POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Calcolo di fabbricati industriali in zona sismica

Relatori:

Prof. Ing. Bernardino Chiaia

Candidato:

Nicola Losito

TORINO
A.A. 2018/19

INDICE

INTRODUZIONE

CAPITOLO 1 Le strutture prefabbricate in Italia

1.1 Evoluzione normativa sismica italiana

1.2 Tipologie strutturali dei capannoni industriali

1.2.1 Capannoni industriali monopiano

1.2.2 Capannoni industriali multipiano

1.3 Danni causati dal sisma alle strutture prefabbricate

CAPITOLO 2 Scopo della tesi

CAPITOLO 3 Descrizione generale del caso di studio

3.1 Descrizione della geometria della struttura

3.2 Dettagli costruttivi

3.2.1 Fondazioni

3.2.2 Pilastri

3.2.3 Travi

3.2.4 Impalcati

3.2.5 Elementi di copertura e tamponamenti

3.3 Descrizione del terreno di fondazione

3.4 Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza

CAPITOLO 4 Valutazione della Vulnerabilità Sismica

4.1 Modellazione della Struttura

4.1.1 Definizione dei Materiali
4.2 Analisi dei Carichi
4.2.1 Carichi Permanenti
4.2.2 Carici di Esercizio
4.2.3 Azione Sismica
4.3 Combinazione delle Azioni
4.4 Metodi di Analisi
4.5 Risultati dell'Analisi Dinamica Lineare
4.5.1 Verifiche SLU
4.5.1.1 Pilastri
4.5.1.2 Travi e Impalcati
4.5.1.3 Fondazione-Terreno
4.5.2 Ipotesi di tamponamenti contribuenti alla rigidezza
4.6 Analisi Statica non Lineare o Push-Over
4.6.1 Definizione delle cerniere plastiche
4.6.2 Metodo di analisi
4.6.3 La curva di Capacità della Struttura
4.6.3.1 Curva di Capacità della Struttura direzione x
4.6.3.2 Curva di Capacità della Struttura direzione y
4.6.4 Verifica dei meccanismi di rottura fragile
4.6.5 Valutazione del fattore di struttura
4.7 Risultati della Valutazione di Vulnerabilità Sismica

CAPITOLO 5 Analisi delle connessioni

5.1 Connessione trave- pilastro
5.1.1 Calcolo delle forze di attrito
5.1.2 Caratteristiche del telaio
5.1.3 Modello di calcolo

5.1.4 Accelerogrammi

5.1.5 Analisi Time history dinamica non lineare modale

5.2 Connessione trave di gronda- pilastro

5.2.1 Calcolo delle forze di attrito

5.2.2 Caratteristiche del telaio

5.2.3 Modello di calcolo

5.2.4 Analisi Time history dinamica non lineare modale

5.3 Connessione tegolo-trave doppia pendenza

5.3.1 Calcolo delle forze di attrito

5.3.2 Caratteristiche del telaio

5.3.3 Modello di calcolo

5.3.4 Analisi Time history dinamica non lineare modale

5.4 Risultati dell'analisi time history dinamica non lineare modale

CAPITOLO 6 Interventi di miglioramento

6.1 Interventi locali in fondazione

6.1.1 Fasciatura delle pareti del bicchiere tramite FRP

6.1.2 Rinforzo delle fondazioni mediante Jet Grouting

6.2 Rinforzo a taglio dei pilastri

6.3 Collegamenti tra gli elementi strutturali

6.3.1 Collegamento fra tegoli di copertura e capriate

6.3.2 Collegamento fra capriate e pilastri

6.3.3 Collegamento livello copertura

6.3.4 Collegamento dei pannelli di tamponamento ai pilastri

6.4 Controventi dissipativi

6.4.1 Modellazione dei dissipatori

6.4.2 Analisi Time History dinamica non lineare modale

6.4.2.1 Accelerogrammi

6.4.2.2 Risultati dell'analisi Time history dinamica non lineare modale
6.4.2.3 Verifica degli spostamenti di interpiano

CONCLUSIONI

BIBLIOGRAFIA

ALLEGATO A : Pianta della struttura

ALLEGATO B : Sezione monolivello

ALLEGATO C : Disposizione travi e pilastri

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 Evoluzione normativa sismica italiana

Figura 1.2 Capannoni con travi a doppia pendenza

Figura 1.3 Capannoni con travi a doppia pendenza con pannelli binervati

Figura 1.4 Capannoni con travi a doppia pendenza a conci

Figura 1.5 Capannoni con travi a I e pannelli alveolari in copertura

Figura 1.6 Capannoni con trave rovescia

Figura 1.7 Capannoni con pannelli verticali

Figura 1.8 Capannoni con pannelli orizzontali

Figura 1.9 Capannoni multipiano con pilastri a mensola

Figura 1.10 Problema della colonna tozza

Figura 1.11 Torsione della trave

Figura 1.12 Caduta pannelli orizzontali

Figura 1.13 Martellamento pannelli orizzontali e verticali

Figura 1.14 Travi a Y torsionalmente flessibili

Figura 1.15 Forcelle esili

Figura 1.16 Liquefazione del terreno

Figura 1.17 Scaffalature

Figura 1.18 Perdita di appoggio delle travi o tegoli

Figura 1.19 Formazione delle cerniere plastiche alla base dei pilastri

Figura 3.1 Pianta del sito industriale ed individuazione dell'EDIFICIO A

Figura 3.2 Rilievo architettonico Edificio A

Figura 3.3 Sezione trasversale

Figura 3.4 Plinto a bicchiere

Figura 3.5 Sezione pilastri

Figura 3.6 Travi a T rovescia e L

Figura 3.7 Trave doppia pendenza

Figura 3.8 Trave di gronda

Figura 3.9 Tegolo TT

Figura 3.10 Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in c.a. o in acciaio

Figura 4.1 Modello della struttura

Figura 4.2 Momenti di inerzia ridotti per elementi fessurati (metodo Paulay e Priestley)

Figura 4.3 Spettro di risposta elastico e di progetto in accelerazione per lo SLV

Figura 4.4 Forze agenti sul bicchiere

Figura 4.5 Modello della struttura con tamponamenti orizzontali

Figura 4.6 Parametri di modellazione e accettazione per analisi non lineari: Travi in c.a

Figura 4.7 Parametri di modellazione e accettazione per analisi non lineari: Colonne c.a

Figura 4.8 Sistema e diagramma bilineare equivalente

Figura 4.9 Curva di capacità della struttura in direzione x

Figura 4.10 Curve di capacità del sistema SDOF in direzione x

Figura 4.11 Curva di capacità della struttura in direzione y

Figura 4.12 Curve di capacità del sistema SDOF in direzione y

Figura 4.13 Curva di capacità reale della struttura in direzione x

Figura 4.14 Curve di capacità del sistema SDOF in direzione x

Figura 4.15 Curva di capacità reale della struttura in direzione y

Figura 4.16 Curve di capacità del sistema SDOF in direzione y

Figura 4.17 Parametro di vulnerabilità per le due direzioni x e y allo SLV

Figura 5.1 Schema del telaio analizzato

Figura 5.2 Modello plastico basato sul comportamento isteretico proposto da Wen

Figura 5.3 Modello del telaio trave a doppia pendenza - pilastro

Figura 5.4 Verifica della spettro-compatibilità per l'accelerogramma 1

Figura 5.5 Accelerogrammi spettrocompatibili 1,2,3

Figura 5.6 Andamento dello spostamento della trave nel tempo

Figura 5.7 Schema del telaio analizzato

Figura 5.8 Modello del telaio trave di gronda-pilastro

Figura 5.9 Andamento dello spostamento della trave di gronda nel tempo

Figura 5.10 Modello del telaio tridimensionale tegolo- trave d.p.

Figura 5.11 Andamento dello spostamento del tegolo nel tempo

Figura 5.12 Andamento dello spostamento della trave nel tempo

Figura 6.1 Fasciatura del bordo del bicchiere tramite FRP

Figura 6.2 Consolidamento del terreno con Jet Grouting

Figura 6.3 Rinforzo a taglio dei pilastri

Figura 6.4 Esempio di doppio angolare sez.A

Figura 6.5 Esempio di doppio angolare sez.B

Figura 6.6 Collegamento con dissipatore

Figura 6.7 Dissipatore

Figura 6.8 Sezione collegamento trave c.a.p- pilastro c.a.

Figura 6.9 Schema in pianta del collegamento trave c.a.p- pilastro c.a.

Figura 6.10 Schema dei controventi metallici di falda

Figura 6.11 Schema di fissaggio pannello di tamponamento - pilastri

Figura 6.12 Esempio di controvento dissipativo

Figura 6.13 Dissipatori fluido-viscosi

Figura 6.14 Dissipatore fluido-viscoso

Figura 6.15 Esempio di ciclo isteretico del dissipatore fluido-viscoso

Figura 6.16 Modello del dissipatore fluido-viscoso

Figura 6.17 Modello viscoelastico di Maxwell (Malven,1969)

Figura 6.18 Modello di calcolo della struttura controventata

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4.1 Valori dei parametri ag/g, F0, T*C

Tabella 4.2 Valori dei parametri per la costruzione dello spettro elastico

Tabella 4.3 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Tabella 4.4 Periodi dei 12 modi di vibrare della struttura

Tabella 4.5 Verifica a pressoflessione deviata e taglio

Tabella 4.6 Verifica plinti

Tabella 4.7 Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Tabella 4.8 Valori di domanda, capacità, Vb e D/C

Tabella 4.9 Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Tabella 4.10 Valori di domanda, capacità, Vb e D/C

Tabella 4.11 Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Tabella 4.12 Valori di domanda, capacità, Vb e D/C

Tabella 4.13 Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Tabella 4.14 Valori di domanda, capacità, Vb e D/C

Tabella 4.15 Fattori di struttura q modello

Tabella 4.16 Fattori di struttura q reale

Tabella 5.1 Valori della forza di attrito

Tabella 5.2 Risultati analisi dinamica lineare

Tabella 5.3 Valori della forza di attrito

Tabella 5.4 Risultati analisi dinamica lineare

Tabella 5.5 Valori della forza di attrito

Tabella 5.6 Risultati analisi dinamica non lineare

Tabella 6.1 Dati tecnici del tessutoMapeWrap G QUADRI-AX della Mapei

Tabella 6.2 Paramentri Linear Element

Tabella 6.3 Parametri Damper direzione X

Tabella 6.4 Parametri Damper direzione Y

Tabella 6.5 Combinazione degli accelerogrammi

Tabella 6.6 Risultati analisi dinamica non lineare

Tabella 6.7 Spostamenti della struttura non controventata

Tabella 6.8 IDI forniti dalle normative SEAOC 1995 e FEMA 274

Tabella 6.9 Verifica degli spostamenti di interpiano

INTRODUZIONE

Gli eventi sismici che hanno colpito una vasta area dell'Emilia-Romagna il 20 e 29 Maggio 2012, hanno causato numerosi danni alle abitazioni civili e al patrimonio artistico. La peculiarità di questi due eventi simici, però, è che per la prima volta, a subire ingenti danni, è stata una particolare tipologia costruttiva, ossia i capannoni industriali.

Tale tipologia strutturale è molto diffusa nella regione colpita dal sisma in questione, perché presenta una vocazione particolarmente produttiva.

Le accelerazioni che il suolo ha trasmesso alle strutture, sono state molto elevate e questo ha messo in evidenza l'elevata vulnerabilità di questa tipologia costruttiva, in particolare le strutture prefabbricate, costituite da elementi in calcestruzzo armato.

Tali strutture hanno subito evidenti danni a seguito del sisma, in particolare, le carenze maggiori sono state riscontrate nei collegamenti tra gli elementi strutturali.

Il tema è di grande rilievo sia sotto il profilo della sicurezza e della salvaguardia della vita, sia sotto il profilo sociale ed economico.

Questo significa che al tema della salvaguardia della vita, nel caso degli edifici industriali, si associa il tema della salvaguardia del valore esposto, in particolare delle attrezzature, dei lavorati e semilavorati stoccati nei magazzini.

Vista la complessità del problema, il Parlamento Italiano ha emanato la Legge n.122 del 1 Agosto 2012 recante "interventi immediati per il superamento dell'emergenza", dando il quadro normativo al quale dovevano fare riferimento gli interventi per la ricostruzione, l'assistenza alle popolazioni colpite dal sisma e la ripresa economica dei territori interessati dalla sequenza sismica.

La legge n.122, visti i numerosi danni strutturali evidenziati dagli edifici industriali, pone delle ulteriori condizioni rispetto al tradizionale concetto di agibilità sismica di una costruzione esistente. Questo si traduce nel fatto che nel caso di edifici a struttura discontinua, e in mancanza del requisito di robustezza, la norma prevede una procedura articolata che pone come obiettivo quello di annullare quelle che sono le carenze strutturali che hanno portato al maggior numero di crolli dei capannoni. Tale obiettivo deve essere perseguito a prescindere dal livello del danno presente sulla struttura dopo il sisma.

L'obiettivo del presente lavoro è di mettere in luce la vulnerabilità sismica di un capannone industriale in c.a. prefabbricato, sito a Fagnano Olona (VA), e fornire proposte di miglioramento al fine di garantire la salvaguardia della vita e del valore esposto all'interno della struttura.

Tale lavoro è un contributo alla comprensione di un comportamento strutturale tutt'altro che semplice e come esempio di come l'analisi non lineare possa essere d'aiuto nella definizione di una scala di priorità di intervento.

Nella prima parte, è presentata l'evoluzione delle normative che hanno regolato le costruzioni delle diverse tipologie edilizie fino al 2003, anno in cui è stata introdotta la nuova classificazione sismica stabilita dalla OPCM 3274/2003; prima di questa nuova classificazione, diverse regioni erano ritenute zone non sismiche, e quindi le costruzioni situate in questi luoghi sono state realizzate senza accorgimenti sismici.

Dopo aver effettuato una descrizione di quelle che sono le tipologie di capannoni industriali presenti sul territorio nazionale, sono stati esposti i danni principali e più comuni che hanno interessato tali strutture a seguito degli eventi sismici.

Viene quindi presentato il caso oggetto di studio e l'analisi effettuata ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione.

Nel corpo centrale di questo lavoro si affronta il tema della valutazione della sicurezza, in cui sono illustrate le analisi effettuate sulla struttura, al fine di ottenere un quadro su quella che è la vulnerabilità della stessa.

In particolare, l'analisi dinamica lineare è stata utilizzata per comprendere il comportamento della struttura in fase elastica; dai risultati di quest'analisi è emerso che la struttura oggetto di studio non è in grado di assorbire totalmente gli effetti dell'azione sismica. Per questo tipo di strutture, però, è fondamentale comprendere il comportamento in fase post-elastica e per fare ciò sono state effettuate delle analisi non lineari di tipo statico che hanno evidenziato una scarsa capacità dissipativa della struttura e dunque una inadeguatezza dal punto di vista sismico.

Come detto in precedenza, a seguito degli ultimi eventi sismici, la maggior parte dei collassi strutturali in questo tipo di struttura sono stati causati dalla perdita di appoggio tra gli elementi, la cui stabilità era affidata solo alle forze di attrito scambiata fra le superfici a contatto.

I risultati di un'analisi dinamica non lineare effettuata sulla struttura ha escluso la possibilità di collasso della stessa per perdita di appoggio tra gli elementi strutturali; gli spostamenti relativi tra gli elementi risultano nettamente inferiori alle lunghezze di appoggio fornite, questo come conseguenza della scarsa sismicità della zona in cui è situata la struttura oggetto di studio.

L'analisi della vulnerabilità della struttura ha permesso di individuare quelle che sono le carenze strutturali del fabbricato e di stilare una sorta di scala di priorità degli interventi da effettuare sulla struttura per eliminare o ridurre le carenze mostrate.

Nell'ultima parte del presente lavoro sono proposti gli interventi migliorativi utili a ridurre le carenze strutturali per riportare la struttura ai livelli prestazionali richiesti.

Gli interventi riguardano il rinforzo delle fondazioni, elementi che condizionano fortemente il comportamento strutturale dell'edificio, che può essere effettuato o attraverso interventi locali sulle stesse, o attraverso l'inserimento di controventi dissipativi all'interno della struttura esistente.

Altri interventi, invece, hanno lo scopo di realizzare un collegamento di tipo meccanico tra gli elementi strutturali, in quanto le norme vigenti escludono la possibilità di utilizzo di connessioni attritive.

Le soluzioni suggerite hanno lo scopo di ridurre le sollecitazioni agenti sulle fondazioni e sui pilastri, e di omogeneizzare gli spostamenti della struttura esistente che risultano non omogenei lungo lo sviluppo della stessa.

CAPITOLO 1

Le strutture prefabbricate in Italia

La struttura prefabbricata è una tipologia costruttiva diffusasi in Italia dopo la Seconda Guerra Mondiale per tutti i noti vantaggi della produzione industriale. Gli elementi prefabbricati, realizzati in stabilimenti, sono sottoposti ad un elevato controllo qualitativo e presentano il vantaggio di ridurre i tempi di costruzione dell'intera struttura.
In Italia le strutture prefabbricate sono maggiormente impiegate nel settore industriale, a causa della necessità di disporre di ampi spazi, ottenuti attraverso strutture con larghe campate e forma regolare in pianta.
Con riferimento ai dati del 2001 dell'ISTAT, gli edifici che si assume possano prevedere strutture prefabbricate, ossia edifici ad uso commerciale, industriale, ma anche uffici ed hotel, hanno una percentuale del 3.65% in tutta Italia.

1.1 Evoluzione normativa sismica Italiana

Per comprendere la vulnerabilità delle strutture prefabbricate esistenti sul territorio nazionale, è utile rivedere brevemente l'evoluzione della normativa italiana che ha regolato il progetto degli elementi e delle connessioni nelle strutture prefabbricate:

- Legge 1684 /1962 e la sua integrazione, Legge 1224/1964, descrivono le azioni orizzontali da considerare nelle zone sismiche italiane;
- Circ. M. LL.PP. n. 1422/1965 vieta l'uso di giunti orizzontali senza dispositivi di tipo meccanico se il rapporto T/N è maggiore di 0.35;
- Legge 64/1974 introduce informazioni specifiche per la progettazione sismica, ma poche sulla progettazione delle strutture prefabbricate, limitandosi solo alle pareti strutturali prefabbricate;
- Il D.M. 3/12/1987 evidenzia l'importanza delle connessioni, senza trascurare le fasi transitorie della costruzione. Rimangono limitate le indicazioni per il progetto

degli elementi strutturali e delle connessioni, ma viene introdotto il divieto di utilizzo di connessioni attritive fra trave e pilastro in zona sismica;

- OPCM 3274/2003 fornisce indicazioni obbligatorie più precise solo per il progetto di infrastrutture e strutture strategiche. Le strutture prefabbricate vengono classificate in due tipologie strutturali: multipiano intelaiate e mono piano con colonne isostatiche, a seconda del numero di piani e della capacità delle connessioni nella trasmissione delle sollecitazioni. Per ciascuna tipologia viene suggerito un fattore di struttura specifico. Riferendosi alle connessioni, si dichiara esplicitamente l'importanza di tali elementi sulla risposta sismica dell'intera struttura. Nel caso delle strutture mono piano con colonne isostatiche, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere di tipo fisso (rigido o elastico) o scorrevole. Le connessioni devono garantire la trasmissione delle forze orizzontali causate dall'azione sismica di progetto senza fare affidamento all'attrito. Per le connessioni fisse si considera il principio della gerarchia delle resistenze: la resistenza ultima della connessione deve essere maggiore della forza orizzontale che causa il collasso alla base della colonna in termini di momento flettente;
- EC8, in vigore in Europa e non obbligatorio in Italia, evidenzia il ruolo fondamentale di adeguate connessioni tra gli elementi strutturali, in particolare fra trave e pilastro e fra tegolo di copertura e trave. Vieta di considerare la resistenza fornita dall'attrito nella valutazione della capacità della connessione nei confronti delle forze sismiche;
- D.M. 14/01/2008 presta maggiore attenzione alle strutture prefabbricate basandosi sulla struttura principale dell'OPCM 3431/2005 (modifiche ed integrazioni all'OPCM 3274/2003) e inserendo alcune prescrizioni presenti nel EC8. Con riferimento ai sistemi a pilastri prefabbricati, si considerano le due categorie dell'OPCM 3431, cioè sistemi intelaiati e sistemi a pilastri isostatici. Nel primo caso si hanno strutture con connessioni continue o incernierate, mentre nel secondo caso si hanno strutture mono piano con travi incernierate ad un estremo e libere di scorrere nell'altro. Inoltre, i collegamenti devono trasferire le forze orizzontali indotte dall'azione sismica di progetto, senza tener conto della resistenza attritiva; quest'ultima prescrizione vale anche per le connessioni

copertura-trave. Nel caso in cui i provvedimenti relativi alle 3 connessioni non siano rispettati, il codice, obbliga ad una riduzione del 50% del fattore di struttura nelle analisi lineari;

- D.M. 17/01/2018 è l'attuale codice per le costruzioni in Italia; è stato aumentato il fattore di struttura per le opere non dissipative e sono stati introdotti criteri di verifica più severi per le strutture prefabbricate.

