformabilità del terreno. Nel seguito si considera il telaio con colonne 60×60 e terreno ghiaioso, in modo da rendere più evidenti e significativi gli effetti del sisma.

In Figura 50 viene mostrato l'effetto legato all'introduzione di una connessione rigida in termini di variazione di momento alla base del pilastro, nel telaio di altezza $H=8$ m. Nel caso in cui la connessione trave-pilastro sia modellata con una cerniera o un incastro si osserva un modesto incremento delle sollecitazioni.

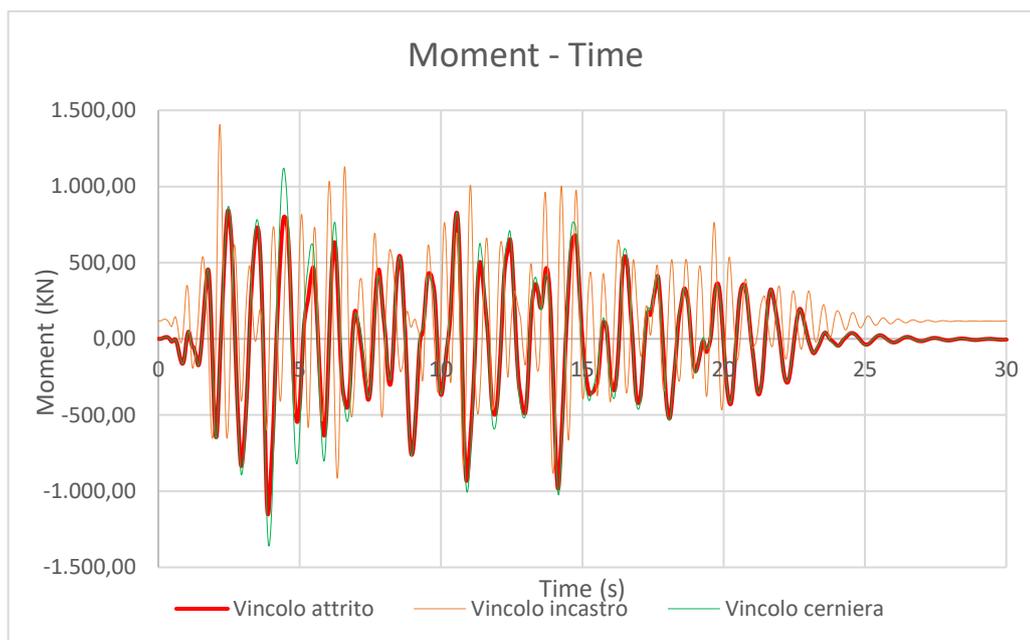


Figura 50 - Momento alla base in un telaio di altezza $H=8\text{ m}$, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso

Tale incremento delle sollecitazioni diventa più evidente se l'altezza delle colonne viene ridotta. A tal proposito, in Figura 51 è mostrato l'andamento del momento alla base del pilastro, per un'altezza delle colonne $H=6\text{ m}$. Nel caso di vincolo di tipo cerniera il momento alla base aumenta di più del 50 %.

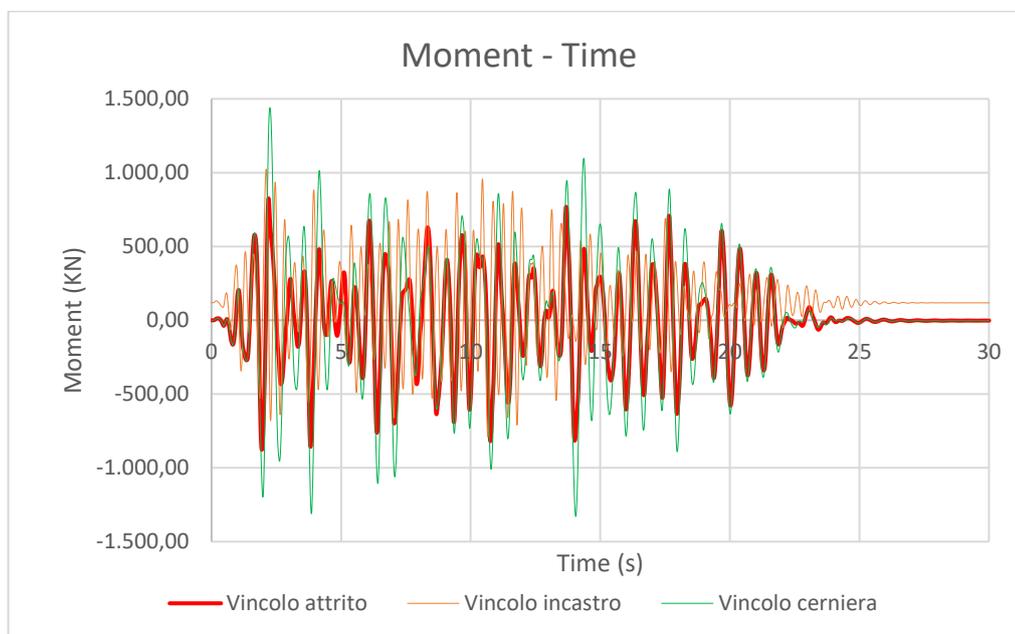


Figura 51 - Momento alla base di un telaio di altezza $H=6\text{ m}$, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso

Aumentando l'altezza delle colonne, per $H=10$ m, non si rileva alcun incremento dei momenti per effetto di una modifica del vincolo. L'aumento della deformabilità elimina lo slittamento della trave e, se viene introdotto un vincolo rigido, non si hanno variazioni in termini di momento massimo (Figura 52).

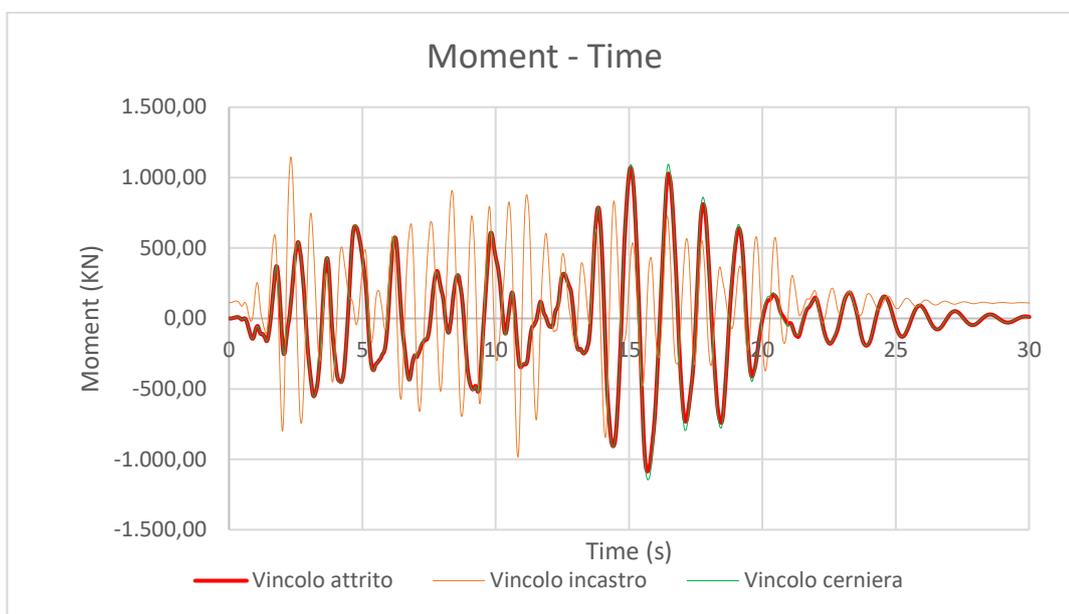


Figura 52 - Momento alla base di un telaio di altezza $H=10$ m, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso

In modo analogo a quanto fatto finora, vengono mostrati adesso i grafici relativi alla variazione del taglio alla base, in seguito all'introduzione di un irrigidimento. La presenza di un vincolo cerniera produce un incremento delle sollecitazioni di piccola entità. L'introduzione di un vincolo di tipo incastro comporta, invece, un notevole incremento delle sollecitazioni (Figura 53).

Riducendo l'altezza delle colonne, per $H=6$ m, si osserva un aumento del taglio alla base, anche nel sistema con connessione di tipo cerniera (Figura 54).

Infine nel caso in cui l'altezza H è pari a 10 m, l'introduzione di una cerniera non produce alcuna variazione rispetto al caso con connessione ad attrito, mentre l'introduzione di un incastro comporta un incremento del taglio del 100% (Figura 55).

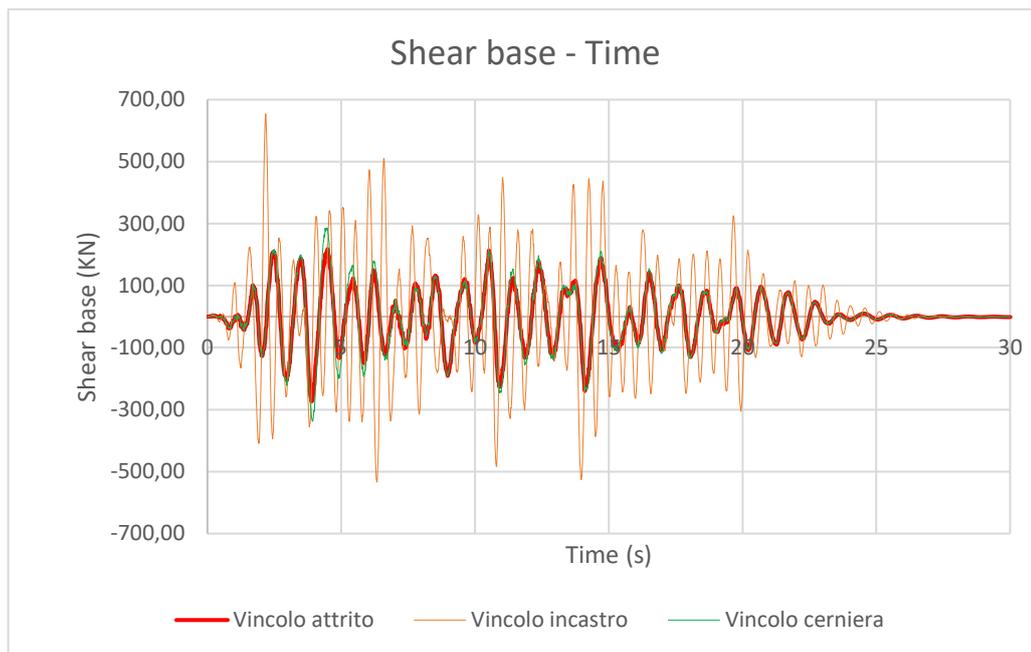


Figura 53 - Taglio alla base in un telaio di altezza $H=8\text{ m}$, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso

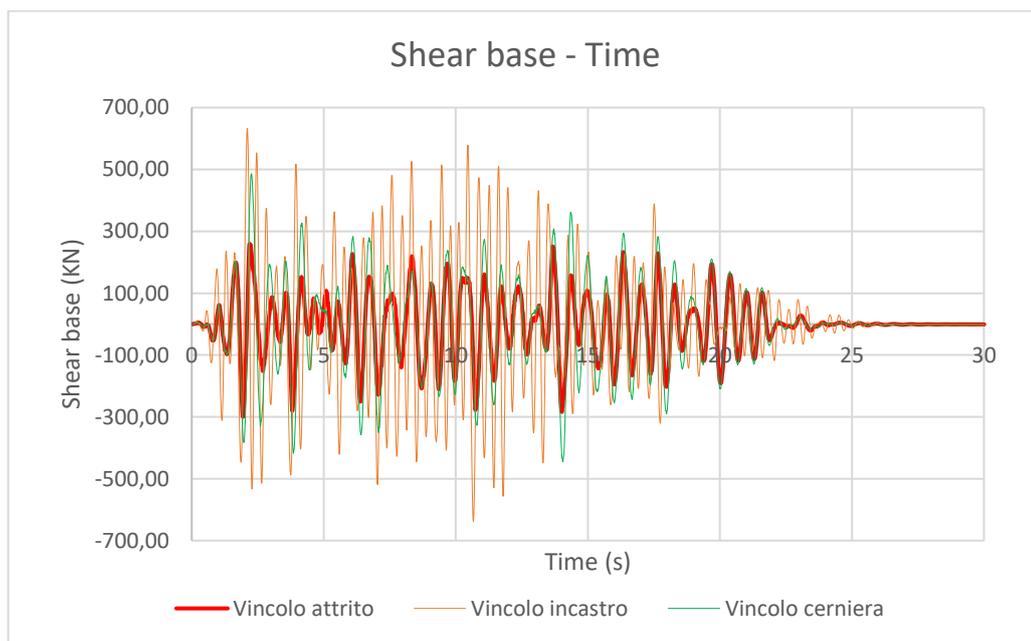


Figura 54 - Taglio alla base in un telaio di altezza $H=6\text{ m}$, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso

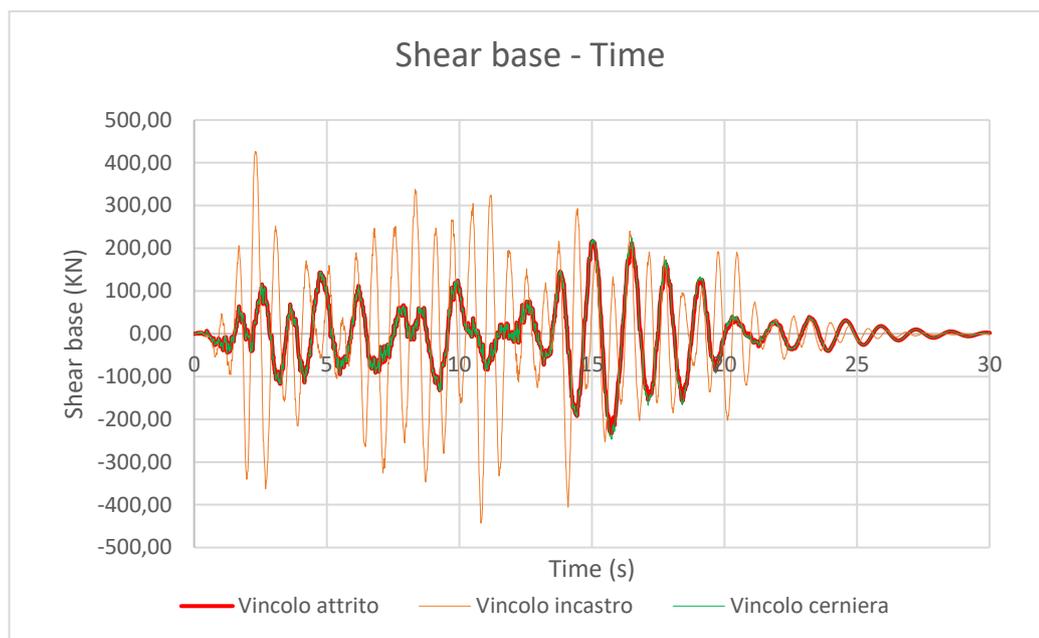


Figura 55 - Taglio alla base in un telaio di altezza $H=10$ m, $\mu=0,3$ e terreno ghiaioso

Dai risultati delle analisi risulta evidente che, se i pilastri non posseggono una adeguata riserva di resistenza, l'incremento delle sollecitazioni dovute all'introduzione di un vincolo rigido, in corrispondenza del nodo trave-pilastro, può condurre al collasso dell'intera struttura.

Si riportano adesso le curve che rappresentano il taglio trasferito alla base in funzione dello spostamento del nodo nella mezzeria della trave, per i telai di altezza pari rispettivamente a 8, 6 e 10 m.