Codice	Prescrizioni per le strutture prefabbricate	Divieto di connessioni attritive	Obbligatorietà
Legge 1684/'62	No	-	Si
Legge 1224/'64	No	-	Si, integra la Legge 1684
Circ. M. LL.PP. n1422/'65	No	Si, se T/N>0.35	Si, integra la Legge 1224
Legge 64/'74	Si	-	Si, Sostituisce i codici precedenti
DM 3/12/1987	Si	In zona sismica	Si, integra la Legge 64
OPCM 3274/'03	Si	Si	Si, solo per infrastrutture e costruzioni strategiche
EC8	Si	Si	No
DM 14/01/'08	Si	Si	Si, integra la Legge 64 e sostituisce le precedenti integrazioni

Figura 1.1 Evoluzione normativa sismica italiana

Sino al 2003, diverse regioni Italiane, tra le quali anche la Lombardia, regione in cui è situata la struttura oggetto di studio del presente lavoro, non erano classificate come zone sismiche; solo con il OPCM 3274/2003 c'è stato un radicale cambiamento e tutto il territorio italiano è stato classificato come sismico e suddiviso in 4 zone caratterizzate da pericolosità sismica decrescente.

Di conseguenza, si prevede che tutte le strutture costruite, almeno fino al 2003, non siano state progettate secondo criteri e dettagli antisismici; per questo stesso motivo la vulnerabilità sismica attesa delle strutture costruite è elevata se paragonata alle zone classificate come sismiche alcuni decenni prima.

1.2 Tipologie strutturali dei capannoni industriali

I capannoni industriali sono strutture spesso molto semplici e regolari sia in elevazione che in pianta. Sono costituiti da colonne portanti, travi, elementi di copertura e pannelli di chiusura perimetrali in cemento armato. I pilastri sono vincolati alla base tramite fondazioni isolate, ossia plinto a bicchiere, e rappresentano il supporto per le travi le quali possono essere semplicemente appoggiate e in questo caso si parla di connessioni ad attrito, oppure possono essere collegate ai pilastri tramite connessioni meccaniche. Stesse tipologie di connessioni le troviamo fra gli elementi trave ed elementi di copertura.
Una classificazione delle tipologie costruttive è stata condotta da RELUIS in collaborazione con ASSOBETON nell'ambito del "Progetto triennale di ricerca DPC/RELUIS 2006/2008". Sono state individuate le seguenti tipologie costruttive per gli edifici industriali:

- Capannoni industriali monopiano
- Capannoni industriali multipiano

L'edificio industriale oggetto di studio nel presente lavoro è una tipologia mista, ossia presenta una porzione multilivello dedicata agli uffici e la restante parte è una struttura monopiano dedicata alla produzione e allo stoccaggio dei materiali.

1.2.1 Capannoni industriali monopiano

Esistono diverse tipologie strutturali e la classificazione è effettuata in base all'elemento strutturale più rappresentativo:

- TRAVI A DOPPIA PENDENZA

La trave a doppia pendenza è utilizzata per luci indicativamente comprese tra 10 a 40 m, e con interassi tra 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. Si riporta di seguito un esempio di capannone monopiano con trave a doppia pendenza:

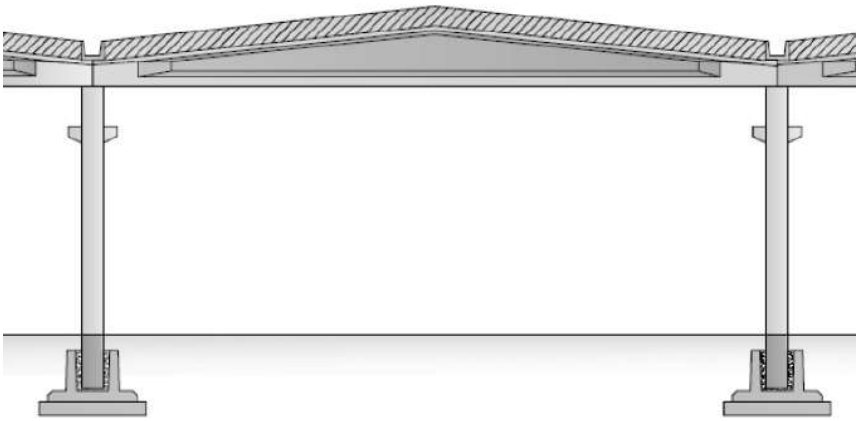


Figura 1.2 Capannoni con travi a doppia pendenza

Una soluzione ricorrente è quella con elementi di copertura costituiti da pannelli in c.a. o c.a.p. in genere binervati, posati sulle travi.
Alla soluzione con pannelli nervati si alternano quelle che prevedono l'utilizzo di pannelli alveolari in c.a.p. o voltine.

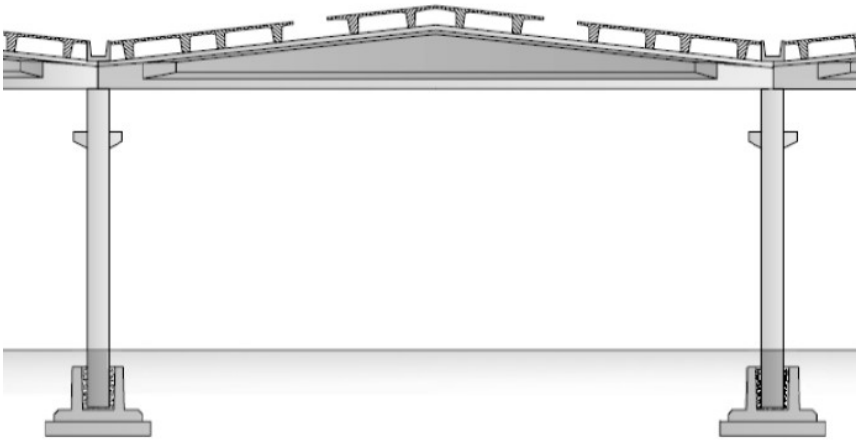


Figura 1.3 Capannoni con travi a doppia pendenza con pannelli binervati

- TRAVI A DOPPIA PENDENZA A CONCI

Il limite di trasportabilità è un fattore importante quando si devono realizzare grandi luci. Per ovviare a questo problema è stata introdotta la trave a doppia pendenza a cocci che risulta essere un'estensione di quella a doppia pendenza classica. I due conci simmetrici sono resi solidali in opera tramite post tensione dei cavi.
Gli elementi che completano la copertura possono essere pannelli alveolari, nervati o voltine.

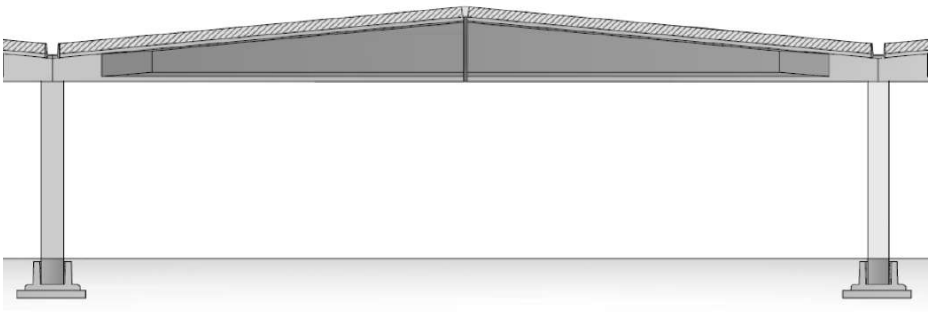


Figura 1.4 Capannoni con travi a doppia pendenza a conci

- TRAVI A I

Questa tipologia strutturale è utilizzata per realizzare luci di lunghezza inferiore, più precisamente tra 10 e 30 m, mentre gli interassi variano dai 6 ai 30 m. La copertura può essere completata con manti impermeabilizzanti di vario tipo.
Sull'estradosso piano delle travi vengono accostati i pannelli alveolari precompressi o pannelli nervati, ma possono essere utilizzati anche elementi come gli shed o le voltine.
Si riporta di seguito a titolo d'esempio solo il caso di capannone industriale con travi a I, sulla quale sono accostati pannelli alveolari:

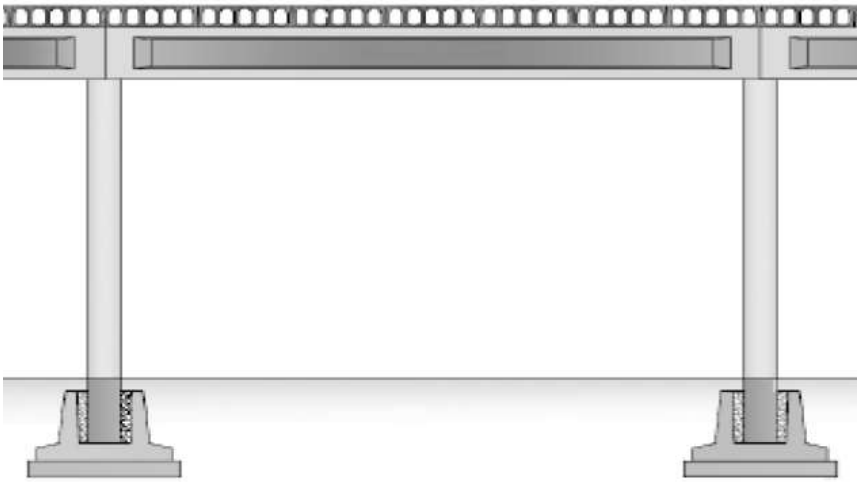


Figura 1.5 Capannoni con travi a I e pannelli alveolari in copertura

– 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.
Gli elementi di copertura sono possono essere pannelli alveolari o nervati, voltine e shed.

Figura 1.6 Capannoni con trave rovescia

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
- pannelli orizzontali
- facciate miste con pannelli verticali e orizzontali.

Figura 1.7 Capannoni con pannelli verticali

Figura 1.8 Capannoni con pannelli orizzontali

1.2.2 Capannoni industriali multipiano

Questi sistemi costruttivi rispondono efficacemente alle complesse necessità progettuali delle costruzioni pluripiano industrializzate abbinando alle elevate prestazioni statiche una grande flessibilità di composizione strutturale. Le tipologie costruttive, di norma con pilastri monolitici, consentono di realizzare più piani intermedi oltre l'orizzontamento di copertura che può essere realizzato con uno qualunque dei sistemi costruttivi precedentemente descritti.

È anche possibile comporre corpi di altezza diversa, sfalsare in quota gli orizzontamenti, disporre griglie strutturali adiacenti di diversa dimensione o con orientamenti ortogonali. La solidarizzazione strutturale, ottenuta sia dai vincoli meccanici delle travi ai pilastri che dai getti integrativi degli impalcati, rende i sistemi strutturali idonei per l'impiego in zona sismica. I sistemi costruttivi pluripiano, risultano idonei alla realizzazione di edifici, anche strutturalmente complessi, con destinazioni d'uso diversificate quali centri polifunzionali, commerciali, magazzini automatizzati, laboratori ed attività del terziario avanzato.

I sistemi strutturali, suddivisi in relazione alla tipologia di solaio impiegata, comprendono strutture pluripiano principalmente con tegoli nervati e con solai alveolari.

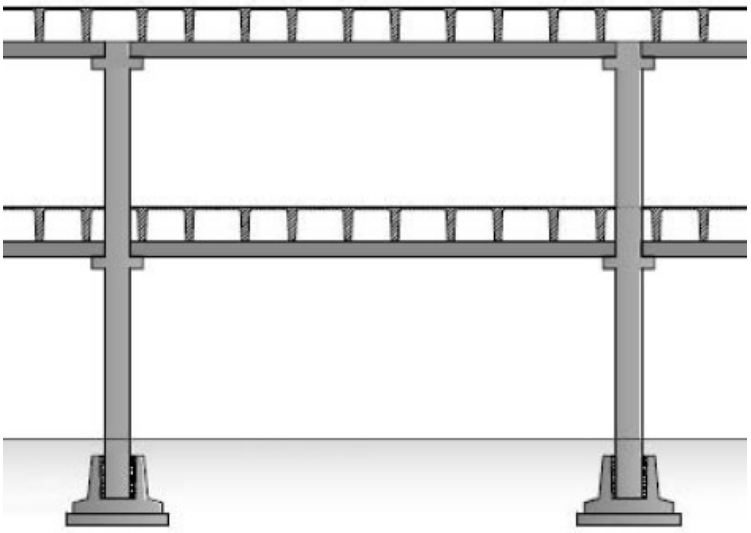


Figura 1.9 Capannoni multipiano con pilastri a mensola

1.3 Danni causati dal sisma alle strutture prefabbricate

Gli eventi sismici che hanno interessato il territorio nazionale (Aquila 2009 ed Emilia 2012) hanno avuto un riscontro pesante sulle strutture prefabbricate.
I danni all'Aquila su tali strutture sono stati meno gravi: il territorio era già stato riconosciuto come sismico e le strutture realizzate secondo i criteri della progettazione antisismica. Le carenze di cui erano affette erano principalmente sui collegamenti tra pannelli ed elementi verticali, totalmente inadeguati piuttosto che sulle strutture in generale.
In Emilia-Romagna i danni sono stati molto più gravi: la zona infatti non era considerata sismica per cui le strutture erano state progettate solo per carichi verticali o al limite, per carichi da vento.
I difetti quindi erano attribuibili a:

- Pilastri troppo esili: non disponevano di un'adeguata duttilità e quindi risultavano eccessivamente caricati;
- Mancanza di collegamenti tra elementi strutturali come tegolo-trave e trave-pilastro;
- Elementi di tamponatura non adeguatamente vincolati alla struttura;
- Presenza di scaffalature portanti materiali pesanti non controventate che nel collasso hanno coinvolto la struttura.

L'Agenzia del territorio stima che sono circa 655000 i capannoni presenti sul territorio nazionale; in particolar modo l'Emilia-Romagna, il Veneto e la Lombardia sono le tre regioni in cui sono maggiormente presenti strutture come queste e totalmente inadeguate ad una potenziale forza sismica.
Segue dunque una rassegna di tutti i principali danni che le strutture prefabbricate hanno manifestato durante gli ultimi eventi simici:

- PROBLEMA DELLA COLONNA TOZZA

Molto spesso la tamponatura in una facciata è stata interrotta lungo l'altezza per poter inserire una fascia finestrata sotto la trave oppure perché, nel corso degli anni, è stata sostituita la tamponatura stessa passando da un pannello in cartongesso (privo di rigidezza, fragile e deformabile, spesso 10 cm) ad un muro in laterizio spesso anche 20-25 cm. Tutte queste situazioni hanno permesso la formazione di un vincolo rigido di incastro sul pilastro su cui il sisma ha scaricato un taglio enorme. Nel punto in cui si interrompe il pannello il pilastro non è duttile e quindi facilmente propenso alla fragilità. Sostanzialmente quindi se il pannello è regolare in altezza allora si ha un effetto positivo in quanto esso funziona come una parete di controvento; negativo se è irregolare in altezza.

Figura 1.10 Problema della colonna tozza

- TORSIONE DELLA TRAVE

A causa della caduta dei tegoli oppure a causa del momento torcente che si crea per l'eccentricità tra il baricentro della trave e l'applicazione in copertura della forza sismica, è possibile che le travi subiscano una rotazione torcente andando ad appoggiarsi sullo spigolo del pilastro il quale inevitabilmente si rompe portando al naturale collasso dell'intera struttura. La duttilità degli spinotti, lì dove presenti, che fissano la trave al pilastro è risultata poi totalmente insufficiente.

Figura 1.11 Torsione della trave

- CADUTA DEI PANNELLI ORIZZONTALI

A causa di accelerazioni verticali, il dispositivo di connessione si è rivelato inadeguato e ha causato la caduta dei pannelli e il tranciamento dei bulloni.

Figura 1.12 Caduta pannelli orizzontali

- MARTELLAMENTO DEI PANNELLI ORIZZONTALI E VERTICALI

Generalmente i pannelli sono collegati ai pilastri mediante profili metallici i quali permettono, tramite un'asola, uno scorrimento nel piano del pannello; in questo modo il pannello non è obbligato a seguire il pilastro durante la sua oscillazione ma può sostanzialmente mantenersi fermo. I profili però non permettono lo scorrimento anche

fuori dal piano del pannello, per cui in caso di sisma si genera un vero e proprio martellamento nell'angolo del capannone: uno dei due pannelli che confluiscono nell'angolo infatti rimane fermo grazie alla connessione ma il secondo, perpendicolare al primo, a causa della sua scarsa resistenza fuori piano, oscilla assieme al pilastro andando così a martellare l'altro pannello facendolo così facilmente distaccare dal pilastro e cadere.

Figura 1.13 Martellamento pannelli orizzontali e verticali

- TRAVI A Y TORSIONALMENTE FLESSIBILI

Questa forma di sezione nasce per portare solo carichi verticali a causa della ridottissima rigidezza torsionale. In caso di sisma allora è facile aspettarsi un loro ribaltamento

Figura 1.14 Travi a Y torsionalmente flessibili

- FORCELLE ESILI

Spesso le forcelle sono di spessore molto sottile per cui debolmente armate e con scarsa resistenza a flessione . La trave che poggia sul pilastro, e che è delimitata dalle forcelle, può andare in torsione generando un effetto leva che trancia le forcelle del pilastro; quando poi su un pilastro arrivano due travi, spesso le forcelle si trovano ancora più esili.

Figura 1.15 Forcelle esili

- LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Se l'accelerazione è alta e combinata con un terreno molto molle, che tende alla liquefazione, l'azione sismica è ancora più amplificata e può portare alla rotazione dei plinti con conseguente perdita di verticalità dei pilastri (i pilastri infatti nel caso dell'immagine qui sotto sono rimasti integri).

Figura 1.16 Liquefazione del terreno

- SCAFFALATURE

Bancali metallici molto alti spesso costituiscono la struttura stessa perché copertura e pareti sono collegati ad essi costituendo così una struttura molto flessibile; ovvio che è sempre da verificare la flessibilità degli scaffali con quella delle pareti che nel piano sono comunque sempre molto rigide.