Nel telaio con connessione ad attrito il taglio alla base cresce o decresce in modo lineare in funzione dello spostamento della trave. Il taglio massimo dipende essenzialmente dalla forza che può essere trasferita per attrito dalla trave al pilastro.

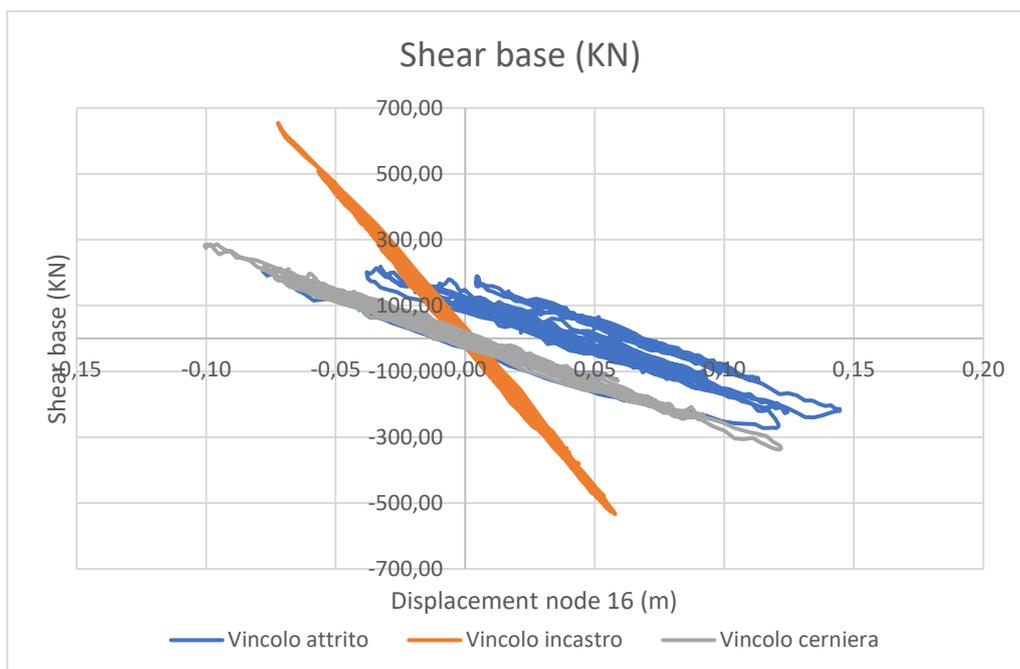


Figura 56 – Taglio alla base in funzione dello spostamento, terreno ghiaioso, $H=8$ m, sezione 60x60

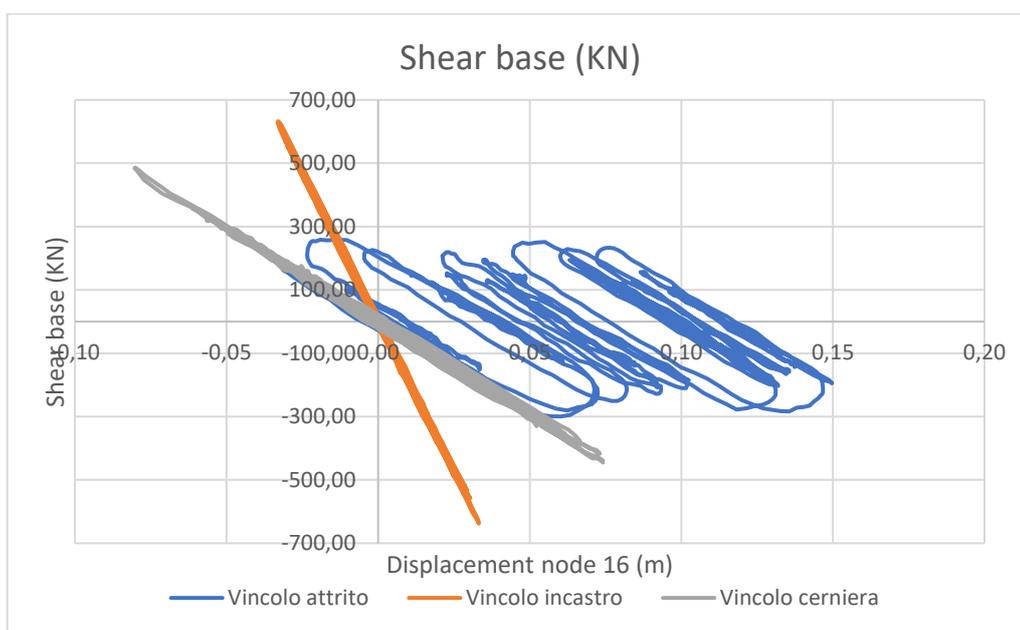


Figura 57 - Taglio alla base in funzione dello spostamento, terreno ghiaioso, $H=8$ m, sezione 60x60

Nel caso di un sistema molto deformabile (Figura 58) l'introduzione di una cerniera non produce alcun effetto sulla struttura. Le curve del taglio del sistema con vincolo ad attrito e quella del sistema con vincolo a cerniera sono interamente sovrapposte.

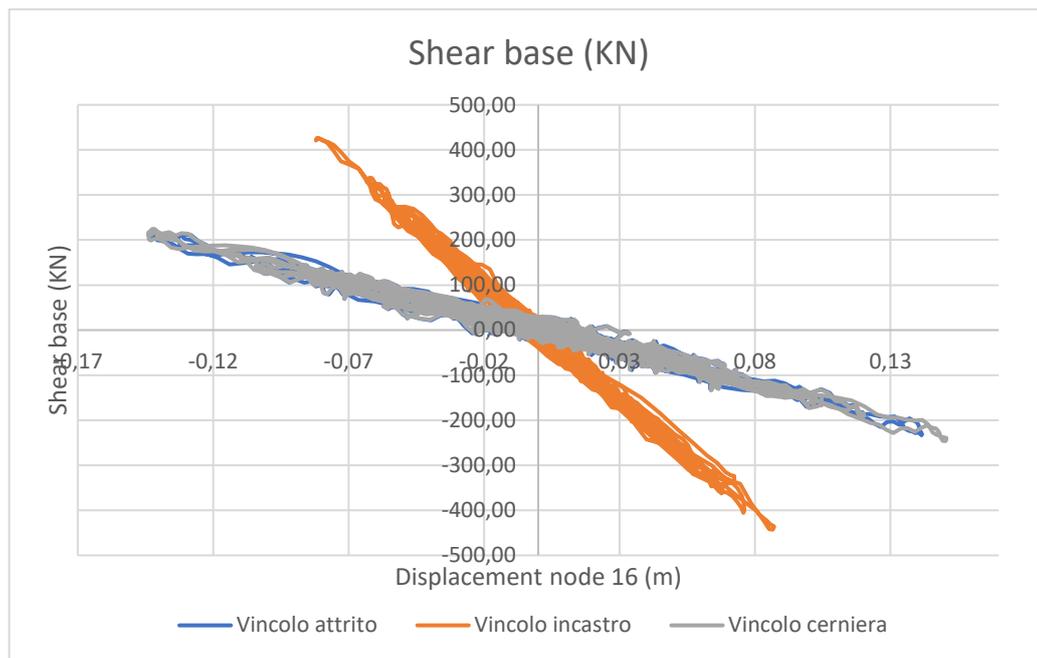


Figura 58 - Taglio alla base in funzione dello spostamento, terreno ghiaioso, $H=8$ m, sezione 60x60

3. Sistema di appensione

Precedentemente è stato discusso il problema relativo alla vulnerabilità dei capannoni industriali costruiti senza l'ausilio di criteri antisismici. In questo capitolo viene proposto lo studio di un sistema di appensione per l'adeguamento sismico di tali strutture. Vengono dapprima descritti, in maniera generale, i criteri sui quali si basa tale sistema e poi viene proposto lo studio di alcuni schemi per capire qual è l'entità delle forze che entrano in gioco. Viene quindi effettuato un dimensionamento di massima per una valutazione dei costi.

3.1. Caratteristiche generali

L'idea è quella di appendere gli elementi di copertura, mediante dei ganci, a delle funi che sono ancorate ad una struttura reticolare in acciaio, esterna all'edificio preesistente. L'obiettivo di tale intervento è quello di salvaguardare le vite umane, limitando nel contempo i danni alle apparecchiature o attrezzature che possono esser presenti all'interno del capannone. Sfruttando tale sistema di appensione, qualora in seguito al sisma la copertura crollasse, questa rimarrebbe sospesa nella sua configurazione spaziale.

Lo studio effettuato si basa su due principi:

- Il capannone non deve subire alcuna modifica nello schema statico. È chiaro infatti che gli elementi strutturali sono stati dimensionati con riferimento a determinate sollecitazioni. Modificare lo schema statico può voler dire peggiorare il comportamento sismico.
- I costi devono essere contenuti così da motivare la realizzazione di tale intervento piuttosto che la ricostruzione dell'intero edificio

3.2. Il caso studio

La struttura oggetto dello studio di questa Tesi è un capannone industriale monopiano. È realizzata in calcestruzzo armato prefabbricato e presenta dimensioni in pianta di 125x27 m. Nella direzione longitudinale la struttura presenta 11 campate, con un interasse di 12,5 m.

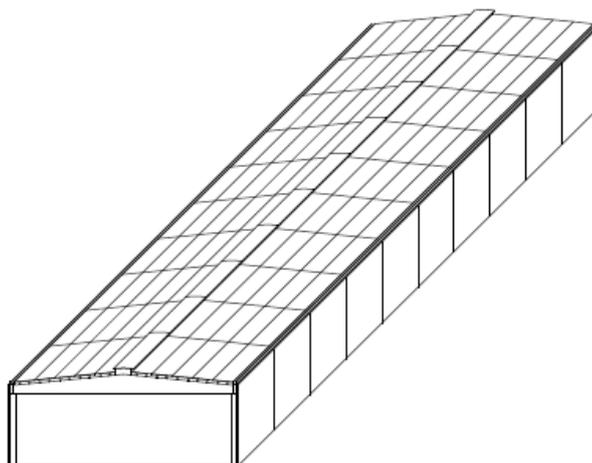


Figura 59 - Assonometria capannone

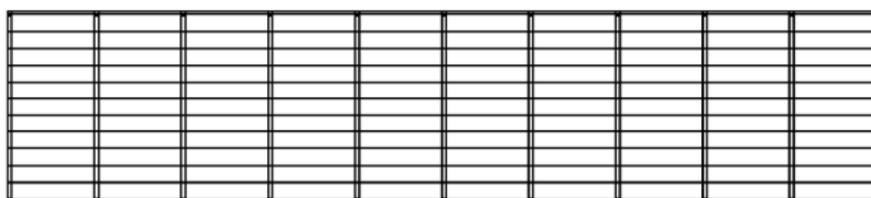


Figura 60 - Pianta capannone

3.2.1. Proprietà geometriche e carichi

Le travi, a doppia pendenza, hanno una luce pari a 27 m. Le sezioni minime e massime hanno altezza di 1,05 m e 2,35 m, la pendenza è pari al 10%. Ciascuna trave ha un peso pari a 290 KN.

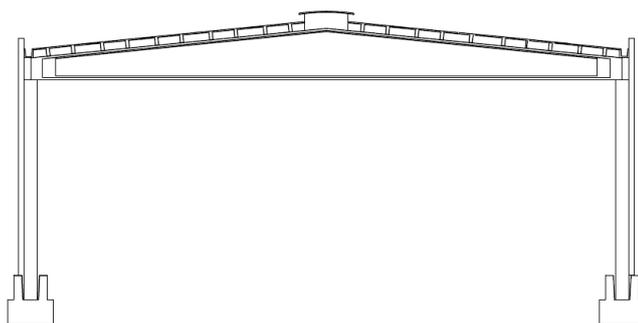


Figura 61 - Sezione del capannone

I tegoli di copertura sono binervati e hanno dimensioni in pianta pari a 2,5 x 12,5 m. Il loro peso è uguale a 2,4 KN/m².

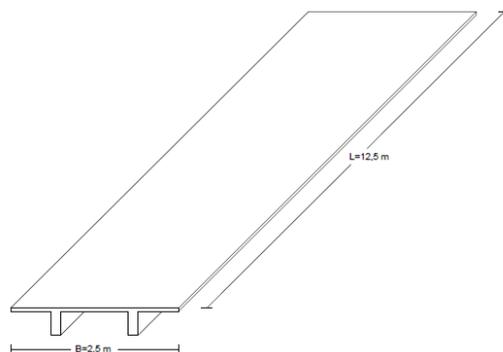


Figura 62 - Tegolo di copertura

I pilastri hanno una sezione quadrata di 60x60 cm e sono vincolati al suolo con dei plinti a bicchiere. Il collegamento è realizzato tramite riempimento con malta cementizia e spessoramento di 5 cm alla base del bicchiere.

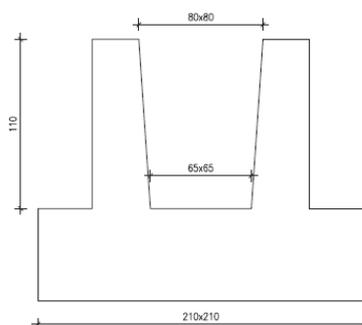


Figura 63 - Plinto a bicchiere

3.3. Sistema “Stendino”

Il primo sistema studiato è composto da una struttura reticolare metallica, realizzata con tubi a sezione circolare, alla quale vengono agganciate delle funi. Tali funi sostengono gli elementi di copertura che crollano per effetto del sisma.

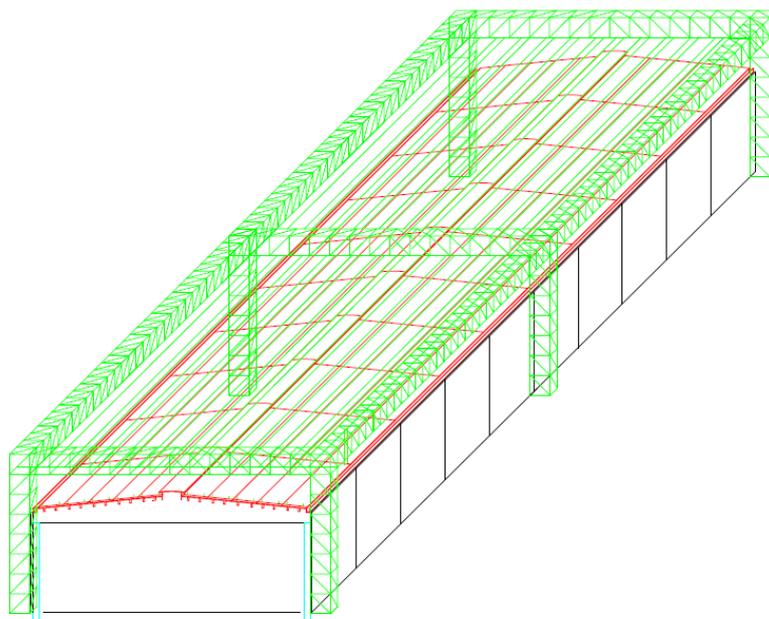


Figura 64 - Sistema "Stendino"

I cavi sono disposti nella direzione longitudinale del capannone e passano attraverso dei ganci inseriti in prossimità degli spigoli di ciascun tegolo, come mostrato in Figura 65.



Figura 65 - Sezione trasversale tegolo con ganci per l'appensione

Ogni cavo sostiene quindi il tegolo, nella direzione longitudinale, per 2 punti. I telai trasversali sono collegati mediante travi longitudinali.

Il procedimento seguito per effettuare lo studio è il seguente:

- Analisi meccanismo distribuzione delle sollecitazioni
- Definizione caratteristiche geometriche e predimensionamento
- Modellazione e calcolo delle sezioni
- Valutazione dei costi

3.3.1. Descrizione sistema distribuzione degli sforzi

Per effettuare il predimensionamento prima di tutto è necessario capire quali sono le azioni e come queste agiscono sulla struttura. In questo paragrafo viene descritto, in linea generale, il sistema di distribuzione degli sforzi. Si rimanda ai paragrafi successivi per una analisi più dettagliata sul dimensionamento dei singoli elementi.

Il punto di partenza è rappresentato dall'analisi delle funi. Si fa riferimento alla condizione in cui il cavo è soggetto ad un carico distribuito che equivale al peso degli elementi di copertura che sostiene. L'obiettivo è determinare le reazioni alle estremità del cavo con le quali dimensionare la trave principale. Poiché il carico agente è lo stesso su ciascun cavo, le reazioni alle estremità non variano. Sulla trave agisce quindi un carico distribuito, che dipende dalle forze applicate sulla fune ma anche dalla configurazione iniziale di quest'ultima.

Le travi longitudinali, che collegano i telai, sono sollecitate a compressione ed equilibrano gli sforzi di trazione delle funi.

I pilastri sono sollecitati da forze verticali che dipendono dal numero di telai che compongono la struttura reticolare.

3.3.2. Funi

Cenni teorici

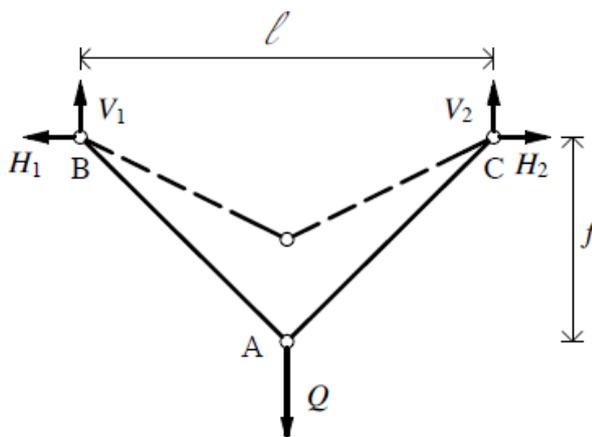
Le funi sono elementi strutturali resistenti solamente a trazione e dotati di rigidità flessionale nulla. Per effetto di un carico esterno la fune assume una configurazione deformata che prende il nome di funicolare. La forma della funicolare dipende sia dall'intensità del carico che dalla sua posizione e riveste particolare importanza. La

condizione di equilibrio è analizzata infatti con riferimento alla configurazione deformata.

Non essendo più valida l'ipotesi di piccoli spostamenti, in generale, lo studio delle funi richiede che venga effettuata un'analisi non lineare. La non linearità è di tipo geometrico e la soluzione si ricava aggiornando di volta la volta la geometria dell'elemento. Si effettua quindi una analisi in grandi spostamenti.

L'entità delle forze che nascono nella fune, o delle reazioni agli estremi, è funzione della freccia e della luce della funicolare ma anche dell'intensità dei carichi e della loro posizione.

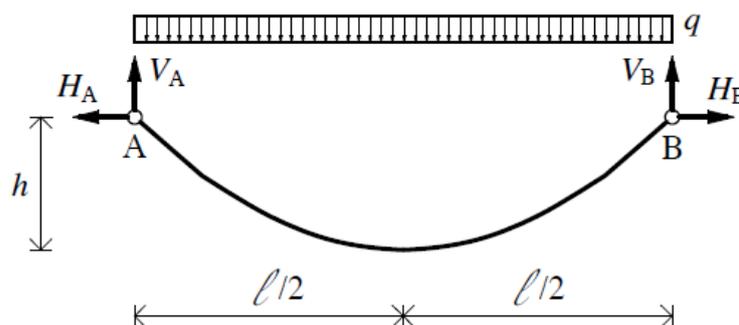
Per analizzare le condizioni di equilibrio si consideri una fune inestensibile con un carico concentrato in mezzera. È possibile scrivere 4 equazioni di equilibrio. Queste equazioni sono le 3 equazioni cardinali della statica più una equazione ausiliaria di equilibrio alla rotazione di una porzione della struttura.



$$\begin{cases} V_1 + V_2 - Q = 0 \\ H_1 - H_2 = 0 \\ -V_1 l + Q \frac{l}{2} = 0 \\ -V_1 \frac{l}{2} + H_1 \cdot f = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} V_1 = V_2 = \frac{Q}{2} \\ H_1 = H_2 = \frac{Ql}{4f} \end{cases}$$

Si osserva che le reazioni verticali dipendono dall'entità del carico, mentre quelle orizzontali dipendono anche dal rapporto l/f .

Un discorso analogo può essere fatto nel caso di carico distribuito.



$$\left\{ \begin{array}{l} V_A + V_B - ql = 0 \\ H_A - H_B = 0 \\ -V_A l + ql \frac{l}{2} = 0 \\ H_A h - V_A \frac{l}{2} + q \frac{l}{2} \frac{l}{4} = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} V_A = V_B = q \frac{l}{2} \\ H_A = H_B = \frac{ql^2}{8h} \end{array} \right.$$

l/h è il rapporto di snellezza. Anche qui, si osserva che le reazioni orizzontali aumentano al diminuire della freccia e all'aumentare della luce.

Analisi

L'analisi delle funi viene condotta distinguendo le seguenti due situazioni:

- Configurazione iniziale: sul cavo agisce solo il peso proprio
- Configurazione finale: sul cavo agisce il peso dei tegoli e delle travi

Nella configurazione iniziale, quando ancora i tegoli non sono crollati, sul cavo è presente solamente un carico distribuito che è il peso proprio. Si calcola la freccia iniziale in funzione del tiro agente.

Nella configurazione finale, si suppone che in seguito al sisma tutti gli elementi di copertura siano crollati. Si applicano i carichi e si ricavano la freccia finale e i nuovi sforzi nel cavo.

Il primo passo da compiere consiste nel definire la geometria della struttura. Le travi principali vengono dimensionate con riferimento alle reazioni orizzontali dei cavi e quindi è necessario capire come variano queste reazioni con il variare della luce e della freccia dei cavi. L'obiettivo è quello di ridurre al minimo le forze orizzontali.

Per quanto riguarda la freccia iniziale, la configurazione ottimale sarebbe quella in cui il cavo è perfettamente orizzontale. Se così fosse, in seguito all'applicazione del carico della copertura, nascerebbero delle forze molto elevate. D'altra parte, nel tentativo di ridurre le sollecitazioni, non si può aumentare tale freccia oltre un certo limite, perché altrimenti i cavi intralcerbbero la geometria della struttura preesistente e non assolverebbero la loro funzione. Si devono analizzare le diverse configurazioni del cavo al variare della freccia iniziale, e poi, in funzione della freccia finale e degli sforzi ottenuti, si deve scegliere quella migliore.

Stabilito che la freccia può assumere dei valori che limitati all'interno di un certo intervallo, per ridurre gli sforzi orizzontali è necessario ridurre la luce dei cavi, e quindi occorre introdurre un certo numero di telai.

Inizialmente l'idea era quella di progettare la struttura con un numero di telai paria a 3. Sulla base delle considerazioni effettuate, viene definito un numero di telai pari a 5 ed una dimensione della maglia quadrata, della trave, pari a 3 m. La struttura presenta quindi 4 campate nella direzione longitudinale, di cui le due intermedie hanno una luce di 30 m mentre quelle più esterne hanno una luce di 27 m.

Per quanto riguarda il diametro dei cavi, questo viene scelto mediante una procedura di tipo iterativo. Attraverso un'analisi non lineare si valutano gli sforzi che nascono nel cavo per effetto dei carichi della copertura. Si verifica quindi che il carico di rottura del cavo, utilizzato per effettuare l'analisi, sia superiore al tiro agente. Se la verifica non risulta soddisfatta si incrementa il diametro fino a soddisfare la verifica.

Sebbene l'idea iniziale fosse quella di appendere i tegoli di copertura utilizzando un numero di cavi pari a 22, nel modello che verrà analizzato nel seguito ne vengono considerati solamente 9, di diametro pari a 4 cm. In questo modo il carico risulta applicato solamente in corrispondenza dei nodi della trave e quindi la reticolare è sottoposta unicamente a sforzi assiali di trazione o compressione.

Definito il numero di telai e il diametro dei cavi adesso si studia la configurazione da far assumere al cavo. A tal proposito in Figura 66 si mostra come varia il tiro orizzontale nella fune, al variare della freccia, per effetto del peso proprio. Tale curva è stata ricavata considerando dei cavi con diametro di 4 cm e un peso di 5,92 kg/m.

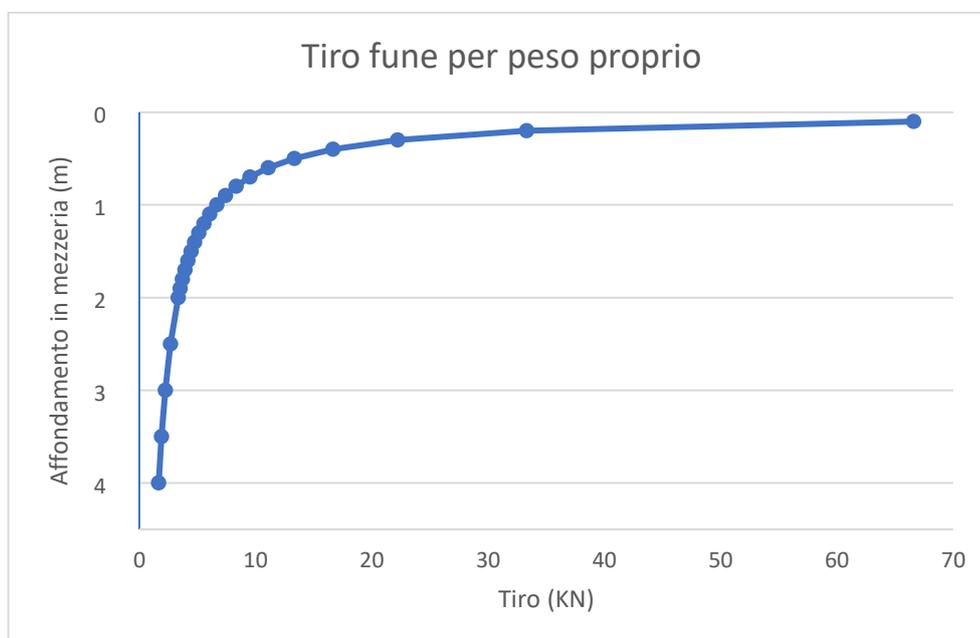


Figura 66 - Tiro fune - Freccia mezzeria del cavo

Le reazioni finali nel cavo si possono ricavare con riferimento al modello riportato in Figura 67. Nel modello la fune presenta una luce di 30 m ed è vincolata con delle cerniere. Il tiro iniziale è pari a 50 KN, quindi per effetto del peso proprio, la freccia è pari a 21,7 cm.

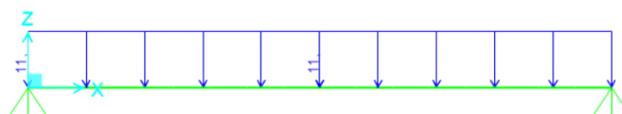


Figura 67 - Modello per il calcolo delle forze nella trave

Nella configurazione finale lo sforzo vale 1050 KN e la freccia in mezzeria è pari a 1,2 m. Il predimensionamento della trave viene effettuato considerando le reazioni riportate in Figura 68.



Figura 68 - Reazioni alle estremità del cavo

È bene osservare che per ridurre la freccia finale occorre incrementare notevolmente la tesatura iniziale. A titolo di esempio, considerando un tiro iniziale pari a 200 KN, la freccia nella configurazione finale si riduce di circa 8 cm comportando però un aumento degli sforzi di circa 50 KN. Volendo ridurre ulteriormente la freccia finale, con un tiro iniziale pari a 400 KN, si ottiene una freccia finale pari a 1,04 m ed uno sforzo di 1200 KN.

In Figura 69 si mostra come varia il tiro finale nel cavo, al variare della luce, per effetto di una tesatura iniziale pari a 50 KN.



Figura 69 - Reazioni nel cavo per effetto del carico della copertura

3.3.3. Dimensionamento delle travi

Cenni sulle strutture reticolari

Le strutture reticolari sono costituite da un insieme di aste, connesse tra loro mediante dei nodi cerniera, che formano una sistema indeformabile. Il vantaggio dell'utilizzo di tali

strutture è legato alla loro economicità quando si devono superare grandi luci e quando si hanno carichi rilevanti. Se i carichi sono applicati solamente in corrispondenza dei nodi, le aste risultano soggette soltanto a sforzo assiale, e quindi sono solamente tese o compresse. Una struttura reticolare è indeformabile nel piano se il suo schema è riconducibile a quello di un triangolo. Affinché la struttura rimanga indeformabile anche nello spazio, occorre che le aste vengano assemblate in modo da creare una struttura tetraedrica.

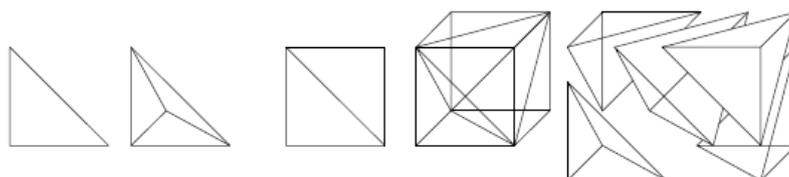


Figura 70 – Esempi di struttura reticolare piana e 3D

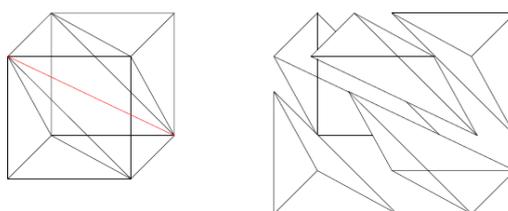


Figura 71 - Esempio di struttura reticolare

È interessante osservare che nella struttura mostrata in Figura 71 è necessario inserire un diagonale spaziale per evitare che la struttura diventi labile, mentre nella reticolare in Figura 70 la presenza dei diagonali esterni costituisce una condizione sufficiente.

Il dimensionamento si effettua considerando il carico applicato nei nodi e convertendo il peso proprio in carichi nodali. Assimilando la reticolare ad una trave, si calcola il momento flettente, e considerando una altezza pari a $L/10$, si calcolano gli sforzi con cui dimensionare corrente teso e compresso. Uno schema della trave reticolare è riportato di seguito in Figura 72. In funzione dell'orientamento dei carichi e dei diagonali, questi possono lavorare a trazione o a compressione. In questo caso, per effetto dei carichi diretti secondo la gravità, i diagonali esterni contenuti nei piani verticali sono sollecitati a trazione.

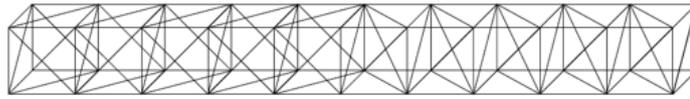


Figura 72 – Schema della trave reticolare

Analisi

Considerando le reazioni dei cavi ricavate nella configurazione con 5 telai, nascono degli sforzi assiali nei correnti molto elevati. Il tiro orizzontale dei cavi, pari a 1050 KN, applicato sulla trave di 30 metri, in corrispondenza dei nodi che hanno un interasse di 3 m, produce un momento che è circa 35000 KNm. Il problema di questi sforzi elevati è legato alla luce della trave trasversale. Per limitare tali sforzi vengono inserite delle ulteriori travi longitudinali. In tal modo le travi longitudinali diventano 4 e il loro dimensionamento viene effettuato considerando gli sforzi di compressione necessari per equilibrare i tiri delle funi. Una volta che il sistema di forze orizzontali risulta auto equilibrato, la trave principale viene dimensionata considerando le sollecitazioni indotte dalle reazioni verticali delle funi e dal peso proprio degli elementi.