Figura 1.17 Scaffalature

- PERDITA DI APPOGGIO DELLE TRAVI O DEI TEGOLI

L'appoggio, spesso di pochi cm, si è rivelato assolutamente insufficiente oppure l'attrito è venuto a mancare. Il sisma infatti è spaziale ossia può avere sia le due componenti orizzontali, sia quella verticale. In quest'ultimo caso solleva letteralmente le travi

annullando di fatto la reazione vincolare e quindi la forza d'attrito sulla quale le vecchie normative facevano affidamento come condizione d'appoggio. L'attrito diventa una grande incognita nei calcoli ingegneristici perché spesso viene trascurato, ma di fatto nella realtà esiste ed è di difficile previsione. Oggi, come soluzione si ha l'obbligo di collegare, mediante dispositivi a scelta del progettista, l'elemento strutturale.

Figura 1.18 Perdita di appoggio delle travi o tegoli

- CERNIERE PLASTICHE ALLA BASE DEI PILASTRI

In questo tipo di strutture i pilastri risultano solitamente incastrati alla base e quindi possono essere considerati come mensole incastrate in quanto alla loro estremità superiore presentano vincoli di semplice appoggio o di carrello, lasciando libere le rotazioni oltre che alcuni spostamenti.

Figura 1.19 Formazione delle cerniere plastiche alla base dei pilastri

Il vincolo di incastro alla base viene realizzato attraverso il bicchiere, ossia un alloggiamento posto superiormente alla fondazione, in cui viene inserito successivamente il pilastro prefabbricato.
Sotto l'azione sismica il punto critico risulta quello all'estradosso del bicchiere del plinto, nel quale viene a formarsi la zona di cerniera plastica. In alcuni casi vi è anche la perdita di verticalità dell'elemento a causa della rotazione del plinto di fondazione.

CAPITOLO 2

Scopo della tesi

I danni che i capannoni prefabbricati hanno subito a causa del sisma avvenuto in Emilia-Romagna nel 2012, dimostrano che la maggior parte delle strutture esistenti appartenenti a questa tipologia, presenta evidenti carenze strutturali, non trascurabili, nei confronti di sollecitazioni orizzontali.

Lo scopo di questo lavoro è valutare la vulnerabilità strutturale di un capannone industriale in c.a. prefabbricato sito in Fagnano Olona (VA), Via Vespucci n.8 realizzato secondo le vecchie norme e dunque privo di ogni accorgimento antisismico.

La vulnerabilità sismica è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello a fronte di un evento sismico di una data intensità. L'analisi dunque consiste nel prevedere il comportamento della struttura sotto l'effetto delle azioni orizzontali prodotte dal sisma e consente quindi di conoscere i meccanismi di collasso degli elementi strutturali e valutare il livello di sicurezza della costruzione nei confronti di tali azioni.

L'analisi di vulnerabilità permette di evidenziare le carenze della struttura progettata senza l'adozione di criteri di progettazione antisismica, in quanto non previsti dalle stesse normative, e permette di individuare gli interventi di miglioramento da effettuare sulla struttura, seguendo un ordine di priorità.

CAPITOLO 3

Descrizione generale del Caso Studio

Il caso studio oggetto del lavoro di tesi è l'"Edificio A ", capannone industriale facente parte del più articolato complesso industriale della soc. CHIMITEX S.p.a., con sede nel comune di Fagnano Olona (VA), via Vespucci 8, classificata ai sensi del D. Lgs. 105/15 s.m.i. (cosiddetta Direttiva "Seveso III).

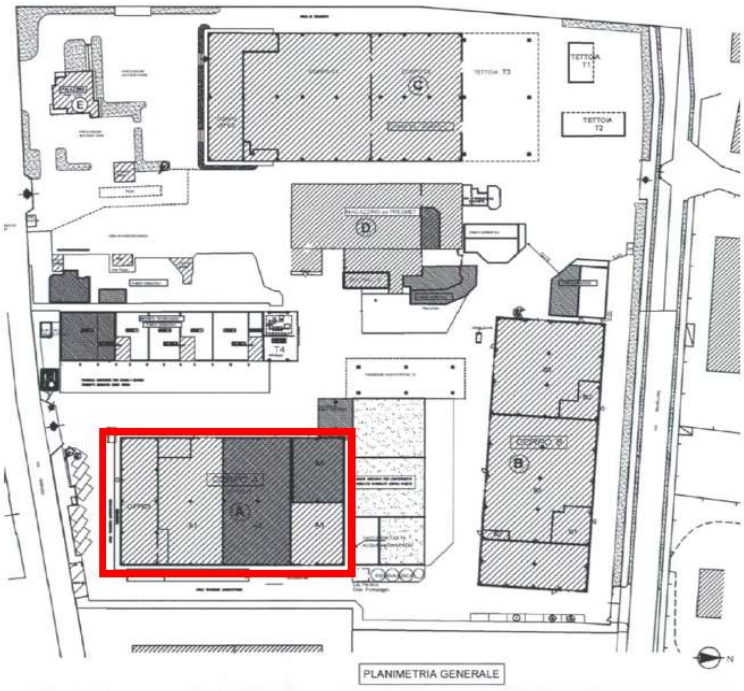


Figura 3.1 Pianta del sito industriale ed individuazione dell'EDIFICIO A

Tutti gli elementi strutturali dell'edificio sono realizzati in calcestruzzo armato prefabbricato; l'edificio è stato progettato dall'ing. F. Coppola (Ordine Ingegneri Trapani n. 765) e realizzato dall'impresa I.C.T. S.r.l. e Lombarda Prefabbricati S.p.A. nell'anno 2003. L'organismo strutturale nel corso degli anni non ha subito nessuna modifica strutturale.

3.1. Descrizione della geometria della struttura

L'analisi della vulnerabilità sismica ha considerato il fabbricato nella sua intera articolazione ed estensione geometrica; l'edificio presenta una porzione multilivello sul fronte e una porzione monolivello nella restante parte. Esso è un tradizionale edificio di tipo industriale prefabbricato, con copertura a doppia falda coincidente con l'andamento delle falde delle capriate principali sulle quali poggiano i tegoli TT. La pianta è di tipo rettangolo regolare, con dimensioni agli assi di 39,0 m di larghezza e 65,10 m di lunghezza. La struttura è presenta tre allineamenti longitudinali principali, i cui pilastri sono posti ad interasse di 10,0 m (assi A-F), 7,5 m (asse G) e 7,55m (asse H). Tra gli assi A e B la struttura si articola in tre livelli e presenta un piano cantinato con quota di pavimento a circa -4,25m, piano terra, primo piano a quota +4,0 m e copertura; la rimanente parte (assi B-H) è di tipo monolivello con altezza sottocapriata di 7,0 m ed altezza complessiva di 9.3 m.

Le strutture principali sono costituite da fondazioni in c.a., plinti e pilastri in c.a. prefabbricati; la copertura è formata da tegoli a sezione TT appoggiati a travi a I di sezione variabile in c.a.p. di luce pari a 19,5 m.

Gli orizzontamenti del piano terra e del primo piano del fronte dell'edificio sono realizzati con tegoli TT, con sovrastante getto in calcestruzzo armato di spessore 0,6 m a costituire un piano rigido, poggiati su travi ad L e T rovescia poste ad interasse di 9,75 m e luce 10,0 m.

L'edificio presenta inoltre un pavimento industriale, spesso 0,2 m, che può essere assunto come un elemento di collegamento tra i plinti di fondazioni perché realizzato ad una distanza minore di 1 m dall'intradosso dell'elemento di fondazione superficiale. Questo elemento permette di ritenere poco significativi gli spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale.

Il perimetro del capannone è chiuso da un tamponamento di tipo orizzontale, in cemento armato prefabbricato, con spessore di 0,2 m.

Il collegamento dei piani, nella parte multilivello, è ottenuto con una scala interna in cemento armato gettato in opera.

Le strutture sono in ordine, senza alcun segno di sofferenza, fessurazione e/o deformazione anomala; non si evidenziano cedimenti localizzati sulle pavimentazioni e/o

nell'intorno delle fondazioni. Tutte le superfici sono regolari e prive di fessurazioni significative. Di seguito sono riportati alcuni elaborati che descrivono la struttura.

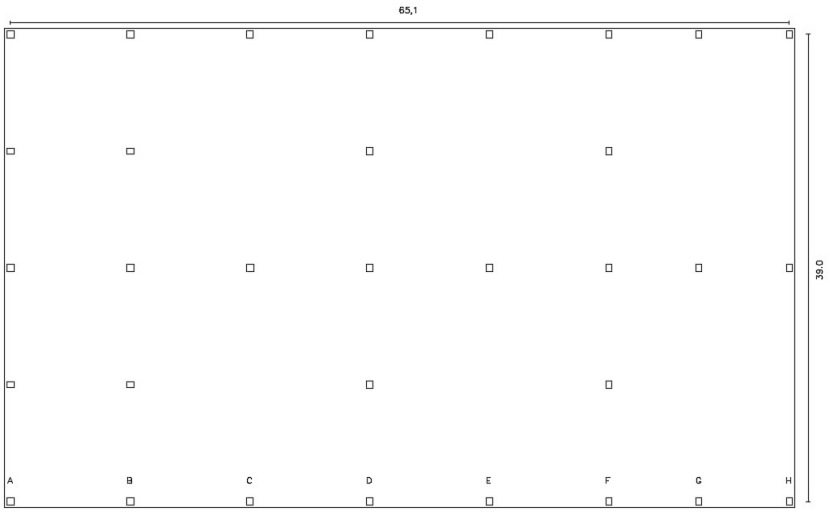


Figura 3.2 Rilievo architettonico Edificio A

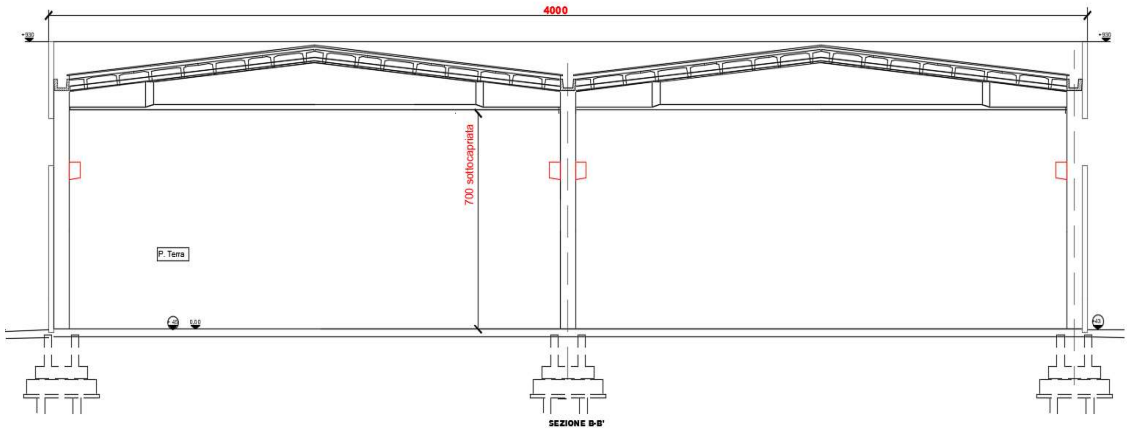


Figura 3.3 Sezione trasversale

3.2. Dettagli costruttivi

Con riferimento al caso specifico, si è potuto constatare che l'edificio è stato realizzato secondo le tradizionali tecnologie della prefabbricazione, senza considerare alcuna azione sismica. La modellazione strutturale proposta nel presente lavoro, ha seguito geometrie e dettagli costruttivi in base alla documentazione originale resa disponibile dalla committenza, che ha permesso di caratterizzare le geometrie e i materiali dei principali elementi strutturali.

3.2.1. Fondazioni

Le fondazioni dell'edificio sono realizzate con plinti a bicchiere prefabbricati, posati su una superficie di fondazione opportunamente preparata, al fine di garantire il corretto posizionamento plano-altimetrico, oltre che un'uniforme distribuzione delle pressioni di contatto. Il plinto presenta un bicchiere di dimensioni 2,0 m x 2,0 m ed altezza di 1,2 m, appoggiato su una sottofondazione priva di pali gettata in opera con dimensioni minime pari a 3,7 m x 3,7 m e spessore 0,3 m, per le prime due campate (assi A-B) con livello cantinato a quota -6,07 m; per quanto concerne la restante parte della struttura (assi C-H), il bicchiere poggia su una sottofondazione con pali gettata in opera di dimensioni minime 2,7 m x 2,7 m e spessore 0,5 m alla quota -2,2 m.
I pali impiegati hanno il diametro di 0,34 m e capacità portante limite di circa 2080 KN a compressione.

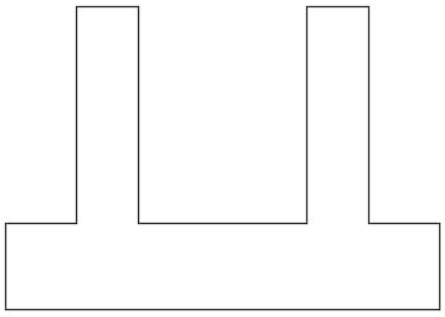


Figura 3.4 Plinto a bicchiere

La tipologia costruttiva prevede che il pilastro sia inserito all'interno del bicchiere le cui dimensioni trasversali eccedono di 5÷10 cm le misure dei suoi lati. Il piano di posa e da considerare di circa 10 cm dal fondo del bicchiere. Questa differenza e colmata con un allineamento di calcestruzzo fine additivato che regola la definitiva quota d'imposta del piedritto consentendo il posizionamento di una semplice apparecchiatura di centraggio (boccola metallica). L'interstizio fra le pareti del bicchiere e il pilastro e sigillato con calcestruzzo.
Lungo il perimetro della costruzione e presente un cordolo di collegamento fra i plinti, che ha il compito di sopportare il peso dei tamponamenti orizzontali.

3.2.2. Pilastri

I pilastri della struttura sono in c.a. prefabbricato; il numero totale dei di pilastri è 32 a sezione variabile. I pilastri situati sul bordo della porzione multilivello hanno sezione quadrata di lato 0,6 m con armatura longitudinale totale pari a 12 Ø 20. Alla quota di connessione con l'orizzontamento del piano terra e del primo piano, tali pilastri sono completati con delle mensole lunghe circa 0,2 m per consentire su uno, o due lati la connessione con le travi.
I pilastri di bordo della porzione monolivello presentano sezione rettangolare 0,6 m x 0,5 m con armatura longitudinale totale pari a 12 Ø 24 + 8 Ø 20.
I pilastri centrali nella zona monolivello invece hanno anch'essi sezione rettangolare 0,6 m x 0,5 m, ma l'armatura longitudinale totale e pari a 12 Ø 24.
Le sollecitazioni taglianti sono affidate a staffe con diametro e passo variabile lungo la lunghezza del pilastro; in particolare troviamo staffe a 2 bracci Ø 8/10 cm alla base del pilastro e Ø 6/20 nella zona centrale dello stesso.

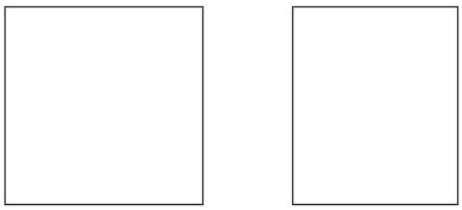


Figura 3.5 Sezione pilastri

3.2.3. Travi

Nella struttura in esame sono presenti diverse sezioni di travi, tutte prefabbricate. Nella zona adibita agli uffici sono presenti travi longitudinali di piano a L che poggiano sui pilastri di spigolo e a T rovescia che poggiano sui pilastri centrali. In totale si contano 5 travi per ogni orizzontamento; queste travi sono lunghe 10 m e hanno base larga 1 m, spessore dell'anima di 0,4 m, spessore dell'ala 0,5 m e altezza totale di 0,8 m. L' armatura longitudinale è costituita da Ø 30 e le sollecitazioni di taglio sono affidate ad una staffatura composta da barre Ø12/10 cm agli appoggi e Ø12/20 cm in mezzeria.

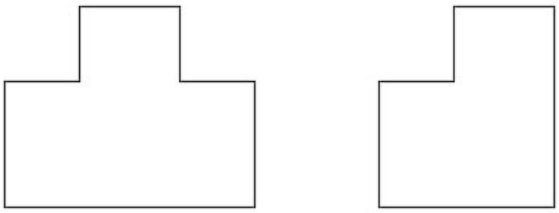


Figura 3.6 Travi a T rovescia e L

Le travi di copertura sono travi a doppia pendenza, realizzate in c.a.p. con falde inclinate di circa il 10%; presentano una sezione rettangolare agli appoggi per assorbire elevate sollecitazioni di taglio, mentre per la restante luce della stessa la sezione è a I. La larghezza della base è di 0,5 m e altezza variabile lungo la luce, con altezza minima pari a 0,85 m in corrispondenza degli appoggi e 1,8 m in corrispondenza della mezzeria; anche lo spessore dell'anima è variabile, 0,3 m in prossimità dell'appoggio e 0,12 m nella zona centrale.

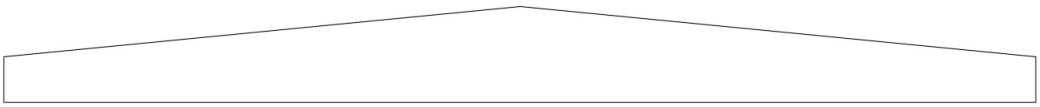


Figura 3.7 Trave doppia pendenza

La precompressione è affidata a barre d'acciaio armonico stabilizzato in trefoli da 1/2", con diametro nominale $Ø_n$=12,4 mm e una sezione A_n =93 mm^2; la tensione iniziale di precompressione è pari a σ_t=1373 N/mm^2, e tensione di rottura σ_r=1864 N/mm^2. L'armatura a taglio è costituita da staffe con diametro e passo variabile lungo la luce della trave. La struttura presenta 16 capriate, tutte lunghe 19,5 m, semplicemente appoggiate ai pilastri di estremità del capannone.

Lungo lo sviluppo longitudinale del capannone, sono presenti travi di gronda in c.a.p. aventi sezione a U per facilitare lo smaltimento delle acque meteoriche; hanno la base lunga 0,6 m, altezza di 0,385 m, spessore dell'ala e dell'anima pari a 0,085 m. Le travi di gronda sono lunghe 10 m (assi A-F), 7,55 m (asse G) e 7,5 m (asse H).

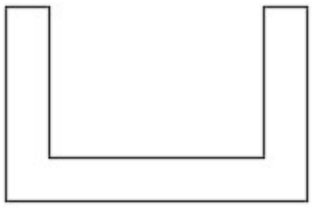


Figura 3.8 Trave di gronda

La precompressione è affidata a barre d'acciaio armonico stabilizzato in trefoli da 3/8", con diametro nominale $Ø_n$=9,4 mm e una sezione A_n=52 mm^2; la tensione iniziale di precompressione è pari a σ_t=1275 N/mm^2, e tensione di rottura σ_r=1864 N/mm^2. L'armatura lenta invece è costituita da barre d' acciaio di tipo B450C, mentre la resistenza al taglio è affidata a reti Ø5/15x15 piegate appositamente per seguire il profilo della sezione.