3.3.4. Dimensionamento dei pilastri

Noto il carico della copertura e il numero di colonne che compongono la struttura un dimensionamento di massima, può essere effettuato considerando la resistenza a compressione.

3.3.5. Modellazione

Per realizzare il modello della struttura l'iter è il seguente:

- Definizione dei materiali e delle proprietà delle sezioni
- Disegno degli elementi “frame” e “cable”
- Definizione dei vincoli
- Definizione dei carichi, casi di carico, e combinazioni
- Analisi

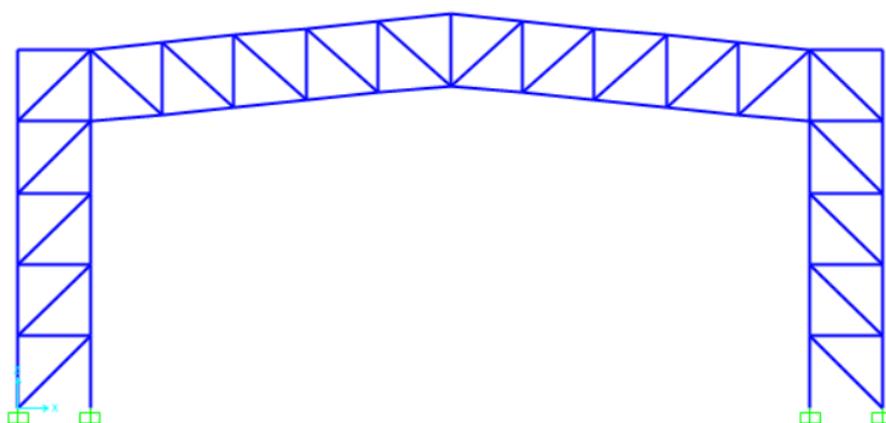


Figura 73 - Modello telaio SAP2000

Vengono identificate due tipologie di sezioni che sono quelle dei correnti e quelle dei diagonali e montanti. Le sezioni dei correnti vengono calcolate sulla base dei criteri di predimensionamento esposti precedentemente, mentre le sezioni di diagonali e montanti vengono definite automaticamente dal programma SAP2000. Le aree delle sezioni variano a seconda che l'elemento considerato sia una colonna o una trave, principale o longitudinale, di bordo o intermedia. Le sezioni calcolate sono riportate in Tabella 3. L'acciaio utilizzato è un S355.

PREDIMENSIONAMENTO	Area	d	s
-	cm ²	mm	mm
Corrente colonne	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonne	10,7	88,9	4
Corrente trave I bordo	33,6	210,1	5
Elemento secondario trave I bordo	10,7	88,9	4
Corrente trave I intermedia	63,1	406,4	5
Elemento secondario trave I intermedia	10,7	88,9	4
Corrente trave II bordo	15,5	114,3	4,5
Elemento secondario trave II bordo	10,7	88,9	4
Corrente trave II intermedia	15,5	114,3	4,5
Elemento secondario trave II intermedia	10,7	88,9	4

Tabella 3 - Sezioni predimensionamento sistema stendino

Le caratteristiche geometriche della struttura reticolare sono riassunte in Tabella 4.

Caratteristiche geometriche		
Trave trasversale		
L	m	30
h	m	3
b	m	3
s	m	3
Pilastro		
H	m	15
h	m	3
b	m	3
s	m	3
Trave longitudinale		
L1	m	30
L2	m	27
h	m	3
b	m	3
s	m	3
Cavi		
d	cm	4

Tabella 4 – Proprietà geometriche sistema stendino

Per quanto riguarda i vincoli, le aste sono incernierate alle estremità e ogni telaio è vincolato alla base mediante degli incastrati.

Definita la geometria della struttura, le aree delle sezioni e la configurazione dei cavi, si può procedere con il calcolo.

L'analisi viene svolta applicando sui cavi un carico distribuito pari alla somma del peso proprio e del carico della copertura, che nel caso in esame vale 11 KN/m. Nella configurazione iniziale i cavi sono tesi con un tiro pari a 50 KN. La configurazione deformata e la tensione agente sul cavo dipende dai carichi applicati e dal comportamento della struttura durante le analisi.

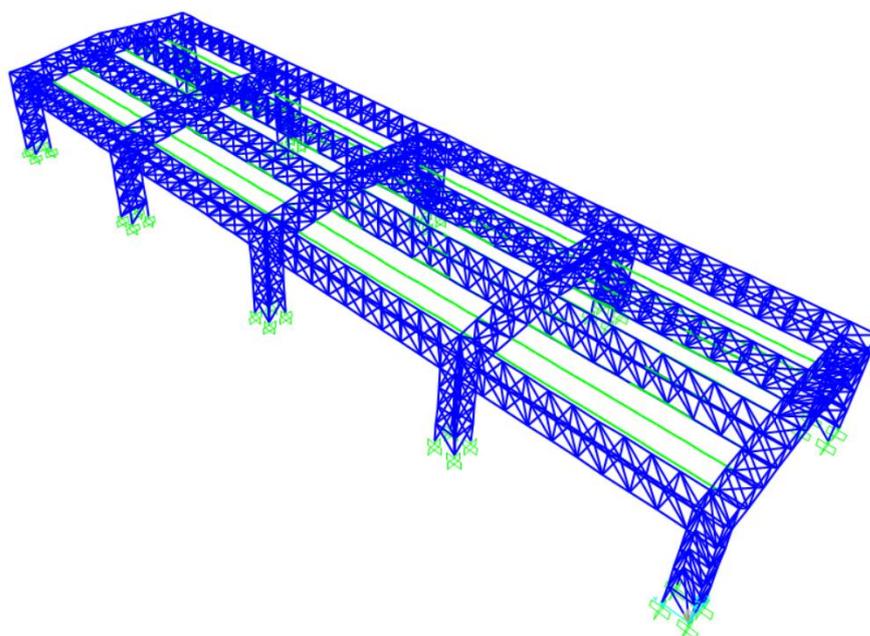


Figura 74 - Modello struttura SAP2000

In funzione delle sollecitazioni ottenute a seguito dell'analisi le aree delle sezioni vengono ricalcolate in modo da verificare la resistenza a compressione. Le sezioni ottenute sono riportate di seguito.

Sezione	Area	d	s
-	cm ²	mm	mm
Corrente colonne	25,7	168,3	5
Elemento secondario colonne	10,7	88,9	4
Corrente trave I bordo	33,6	219,1	5
Elemento secondario trave I bordo	15,4	139,7	3,6
Corrente trave I intermedia	63,1	406,4	5
Elemento secondario trave I intermedia	23,2	168,3	4,5
Corrente trave II bordo	19,1	139,7	4,5
Elemento secondario trave II bordo	10,7	88,9	4
Corrente trave II intermedia	52,8	273	6
Elemento secondario trave II intermedia	10,7	88,9	4

Tabella 5 - Sezioni sistema stendino

Dalle analisi emerge che i telai maggiormente sollecitati sono quelli intermedi. Un andamento qualitativo delle sollecitazioni è riportato in Figura 75.

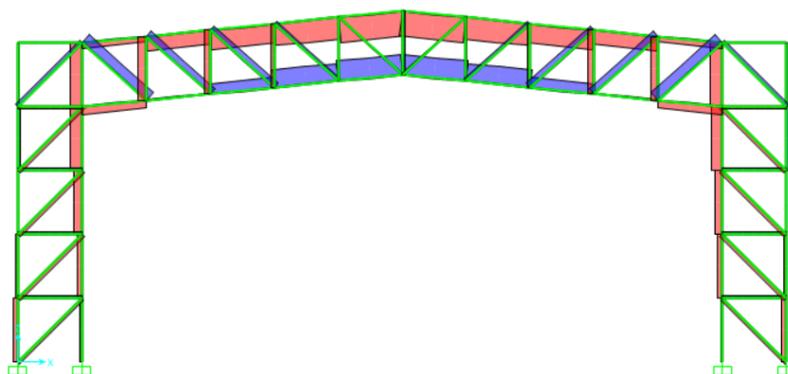


Figura 75 - Sforzi assiali nel telaio intermedio

In Figura 76 viene mostrato l'andamento degli sforzi di compressione sulla trave longitudinale. La trave più sollecitata è quella intermedia e lo sforzo massimo nel corrente inferiore vale 1690 KN.

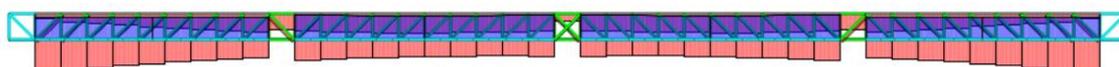


Figura 76 - Sforzi di compressione sulla trave longitudinale intermedia $X=12m$

Sul cavo più sollecitato, nel tratto intermedio di luce pari a 30 m, agisce uno sforzo di trazione massimo pari a 1380 KN. La freccia in mezzeria è pari a 1,27 m.



Figura 77 - Sezione longitudinale, $X=12 m$

In Tabella 6 sono riportati i valori massimi degli sforzi di compressione ricavati su ciascun elemento strutturale

Elemento	Unità di misura	Valore
Corrente colonne	KN	800
Elemento secondario colonne	KN	350
Corrente trave I bordo	KN	1030
Elemento secondario trave I bordo	KN	500
Corrente trave I intermedia	KN	2000
Elemento secondario trave I intermedia	KN	700
Corrente trave II bordo	KN	500
Elemento secondario trave II bordo	KN	150
Corrente trave II intermedia	KN	1690
Elemento secondario trave II intermedia	KN	280

Tabella 6 - Sforzi massimi sugli elementi della struttura

3.3.6. Analisi dei costi

Sulla base delle sezioni calcolate è stata effettuata una analisi dei costi.

Note le lunghezze dei singoli elementi che definiscono la trave o la colonna, si determina il volume di acciaio per unità di lunghezza V'_{ELE} . Tale quantità, moltiplicata per la lunghezza dell'elemento considerato L_{ELE} , restituisce il volume effettivo di acciaio.

$$V'_{ELE}[L^3/L] = \frac{4 L_{COR}A_{COR} + 4 L_{DIA}A_{DIA} + 4 L_{MON}A_{MON} + L_{DIA-INT} A_{DIA} + L_{DIA-SPAZ}A_{DIAG}}{L_{COR}}$$

$$V_{ELE}[L^3] = V'_{ELE} (L^3/L) L_{ELE} (L)$$

Dal prodotto del costo unitario per il volume e per il peso specifico dell'acciaio, si ottiene il costo C_{ELE} del singolo elemento strutturale.

$$C_{ELE}[euro] = C_{UNITARIO} \left(\frac{euro}{kg} \right) V_{ELE}(m^3) \rho_{ACCIAIO} \left(\frac{kg}{m^3} \right)$$

Effettuando questa operazione per tutte le travi ed i pilastri della struttura e sommando i risultati si ottiene il costo totale C_{TOT} .

$$C_{TOT} = \sum_1^n C_{ELE} \text{ con } n = \text{numero di elementi}$$

Avendo assunto per l'acciaio un prezzo pari a 5 euro/kg, le analisi effettuate hanno fornito i seguenti risultati.

	Unità di misura	Costo
Colonne	euro	112943
Travi I intermedie	euro	194087
Travi I di bordo	euro	78084
Travi II intermedie	euro	311598
Travi II di bordo	euro	190966

Tabella 7 - Costi della struttura

Il costo totale è pari a 887 mila euro. Gli studi non sono stati approfonditi in quanto, già da questo studio preliminare, risulta evidente che nell'ottica di realizzare un sistema che risulti economico questo sistema non soddisfa affatto la richiesta.

3.4. Sistema con pendini

Tale sistema prevede che vengano realizzati dei telai in corrispondenza di ciascuna trave del capannone. I telai sono di tipo reticolare e sono collegati da travi longitudinali. Gli elementi di copertura che crollano in seguito al sisma rimangono sospesi grazie alle funi verticali. Uno schema della struttura è riportato in Figura 78, mentre in Figura 79 è riportato il modello tridimensionale.

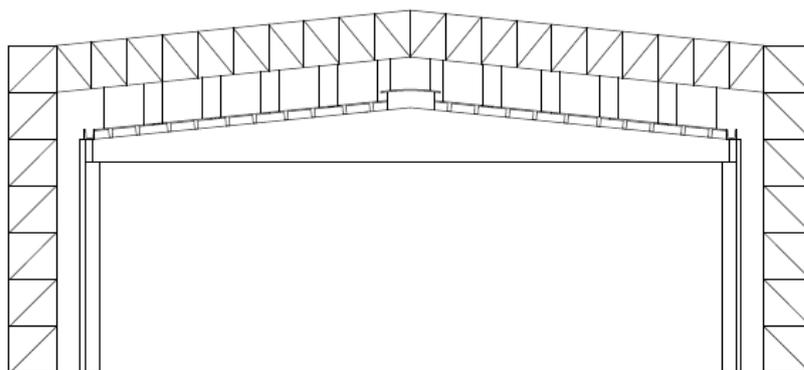


Figura 78 – Sistema di appensione con pendini

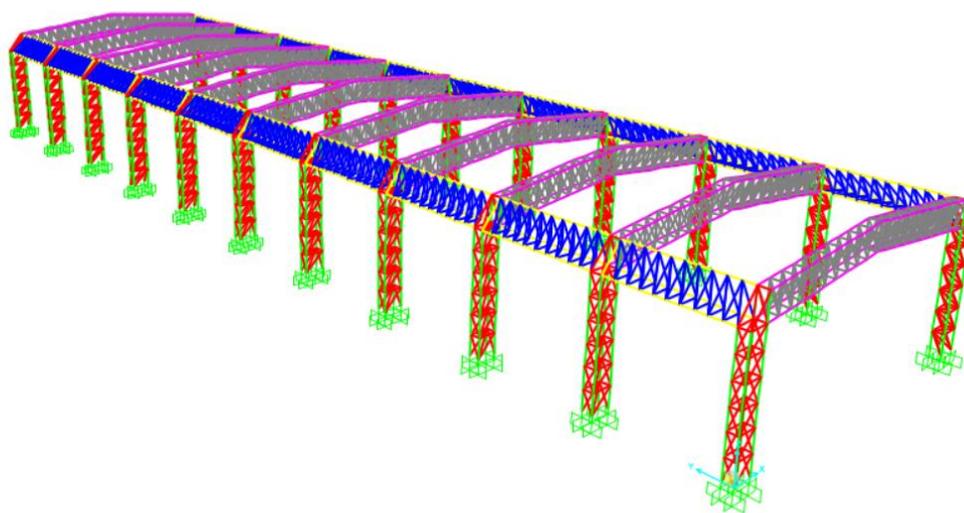


Figura 79 - Modello tridimensionale con pendini

3.4.1. Analisi del sistema di distribuzione degli sforzi

Il dimensionamento della struttura viene effettuato con riferimento alla configurazione nella quale tutta la copertura è crollata.

Assimilando la reticolare ad una trave questa è soggetta a flessione. La copertura infatti è appesa mediante delle funi verticali e quindi il carico è uniformemente distribuito. Noto il momento massimo nella trave e definita l'altezza della reticolare si calcolano gli sforzi nei correnti e quindi le aree delle sezioni.