3.2.4. Impalcati

Gli impalcati sono realizzati con soluzioni “nervate”, utilizzate spesso nelle strutture prefabbricate, che determinano un comportamento misto di lastra e trave. Nella struttura in esame sono stati utilizzati tegoli TT in c.a.p., formati sostanzialmente dalla combinazione di una soletta spessa 0,08 m con nervature ricalate.
I tegoli sono stati utilizzati per gli orizzontamenti nella zona uffici, sono lunghi 10 m, larghi 2,49 m e alti 0,4 m. L’orizzontamento è completato con un getto di calcestruzzo armato in opera di 0,06 m.
La precompressione e garantita da barre di acciaio armonico stabilizzato in trefoli da 1/2”, con un diametro nominale $Ø_n$=12,4 mm e una sezione A_n=92 mm^2. La tensione di tiro iniziale di precompressione e di σ_t=1275 N/mm^2, la tensione di rottura e invece di σ_r=1864 N/mm^2. L’armatura lenta, invece, e costituita da barre in acciaio di tipo B450C.
Le sollecitazioni di taglio sono affidate ad apposita armatura trasversale disposta ad interasse variabile lungo la lunghezza del tegolo.

Figura 3.9 Tegolo TT

3.2.5. Elementi di copertura e tamponamenti

La copertura è realizzata attraverso gli stessi tegoli TT utilizzati per la realizzazione degli orizzontamenti, ma a differenza di questi ultimi, la copertura non presenta il getto di completamento. I tegoli sono lunghi 10 m (assi A-F), 7,55 m (asse G) e 7,5 m (asse H).
L’edificio è perimetrato da pannelli orizzontali alleggeriti di spessore 0,2 m e altezza 7,9 m oltre ad un nastro finestrato di sottogronda con altezza 1,5 m.

3.3. Descrizione del terreno di fondazione

La stratificazione geologica indica, generalmente, la presenza di livelli sabbiosi, intervallati da livelli ghiaioso-sabbiosi e sabbioso-limosi poco addensati.
Localmente si ha:
- da 0 a -0,9 m: riporti;
- da -0,9 a -2,0 m: ghiaie con sabbie poco addensate;
- da -2,0 a -4,0 m: sabbie limose molto sciolte con ghiaia e ciottoli;
- da -4,0 in poi: ghiaie e sabbie via via maggiormente addensate;

Non è riscontrata la presenza di falda.

3.4. Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza

Per eseguire un'analisi del livello di sicurezza associato ad un edificio nei confronti delle azioni sismiche è necessario avere una conoscenza diretta e approfondita delle sue caratteristiche strutturali: proprietà meccaniche dei materiali, condizione dei vari elementi strutturali, dettagli costruttivi, configurazioni geometriche. Tanto più la conoscenza dell'edificio in esame è approfondita, tanto più accurate e attendibili potranno essere le informazioni ottenute dal modello di calcolo e tanto più raffinato potrà essere il metodo di analisi utilizzato per valutare la risposta sismica.
La normativa italiana, cosi come l'Eurocodice 8, riconosce 3 livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza limitata;
- LC2: Conoscenza adeguata;
- LC3: Conoscenza accurata.

Il livello di conoscenza definito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.
I fattori di confidenza, FC=f(LC), sono strettamente legati ai livelli di conoscenza conseguiti nelle indagini conoscitive e vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali (f_m) della struttura esistente per ricavare i valori di calcolo (f_d) da

adottare, nel progetto o nella verifica, e da ridurre ulteriormente, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza (γ_m).

La relazione tra il livello di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella Tab. C8A.1.2 della Circolare n.167 del 2009 riportata di seguito:

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenteria)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e *limitate* verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e *limitate* prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle Specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 3.10 Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in c.a. o in acciaio

Per la struttura in esame, valutati tutti gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza, si è reputato di assumere un livello LC3; a questo livello di conoscenza è associato un fattore di confidenza FC unitario. Assumere un fattore di confidenza pari all'unità significa non andare a ridurre le resistenze medie, ottenute dalle informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.

CAPITOLO 4

Valutazione della vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica di una struttura è la misura della suscettibilità della struttura stessa a subire danni per effetto di un'azione sismica di assegnate caratteristiche.
Il paragrafo C8.3 della C.M. n. 617/2009 spiega che per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

- stabilire se la struttura in esame è in grado o no di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle Norme tecniche, oppure
- determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previsto, che la struttura è in grado di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle Norme tecniche, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Alla luce di queste considerazioni, il processo di valutazione della vulnerabilità sismica del capannone oggetto di studio di questa tesi, è schematizzabile nelle seguenti fasi:

- modellazione della struttura e definizione dei materiali;
- definizione delle azioni e delle loro combinazioni;
- analisi strutturale attraverso i metodi di dinamica modale e statica non lineare;
- valutazione della sicurezza per mezzo del metodo N2.

4.1 Modellazione della struttura

La modellazione della struttura è uno degli aspetti fondamentali e più delicati dell'analisi del comportamento di strutture sotto l'azione sismica. Quando si parla di modellazione strutturale, si intende quella fase progettuale in cui le azioni e la struttura reali vengono sostituiti con un modello, in termini matematici, da utilizzare per la valutazione delle

sollecitazioni. L'utilizzo dei calcolatori ha permesso di adottare modelli matematici sempre più complessi e nell'analisi del capannone industriale oggetto del presente lavoro, è stato utilizzato il software agli elementi finiti SAP2000 ver.20.

Per l'intera struttura è stata effettuata una modellazione tridimensionale con elementi monodimensionali e ciascuna asta è stata posta in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali.

Lo schema statico è una caratteristica fondamentale della struttura, in quanto determina il comportamento sotto l'azione dei carichi statici e, molto più importante, il comportamento sotto l'azione delle forze dinamiche, come le forze inerziali orizzontali in caso terremoto.

Lo schema statico utilizzato per la struttura in esame è quello classico delle strutture ad uso industriale, in cui le colonne risultano essere incastrate alla base e gli elementi orizzontali, quali travi longitudinali e di copertura, sono considerati semplicemente appoggiati.

La resistenza allo scorrimento delle travi di sommità all'azione orizzontale è garantita dal solo attrito, non essendo presenti giunti meccanici che assicurano il vincolo reciproco tra i vari elementi strutturali. Occorre evidenziare inoltre che, la mancanza di collegamento rigido delle travi di copertura con le sottostanti strutture, non permette di considerare la soletta d'orizzontamento di copertura come piano rigido, evidenziando quindi la propensione degli allineamenti di pilastri ad avere reciproci spostamenti differenziali se sottoposti ad azioni orizzontali. Tale aspetto risulta particolarmente critico quando viene esaminato nei versi della resistenza sismica ove, il contributo offerto dall'attrito tra gli elementi strutturali, non potrà essere considerato come forza equilibrante in virtù delle prescrizioni delle Norme Tecniche 2018.

Si è utilizzato quindi uno schema a pendolo rovescio in cui è presente una discontinuità flessionale a livello dei giunti e risulta essere estremamente sensibile alle forze orizzontali, che causano eccesivi spostamenti laterali; tali spostamenti costituiscono una grossa limitazione per quanto riguarda le verifiche allo stato limite di danno ed allo stato limite ultimo, portando a effetti del secondo ordine spesso non trascurabili.

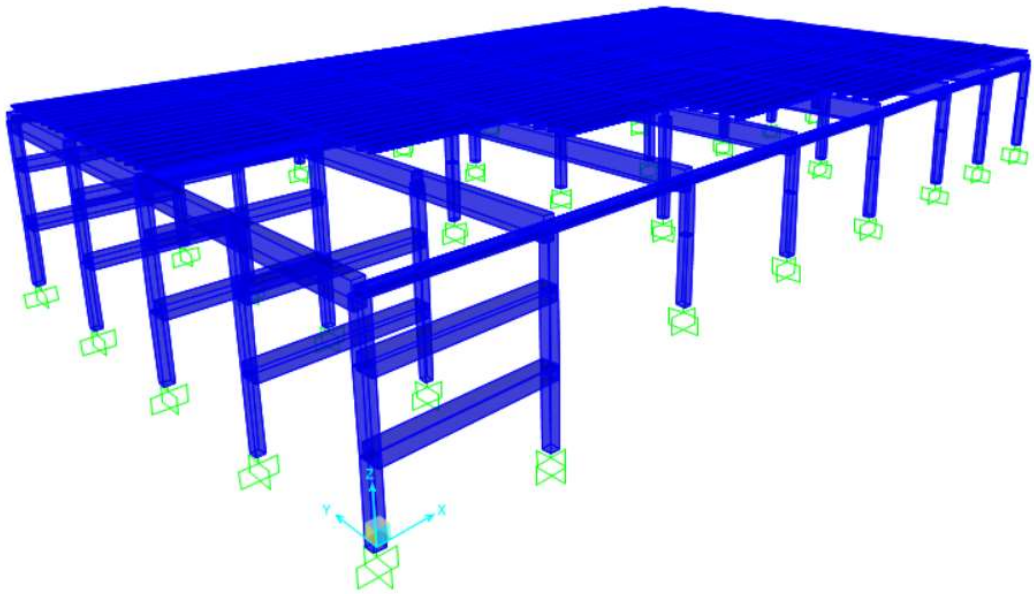


Figura 4.1 Modello della struttura

Nella realizzazione del modello strutturale, per semplicità di modellazione, è stata approssimata la sezione della trave a doppia pendenza ad una sezione rettangolare unica e lineare di dimensioni 0,6 m x 1,3 m.

Gli elementi non strutturali autoportanti, ossia le tamponature, sono stati rappresentati solo in termini di massa, senza considerare, dunque, il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza.

Non è stato inserito alcun vincolo di diaframma in copertura perché questa non ne ha le caratteristiche.

Nella zona multilivello della struttura, le travi a T rovescia e ad L, sono fissate alle mensole dei pilastri con barre metalliche passanti, colate in appositi tubolari metallici; i tegoli sono collegati alle travi a T rovescia e il getto di calcestruzzo effettuato in opera ha permesso, assieme agli accorgimenti descritti, di ritenere questi orizzontamenti come piani rigidi e quindi assegnare ad essi un vincolo di diaframma.

Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si è dovuto tener conto della fessurazione dei materiali fragili (7.2.6 NTC 18). È lecito pensare che, sotto l'azione sismica, gli elementi di strutture in cemento armato, durante il moto vadano incontro a fenomeni di fessurazione tanto più evidenti quanto più elevata è l'intensità sismica. Per

tener conto della fessurazione, le norme suggeriscono di valutare la rigidezza degli elementi come rigidezza secante allo snervamento.

Nel caso in esame, il calcolo della rigidezza secante allo snervamento è stato effettuato utilizzando il metodo riportato da Paulay e Priestley, basato sulla riduzione del momento di inerzia della sezione, in modo da ottenere un momento di inerzia equivalente.

Per applicare questo metodo è stato sufficiente fare riferimento alla tabella riportata di seguito e scegliere, in base all'elemento strutturale considerato trave o colonna, e nel caso delle colonne, in base al valore dell'azione assiale adimensionalizzata rispetto alla resistenza della sezione $N/(f_c \times A)$, un valore del momento d'inerzia della sezione fessurata (J_r) in funzione di quello corrispondente alla sezione integra J_i.

Membri Strutturali	Intervallo di J_r/J_i	J_r/J_i raccomandato
Travi, rettangolari	0.30 – 0.50	0.40
Travi, a T e a L	0.25 – 0.45	0.35
Colonne, $N > 0.5\ f_c \cdot A$	0.70 – 0.90	0.80
Colonne, $N = 0.2\ f_c \cdot A$	0.50 – 0.70	0.60
Colonne, $N = -0.05\ f_c \cdot A$	0.30 – 0.50	0.40

Figura 4.2 Momenti di inerzia ridotti per elementi fessurati (metodo Paulay e Priestley)

In base al metodo appena descritto, la rigidezza flessionale dei pilastri è stata ridotta del 50% in entrambe le direzioni, mentre quella a taglio è stata ridotta del 35% sempre in entrambe le direzioni. Per le travi a T rovescia e a L la riduzione della rigidezza flessionale e a taglio è pari al 35%.

Un altro fattore, preso in considerazione durante la fase di modellazione, è l'eccentricità accidentale del centro di massa; la posizione relativa fra centro di massa e centro delle rigidezze influisce notevolmente sulla risposta strutturale dell'edificio soggetto a sisma, potendo causare dannosi effetti torsionali. Non potendo conoscere con esattezza la posizione delle masse, ci si tutela da un'eventuale sottovalutazione dell'eccentricità introducendo un'eccentricità accidentale. In particolare, si richiede che il centro di massa di ogni piano venga spostato dalla sua posizione nominale, in ciascuna delle due direzioni principali della struttura, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica (7.2.6 NTC 18).

Questo significa che il centro di massa, posto per semplicità coincidente con il centro geometrico in pianta dell'edificio, è stato spostato in quattro punti diversi:

- $e_x = \pm 5\% L_x = 0{,}05 \times 60.1\text{m} = 3{,}00\text{m}$
- $e_y = \pm 5\% L_y = 0{,}05 \times 39\text{m} = 1{,}95\text{m}$

L'edificio presenta inoltre un pavimento industriale, spesso 0,2 m, che può essere assunto come un elemento di collegamento tra i plinti di fondazioni perché realizzato ad una distanza minore di 1 m dall'intradosso dell'elemento di fondazione superficiale. Questo elemento permette di ritenere poco significativi gli spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale.

4.1.1 Definizione dei materiali

Di seguito sono riportate le caratteristiche di resistenza dei materiali utilizzati nel modello per le verifiche.
Per pilastri, travi e tegoli sono stati definiti i seguenti materiali:

CALCESTRUZZO:

- resistenza caratteristica a compressione cubica $R_{ck} = 50$ MPa;
- resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck} = 41.5$ MPa;
- resistenza media a compressione cilindrica $f_{cm} = 49.5$ MPa;
- resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 23.5$ MPa;
- resistenza media a trazione $f_{ctm} = 3.60$ MPa;
- resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 2{,}52$ MPa;
- resistenza media a trazione per flessione $f_{cfm} = 4{,}32$ MPa;
- resistenza a trazione di progetto $f_{ctd} = 1{,}68$ MPa;
- modulo elastico secante $E_{cm} = 35547.1$ MPa.

ACCIAIO:

- tensione caratteristica di snervamento f_{yk} = 450 MPa;
- tensione di snervamento di progetto f_{yd} = 391.3 MPa;
- modulo elastico E_s = 210000 MPa.

Per le fondazioni sono stati definiti i seguenti materiali:

CALCESTRUZZO:

- resistenza caratteristica a compressione cubica R_{ck} = 30 MPa;
- resistenza caratteristica a compressione cilindrica f_{ck} = 24.9 MPa;
- resistenza media a compressione cilindrica f_{cm} = 32.9 MPa;
- resistenza di calcolo a compressione f_{cd} = 14.11 MPa;
- resistenza media a trazione f_{ctm} = 2.56 MPa;
- resistenza caratteristica a trazione f_{ctk} = 1,79 MPa;
- resistenza media a trazione per flessione f_{cfm} = 3,07 MPa;
- resistenza a trazione di progetto f_{ctd} = 1,19 MPa;
- modulo elastico secante E_{cm} = 31447.2 MPa.

ACCIAIO:

- tensione caratteristica di snervamento f_{yk} = 450 MPa;
- tensione di snervamento di progetto f_{yd} = 391.3 MPa;
- modulo elastico E_s = 210000 MPa.

Per il terreno di fondazione sono state definite le seguenti caratteristiche di resistenza:

- capacità portante limite R_d =0,269 Mpa
- pressione ammissibile del terreno per fondazioni superficiali R_a=0,095 Mpa
- costante di sottofondo assunta (Winkler) K=3
- tipo di sottosuolo assunto: C

4.2 Analisi dei carichi

Il presente lavoro tratta l'analisi di una costruzione esistente, quindi si è fatto riferimento al cap. 8 delle NTC 18. Al paragrafo 8.5.5 sono riportati i valori dei carichi variabili da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto di eventuali interventi migliorativi; i carichi a cui fare riferimento sono quelli riportati al cap. 3 delle NTC 18 per le nuove costruzioni. I carichi permanenti, invece, sono stati dedotti da un rilievo geometrico-strutturale dei materiali.
Secondo il p.to 3.2.4 NTC 18, sono state calcolate le masse relative ai carichi permanenti e ai carichi variabili che devono essere considerati presenti durante l'azione sismica:

- masse permanenti: $G_{k,j}$ (pesi propri e carichi permanenti)
- masse variabili: $\Sigma\ \psi_{2,i}\ Q_{k,i}$

Facendo riferimento al prospetto 2.5.1 NTC 18, per edifici situati ad altitudine inferiore ai 1000 metri s.l.m. (Fagnano Olona 265m s.l.m.) con carichi da neve $\psi_{2,i} = 0$; analogamente, anche per i carichi da vento, si considera $\psi_{2,i} = 0$.ta

4.2.1 Carichi permanenti

I pesi propri degli elementi strutturali (G_1) sono stati determinati automaticamente dal software di calcolo SAP2000, dopo aver assegnato i materiali e le sezioni di tutti gli elementi strutturali presenti nell'edificio.
I pesi propri degli elementi non strutturali (G_2) sono costituiti da:

- peso per unità di superficie del manto meteorico di copertura in guaina impermeabile: q = 0,2 KN/m^2
- peso per unità di superficie della soletta di completamento piani intermedi di spessore pari a 0,6m: q = 1,5 KN/m^2
- peso per unità di superficie da progetto (incidenza tavolati, pavimenti, sottoservizi e varie): q = 3 KN/m^2

- tamponamenti perimetrali: l'edificio è perimetrato da pannelli orizzontali alleggeriti prefabbricati con peso q = 3,5 KN/m^2 per un'altezza di circa 7,9m, oltre ad un nastro finestrato di sotto gronda con altezza pari a 1,5m e peso q = 0,5 KN/m^2. Si considera che il carico gravitazionale dei pannelli si scarichi completamente sulle travi di bordo di fondazione, mentre si considera ai fini del calcolo dell'aliquota inerziale sismica agente sui pilastri, la massa della semialtezza dei pannelli: q = [(3,5 x 7.9 + 0,5 x 1.5) x i) / 2] / H = 18 KN/m, i = 10.0m è l'interasse massimo dei pilastri e H=7.90m è l'altezza media dei pilastri.

4.2.2 Carichi di esercizio

I carichi variabili o di esercizio, sono quei carichi legati alla destinazione d'uso dell'edificio e sono carichi uniformemente distribuiti. I valori nominali di questi di questi carichi sono riportati nella tab. 3.1.2 delle NTC 18 e si riferiscono a condizioni d'uso corrente delle varie categorie; i valori assunti nel caso specifico sono:

- H1, coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione q_k = 0,5 KN/m^2
- B1, uffici non aperti al pubblico q = 2 KN/m^2

4.2.3 Azione sismica

L'azione sismica è costituita da tre componenti traslazionali indipendenti: due orizzontali (parallele alle due direzioni principali x e y dell'edificio) ed una verticale (in direzione z); la componente lungo z è stata trascura poiché il caso in esame non rientra nelle opere sensibili alla componente verticale (7.2.1 NTC 18).
Le NTC 18 adottano un approccio prestazionale agli stati limite per la progettazione delle strutture nuove e per la verifica di quelle esistenti. L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una pericolosità sismica di base, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche, nel capitolo C3.2 della

Circolare n°617/C.S.LL.PP. essa è indicata accuratamente, sia in termini geografici che in termini temporali:

"La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC 18, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "periodo di riferimento" VR e la probabilità è denominata "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento PVR".

La pericolosità sismica è definita dall'accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al 3.2.2 NTC 18), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, cosi come definite nel 3.2.1 NTC 18, nel periodo di riferimento V_R, come definito nel 2.4 NTC 18.

Gli spettri sono definiti, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in base ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per un coefficiente d'uso C_U funzione della classe d'uso. Il caso in esame è una struttura avente Classe d'uso III (industrie con attività pericolose per l'ambiente), il cui coefficiente C_U assume valore pari a 1,5. L'edificio è un'opera ordinaria, quindi di Tipo 2 con una $V_N \geq 50$ anni; di conseguenza:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1{,}5 = 75 \text{ anni}$$

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati facendo riferimento alle prestazioni delle costruzioni nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti. Le NTC 18 prevedono quattro stati limite: due di esercizio, Stato Limite di Operatività (SLO), Stato Limite di Danno (SLD) e due ultimi, Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC). Nel presente lavoro di tesi si è svolta la verifica della struttura nei confronti del solo stato limite ultimo della salvaguardia della vita.
La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente per lo SLV è del 10% (Tab. 3.2.I NTC 18). Noto P_{VR}, si può determinare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 712\ anni$$

Detto che l'edificio sorge nel comune di Fagnano Olona (VA), e le coordinate geografiche del sito sono le seguenti:

Longitudine: 8,86701 Latitudine: 45,65651

sono stati ricavati i seguenti valori dei parametri sismici attraverso il software SAP2000:

	a_g/g	**F_0**	**T^*_C (sec)**
T_R= 712 anni	0,0426	2,64	0,29

Tabella 4.1 Valori dei parametri a_g/g, F_0, T^*_C

Allo scopo di individuare la categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{S,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità. Il terreno su cui poggia la struttura è di tipo C in quanto 180m/s<VS,30<360m/s (Tab. 3.2.II NTC 18), e la categoria topografica è di tipo T1 essendo una la superficie topografica di tipo pianeggiante (Tab. 3.2.1V NTC 18). Lo spettro di risposta elastico è definito dalle Eq. 3.2.4 (3.2.3.2.1 NTC 18) in cui:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S=S_S \cdot S_T$, dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V NTC 18) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI NTC 18) pari a 1 per categoria topografica T_1; T_C è il periodo corrispondente alla fine del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da $T_C=C_C \cdot T^*_C$, dove C_C è funzione della categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.V NTC 18); T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, pari a $T_B=T_C/3$; T_D il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D=4.0 \cdot (a_g/g) +1.6$.
Nella seguente tabella sono indicati i parametri necessari per la costruzione dello spettro di risposta elastico:

SLV	T_R= 712 anni
S_S	1,50
C_C	1,57
S_T	1,0
S	1,50
T_B (sec)	0,1538
T_C (sec)	0,4613
T_D (sec)	1,77

Tabella 4.2 Valori dei parametri per la costruzione dello spettro elastico

Lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali del sisma valutati con riferimento ad uno smorzamento del 5% è definito a partire dai valori della Tab. 3.1 associati ai valori dei parametri di Tab. 4.1.

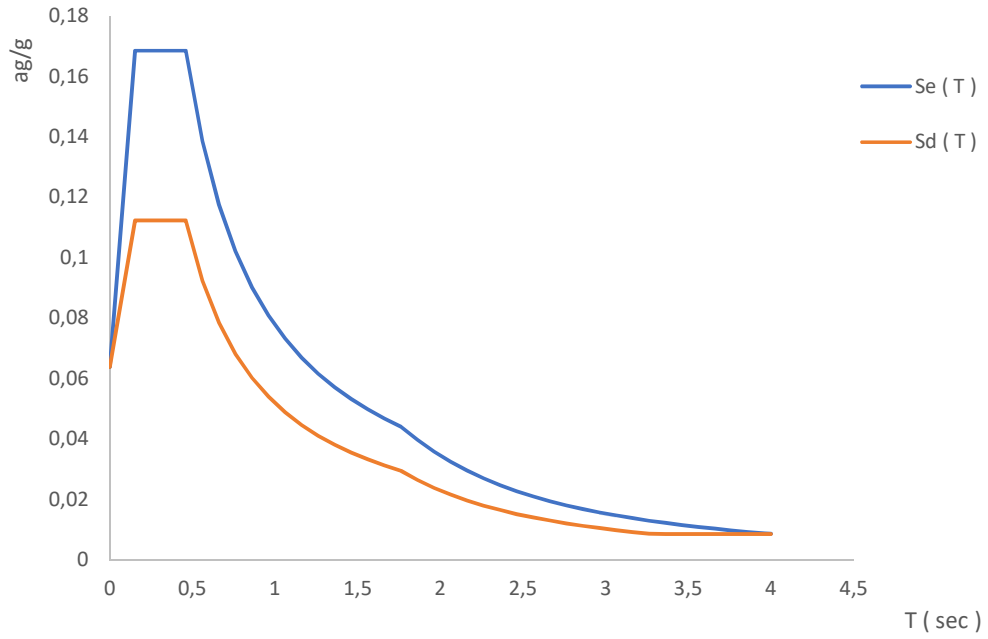


Figura 4.3 Spettro di risposta elastico e di progetto in accelerazione per lo SLV

Quando si utilizza l'analisi lineare per strutture dissipative, come avviene per gli SLU, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati facendo riferimento allo spettro di progetto ottenuto considerando un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Per gli edifici esistenti la Circolare n°617 del 2009 al capitolo C8.7.2.4 ci consente di utilizzare un valore di q compreso tra 1.5 (sistema a pendolo rovescio) e 3 (sistema a telaio) per gli elementi strutturali duttili, e 1.5 (sistema a pendolo rovescio) per gli elementi fragili. Si è preso cautelativamente un valore del fattore di struttura pari a q=1,50.
Definito lo spettro di risposta elastico di progetto, l'azione sismica sarà rappresentata da un sistema di forze statiche orizzontali, come nell'analisi statica lineare (7.3.3.2 NTC 18).

4.3 Combinazione delle azioni

Per quanto riguarda la combinazione dell'azione sismica, secondo il p.to 7.3.5 delle NTC 18, i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna componente orizzontale dell'azione sismica, applicata separatamente, devono essere combinati sommando ai

massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

1	$+E_X + 30\%E_Y$	5	$+E_Y + 30\%E_X$
2	$+E_X - 30\%E_Y$	6	$+E_Y - 30\%E_X$
3	$-E_X + 30\%E_Y$	7	$-E_Y + 30\%E_X$
4	$-E_X - 30\%E_Y$	8	$-E_Y - 30\%E_X$

Tabella 4.3 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Combinando in questo modo le componenti dell'azione sismica, si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto le 8 coppie di azioni ortogonali (Tab. 4.3) vanno moltiplicate per le 4 possibili posizioni del centro delle masse. A ciascuna combinazione bisogna sommare successivamente i valori degli effetti dovuti ai carichi gravitazionali valutati nella combinazione sismica (3.2.4 NTC 18).
Le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) devono essere effettuate considerando le 32 diverse combinazioni di tipo:

$$F_d = G_1 + G_2 + E + \psi_2 \cdot Q_k$$

e assumendo $\psi_2 = 0.30$ per la categoria Uffici (Tab. 2.5.I NTC 18).

4.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati attraverso tre metodi ammessi nel capitolo 7.3 delle NTC 18:

- Analisi Dinamica Lineare;
- Analisi Statica Non Lineare;
- Analisi Dinamica Non Lineare.

L'analisi dinamica lineare può essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale.

L'analisi dinamica lineare consiste nella determinazione dei modi di vibrare della struttura, successivamente viene effettuato il calcolo degli effetti dell'azione sismica che, nel nostro caso, è rappresentata dallo spettro di risposta elastico di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare della struttura; infine per tener conto della non contemporaneità di tutti gli effetti massimi su ciascun modo di vibrare individuato, questi effetti vengono opportunamente combinati.

È necessario prendere in considerazione tutti i modi di vibrare con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considerano agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, una combinazione quadratica completa relativi a ciascun modo. Gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa, per gli edifici, possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti.

Questo metodo di analisi tiene conto del comportamento dissipativo della struttura tramite l'impiego del fattore di struttura q e non può cogliere, quindi, le variazioni nella risposta della struttura che si verificano all'aumentare dei danneggiamenti che interessano i vari elementi strutturali.

L'analisi statica non lineare, comunemente definita "analisi pushover", invece, permette di cogliere questi aspetti, dimostrando di essere un utile strumento in fase di verifica, laddove è necessario valutare la coerenza fra il fattore di struttura assunto e la reale capacità dissipativa della struttura.

L'analisi dinamica non lineare è una tipologia di analisi che consente di valutare, tramite l'integrazione delle equazioni del moto, la risposta sismica della struttura, modellata mediante elementi aventi comportamento non lineare. Il modello è assoggettato ad accelerogrammi spettro compatibili con lo spettro di risposta elastico, e ai carichi gravitazionali.

Un parametro importante per la scelta dell'analisi da effettuare è quello della regolarità della struttura. La costruzione in esame ha caratteristiche tali da essere considerata non

regolare in altezza in quanto non rispetta tutte le condizioni poste dalla norma al capitolo 7.2.2 NTC 18. In particolare, il punto h cita:

“eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non superi il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento (…)”

Inoltre, gli orizzontamenti non possono essere considerati infinitamente rigidi del loro piano rispetto agli elementi verticali (punto d 7.2.2 NTC 18), né sufficientemente resistenti, ciò si traduce nel fatto che la struttura non presenta regolarità in pianta e in altezza.

4.5 Risultati dell’Analisi Dinamica Lineare

L’ analisi modale è stata effettuata mediante spettro di risposta, ed è stata condotta considerando i primi 12 modi di vibrare della struttura. Per tener conto della non contemporaneità di tutti gli effetti massimi su ciascun modo di vibrare individuato, questi sono stati opportunamente combinati per mezzo di una combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

dove:

- E è il valore totale della componente sismica che si sta considerando;
- E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i;
- E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j;
- ρ_{ij} è il coefficiente di relazione tra il modo i e il modo j, espresso in funzione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\xi = 0.05$.

Si riportano i periodi dei primi 12 modi di vibrare della struttura individuati:

N.	T (sec)	N.	T (sec)
1	1.28	7	0.86
2	1.21	8	0.82
3	1.05	9	0.79
4	1.02	10	0.46
5	1.01	11	0.38
6	0.97	12	0.32

Tabella 4.4 Periodi dei 12 modi di vibrare della struttura

Al capitolo 7.3.1 delle NTC 18 è previsto che per le costruzioni industriali le non linearità geometriche possono essere trascurate nel caso in cui a tutti i piani risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\theta = \frac{P_{tot}\, d_r}{V_{tot}\, h} \leq 0.10$$

dove:

- θ è il coefficiente di sensibilità agli spostamenti di interpiano;
- P_{tot} è il carico gravitazionale totale al piano considerato ed al di sopra di esso nella condizione di progetto sismico;
- d_r è lo spostamento di interpiano di progetto, valutato come la differenza degli spostamenti laterali medi in sommità ed alla base del piano in esame (7.3.3.3 NTC 18);
- h è l'altezza di interpiano.

La verifica è stata eseguita valutando separatamente le azioni lungo le direzioni x e y. Risultando θ sempre inferiore a 0.1, si assume unitario il coefficiente amplificativo delle azioni.

Al capitolo 7.2.5.1 delle NTC 18 è previsto di tener conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale e dei possibili effetti che essi inducono nella sovrastruttura. Il requisito si ritiene soddisfatto quando le strutture di fondazione sono collegate tra loro da una piastra dimensionata adeguatamente, in maniera tale da assorbire le forze assiali conseguenti. A distanza inferiore a 1 m dall'intradosso dei plinti di fondazione è presente una piastra in calcestruzzo armato dello spessore di 0.20 m, gettato in opera attorno ai pilastri perimetrali. Tale piastra soddisfa le condizioni della normativa e può essere assimilata a elementi di collegamento tra le strutture di fondazione. Le verifiche riportate successivamente, quindi, non tengono conto delle sollecitazioni aggiuntive indotte nei pilastri a causa di spostamenti relativi del terreno.

4.5.1 Verifiche SLU

Nella fase di verifica si è andato a valutare che tutti gli elementi strutturali devono soddisfino la condizione che la sollecitazione indotta d'azione sismica sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.
Si riportano nei paragrafi successivi i risultati ottenuti a seguito delle verifiche effettuate a tutti gli elementi strutturali presenti nel capannone.

4.5.1.1 Pilastri

Come conseguenza della combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali x e y, in ogni sezione dei pilastri sono presenti contemporaneamente le sollecitazioni flettenti M_x e M_y, e le sollecitazioni taglianti V_x e V_y. I pilastri, dunque, sono stati verificati a pressoflessione deviata e a taglio per ognuna delle combinazioni sismiche considerate. I momenti resistenti sono stati determinati come specificato nel p.to 4.1.2.1.2 delle NTC 18.
La verifica delle sollecitazioni taglianti è stata effettuata sulla base di una schematizzazione a traliccio (4.1.2.1.3.2 NTC 18), in particolare si è fatto riferimento allo schema resistente a traliccio ad inclinazione variabile di Morsch.

E’ stata calcolata la resistenza a taglio fornita dal solo calcestruzzo e la resistenza a taglio data dall’apposita armatura trasversale, la resistenza a taglio dell’elemento è rappresentata dalla più bassa delle due resistenze.

I pilastri della struttura hanno una distribuzione dell’armatura a taglio variabile lungo l’altezza del pilastro stesso.

Nella tab. 4.5 si riassumono i risultati della verifica a pressoflessione deviata e a taglio, di tutti i pilastri, in termini di percentuale di sollecitazione assorbita.

Pil ID	h (m)	P.f.d. (%)	Tx (%)	Ty (%)	Tx’ (%)	Ty ‘ (%)	Pil ID	h (m)	P.F.D. (%)	Tx (%)	Ty (%)	Tx ‘ (%)	Ty ‘ (%)
1	11.25	100	100	100	**95.0**	100	**17**	7.00	100	100	100	100	100
2	11.25	/	/	/	**95.0**	100	**18**	7.00	/	/	/	/	/
3	7.00	/	/	/	100	**93.5**	**19**	7.00	/	/	/	/	/
4	7.00	/	/	/	100	100	**20**	7.00	/	/	/	100	**91.2**
5	7.00	/	/	/	/	/	**21**	11.25	/	/	/	100	100
6	7.00	/	/	/	/	/	**22**	11.25	/	/	/	/	/
7	7.00	/	/	/	/	/	**23**	7.00	/	/	/	/	/
8	7.00	/	/	/	100	**91.3**	**24**	7.00	/	/	/	/	/
9	11.25	/	/	/	100	**96.5**	**25**	11.25	/	/	/	**95**	100
10	11.25	/	/	/	100	100	**26**	11.25	/	/	/	**95**	100
11	7.00	/	/	/	/	/	**27**	7.00	/	/	/	100	**93.6**
12	7.00	/	/	/	/	/	**28**	7.00	/	/	/	100	100
13	11.25	/	/	/	/	/	**29**	7.00	/	/	/	/	/
14	11.25	/	/	/	/	/	**30**	7.00	/	/	/	/	/
15	7.00	/	/	/	**90.8**	**96.6**	**31**	7.00	/	/	/	/	/
16	7.00	/	/	/	100	100	**32**	7.00	/	/	/	100	**91.2**

Tabella 4.5 Verifica a pressoflessione deviata e taglio

I risultati ottenuti mostrano che tutti i pilastri sono verificati a pressoflessione deviata; i pilastri della struttura hanno una distribuzione dell’armatura a taglio variabile lungo

l'altezza del pilastro stesso. Essi superano la verifica nella sezione maggiormente armata in entrambe le direzioni cioè alla base del pilastro, mentre non tutti sopportano la sollecitazione tagliante nella sezione meno armata, cioè nella zona centrale dello stesso, nelle due direzioni.
La parte più sollecitata della struttura è, come ci si attendeva, la zona degli uffici perché, sia in termini di massa che in termini di rigidezza, il baricentro è presumibilmente spostato verso tale zona. Inoltre, i meccanismi che si innescano per prima sono quelli di tipo fragile, ovvero la rottura per sollecitazioni taglianti.

4.5.1.2 Travi e Impalcati

Tutte le travi a L, a T rovescio e di gronda, le capriate in c.a.p. e tutti i tegoli a TT, che formano gli impalcati e la copertura, non sono stati verificati a pressoflessione deviata, tensoflessione deviata e a taglio, questo perché tali elementi sono stati modellati come elementi elastici in quanto, essendo semplicemente appoggiati (connessioni ad attrito), non si danneggiano sotto le sollecitazioni sismiche.

4.5.1.3 Fondazione – Terreno

I plinti a bicchiere in calcestruzzo devono garantire la trasmissione delle azioni verticali, dei momenti flettenti e delle azioni taglianti dai pilastri al suolo. Per la verifica dei plinti sono state seguite le indicazioni illustrate nella CNR 10025/98 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo".
Nelle verifiche non si è considerata la presenza contemporanea dei due momenti flettenti e dei due tagli agenti nelle direzioni ortogonali x e y, ma le sollecitazioni prodotte dall'azione sismica nelle due direzioni principali sono state valutate separatamente.
Le azioni M_{Ed}, V_{Ed}, N_{Ed} si intendono applicate nel baricentro della sezione che sta ad h/4 del bordo superiore del bicchiere.
Il modello a cui si è fatto riferimento considera solo le compressioni frontali F_1, F_2, e F_3 scambiate fra il piede del pilastro e il bicchiere e trascura le azioni tangenziali dovute all'adesione e all'attrito.

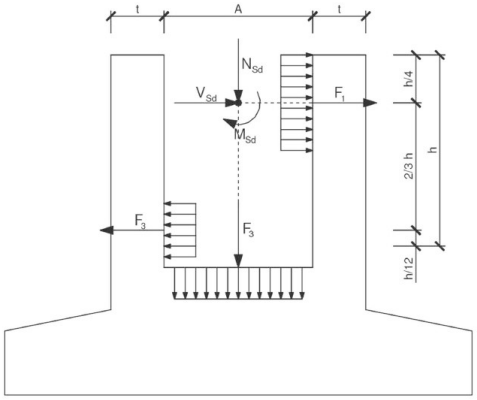


Figura 4.4 Forze agenti sul bicchiere

$$F_1 = V_{Ed} + \frac{3}{2}\frac{M_{Ed}}{h} \qquad F_2 = \frac{3}{2}\frac{M_{Ed}}{h} \qquad F_3 = N_{Ed}$$

dove:

- a, b sono le dimensioni del pilastro;
- A, B sono le dimensioni lati del pozzetto;
- A_c, B_c sono le dimensioni in pianta della ciabatta;
- H rappresenta l'altezza netta del pozzetto;
- T è lo spessore delle pareti del pozzetto;
- D è lo spessore della ciabatta
- A_s, A_s' indicano l'armatura esterna ed interna di colletto nella direzione perpendicolare alla sollecitazione;
- A_l, A_l' indicano l'armatura esterna ed interna di colletto nella direzione della sollecitazione;
- A_v è l'armatura verticale delle pareti laterali.

Le verifiche effettuate sono le seguenti:

- Verifica dei bordi frontali

Il calcestruzzo dei bordi frontali superiori del bicchiere viene verificato facendo riferimento ad uno schema a mensola tozza, e risulta verificato se vale la seguente diseguaglianza:

$$2 \cdot 0.4\, d \frac{h}{2} \frac{f_{cd}}{(1+\lambda^2)} > F_1$$

dove:

- d = t – copriferro;
- λ = c/z;
- c = (B + t)/2 – b/4;
- z = 0.9 · d.