Le colonne sono compresse e quindi un dimensionamento di massima dei correnti può esser fatto in funzione della resistenza a compressione.

Le travi longitudinali hanno la funzione di collegare i vari telai. Nelle analisi svolte non è stata considerata la presenza delle forze orizzontali e quindi a queste travi è stata assegnata una sezione minima pari a $2,54 \text{ cm}^2$ al solo scopo di poter effettuare una valutazione dei costi.

3.4.2. Modellazione e calcolo delle sezioni

Per realizzare il modello della struttura l'iter è il seguente:

- Definizione dei materiali e delle proprietà delle sezioni
- Disegno degli elementi "frame"
- Definizione dei vincoli
- Definizione dei carichi, casi di carico e combinazioni
- Analisi

Le caratteristiche geometriche della struttura sono le seguenti:

- La trave principale ha una luce pari a 30 m, un'altezza pari a 2 m ed uno spessore di 1 m. I montanti sono disposti con un passo di 1,5 m. La pendenza è 10 %.
- Le colonne hanno un'altezza di 14 m, una larghezza di 1,5 m ed uno spessore di 1 m. I montanti sono disposti con un passo pari a 2 m.

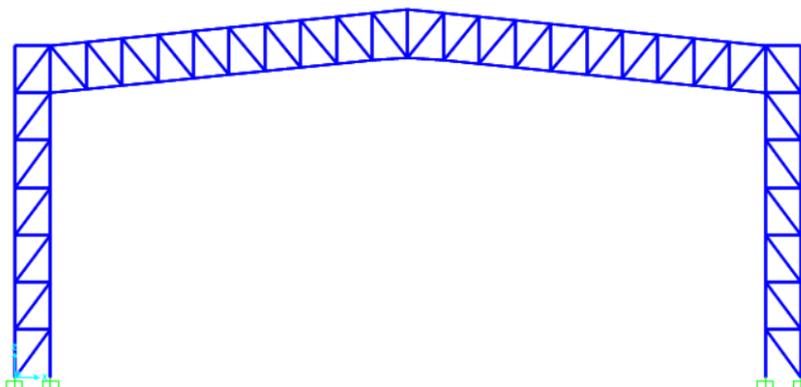


Figura 80 – Modello sistema con pendini

Le sezioni dei correnti vengono definite sulla base dei criteri esposti nel paragrafo precedente e sono riportate in Tabella 8. Le sezioni degli elementi secondari, ovvero diagonali e montanti, sono definite automaticamente dal programma in funzione della forza agente. L'acciaio utilizzato è un S355.

Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente colonna	3,94	42,4	3,2
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2
Corrente trave	33,6	219,1	5
Elemento secondario trave	10,7	88,9	4

Tabella 8 - Sezioni predimensionamento del telaio con pendini

Il peso della copertura è distribuito sulla trave ed è applicato sotto forma di forze concentrate nei nodi pari a 30 KN, che derivano dai carichi definiti nel paragrafo 3.2.1.

Calcolo delle forze	Unità di misura	Valore
Peso trave doppia pendenza	KN	290
Peso coppone	KN	75
Numero di copponi	-	11
Peso trave + copponi	KN	1115
Forza concentrata nel nodo	KN	30

Tabella 9 - Calcolo forze concentrate nei nodi

Con riferimento alla combinazione fondamentale delle azioni, queste forze assieme a quelle del peso proprio degli elementi vengono incrementate del 30 %.

Per quanto riguarda i vincoli il telaio è incastrato alla base, mentre tutte le singole aste sono incernierate.

In funzione delle sollecitazioni ottenute nella combinazione fondamentale le aree delle sezioni delle travi e dei pilastri vengono ridefinite in modo da soddisfare le verifiche di instabilità e resistenza. Le verifiche di deformabilità sono effettuate invece con riferimento alla combinazione caratteristica. (A.1.1. Sistema di appensione con pendini).

Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente colonna	23,3	168,3	4,5
Elemento secondario colonna	12,5	114,3	3,6
Corrente trave	39,5	219,1	5,9
Elemento secondario trave	10,7	88,9	4

Tabella 10 - Aree sezioni del telaio con pendini

Un andamento qualitativo delle sollecitazioni ottenute è mostrato in Figura 81. Gli sforzi massimi sui correnti della trave si trovano in mezzeria e l'intensità di questi sforzi è pari a circa 1100 KN, sia per le aste compresse che per quelle tese. Per quanto riguarda gli elementi di collegamento dei correnti, la massima forza di compressione si ha nei montanti in prossimità del nodo trave-pilastro ed è pari a 250 KN. Nei correnti delle colonne lo sforzo massimo di compressione è pari a 650 KN, mentre quello di trazione è pari a 450 KN.

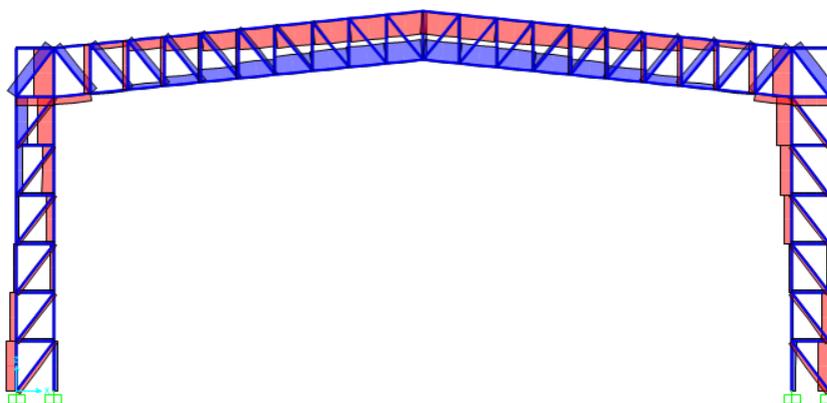


Figura 81 – Andamento degli sforzi

In Tabella 11 sono riassunti gli sforzi massimi di compressione ottenuti nei diversi elementi della struttura. Il dimensionamento è stato effettuato con riferimento a tali forze.

Elemento	Sforzo di compressione max (KN)
Corrente colonna	650
Elemento secondario colonna	300
Corrente trave	1100
Elemento secondario trave	250

Tabella 11 - Sforzi di compressione massimi nelle aste

La configurazione deformata del telaio per effetto del peso proprio e del peso della copertura è riportata in Figura 82. Il nodo centrale della trave subisce un cedimento che è pari a 13,6 cm, mentre la colonna subisce uno spostamento orizzontale di 6 mm.

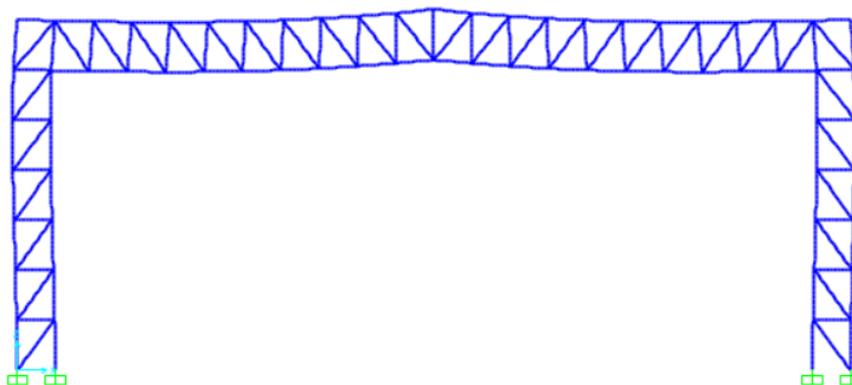


Figura 82 - Deformata sistema con pendini

3.4.3. Analisi dei costi

Il procedimento è analogo a quello descritto nel paragrafo 3.4.3. I calcoli, effettuati considerando un costo dell'acciaio pari a 5 euro/kg, sono riportati in Allegato (A.2.1. Sistema con pendini).

L'analisi ha determinato, per la struttura in questione, un costo pari a circa 680 mila euro. Risulta evidente che le sollecitazioni sulla struttura sono troppo elevate per cui se si vogliono ridurre i costi è necessario cambiare schema statico.

3.5. Sistema strallato I

Nei paragrafi precedenti sono stati analizzati due differenti sistemi di appensione. Si è visto che il carico distribuito agente sulla trave produce delle sollecitazioni molto elevate, motivo per cui è necessario utilizzare sezioni davvero importanti.

Nell'ottica di realizzare un sistema che sia competitivo in termini di costi ma allo stesso tempo efficace da un punto di vista funzionale, si pensa di appendere la copertura utilizzando degli stralli.

Tale sistema di appensione è costituito da n telai allineati nella direzione longitudinale del capannone. Ciascun telaio sostiene il peso di una fila di tegole ed è posto in corrispondenza della mezzeria di questi. Gli elementi di copertura, che crollano per effetto dell'azione sismica, rimangono sospesi nella loro configurazione spaziale attraverso dei cavi ancorati in corrispondenza dei nodi trave-pilastro (Figura 83).

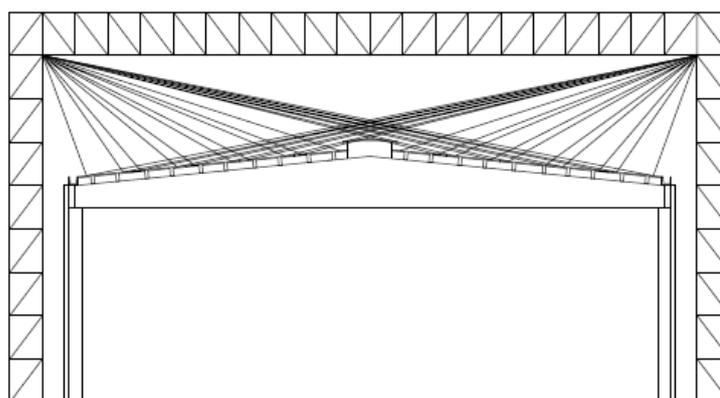


Figura 83 – Vista frontale sistema strallato

Su ciascun tegolo vengono disposti 4 ganci, uno in prossimità di ogni spigolo. In questo modo è possibile appendere il tegolo mediante quattro cavi, ognuno dei quali passa in corrispondenza di un gancio.

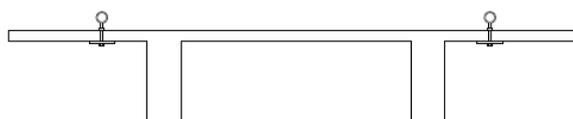


Figura 84 – Schema con ganci per passaggio funi

In Figura 85 è mostrata una sezione del tegolo con i ganci per l'appensione mentre in Figura 84 è riportato uno schema della struttura vista dall'alto.

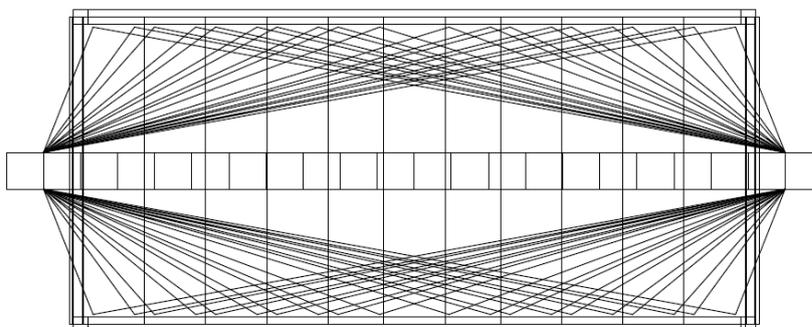


Figura 85 – Sistema strallato vista dall'alto

3.5.1. Analisi sistema di trasferimento degli sforzi

Il dimensionamento della struttura viene sempre effettuato con riferimento alla configurazione nella quale tutta la copertura è crollata.

Gli stralli riportano il carico della copertura in corrispondenza delle estremità della trave facendo sì che questa risulti interamente compressa. Questi sforzi di compressione dipendono dall'altezza delle colonne e sono tanto maggiori quanto minore è l'inclinazione degli stralli rispetto al piano orizzontale.

Per un dimensionamento di massima, l'area dei correnti delle colonne può essere definita considerando la resistenza a compressione. Per definire invece le sezioni della trave occorre conoscere gli sforzi di compressione alla questa è sottoposta, che dipendono dai tiri nelle funi. Alla trave vengono inizialmente assegnate delle sezioni uguali a quelle delle colonne e poi, in funzione delle sollecitazioni ottenute nel modello, si modificano le aree sino ad ottenere la verifica degli elementi.

Le travi longitudinali hanno la funzione di collegare i vari telai. Nelle analisi svolte non è stata considerata la presenza delle forze orizzontali e quindi a queste travi è stata assegnata una sezione minima pari a $2,54 \text{ cm}^2$ al solo scopo di poter effettuare una valutazione dei costi.

3.5.2. Modellazione e calcolo delle sezioni

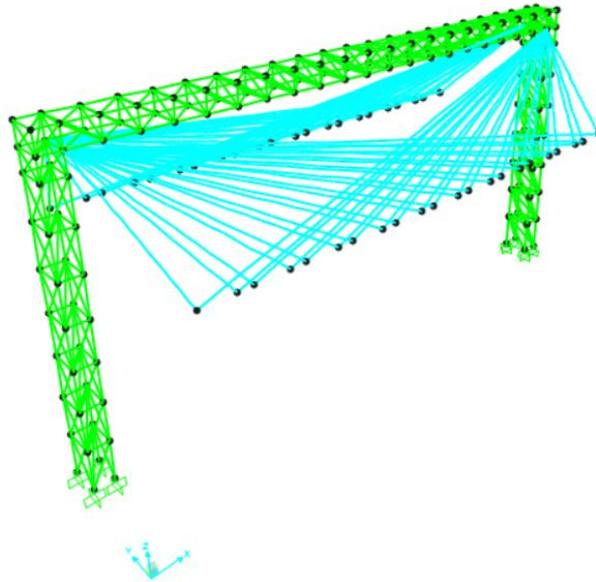


Figura 86 - Sistema appensione strallato

Per realizzare il modello della struttura l'iter è il seguente:

- Definizione dei materiali e delle proprietà delle sezioni
- Disegno degli elementi "frame" e "cable"
- Definizione dei vincoli
- Definizione dei carichi, casi di carico e combinazioni
- Analisi

Le caratteristiche geometriche del modello sono le seguenti:

- La trave principale ha una luce pari a 30 m, un'altezza pari a 1 m ed una larghezza di 1,5 m. I montanti sono disposti con un passo di 1,5m.
- Le dimensioni della maglia reticolare delle colonne sono pari a 2 m per l'altezza e 1,5 m per la larghezza e per lo spessore.

Considerando che i tegoli sono elementi rigidi nel piano, ciascun gruppo di 4 punti, per i quali il tegolo è appeso, viene vincolato con un vincolo di tipo "constraint". Inoltre sempre con riferimento ai vincoli, tutte le singole aste sono incernierate mentre il telaio è vincolato al suolo con degli incastrati.

Per quanto riguarda le funi, queste vengono modellate assegnando una freccia nulla nella configurazione iniziale, ovvero nella configurazione in cui il cavo è sottoposto alla sola azione del peso proprio. I cavi utilizzati hanno un diametro pari a 14 mm.

Il carico è applicato sotto forma di forze concentrate in corrispondenza dei punti di appensione dei tegoli ed è pari a 26 KN.

Calcolo delle forze	Unità di misura	Valore
Peso trave doppia pendenza	KN	290
Peso tegolo	KN	75
Numero di tegoli	-	11
Peso trave + tegoli	KN	1115
Forza concentrata	KN	26

Tabella 12 - Calcolo delle forze concentrate

L'analisi viene condotta su 6 telai con altezza differente, compresa tra 13 e 18 m. In funzione delle sollecitazioni ottenute nella combinazione fondamentale le aree delle sezioni delle travi e dei pilastri vengono ridefinite in modo da soddisfare le verifiche di instabilità e resistenza. Le verifiche di deformabilità sono effettuate invece con riferimento alla combinazione caratteristica.