L'armatura del bordo superiore deve soddisfare la diseguaglianza:

$$2A_c(1+\alpha)\frac{f_{sd}}{\lambda} > F_1$$

dove:

- $\alpha = A_s'/A_s$

Il calcestruzzo della parte inferiore del bordo frontale è verificato se vale la seguente diseguaglianza:

$$[t(b+t) + \alpha_e A_v] f_{ctd} > F_2$$

dove:

- $\alpha_e = E_s/E_c$

- Verifica dei bordi laterali

La verifica dei bordi laterali è soddisfatta se valgono le diseguaglianze:

$$\frac{2A_1 f_{sd}}{k} > F_1 \qquad \text{ferri esterni}$$

$$\frac{2A_1' f_{sd}}{1-k} > F_1 \qquad \text{ferri interni}$$

dove k ha un valore in funzione di F_1, che determina quanto della forza F_1 va a sollecitare l'armatura di colletto interna e quanto quella esterna. Per semplicità di calcolo si è usato un valore di k = 0.5, ossia si suppone che su ogni parete si scarichi la metà della forza F_1.

- Verifica delle pareti laterali

Il calcestruzzo delle pareti laterali del bicchiere viene verificato facendo riferimento ad uno schema resistente tirante-puntone illustrato nella CNR 10025, e risulta verificato se vale la seguente diseguaglianza:

$$2 \cdot 0.4\, d_0 t \frac{f_{cd}}{(1+\lambda_0{}^2)} > F_1$$

dove:

- $\lambda_0 = h_0/d_0$;
- $h_0 = h_p + c_0 - h/4$;
- h_p =è la profondità del pozzetto = h + f;
- f = franco sotto il pilastro;
- $c_0 = \min(0.2 \cdot d_0; t_f/2)$;
- $d_0 = A + 1.5 \cdot t$.

La verifica dell'acciaio si ritiene soddisfatta se si verifica la seguente diseguaglianza:

$$2A_v \frac{f_{sd}}{\lambda_0} > F_1$$

- Verifica statica della ciabatta

La ciabatta del plinto, presenta una parte che sporge dal bicchiere, e questa è soggetta ad un carico dal basso verso l'alto corrispondente alla reazione del sotto-plinto. Se ipotizziamo che nella verifica allo SLV avvenga una plasticizzazione tale per cui l'interazione fra i due elementi si può ricondurre allo scambio di una tensione $\sigma_{max,d}$ uniforme, si ha:

$$\sigma_{max,d} = \frac{N_{Ed}^{*}}{B_c(A_c - 2e^{*})}$$

dove:

- $N_{Ed}^{*} = N_{Ed} + Q_{Ed} + 1.4 \cdot W_{plinto}$;
- $M_{Ed}^{*} = M_{Ed} + Q_{Ed} \cdot d$;
- $e^{*} = N_{Ed}^{*}/M_{Ed}^{*}$

In modo semplificato la reazione totale agente sulla parte a sbalzo della ciabatta può è calcolata con la seguente formula:

$$R_{g,Ed} = \sigma_{max,d} \cdot B_c \cdot s_c \qquad \text{con} \qquad s_c = \frac{A_c - A - 2(t + s_v)}{2}$$

dove s_v è l'eventuale restringimento dello spessore della ciabatta, nel nostro caso nullo. A seconda del rapporto fra spessore della ciabatta e lo sbalzo del filo del bicchiere si hanno due tipi di verifiche. Nel nostro caso abbiamo effettuato la verifica per mensola snella, quindi si riconduce alla verifica della capacità portante di una trave a sbalzo di larghezza pari a quella del bicchiere. La verifica SLU è stata verificata con calcoli semplificati soddisfacendo le seguenti disequazioni:

$$0.2 \cdot f_{cd} \cdot d_x^2 \cdot [B + 2 \cdot (t + s_v)] \geq M_{g,Ed} \qquad \text{calcestruzzo}$$

$$0.9 \cdot f_{sd} \cdot A_x \cdot d_x \geq M_{Ed} \qquad \text{acciaio}$$

dove:

- $M_{g,Ed} = R_{g,Ed} \cdot s_c/2$;
- d_x = d - copriferro;
- A_x è l'armatura inferiore della ciabatta nella zona del bicchiere.

- Verifica a punzonamento

È stato verificato che non vi sia crisi per punzonamento del pilastro nella zona interna del bicchiere. Per questo, sotto l'azione verticale massima e con riferimento ad un'impronta caricata di lati a, b pari alla sezione del pilastro, occorre verificare:

$$0.25 \cdot d_x \cdot u \cdot f_{ctd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_f) \geq N_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{a' \cdot b'}{A_{tot}}\right)$$

dove:

- $u = 2 \cdot a + 2 \cdot b + 3 \cdot d_x$;
- $\kappa = 1.6 - d_x \geq 1$ con d_x (m)
- $\rho_f = (\rho_x \cdot \rho_y)^{0.5} \leq 0.02$;
- $\rho_x = A_x' / (b' \cdot d_x)$ con A_x' l'area dei ferri compressi in b';
- $\rho_y = A_y' / (a' \cdot d_x)$ con A_y' l'area dei ferri compressi in a';
- $a' = a + 3 \cdot d_x$;
- $b' = b + 3 \cdot d_x$;
- $A_{tot} = A_c \cdot B_c$.

- Verifiche geotecniche

Nella struttura sono presenti due tipi di fondazioni, in particolare troviamo fondazioni a plinto isolato per la porzione frontale con presenza di piano interrato, e plinto tozzo su pali nella parte monopiano rimanente.
La verifica di portata del terreno è stata effettuata confrontando la tensione equivalente sul terreno σ_{eq} indotta dalla struttura con la capacità portante del terreno $\sigma_{rd.}$.
La tensione equivalente sul terreno è data dalla relazione:

$$\sigma_{eq} = \frac{N_{Ed} + W_{plinto}}{B_c(A_c - 2ecc)} < \sigma_{Rd}$$

dove ecc rappresenta l'eccentricità del carico e viene determinata attraverso la seguente relazione:

$$ecc = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} + W_{plinto}}$$

Il valore massimo della pressione di contatto trovata è σ_{eq}= 0,133 MPa, che risulta essere inferiore alla capacità portante del terreno σ_{rd} = 0.269 MPa;
Per quanto riguarda i pali, essi sono soggetti ad un carico medio di 392,27 KN a compressione e ad un carico medio di 245,17 KN a trazione.
I pali presenti nella struttura hanno un diametro di 0,34 m, la cui capacità portante è pari a 2080 KN a compressione, dunque i pali risultano ampiamente verificati.
Le verifiche sono state condotte su entrambe le direzioni delle sollecitazioni di calcolo per tutte le combinazioni sismiche considerate.
Si riportano di seguito i risultati ottenuti dalle verifiche effettuate sui bicchieri del plinto di fondazione; tali risultati sono espressi in termini di percentuale di azione sismica assorita:

Pil ID	T_x (%)	Pil ID	T_x (%)
1	76,4	17	86,9
2	76,4	18	86,9
3	80,7	19	86,9
4	80,7	20	86,9
5	80,7	21	100
6	80,7	22	100
7	80,7	23	83,9
8	80,7	24	83,9
9	100	25	76,4
10	100	26	76,4
11	83,9	27	80,7
12	83,9	28	80,7
13	87,6	29	80,7
14	87,6	30	80,7
15	50,4	31	80,7
16	86,9	32	80,7

Tabella 4.6 Verifica bordo frontale lato acciaio

I risultati mostrano come quasi la totalità delle fondazioni non è in grado di assorbire totalmente le azioni prodotte dal sisma e che in tutte le fondazioni la prima rottura avviene nel bordo frontale del bicchiere lato acciaio.

Questo era ampiamente pronosticabile, in quanto questo tipo di fondazione non è stato progettato per sopportare elevate sollecitazioni orizzontali.

4.5.2 Ipotesi di tamponamenti contribuenti alla rigidezza

La struttura lungo tutto il suo perimetro presenta un tamponamento orizzontale prefabbricato spesso 0,2m. Non abbiamo molti dettagli su questi elementi, soprattutto non sappiamo in quale maniera i pannelli sono collegati ai pilastri, e se i collegamenti alla struttura sono tali da permettere ai tamponamenti di contribuire ad irrigidire la struttura sotto l'azione sismica. Se così fosse non possiamo non tener conto del loro contributo durante l'analisi, e sarebbe errato considerare i pannelli solo in termini di massa.
È stato quindi realizzato un ulteriore modello che rappresenti in maniera adeguata il contributo offerto dagli elementi non strutturali. Il tamponamento orizzontale è stato modellato come elemento "shell" sottile in calcestruzzo e spesso 0,20m; il collegamento tra i pannelli di tamponamento e i pilastri è stato realizzato infinitamente rigido.

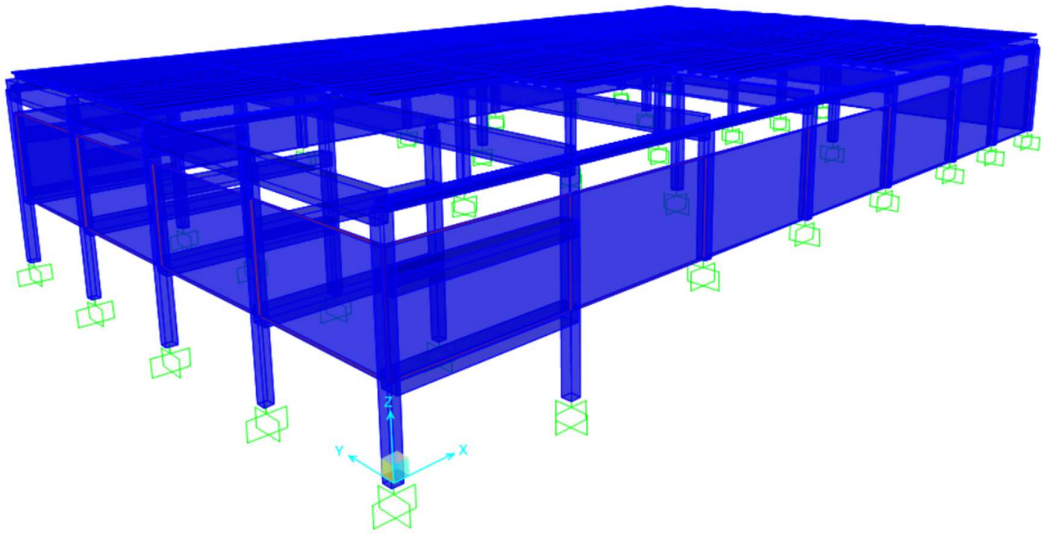


Figura 4.5 Modello della struttura con tamponamenti orizzontali

L'analisi condotta su questo modello ha mostrato un irrigidimento della struttura, deducibile dal notevole abbattimento dei periodi propri, in particolare nei primi tre modi di vibrare, che sono quelli prevalenti, in cui c'è stata una riduzione di oltre il 50%.
L'irrigidimento dell'edificio ha portato ad una riduzione delle sollecitazioni flettenti sui

pilastri, un leggero miglioramento del comportamento delle fondazioni, ma un notevole aumento delle sollecitazioni taglianti sui pilastri, in particolar modo su quelli ai quali sono collegati i pannelli.
Di conseguenza, qualsiasi sia l'intervento di miglioramento della struttura, si ritiene fondamentale una verifica degli elementi di connessione tra pannelli di tamponamento orizzontale e struttura. Andrebbe verificato che il comportamento dei pannelli non sia quello ipotizzato nell'analisi, e cioè che essi non contribuiscano alla rigidezza della struttura e non creino condizioni di piano rigido tra i pilastri ad essi collegati. I collegamenti tra pannelli orizzontali e struttura tuttavia devono essere capaci di assorbire le deformazioni della struttura soggetta al sisma, mantenendo la capacita portante nei confronti dei carichi gravitazionali.

4.6 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare, comunemente detta Push Over, ci permette di conoscere il livello di sicurezza delle costruzioni esistenti in maniera più raffinata, ed è utile per individuare il comportamento non lineare, cioè quello post elastico, degli elementi strutturali.
Quando si effettua una verifica della struttura con un'analisi statica non lineare, si segue un approccio prestazionale.
L'approccio prestazionale vuole garantire che una struttura soddisferà il raggiungimento di livelli prestazionali, ossia, che la struttura non supererà, quando sottoposta ad una certa domanda, uno stato limite prestazionale.
Comunemente si distinguono tre livelli prestazionali:

- IO - Occupazione immediata: limitato o assente stato di danno;
- LS - Salvataggio delle vite: presenza di danno, anche severo;
- CP - Prevenzione di Collasso: danno molto severo ma sicurezza ancora nei confronti del collasso, completo o parziale.

La verifica della struttura con l'analisi statica non lineare consiste nell'effettuare un confronto fra la capacità della struttura e la domanda, cioè le prestazioni in termini di spostamento richieste dall'azione sismica di progetto. La capacità di una struttura di sopportare un evento sismico è legata alla capacità deformativa in campo plastico, ossia alla duttilità; l'analisi consente di quantificare l'effettiva capacità deformativa della struttura.

4.6.1 Definizione delle cerniere plastiche

La verifica degli elementi duttili è effettuata confrontando gli effetti indotti dall'azione sismica in termini di deformazione con i rispettivi limiti deformativi. La capacità deformativa in travi e pilastri soggetti a flessione è definita riferendosi alla rotazione θ_u della sezione d'estremità rispetto alla corda, valutata in riferimento all'asse indeformato dell'elemento strutturale preso in considerazione.
Nel presente lavoro sono state utilizzate delle cerniere plastiche concentrate definite in forma parametrica secondo la normativa ASCE 41-13; questa procedura risulta semplificata rispetto a quella suggerita dalle NTC 18, ma fornisce risultati molto simili.
Le cerniere plastiche sono fornite automaticamente dal software di calcolo SAP2000, e le formulazioni analitiche utilizzate per la definizione delle stesse, sono definite nella normativa ASCE 41-13.
Si tratta di andare a modellare il comportamento non lineare, ossia la cerniera plastica, come una cerniera plastica concentrata all'estremità o in punti definiti di qualsiasi elemento strutturale che stiamo analizzando.
Per ogni cerniera plastica è definito un diagramma momento-rotazione, ossia, la rotazione di una sezione dell'elemento strutturale in esame, in funzione del momento flettente applicato su di esso; la curva momento-rotazione è linearizzata e parametrizzata secondo i seguenti parametri (Fig.4.6-4.7):

- a = rappresenta il limite di duttilità, cioè la rotazione plastica della sezione;
- b = rappresenta un limite fisico, ossia, oltre il punto E la cerniera plastica cessa di esistere, ma è un limite convenzionale, in quanto il collasso avviene nel punto C;
- c = è il rapporto di resistenza residua.

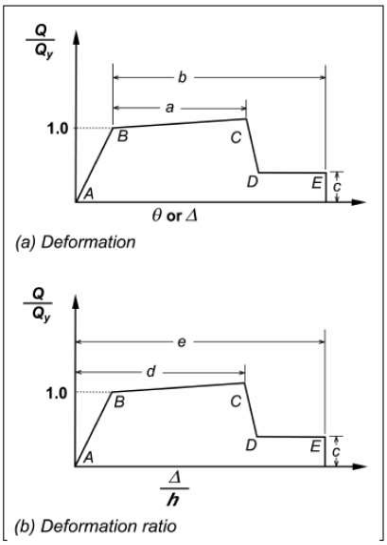


Figure 6-1 Generalized Force-Deformation Relations for Concrete Elements or Components

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

			Modeling Parameters[3]			Acceptance Criteria[3]				
						Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio		Component Type			
							Primary		Secondary	
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure[1]										
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf.[2]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear[1]										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[1]										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint[1]										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Figura 4.6 Parametri di modellazione e accettazione per analisi non lineari: Travi in c.a.

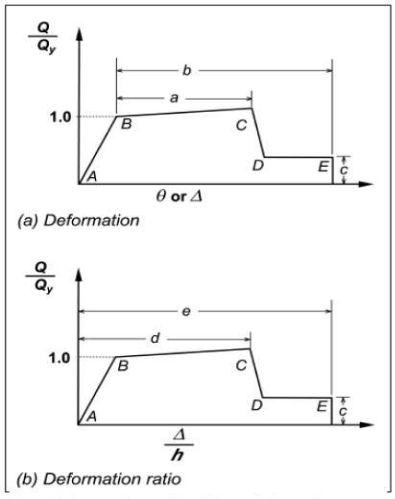


Figure 6-1 Generalized Force-Deformation Relations for Concrete Elements or Components

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

			Modeling Parameters[4]			Acceptance Criteria[4]				
						Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio		Component Type			
							Primary		Secondary	
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure[1]										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.[2]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear[1, 5]										
All cases[5]			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height[1,3]										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding $0.70P_o$[1, 3]										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Figura 4.7 Parametri di modellazione e accettazione per analisi non lineari: Colonne in c.a.

I parametri a, b, c sono tabellati nella ASCE 41-13 in funzione degli aspetti che governano la duttilità; questi aspetti cambiano leggermente se si sta analizzando una trave o una colonna in calcestruzzo armato.
Nelle travi, la duttilità dipende dalla quantità di armatura longitudinale, dall'armatura a taglio, che può essere conforme o meno, e la sovraresistenza a taglio del puntone compresso.
Nelle colonne la duttilità dipende dallo sforzo assiale adimensionalizzato, dall'armatura a taglio conforme o meno e dalla sovraresistenza a taglio del puntone compresso.
In funzione degli aspetti appena descritti, si vanno a leggere i parametri comportamentali a, b, c delle cerniere plastiche, e le rispettive capacità deformative.
I valori delle rotazioni ultime delle sezioni utilizzati nell'analisi sono stati forniti automaticamente dal software di calcolo, nel quale è implementata la procedura descritta.
Le colonne sono state modellate mediante elementi inelastici, mentre gli elementi orizzontali, tegoli e travi, sono stati modellati come elementi elastici in quanto, essendo semplicemente appoggiati (connessioni ad attrito), non si danneggiano sotto le sollecitazioni sismiche. E'stata quindi inserita una cerniera plastica alla base di ogni pilastro, mentre all'estremità delle travi e degli impalcati non è stato necessario inserire alcuna cerniera plastica perché questi elementi non trasmettono momento agli elementi ad essi collegati.

4.6.2 Metodo di analisi

L'analisi push-over consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e l'azione sismica nella direzione considerata. L'azione sismica è costituita da un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionali alle forze d'inerzia e aventi risultante F_b (taglio alla base). Tali forze sono scalate in modo tale da far crescere in maniera monotona, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento della condizione di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della struttura. Il risultato di questa analisi è un diagramma F_d-d_c e rappresenta la curva di capacità della struttura.
La normativa impone l'utilizzo di almeno due distribuzioni di forze d'inerzia (o forze

orizzontali) ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (gruppo 2) come illustrate nel capitolo 7.3.4.1 delle NTC 18.
Nel caso studio si sono utilizzate le seguenti distribuzioni:

- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

La metodologia proposta nelle norme viene definita come Metodo N2, in cui si assume che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlata alla risposta di un oscillatore equivalente ad un grado di libertà con un'appropriata caratteristica isteretica. Il passaggio dal sistema a molti gradi di libertà al sistema ad un solo grado di libertà, permette di valutare, con maggiore facilità, la prestazione richiesta al sistema dal sisma preso in considerazione. Infatti, dopo aver definito l'oscillatore equivalente ad un solo grado di libertà e aver calcolato il suo periodo proprio T*, è immediato, con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico in spostamento, dedurre lo spostamento massimo del sistema a molti gradi di libertà.

4.6.3 Curva di capacità della struttura

Il risultato dell'analisi statica non lineare è l'andamento del taglio alla base V_b in funzione dello spostamento del punto di controllo d_c, e rappresenta la curva di capacità della struttura determinata per le direzioni longitudinale e trasversale all'edificio; per ogni curava di capacità si avrà una corrispondente curva bilineare equivalente.
L'analisi ha consentito di conoscere l'evoluzione della risposta della struttura, dalla formazione della prima cerniera plastica fino alla creazione del meccanismo di collasso; ad ogni step dell'analisi, è stato possibile conoscere lo spostamento globale e relativo della struttura, le deformazioni e sollecitazioni nei singoli elementi strutturali.

Nell'analisi il punto di controllo considerato è quello di mezzeria del telaio centrale (Pil.16), il quale è quello che più si avvicina al baricentro della copertura, nonché il punto di massimo spostamento modale delle due direzioni principali.

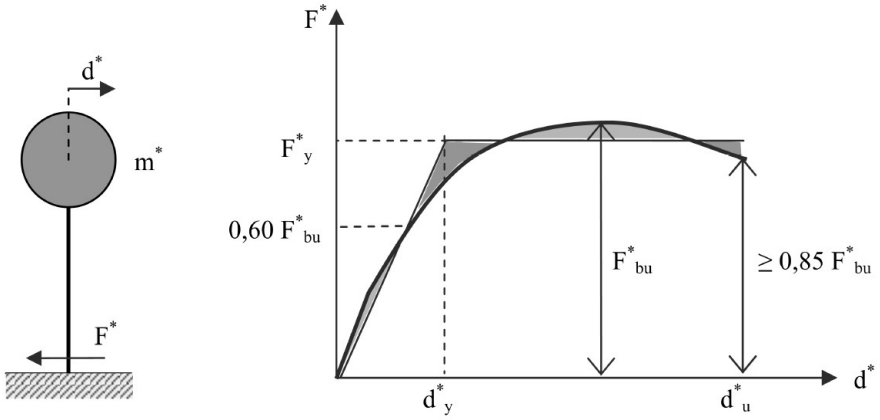


Figura 4.8 Sistema e diagramma bilineare equivalente

Nel paragrafo C7.3.4.1 della C.M. n. 617/2009 è indicato che, per l'analisi statica non lineare, al sistema reale a molti gradi di libertà venga associato un sistema equivalente a un grado di libertà.

La forza F* e lo spostamento d* del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze F_d e d_c del sistema reale dell'edificio attraverso le seguenti relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \qquad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove Γ è il coefficiente di partecipazione modale. Alla curva di capacità reale del sistema equivalente viene sostituita una curva bilineare avente un primo tratto elastico e un secondo tratto perfettamente plastico.

Il periodo elastico del sistema bilineare è calcolato attraverso l'espressione:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove m* è la massa del sistema equivalente e k* è la rigidezza secante del tratto elastico della bilineare equivalente ottenuta dall'equivalenza energetica delle aree sottese.
Il processo di bilinearizzazione comporta la variazione della rigidezza k* e quindi del periodo T*.
La duttilità globale della struttura μ è ottenuta dalla curva bilineare.
La massima domanda di spostamento del sistema equivalente è determinata facendo riferimento a due casi:

- $T^* > T_C$ la domanda di spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (3.2.3.2.3 NTC 18):

$$d^*_{max} = d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$$

- $T^* < T_C$ la domanda di spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante la seguente espressione:

$$d^*_{max} = \frac{d^*_{e,max}}{q^*}\left[1 + (q^* - 1)\frac{T_C}{T^*}\right] \geq d^*_{e,max} \qquad \text{con} \quad q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F^*_y}$$

dove q* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se $q^* \leq 1$ allora, $d^*_{max} = d^*_{e,max}$.

4.6.3.1 Curva di capacità della struttura direzione x

Il modello della struttura reale è stato realizzato con un vincolo di incastro perfetto al piede di ogni pilastro, che non corrisponde al vincolo reale della struttura.
Andando ad assoggettare il nostro modello all'azione sismica in direzione x, il software fornisce una curva di capacità della struttura ipotizzando che le fondazioni siano infinitamente rigide.

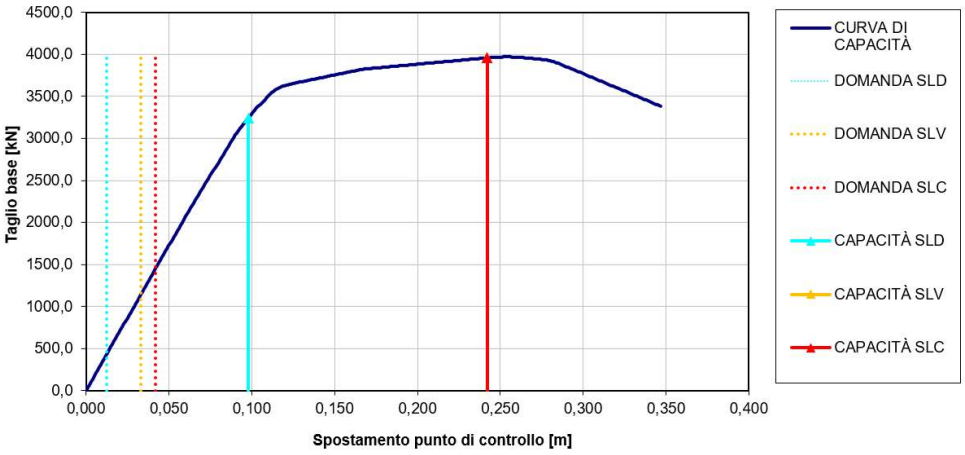


Figura 4.9 Curva di capacità della struttura in direzione x

Fattore di partecipazione	Γ	1,099	
Massa del sistema equivalente	M*	2076,7	kNs^2/m
Periodo del sistema equivalente	T*	1,548	s
Resistenza massima edificio	F_{bu}	3972,9	kN
Massima azione del sistema ridotto	F_{bu}*	3616,4	kN
Rigidezza primo ramo	k*	34219	kN/m
Spostamento limite primo ramo	d_y*	0,1006	m
Spostamento max con perdita max del 15%	d_u*	0,3159	m
Resistenza allo snervamento	F_y*	3440,9	kN

Tabella 4.7 Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Dopo aver calcolato le caratteristiche del sistema SDOF equivalente, è stata ricavata la relativa curva di capacità e successivamente la curva bi-lineare equivalente.

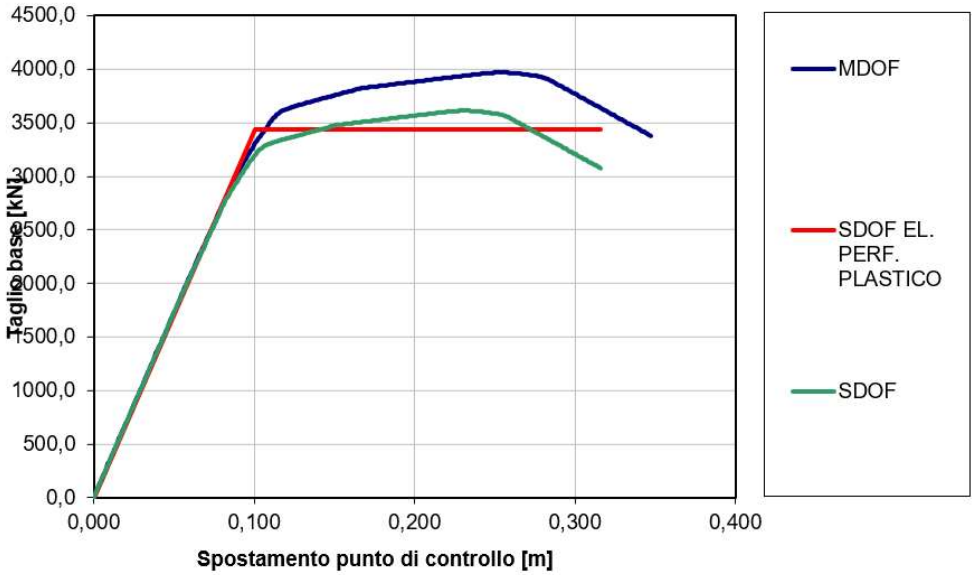


Figura 4.10 Curve di capacità del sistema SDOF in direzione x

Infine, è stata confrontata la capacità di spostamento nella direzione considerata, con la domanda allo SLD , SLV , SLC. I risultati sono riportati di seguito:

	Domanda	Capacità	Taglio base	D/C
	d (m)	d (m)	(kN)	(%)
SLD	0,012	0,098	3241,6	12,5
SLV	0,033	0,240	3958,9	13,6
SLC	0,042	0,240	3958,9	17,2

Tabella 4.8 Valori di domanda, capacità, V_b e D/C

La domanda risulta inferiore alla capacità.

4.6.3.2 Curva di capacità della struttura direzione y

La stessa procedura è stata effettuata per determinare la curva di capacità della struttura in direzione y.

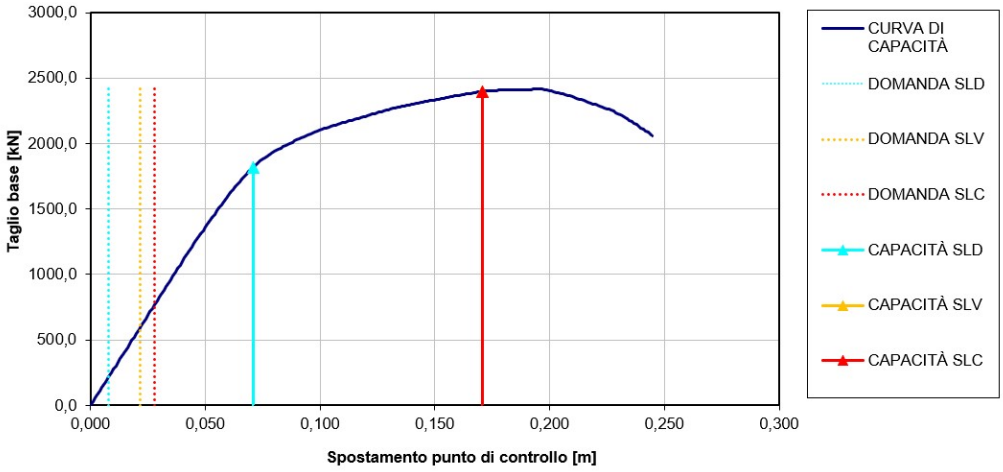


Figura 4.11 Curva di capacità della struttura in direzione y

Fattore di partecipazione	Γ	0,629	
Massa del sistema equivalente	M*	2228,4	kNs^2/m
Periodo del sistema equivalente	T*	1,803	s
Resistenza massima edificio	F_{bu}	2415,6	kN
Massima azione del sistema ridotto	F_{bu}*	3840,8	kN
Rigidezza primo ramo	k*	27054	kN/m
Spostamento limite primo ramo	d_y*	0,1326	m
Spostamento max con perdita max del 15%	d_u*	0,3892	m
Resistenza allo snervamento	F_y*	3586,3	kN

Tabella 4.9 Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Dopo aver calcolato le caratteristiche del sistema SDOF equivalente, è stata ricavata la relativa curva di capacità e successivamente la curva bi-lineare equivalente.

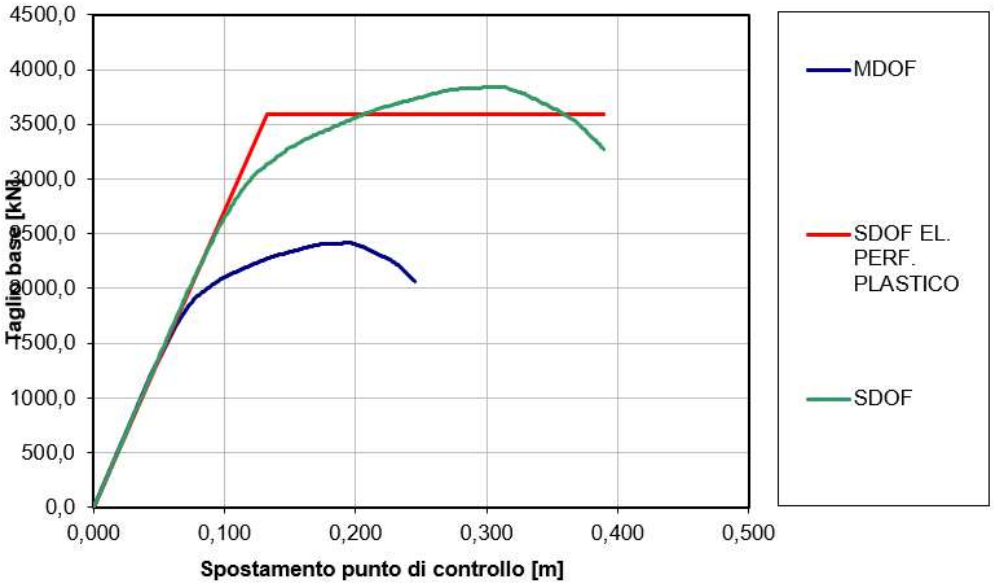


Figura 4.12 Curve di capacità del sistema SDOF in direzione y

Infine, è stata confrontata la capacità di spostamento nella direzione considerata, con la domanda allo SLD , SLV , SLC. I risultati sono riportati di seguito:

	Domanda	Capacità	Taglio base	D/C
	d (m)	d (m)	(kN)	(%)
SLD	0,008	0,071	1819,1	10,8
SLV	0,021	0,171	2398,1	12,6
SLC	0,028	0,171	2398,1	16,3

Tabella 4.10 Valori di domanda, capacità, Vb e D/C

La domanda risulta inferiore alla capacità.

4.6.3.3 Curve di capacità reale della struttura

La domanda risulta inferiore alla capacità in entrambe le direzioni, ma il modello considerato non tiene conto della rottura delle fondazioni.
La verifica degli elementi di fondazione ha mostrato che il primo bicchiere di fondazione a presentare il meccanismo di collasso è il numero 15; il passo successivo, quindi, è stato quello di individuare, all'interno dell'analisi statica non lineare, lo step corrispondente alla rottura della prima fondazione e di conseguenza, la curva di capacità reale della struttura in entrambe le direzioni.
Si riporta di seguito la curva di capacità reale della struttura nella direzione x:

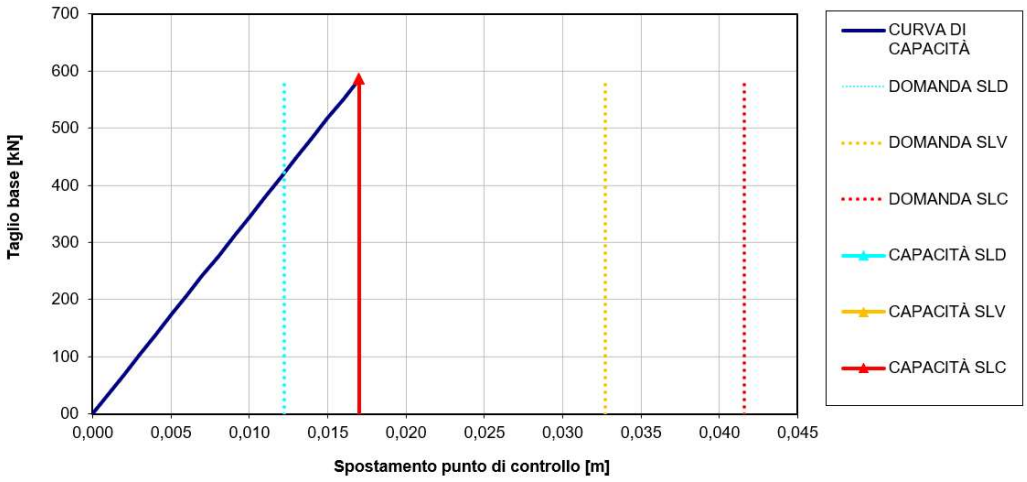


Figura 4.13 Curva di capacità reale della struttura in direzione x

I risultati ottenuti arrestando l'analisi allo step in cui collassa la prima fondazione, mostra che la curva di capacità reale del sistema non presenta alcun tratto plastico, questo perché la rottura del bicchiere avviene prima della plasticizzazione della base dei pilastri. La struttura quindi non presenta un comportamento dissipativo.

Sono state calcolate le caratteristiche del sistema SDOF equivalente ed è stata tracciata la relativa curva di capacità:

Fattore di partecipazione	Γ	1,099	
Massa del sistema equivalente	M*	2076,7	kNs^2/m
Periodo del sistema equivalente	T*	1,542	s
Resistenza massima edificio	F_{bu}	586,4	kN
Massima azione del sistema ridotto	F_{bu}*	533,7	kN
Rigidezza primo ramo	k*	34492	kN/m
Spostamento limite primo ramo	d_y*	0,0155	m
Spostamento max con perdita max del 15%	d_u*	0,0155	m
Resistenza allo snervamento	F_y*	533,3	kN

Tabella 4.11 Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

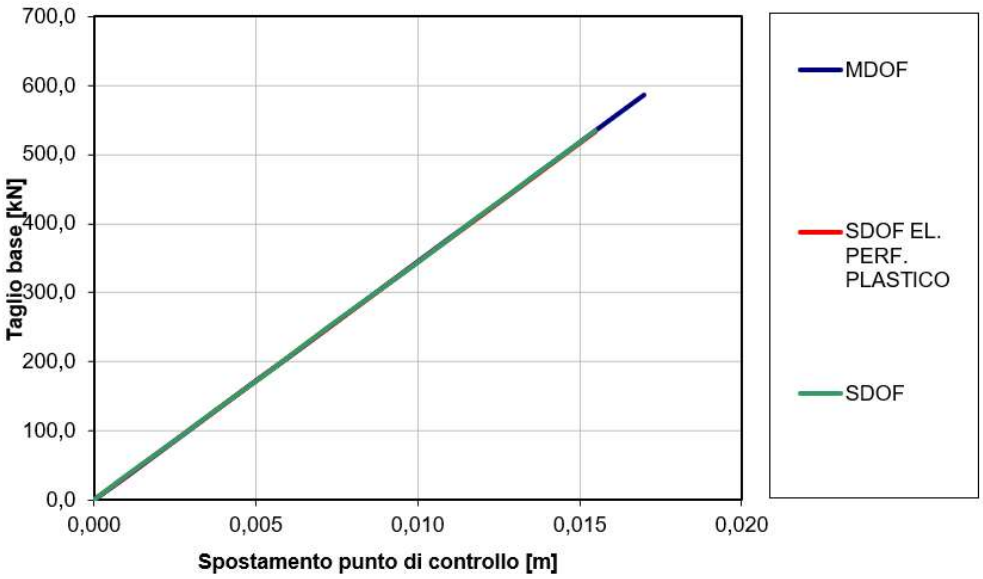


Figura 4.14 Curve di capacità del sistema SDOF in direzione x

Infine, è stata confrontata la capacità di spostamento reale nella direzione considerata, con la domanda allo SLD , SLV , SLC. I risultati sono riportati di seguito:

	Domanda	Capacità	Taglio base	D/C
	d (m)	d (m)	(kN)	(%)
SLD	0,012	0,017	586,4	72,0
SLV	0,033	0,017	586,4	192,6
SLC	0,042	0,017	586,4	244,5

Tabella 4.12 Valori di domanda, capacità, Vb e D/C

La domanda di spostamento allo stato limite SLV, nella direzione x, è inferiore alla capacità reale della struttura.