Le aree delle sezioni e le relative verifiche sono riportate in Allegato (A.1.2. Sistema strallato). Di seguito vengono mostrate quelle ricavate per il telaio di altezza pari a 15 m

Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	25,7	168,3	5
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2

Tabella 13 - Sezione ricalcolate per telaio con H=15 m

In Figura 87 è riportato l'andamento degli sforzi assiali che nascono sul telaio, di altezza H=15 m, per effetto del carico della copertura. Lo sforzo massimo nei correnti della trave è pari a 800 KN ed è ottenuto incrementando i carichi del 30%, con riferimento alla combinazione fondamentale. Nei pilastri lo sforzo massimo è pari a 260 KN. Le aste che svolgono la funzione di collegamento dei correnti delle travi e delle colonne sono scariche. Sulle funi lo sforzo massimo è pari a 70 KN, ed è quindi inferiore a quello di rottura che è di 120 KN.

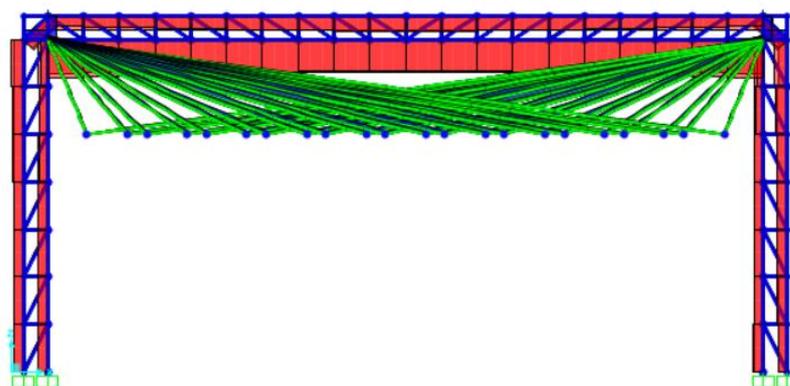


Figura 87 - Sforzi assiali sul telaio

Gli sforzi nella trave si riducono notevolmente aumentando l'altezza delle colonne. In base ai risultati delle analisi, lo sforzo di compressione vale 1630 KN nel caso in cui l'altezza delle colonne è pari a 13 m, mentre vale 400 KN nel caso in cui l'altezza delle colonne è pari a 18 m. La variazione dello sforzo di compressione nella trave è descritta in Figura 88.



Figura 88 – Sforzo di compressione nella trave

Si osserva che aumentando l'altezza del telaio da 13 a 18 m lo sforzo di compressione si riduce del 75 %.

In Figura 89 viene mostrata la configurazione deformata, del telaio con H=15 m, per effetto del peso proprio e dei carichi della copertura.

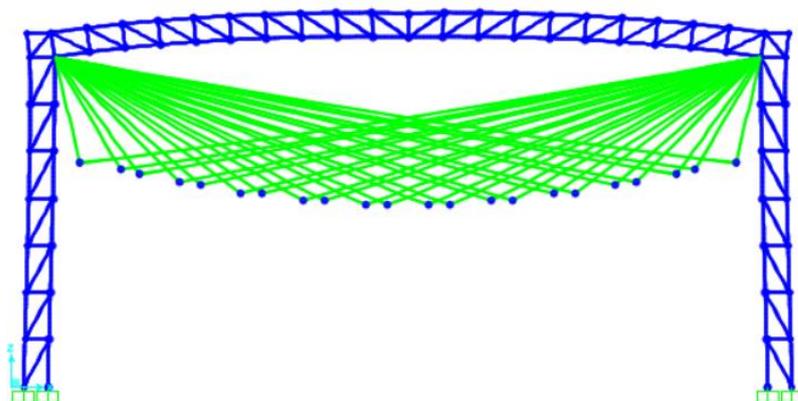


Figura 89 - Deformata del telaio

Il tegolo centrale subisce un cedimento che è pari a 17,4 cm mentre quello in prossimità della colonna subisce un cedimento di 5,1 cm. Nella seguente tabella segunete sono riportati i valori di cedimento del tegolo centrale con il variare dell'altezza del telaio.

Altezza telaio	Cedimento tegolo centrale
m	cm
13	29,43
14	19,82
15	17,36
16	9,13
17	8,5
18	6,37

Tabella 14 - Cedimento tegolo centrale

3.5.3. Analisi dei costi

Il procedimento è analogo a quello descritto nel paragrafo 3.4.3. I calcoli, svolti considerando un costo dell'acciaio e dei cavi pari rispettivamente a 5 euro/kg e 3 euro/m, sono riportati in Allegato (A.2.2. Sistema strallato I).

In Figura 90 si mostra come varia il costo della trave con l'altezza delle colonne.

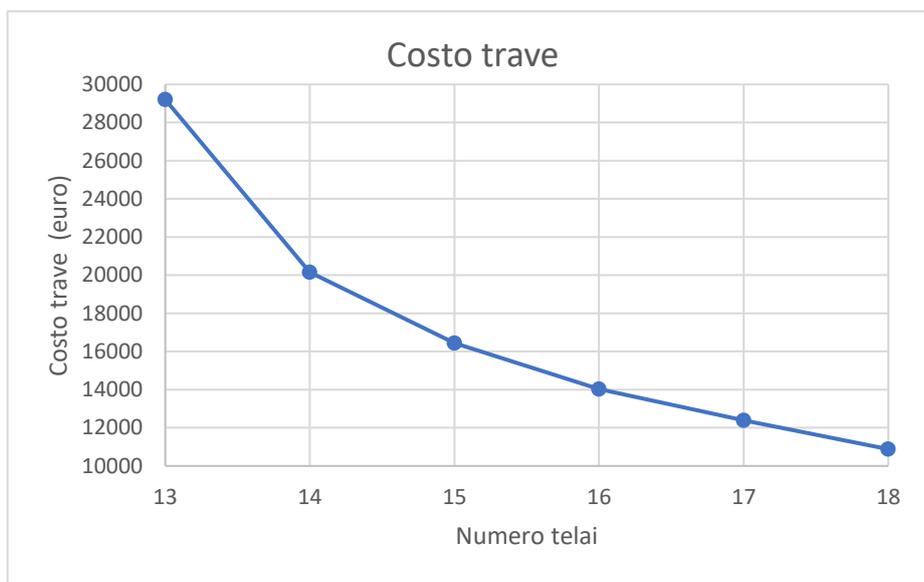


Figura 90 - Andamento costo trave in funzione dell'altezza delle colonne

Partendo dalla configurazione in cui l'altezza delle colonne è pari a 13 m un incremento dell'altezza di 1 m produce una riduzione dei costi del 40%. Tale riduzione diventa sempre meno importante man mano che l'altezza aumenta. È interessante osservare che, con riferimento all'andamento del costo totale della struttura, riportato in Figura 91, superati i 15 m un ulteriore aumento dell'altezza delle colonne produce un effetto minimo. Infatti sebbene l'incremento dell'altezza delle colonne comporti una riduzione degli sforzi nella trave, d'altro canto tale incremento ha come conseguenza un aumento dei costi delle colonne e dei cavi.

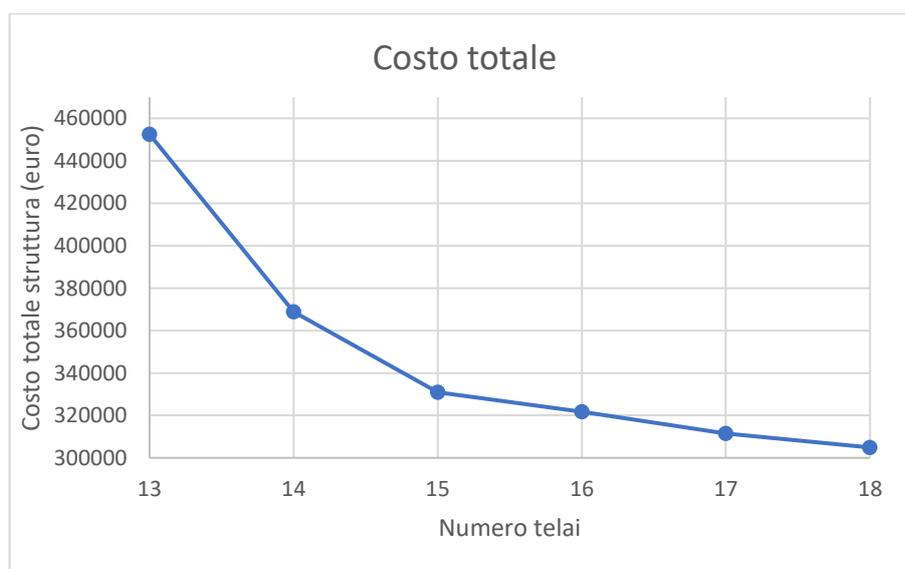


Figura 91 - Costo totale sistema strallato

3.6. Sistema strallato II

Il sistema che viene analizzato in questo paragrafo prevede l'utilizzo degli stralli per l'appensione della copertura, in questo caso però i telai trasversali sono posizionati in corrispondenza delle travi del capannone e non più tra queste ultime come nel sistema precedente. I cavi sono tutti contenuti su dei piani trasversali al capannone e ciascuna coppia di cavi, contenuta in tale piano, sostiene il peso di metà tegolo. Ogni tegolo risulta quindi appeso su due telai adiacenti.

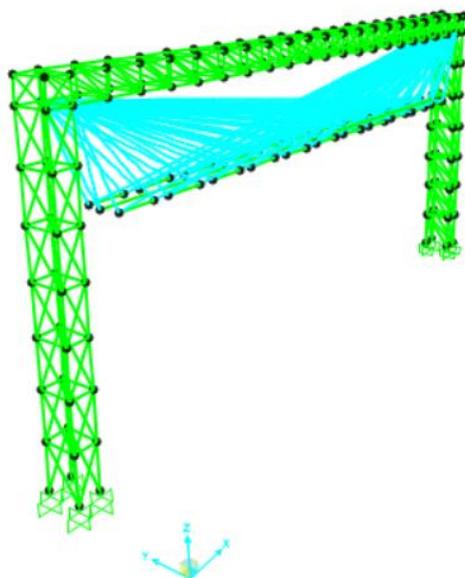


Figura 92 - Modello 3D sistema strallato con cavi nel piano XZ

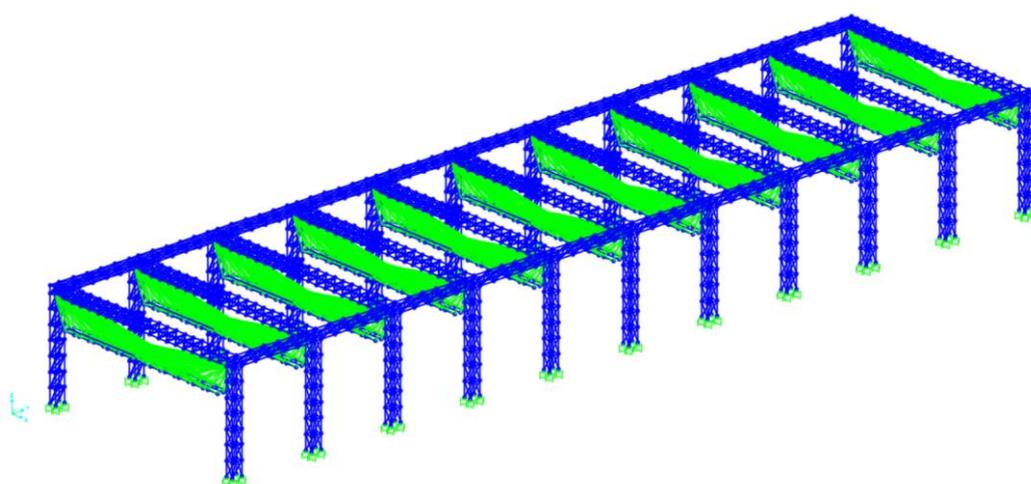


Figura 93 - Prospettiva sistema strallato con cavi nel piano XZ

Per l'analisi della distribuzione degli sforzi e il dimensionamento degli elementi si fa riferimento a quanto visto nel paragrafo 3.5.1.

3.6.1. Modellazione e calcolo delle sezioni

Le caratteristiche geometriche del modello sono le seguenti:

- La trave ha una luce di 30 m, un'altezza di 1 m e una larghezza di 1,5 m. Gli interassi dei montanti sono pari a 1,5 m.
- La maglia delle colonne è costituita da elementi che hanno un'altezza pari a 2 m, una larghezza di 1 m ed uno spessore di 1,5 m.

Le funi hanno un diametro pari a 14 mm e vengono modellate assegnando una freccia nulla nella configurazione iniziale.

Nell'ipotesi che i tegoli siano elementi rigidi nel piano, occorre vincolare i punti di ancoraggio dei tegoli in modo tale che in seguito all'applicazione del carico la loro distanza rimanga invariata. Inoltre le singole aste della reticolare sono incernierate mentre il telaio è incastrato alla base.

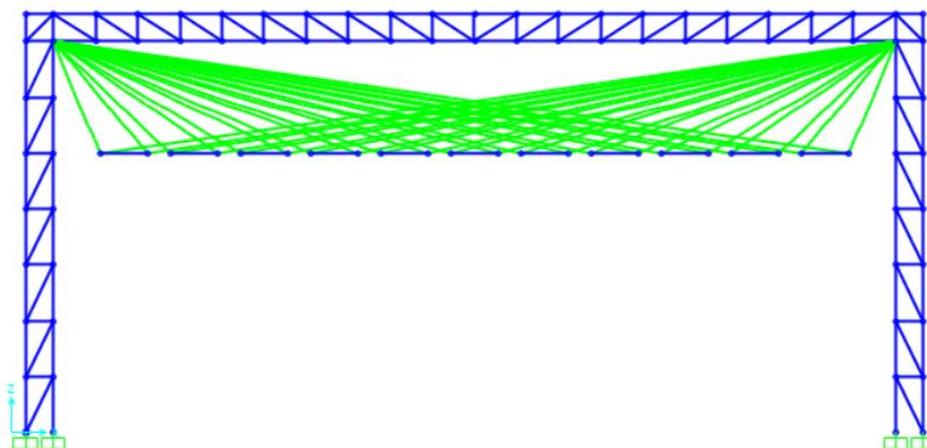


Figura 94 - Sistema di appensione con stralli nel piano verticale, telaio con $H=15$ m

Il peso dei tegoli è applicato sotto forma di forze concentrate in corrispondenza dei punti di appensione ed è pari a 18 kN. La trave che sostiene i tegoli è sospesa mediante delle funi agganciate alla sua estremità.

Vengono analizzati 6 telai con altezza differente, compresa tra 13 e 18 m. In funzione delle sollecitazioni ottenute nella combinazione fondamentale le aree delle sezioni delle travi e dei pilastri vengono ridefinite in modo da soddisfare le verifiche di instabilità e resistenza. Le verifiche di deformabilità sono effettuate invece con riferimento alla combinazione caratteristica.

Le sezioni determinate e i risultati delle verifiche sono riportati in Allegato (A.1.3. Sistema strallato II). In Tabella 15 si riportano le sezioni del telaio di altezza $H=15$ m.

Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	15,5	114,3	4,5
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonna	3,25	42,4	3,2

Tabella 15 - Sezioni ricalcolate per telaio con $H=15$ m

L' andamento qualitativo degli sforzi assiali, sempre del sistema con altezza $H=15$ m, è riportato in Figura 95. Con riferimento alla combinazione fondamentale, lo sforzo di compressione nel corrente inferiore della trave è pari a 550 KN. Nelle colonne lo sforzo di compressione massimo è pari a 200 KN. Diagonali e montanti di travi e colonne risultano scarichi. Sulle funi lo sforzo massimo è pari a 50 KN.

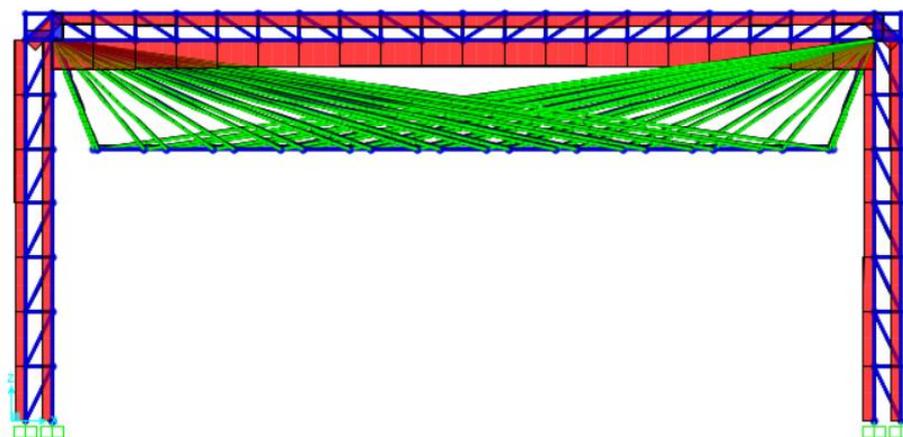


Figura 95 - Andamento degli sforzi nel sistema con stralli nel piano verticale, $H=15$ m

La variazione dello sforzo di compressione nel corrente della trave, dovuta alla modifica dell'altezza delle colonne, è riportata in Figura 96. Si osserva che superata un'altezza limite, che nel caso in esame è pari a 15 m, la riduzione dello sforzo normale diventa meno evidente.

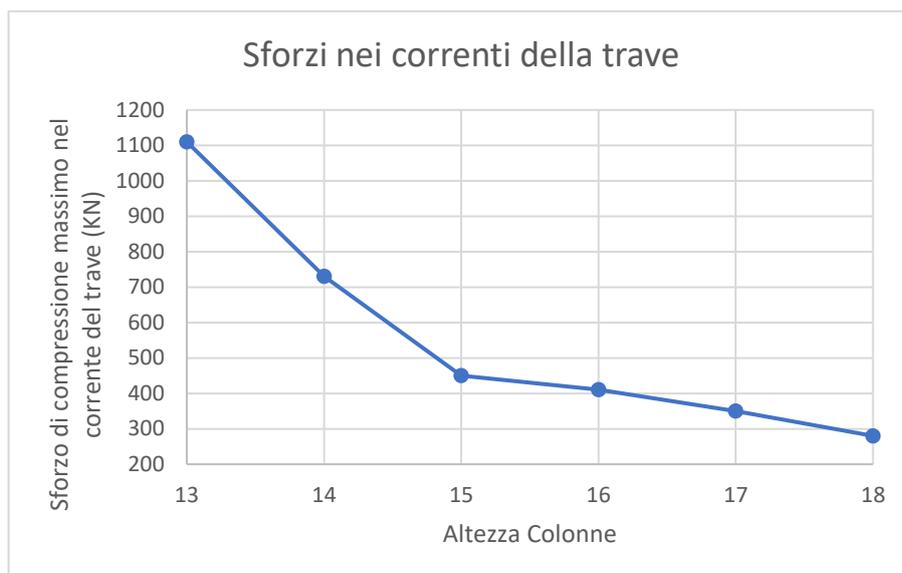


Figura 96 - Sforzo di compressione nella trave

La configurazione deformata dovuta all'applicazione dei carichi è riportata in Figura 97. Il tegolo centrale subisce un cedimento verticale uniforme di 12,7 cm, mentre quello posizionato in prossimità delle colonne subisce un cedimento di 3,0 cm.

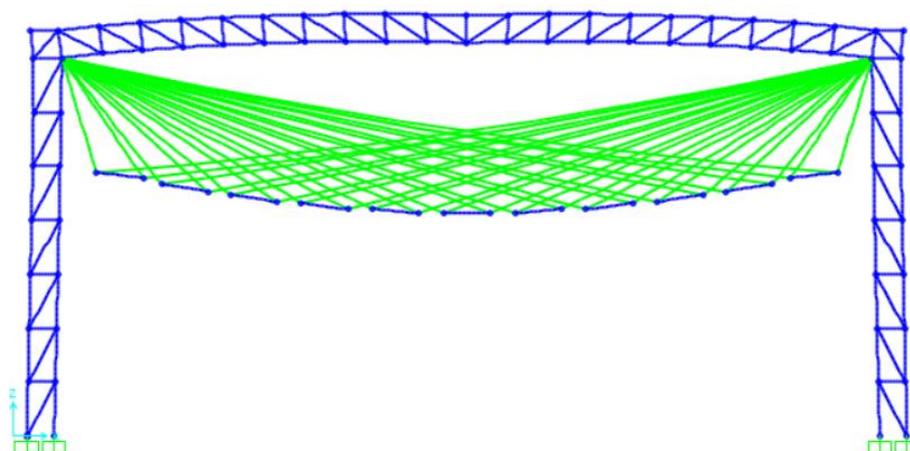


Figura 97 – Configurazione deformata, telaio con $H=15$ m

Altezza telaio	Cedimento tegolo centrale
m	cm
13	23,32
14	13,97
15	12,65
16	7,56
17	6,05
18	4,68

Tabella 16 - Cedimento del tegolo centrale

3.6.2. Analisi dei costi

Il procedimento è analogo a quello descritto nel paragrafo 3.4.3. I calcoli, svolti considerando un costo dell'acciaio e dei cavi pari rispettivamente a 5 euro/kg e 3 euro/m, sono riportati in Allegato (A.2.3. Sistema strallato II).

È interessante osservare che, come mostrato in Figura 96, incrementando l'altezza delle colonne da 13 a 18 m si ha una riduzione degli sforzi di compressione nella trave del 70%. Tale riduzione non interessa allo stesso modo i costi, che diminuiscono solamente del 23%. Dal grafico riportato in Figura 98 si nota che raggiunta un'altezza pari a 15 m un ulteriore incremento dell'altezza delle colonne non produce più alcun effetto. In Figura 99 si mostra come variano i costi dei singoli elementi strutturali al variare dell'altezza delle colonne.

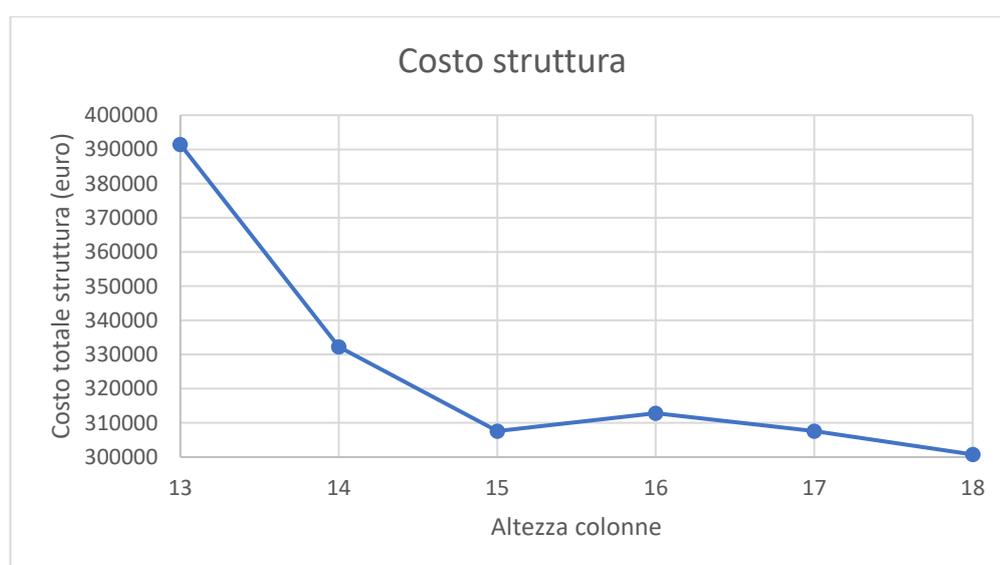


Figura 98 - Costo totale struttura

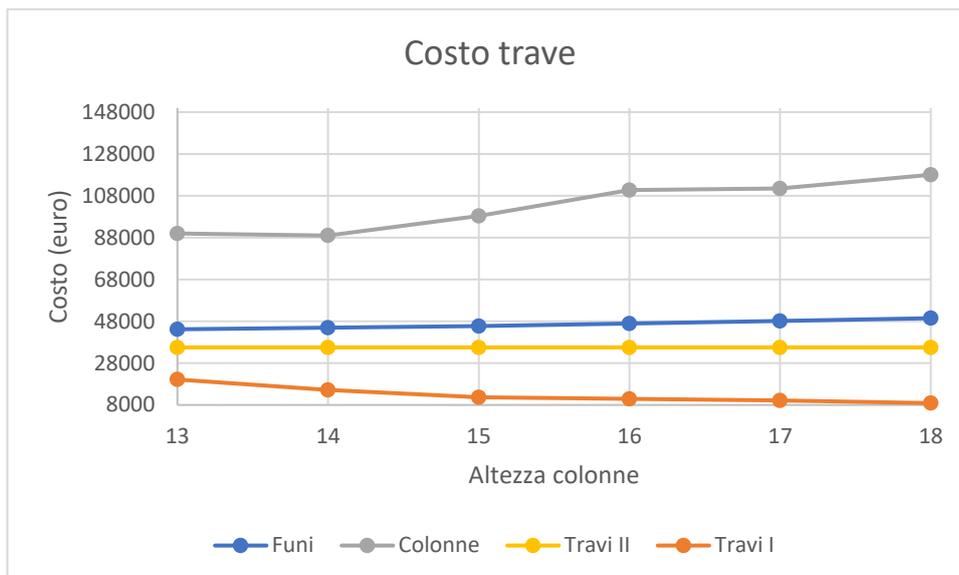


Figura 99 - Costo elementi struttura

4. Conclusioni

Prima che la progettazione antisismica divenisse obbligatoria, nella maggiore parte dei casi, i capannoni industriali venivano progettati e realizzati considerando solo i carichi verticali ed il vento. L'estrema vulnerabilità di queste strutture è stata evidenziata dagli eventi sismici che hanno colpito l'Emilia Romagna nel 2012.

Tra le carenze che interessano i capannoni il problema della connessione trave-pilastro riveste particolare importanza, tale connessione è basata infatti sul semplice attrito. Al fine di comprendere come varia la risposta della struttura, in seguito all'introduzione di una connessione meccanica sono state effettuate delle analisi time-history dinamiche non lineari su un telaio bidimensionale. Con la modellazione proposta, i risultati hanno evidenziato che lo spostamento della trave dipende dalla rigidità delle colonne e che i sistemi più rigidi sono quelli maggiormente interessati dal problema dello slittamento della trave. Su questi sistemi l'introduzione di una connessione meccanica nel nodo, comporta un notevole incremento delle sollecitazioni alla base del pilastro.

Nella seconda parte di questa Tesi è stato affrontato il complesso problema di progetto di un sistema per l'appensione degli elementi di copertura. L'obiettivo era quello di progettare tale sistema in modo che questo non comportasse modifiche nello schema statico della struttura preesistente e costi troppo elevati.

L'idea iniziale consisteva nell'appendere gli elementi di copertura ad una struttura simile ad uno stendino. È stato analizzato il sistema di distribuzione degli sforzi ed è stato effettuato un dimensionamento di massima. I costi elevati hanno però indotto a ricercare una soluzione diversa.

Il secondo schema prevedeva l'appensione della copertura attraverso delle funi verticali, ancorate a delle travi reticolari, poste in corrispondenza di ciascuna trave trasversale del capannone. Il carico della copertura applicato come un carico distribuito sulla trave produceva però delle sollecitazioni ancora troppo elevate.

Infine si è visto che utilizzando un sistema di stralli era possibile ricondurre il carico della copertura alle estremità della trave e trasformarlo in un carico di compressione. In quest'ultimo caso le sollecitazioni si riducevano notevolmente, comportando una rilevante diminuzione dei costi.

CONCLUSIONI

Attraverso questo studio è emerso che il sistema strallato rappresenta la soluzione più efficiente da un punto di vista economico.

Uno sviluppo futuro di questa Tesi potrebbe consistere in un'analisi sismica del sistema strallato. Sarebbe infatti interessante capire quali sono gli effetti dinamici che nascono sulla struttura.

Bibliografia

- Strutture prefabbricate: catalogo delle tipologie esistenti - Progetto triennale 2005/08-DPC/RELUIS
- Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici – Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali
- Linee Guida per la valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- DM 65 del 07/03/2017 Allegato A
- NTC2008

A. Allegati

A.1. Verifiche di instabilità e deformabilità degli elementi

Instabilità

Occorre verificare che $\frac{N_{ED}}{N_{b,Rd}} \leq 1$.

N_{ED} è l'azione di compressione di calcolo, mentre $N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità

$$N_{b,Rd} = \frac{x A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

x dipende dal tipo di sezione, dal materiale impiegato e dalla snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ mediante la seguente formula

$$x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad \text{dove} \quad \phi = 0,5[2 + \alpha(\bar{\lambda}^2 - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

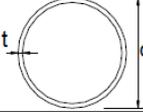
α è il fattore di imperfezione

$\bar{\lambda}$ è la snellezza adimensionale.

Per le sezioni di classe 1,2,3, $\bar{\lambda}$ va calcolata nel seguente modo $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$,

Per le sezioni di classe 4 la snellezza adimensionale vale $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_{yk}}{N_{cr}}}$.

Per la classificazione della sezione si fa riferimento alle seguenti indicazioni

Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Deformabilità

Gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne devono limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna. Nel caso di edifici industriali monopiano senza carroponete: $\delta/h=1/150$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari il valore dello spostamento verticale riferito alla combinazione caratteristica è espresso come funzione della luce L dell'elemento. Per le coperture in generale si assume uno spostamento massimo pari a $L/200$.

A.1.1. Sistema di appensione con pendini

Identificazione classe corrente colonna	
d/t	37,40
$50 \varepsilon^2$	33,10
$70 \varepsilon^2$	46,34
d/t < 70 ε^2 CLASSE II	

Tabella 17 - Identificazione classe corrente colonna

Verifica instabilità corrente colonna		
Colonna	Unità di misura	Valore
Area sezione	m ²	0,00233
L ₀	m	2
Modulo elastico	KN/m ²	2,10E+08
Momento di inerzia	m ⁴	0,00000777
EI	KNm ²	1631,7
Carico critico	KN	4022
f _y	KN/m ²	355000
λ	-	0,45349482
a	-	0,21
φ	-	0,62944573
χ	-	0,93812184
Y	-	1,05
Nbrd	KN	739
Ned	KN	700

Tabella 18 - Verifica instabilità corrente colonna

ALLEGATI

Identificazione classe corrente trave	
d/t	37,14
$50 \varepsilon^2$	33,10
$70 \varepsilon^2$	46,34
d/t < 70 ε^2 CLASSE II	

Tabella 19 - Identificazione classe corrente trave

Verifica instabilità corrente trave		
Trave	Unità di misura	Valore
Area sezione	m ²	0,00395
L ₀	m	1,5074813
Modulo elastico	KN/m ²	2,10E+08
Momento di inerzia	m ⁴	2,247E-05
EI	KNm ²	4718,7
Carico critico	KN	20473
f _y	KN/m ²	355000
λ	-	0,2617121
a	-	0,21
φ	-	0,5407264
χ	-	0,9862921
Y	-	1,05
N _{brd}	KN	1317
N _{ed}	KN	1100

Tabella 20 - Verifica instabilità corrente trave

Verifica deformabilità Colonne		
Spostamento	Unità di misura	Valore
Calcolato	m	-0,006
Massimo	m	0,057

Tabella 21 - Verifica deformabilità colonne

Verifica deformabilità Trave		
Spostamento	Unità di misura	Valore
Calcolato	m	0,136
Massimo	m	0,150

Tabella 22 - Verifica deformabilità Trave

A.1.2. Sistema strallato I

Telaio H=13 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	52,8	273	6,3
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	12,5	114,3	3,6
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2
Telaio H=14 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	33,6	219,1	5
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	12,5	114,3	3,6
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2
Telaio H=15 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	25,7	168,3	5
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2
Telaio H=16 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	20,6	168,3	4
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2
Telaio H=17 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	17,1	139,7	4
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2
Telaio H=18 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	13,9	114,3	4
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2

Tabella 23 - Sezioni del telaio sistema strallato I

ALLEGATI

Instabilità corrente colonna			Instabilità corrente trave		
Telaio H=13 m			Telaio H=13 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	364	Nbrd	KN	1782
Ned	KN	350	Ned	KN	1630
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=14 m			Telaio H=14 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	364	Nbrd	KN	1121
Ned	KN	300	Ned	KN	1100
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=15 m			Telaio H=15 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	272	Nbrd	KN	841
Ned	KN	260	Ned	KN	800
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=16 m			Telaio H=16 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	272	Nbrd	KN	675
Ned	KN	250	Ned	KN	650
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=17 m			Telaio H=17 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	272	Nbrd	KN	549
Ned	KN	200	Ned	KN	500
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=18 m			Telaio H=18 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	272	Nbrd	KN	434
Ned	KN	200	Ned	KN	420
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK

Tabella 24 - Verifiche instabilità sistema strallato I

ALLEGATI

Deformabilità colonna			Deformabilità trave		
Telaio H=13 m			Telaio H=13 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	0,0091	dmis	m	0,0639
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK
Telaio H=14 m			Telaio H=14 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	0,0091	dmis	m	0,0639
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK
Telaio H=15 m			Telaio H=15 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	0,0098	dmis	m	0,0502
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK
Telaio H=16 m			Telaio H=16 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	0,0129	dmis	m	0,0313
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK
Telaio H=17 m			Telaio H=17 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	0,0174	dmis	m	0,0216
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=18 m			Telaio H=18 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	0,0148	dmis	m	0,0083
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK

Tabella 25 - Verifiche di deformabilità sistema strallato I

A.1.3. Sistema strallato II

Telaio H=13 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	52,8	273	6,3
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2
Telaio H=14 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	23,2	163	4,5
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	9,65	88,9	3,6
Elemento secondario colonna	3,25	42,4	2,6
Telaio H=15 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	15,5	114,3	4,5
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonna	3,25	42,4	3,2
Telaio H=16 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	13,9	114,3	4
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	10,7	88,9	4
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2
Telaio H=17 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	12,5	139,7	2,9
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	9,65	88,9	3,6
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2
Telaio H=18 m			
Elemento	Area (cm ²)	d (mm)	s (mm)
Corrente trave	9,65	88,9	3,6
Elemento secondario trave	3,25	42,4	2,6
Corrente colonna	9,65	88,9	3,6
Elemento secondario colonna	3,94	42,4	3,2

Tabella 26 - Sezioni del telaio sistema strallato II

ALLEGATI

Instabilità corrente colonna			Instabilità corrente trave		
Telaio H=13 m			Telaio H=13 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	272	Nbrd	KN	1121
Ned	KN	270	Ned	KN	1110
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=14 m			Telaio H=14 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	272	Nbrd	KN	759
Ned	KN	260	Ned	KN	732
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=15 m			Telaio H=15 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	272	Nbrd	KN	483
Ned	KN	200	Ned	KN	450
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=16 m			Telaio H=16 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	272	Nbrd	KN	434
Ned	KN	200	Ned	KN	410
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=17 m			Telaio H=17 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	246	Nbrd	KN	402
Ned	KN	200	Ned	KN	350
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK
Telaio H=18 m			Telaio H=18 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
Nbrd	KN	246	Nbrd	KN	284
Ned	KN	220	Ned	KN	283
Nbrd>Ned		OK	Nbrd>Ned		OK

Tabella 27 - Verifiche di instabilità sistema strallato II

ALLEGATI

Deformabilità colonna			Deformabilità trave		
Telaio H=13 m			Telaio H=13 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	-0,009	dmis	m	0,0649
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK
Telaio H=14 m			Telaio H=14 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	-0,0103	dmis	m	0,0556
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK
Telaio H=15 m			Telaio H=15 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	-0,0121	dmis	m	0,0127
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK
Telaio H=16 m			Telaio H=16 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	-0,0121	dmis	m	0,0127
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK
Telaio H=17 m			Telaio H=17 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	-0,0132	dmis	m	-0,0012
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK
Telaio H=18 m			Telaio H=18 m		
Colonna	Unità di misura	Valore	Colonna	Unità di misura	Valore
dmis	m	-0,0156	dmis	m	0,0131
dmax	m	0,056667	dmax	m	0,15
dmis<dmax		OK	dmis<dmax		OK

Tabella 28 - Verifiche di deformabilità sistema strallato II

A.2. Analisi dei costi

A.2.1. Sistema con pendini

COSTO TRAVI I	Unità di misura	Valore
Numero di telai	-	11
Luce telaio	m	30
Altezza sezione telaio	m	2
Profondità sezione telaio	m	1
Larghezza sezione	m	1,5
Area sezione corrente	cm ²	39,5
Area elementi secondari	cm ²	10,7
Lunghezza diagonale interna	m	2,2
Lunghezza diagonale superiore	m	1,8
Lunghezza diagonale laterale	m	2,5
Lunghezza diagonale spaziale	m	2,7
Volume acciaio per metro	cm ³ /m	29734,40
Volume	m ³	0,8920
Peso specifico acciaio	kg/m ³	7850
Costo unitario	euro/kg	5
Costo trave	euro	35012
Costo complessivo 11 travi	euro	385135

Tabella 29 - Calcolo costo travi principali sistema pendini

COSTO COLONNE	Unità di misura	Valore
Numero di telai	-	11
Altezza colonna	m	14
Area sezione corrente	cm ²	23,3
Area elementi secondari	cm ²	12,5
Altezza sezione telaio	m	1,5
Profondità sezione telaio	m	1
Larghezza sezione	m	2
Lunghezza diagonale interna	m	1,8
Lunghezza diagonale superiore	m	2,2
Lunghezza diagonale laterale	m	2,5
Lunghezza diagonale spaziale	m	2,7
Volume acciaio per metro	cm ³ /m	21174,68
Volume	m ³	0,2964
Peso specifico acciaio	kg/m ³	7850
Costo unitario	euro/kg	5
Costo colonna	euro	11635
Costo complessivo 22 colonne	euro	255981

Tabella 30 - Calcolo costo colonne sistema pendini

ALLEGATI

Costo travi II	Unità di misura	Valore
Lunghezza trave II	m	11
Lunghezza elemento traliccio	m	2,2
Larghezza elemento traliccio	m	2
Spessore elemento traliccio	m	1,5
Diagonale frontale	m	2,97
Diagonale laterale	m	2,66
Diagonale orizzontale	m	2,50
Diagonale interna	m	3,33
Area sezione corrente	m ²	0,00025
Area elementi secondari	m ²	0,00025
Volume acciaio al metro	m ³ /m	0,0037
Volume acciaio singola colonna	m ³	0,041
n travi II	-	20
Peso specifico	kg/m ³	7850
Costo unitario	euro/kg	5
Costo trave II	euro	1614
Costo totale travi II	euro	32285

Tabella 31 - Calcolo costo travi longitudinali sistema pendini

Costo complessivo 11 travi	euro	385135
Costo complessivo 22 colonne	euro	255981
Costo totale travi II	euro	32285
Costo totale	euro	673401

Tabella 32 - Calcolo costo totale sistema pendini

A.2.2. Sistema strallato I

Costo travi I	Unità di misura	Valore
Luce trave	m	30
Lunghezza elemento traliccio	m	1,5
Larghezza elemento traliccio	m	1
Spessore elemento traliccio	m	1,5
Diagonale frontale	m	1,80
Diagonale orizzontale	m	2,12
Diagonale laterale	m	1,80
Diagonale interna	m	2,35
Area correnti	m ²	0,002367
Area elementi secondari	m ²	0,00025
Volume acciaio al metro	m ³ /m	0,01
Volume acciaio singola trave	m ³	0,42
n travi	-	10
Peso specifico	kg/m ³	7850
Costo unitario	euro/kg	5
Costo singola trave	euro	16441
Costo n travi	euro	164408

Tabella 33 - Calcolo costi trave I, sistema strallato I, telaio H=15m

Costo travi II	Unità di misura	Valore
Lunghezza trave II	m	11
Lunghezza elemento traliccio	m	2,2
Larghezza elemento traliccio	m	2
Spessore elemento traliccio	m	1,5
Diagonale frontale	m	2,97
Diagonale laterale	m	2,66
Diagonale orizzontale	m	2,50
Diagonale interna	m	3,33
Area correnti	m ²	0,00025
Area elementi secondari	m ²	0,00025
Volume acciaio al metro	m ³ /m	0,0041
Volume acciaio singola colonna	m ³	0,045
n travi II	-	20
Peso specifico	kg/m ³	7850
Costo unitario	euro/kg	5
Costo trave II	euro	1776
Costo n travi II	euro	35514

Tabella 34 - Calcolo costi trave II, sistema strallato, I telaio H=15m

ALLEGATI

Costo colonne	Unità di misura	Valore
Altezza colonne	m	15
Lunghezza elemento traliccio	m	2
Larghezza elemento traliccio	m	1
Spessore elemento traliccio	m	1,5
Diagonale frontale	m	2,24
Diagonale laterale	m	2,50
Diagonale orizzontale	m	1,80
Diagonale interna	m	2,69
Area correnti	m ²	0,000769
Area elementi secondari	m ²	0,00025
Volume acciaio al metro	m ³ /m	0,0074
Volume acciaio singola colonna	m ³	0,110
n colonne	-	20
Peso specifico	kg/m ³	7850
Costo unitario	euro/kg	5
Costo colonna	euro	4335
Costo n colonne	euro	86690

Tabella 35 - Calcolo costi colonne, telaio H=15m

Costo cavi	Unità di misura	Valore
LTOT	m	369,3
LTOT-telaio	m	1477,2
Costo cavi	euro/m	3
Costo cavi telaio	euro	4431,6
n telai	-	10
Costo cavi n telai	euro	44316

Tabella 36 - Calcolo costi totali, sistema strallato I, telaio H=15m

ALLEGATI

Altezza telaio	Elemento	Costo (euro)
H=13m	Travi I	292049
	Travi II	35514
	Colonne	89157
	Cavi	43128
H=14m	Travi I	201617
	Travi II	35514
	Colonne	96015
	Cavi	43630
H=15m	Travi I	164408
	Travi II	35514
	Colonne	86690
	Cavi	44316
H=16m	Travi I	140387
	Travi II	35514
	Colonne	100688
	Cavi	45163
H=17m	Travi I	123902
	Travi II	35514
	Colonne	106981
	Cavi	46284
H=18m	Travi I	108830
	Travi II	35514
	Colonne	113275
	Cavi	47291

Tabella 37 – Tabella riassuntiva dei costi dei singoli elementi strutturali per telai con altezza differente, sistema strallato I

A.2.3. Sistema strallato II

Costo travi I	Unità di misura	Valore
Luce trave	m	30
Lunghezza elemento traliccio	m	1,5
Larghezza elemento traliccio	m	1
Spessore elemento traliccio	m	1,5
Diagonale frontale	m	1,80
Diagonale orizzontale	m	2,12
Diagonale laterale	m	1,80
Diagonale interna	m	2,35
Area Correnti	m ²	0,00155
Area elementi secondari	m ²	0,000325
Volume acciaio al metro	m ³ /m	0,01
Volume acciaio singola trave	m ³	0,30
n travi	-	11
Peso specifico	kg/m ³	7850
Costo unitario	euro/kg	5
Costo singola trave	euro	11637
Costo n travi	euro	128003

Tabella 38 - Calcolo costi trave I, sistema strallato II, telaio H=15m

Costo travi II	Unità di misura	Valore
Lunghezza trave II	m	11
Lunghezza elemento traliccio	m	2,2
Larghezza elemento traliccio	m	2
Spessore elemento traliccio	m	1,5
Diagonale frontale	m	2,97
Diagonale laterale	m	2,66
Diagonale orizzontale	m	2,50
Diagonale interna	m	3,33
Area Correnti	m ²	0,00025
Area elementi secondari	m ²	0,00025
Volume acciaio al metro	m ³ /m	0,0041
Volume acciaio singola colonna	m ³	0,045
n travi II	-	20
Peso specifico	kg/m ³	7850
Costo unitario	euro/kg	5
Costo trave II	euro	1776
Costo n travi II	euro	35514

Tabella 39 - Calcolo costi trave II, sistema strallato II, telaio H=15m

ALLEGATI

Costo colonne	Unità di misura	Valore
Altezza colonne	m	15
Lunghezza elemento traliccio	m	2
Larghezza elemento traliccio	m	1
Spessore elemento traliccio	m	1
Diagonale frontale	m	2,24
Diagonale laterale	m	2,24
Diagonale orizzontale	m	1,41
Diagonale interna	m	2,45
Area Correnti	m ²	0,00107
Area elementi secondari	m ²	0,000394
Volume acciaio al metro	m ³ /m	0,0076
Volume acciaio singola colonna	m ³	0,11
n colonne	-	22
Peso specifico	kg/m ³	7850
Costo unitario	euro/kg	5
Costo colonna	euro	4469
Costo n colonne	euro	98325

Tabella 40 - Calcolo costi colonne, sistema strallato II, telaio H=15m

Costo cavi	Unità di misura	Valore
LTOT-telaio	m	1387,36
Costo cavi	euro/m	3
Costo cavi telaio	euro	4162,08
n telai	-	11
Costo cavi n telai	euro	45782,88

Tabella 41 - Calcolo costi funi, sistema strallato II, telaio H=15m

Costo n colonne	euro	98325
Costo n travi	euro	128003
Costo cavi n telai	euro	45783
Costo n travi II	euro	35514
Costo totale	euro	307624

Tabella 42 - Calcolo costi totali, sistema strallato II, telaio H=15m

ALLEGATI

Altezza telaio	Elemento	Costo (euro)
H=13m	Travi I	221779
	Travi II	35514
	Colonne	89990
	Cavi	44175
H=14m	Travi I	167897
	Travi II	35514
	Colonne	89002
	Cavi	44946
H=15m	Travi I	128003
	Travi II	35514
	Colonne	98325
	Cavi	45783
H=16m	Travi I	119714
	Travi II	35514
	Colonne	110757
	Cavi	46871
H=17m	Travi I	112460
	Travi II	35514
	Colonne	111514
	Cavi	48105
H=18m	Travi I	97694
	Travi II	35514
	Colonne	118074
	Cavi	49480

Tabella 43 – Tabella riassuntiva dei costi dei singoli elementi strutturali per telai con altezza differente, sistema strallato II