Anche per la direzione y è stata effettuata la stessa procedura:

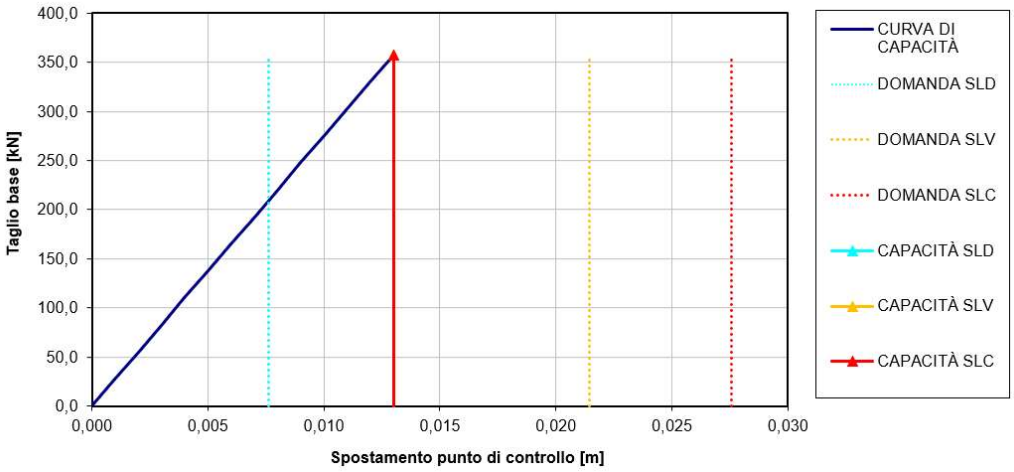


Figura 4.15 Curva di capacità reale della struttura in direzione y

I risultati mostrano che la curva di capacità reale del sistema non presenta tratto plastico. Anche in direzione y, la rottura del primo bicchiere di fondazione (15) causa il collasso della struttura prima che la stessa si plasticizzi; il comportamento anche in questo caso non è dissipativo.

Sono state calcolate le caratteristiche del sistema SDOF equivalente ed è stata tracciata la relativa curva di capacità:

Fattore di partecipazione	Γ	0,629	
Massa del sistema equivalente	M*	2228,4	kNs^2/m
Periodo del sistema equivalente	T*	1,71	s
Resistenza massima edificio	F_{bu}	357,5	kN
Massima azione del sistema ridotto	F_{bu}*	568,4	kN
Rigidezza primo ramo	k*	27501	kN/m
Spostamento limite primo ramo	d_y*	0,0206	m
Spostamento max con perdita max del 15%	d_u*	0,0207	m
Resistenza allo snervamento	F_y*	567,8	kN

Tabella 4.13 Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

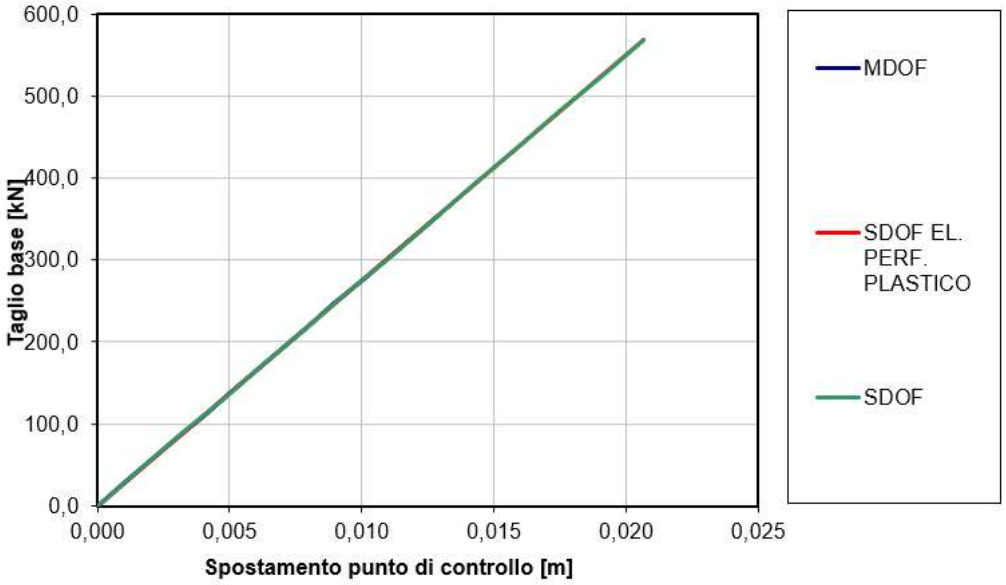


Figura 4.16 Curve di capacità del sistema SDOF in direzione y

Infine, è stata confrontata la capacità di spostamento reale nella direzione considerata, con la domanda allo SLD , SLV , SLC. I risultati sono riportati di seguito:

	Domanda	Capacità	Taglio base	D/C
	d (m)	d (m)	(kN)	(%)
SLD	0,008	0,013	357,5	58,7
SLV	0,021	0,013	357,5	165,0
SLC	0,028	0,013	357,2	212,1

Tabella 4.14 Valori di domanda, capacità, Vb e D/C

La domanda di spostamento allo stato limite SLV, nella direzione y, è inferiore alla capacità reale della struttura.

Note le domande e le capacità di spostamento reale per le due direzioni dell'azione sismica, è stato possibile calcolare il parametro di vulnerabilità ρ , che rappresenta il rapporto tra la domanda e la capacità allo stato limite SLV.

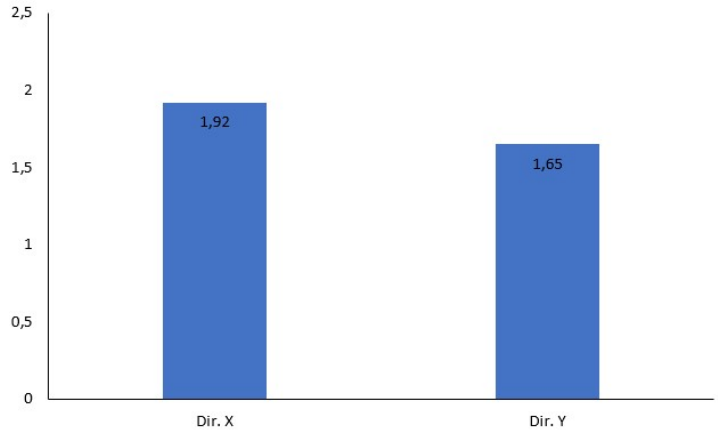


Figura 4.17 Parametro di vulnerabilità per le due direzioni x e y allo SLV

Le analisi effettuate mostrano che ρ assume, in entrambe le direzioni dell'azione sismica, valori maggiori dell'unità; è stato stabilito che la struttura non è sismicamente adeguata.

4.6.4 Verifica dei meccanismi di rottura fragile

La verifica degli elementi nei confronti dei meccanismi di rottura di tipo fragile è stata eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze. E' stato verificato che la sollecitazione massima tagliante alla base dei pilastri, relativa allo step di rottura dell'analisi statica non lineare, risulta minore della rispettiva resistenza.
I risultati ottenuti da questa verifica escludono una rottura di tipo fragile negli elementi strutturali esaminati.

4.6.5 Valutazione del fattore di struttura q

Lo scopo del fattore di struttura q è quello di ridurre lo spettro di accelerazione elastico in uno spettro elastico di progetto, in funzione delle caratteristiche dissipative che una struttura possiede, ottenendo cosi una riduzione dell'azione sismica.
Il capitolo C8.7.2.4 della C.M. n.617/2009 propone come fattore di struttura per edifici esistenti un valore compreso tra 1,5 (schema a pendolo rovescio) e 3,0 (schema a telaio); nel presente lavoro è stato utilizzato in maniera cautelativa un valore di q pari a 1,5.
Per valutare la congruenza tra il valore del fattore di struttura utilizzato e quello suggerito dalla norma, in questo capitolo è stato calcolato q utilizzando i risultati dell'analisi statica non lineare effettuata sul modello.
Il fattore di struttura q è inteso come rapporto tra la resistenza che deve avere una struttura per rimanere in campo elastico e la resistenza di progetto che è generalmente di poco inferiore a quella corrispondente alla prima plasticizzazione di un elemento strutturale.
Il fattore di struttura q può essere espresso attraverso la seguente relazione:

$$q = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e V_y V_1}{V_y V_1 V_d} = R_\mu R_s R_\omega$$

dove:

- V_e è la resistenza che la struttura deve avere per rimanere in campo elastico;
- V_y la resistenza plastica corrispondente alla crisi locale o globale della struttura nell'ipotesi di una rappresentazione elasto-plastico non incrudente del sistema bi-lineare equivalente;
- V_d è la resistenza di progetto ossia l'accelerazione sismica ricavata dallo spettro elastico di progetto;
- V_1 è la resistenza corrispondente alla formazione della prima cerniera plastica.

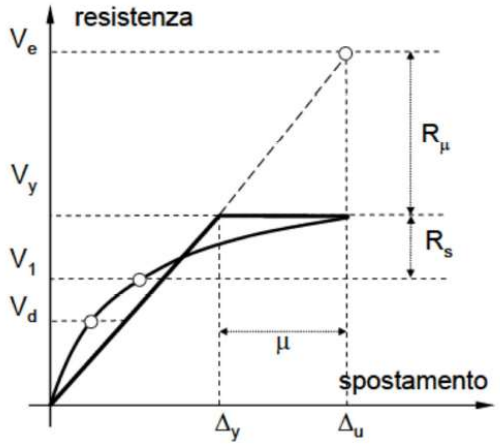


Figura 4.18 Relazione resistenza elastica-resistenza anelastica

Nella valutazione della capacità dell'edificio esistente si pone:

- R_ω=1 facendo corrispondere la resistenza di progetto V_d, a quella di prima plasticizzazione V_1. Di conseguenza il fattore di struttura è dipendente dai soli coefficienti R_e e R_μ;
- R_s determinato come rapporto tra resistenza plastica V_y e resistenza corrispondente alla prima plasticizzazione di un elemento strutturale V_1, è definito coefficiente di sovraresistenza e rappresenta la riserva di resistenza che possiede la struttura in funzione della sua capacità dissipativa;
- Il fattore Rμ rappresenta il rapporto tra la resistenza elastica V_e e la resistenza anelastica V_y. In letteratura esistono diverse formulazioni per il calcolo del fattore

di riduzione R_μ; secondo gli autori Newmark e Hall (1982), Krawinkler e Nassar (1992), Miranda e Bertero (1994), R_μ dipende non solo dalla duttilità μ del sistema reale, ma anche dal periodo T* dell'oscillatore semplice ad esso equivalente. In particolare, nel presente lavoro, ipotizzando una rappresentazione elasto-plastica non incrudente sistema SDOF equivalente è stata adottata la seguente formulazione proposta da Vidic et al.(1994):

$$R_\mu = (\mu - 1)\frac{T^*}{T_0} + 1 \qquad T^* \leq T_0$$

$$R_\mu = \mu \qquad T^* > T_0$$

$$T_0 = 0{,}65\ \mu^{0{,}3}\ T_c$$

dove:

- T_c è il periodo caratteristico del moto al suolo, ossia il periodo di transizione tra il segmento di accelerazione costante e quello iperbolico dello spettro di accelerazione;
- T* è il periodo effettivo della struttura.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati del calcolo dei fattori di struttura per le due direzioni x e y dell'azione sismica:

Dir.	T_c (sec)	T*(sec)	Γ	Δ_u (m)	Δ_y (m)	μ	T_0 (sec)	R_μ
	0,4613	1,548	1,099	0,24	0,1	2,4	0,389	2,4
x	F_y*(kN)	V_y(kN)	V_1 (kN)	R_s		**$q=R_\mu R_s$**		
	3440,9	3958,9	3241,6	1,22		**2,9**		
Dir.	T_c (sec)	T*(sec)	Γ	Δ_u (m)	Δ_y (m)	μ	T_0 (sec)	R_μ
	0,4613	1,803	0,629	0,171	0,13	1,31	0,32	2,4
y	F_y*(kN)	V_y (kN)	V_1 (kN)	R_s		**$q=R_\mu R_s$**		
	3586,3	2398,1	1819,1	1,31		**1,7**		

Tabella 4.15 Fattori di struttura q modello

I risultati mostrano una sottostima dei fattori di struttura utilizzati nell'analisi (q=1,5), soprattutto in direzione x, dove la struttura mostra una discreta capacità dissipativa; questi valori sono riscontrabili nelle curve di capacità, risultato dell'analisi statica non lineare.
Il modello, però, non tiene conto della bassa resistenza dei bicchieri di fondazione, e considerando la rottura degli stessi, notiamo un abbattimento notevole dei fattori di struttura:

Dir.	T_c (sec)	T*(sec)	Γ	Δ_u (m)	Δ_y (m)	μ	T_0 (sec)	R_μ
	0,4613	1,542	1,099	0,017	0,015	1,14	0,31	1,14
x	F_y*(kN)	V_y(kN)	V_1 (kN)	R_s		**$q=R_\mu R_s$**		
	533,3	586,4	586,4	1,0		**1,14**		
Dir.	T_c (sec)	T*(sec)	Γ	Δ_u (m)	Δ_y (m)	μ	T_0 (sec)	R_μ
	0,4613	1,78	0,629	0,0207	0,0206	1,01	0,30	1,01
y	F_y*(kN)	V_y (kN)	V_1 (kN)	R_s		**$q=R_\mu R_s$**		
	567,8	357	357	1,0		**1,01**		

Tabella 4.16 Fattori di struttura q reale

Nella direzione y il fattore di struttura q tende al valore unitario, ossia la struttura non presenta capacità dissipativa nei confronti dell'azione sismica. Anche in questo caso, questi valori di q sono riscontrabili nelle curve di capacità ottenute dall'analisi effettuata sul modello reale, che hanno mostrato una scarsa capacità della struttura di sopportare l'azione sismica, in entrambe le direzioni, in campo non lineare.

4.7 Risultati della valutazione di vulnerabilità sismica

Le analisi ci portano ad affermare che il comportamento della struttura è fortemente condizionato dalla bassa resistenza delle fondazioni le quali, non essendo progettate per sostenere azioni sismiche, collassano sotto basse percentuali di sisma.
Per concludere, possiamo affermare che allo stato attuale la struttura mostra scarse capacità dissipative e di conseguenza risulta inadeguata sismicamente.

CAPITOLO 5

Analisi delle connessioni

La maggior parte dei capannoni prefabbricati costruiti in Italia prima dell' aggiornamento della normativa sismica presenta connessioni trave-pilastro e trave-tegolo di copertura a secco, dove la trasmissione delle forze taglianti è affidata al solo attrito. In queste strutture, la contemporanea presenza della componente orizzontale e verticale del sisma può portare alla perdita di appoggio da parte della trave non appena viene superata la resistenza offerta dall'attrito, meccanismo che causa il collasso della struttura. Dopo i recenti eventi sismici dell'Emilia nel 2012 è stato osservato come la presenza di questo tipo di connessioni sia stata una delle cause principali dei danneggiamenti e dei crolli che hanno coinvolto gli edifici industriali prefabbricati. Nel presente capitolo è stata modellata la connessione ad attrito e su tale modello è stata condotta un'analisi time-history modale dinamica non lineare (Fast non linear Analysis) per valutarne il comportamento sotto l'azione sismica.

5.1 Connessione trave-pilastro

L'analisi del comportamento della connessione trave-pilastro è stata effettuata considerando solo un telaio dell'intera struttura. E' stato possibile effettuare questa semplificazione perché non essendoci connessioni meccaniche tra i vari telai, e in mancanza di comportamento a diaframma della copertura, essi possono oscillare in maniera indipendente sotto l'azione sismica.

La connessione a secco è garantita dalla forza d'attrito scambiata tra le due superfici a contatto; fino a quando tale forza non viene eguagliata dall'azione sismica, non ci sarà spostamento della trave sulla superficie di appoggio messa a disposizione dal pilastro, ossia non ci sarà pericolo di perdita di appoggio per scorrimento relativo fra trave e pilastro.

La forza di attrito dipende dai carichi gravitazionali, dunque, il telaio preso in considerazione per l'analisi è stato quello meno caricato.

5.1.1 Calcolo delle forze di attrito

Il calcolo della forza di attrito scambiata tra la trave a doppia pendenza e i pilastri sui quali essa poggia è stato effettuato attraverso la seguente formulazione:

$$F_{max} = \mu \cdot F_N \cdot F_r$$

dove:

- μ è il coefficiente d'attrito tra le superfici della connessione, che nel caso in esame è stato posto pari a 0.3;
- F_N, la sollecitazione perpendicolare alla superficie di scorrimento ricavata in condizioni statiche;
- F_r, fattore riduttivo che tiene conto del sisma verticale, in genere 0.6.

Si riportano i valori della forza di attrito calcolata per tutti i telai in direzione y:

TRAVE (ID)	F_{max} (kN)
1	56,0
2	78,1
3	72,6
4	67,1
5	51,0

Tabella 5.1 Valori della forza di attrito

La forza di attrito più bassa scambiata tra le superfici è riscontrabile nella trave 5 che poggia sui pilastri 8 e 20; dunque questo è il telaio oggetto di studio.

5.1.2 Caratteristiche del telaio

Il telaio bidimensionale studiato è costituito da elementi in calcestruzzo armato prefabbricato. La trave ha una lunghezza di 19,5 m ed è semplicemente appoggiata sulle estremità dei pilastri. Questa ha una sezione rettangolare, con un'altezza pari a 1,3 m ed una base pari a 0,60 m. Le colonne su cui poggia la trave hanno sezioni 0,5 x 0,6 m, e altezza pari a 7,0 m.

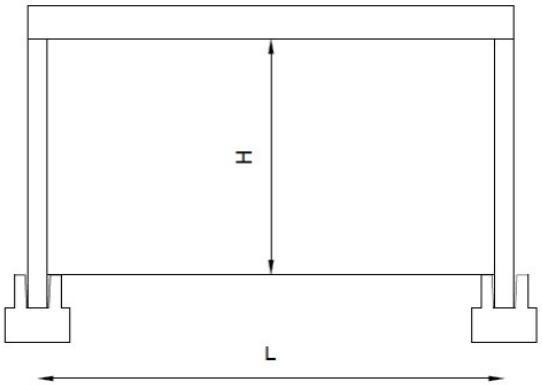


Figura 5.1 Schema del telaio analizzato

5.1.3 Modello di calcolo

La struttura è stata vincolata esternamente con degli incastri, mentre per quanto riguarda i vincoli interni, questi sono stati modellati come connessioni ad attrito.
Sotto l'effetto dell'azione sismica, la trave non subisce alcuno spostamento relativo rispetto al pilastro fino a quando la forza di attrito non viene superata. Per tener conto di questo comportamento viene utilizzato un elemento "Nonlinear-link". Tale elemento si basa 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 non lineare è riportato in Fig.5.3 e dipende dalla rigidezza k e dal post yield stiffness ratio.

La relazione non lineare è data dalla seguente espressione:

$$f = ratio \cdot k \cdot d + (1 - ratio) \cdot yeld \cdot z$$

dove:

- 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;
- z è la variabile interna isteretica che si evolve secondo l'equazione differenziale mostrata di seguito:

$$\dot{z} = \frac{k}{yeld} \begin{cases} \dot{d}\,(1 - z^{exp}) & se \quad \dot{d} \cdot z > 0 \\ \dot{d} & se \quad \dot{d} \cdot z < 0 \end{cases}$$

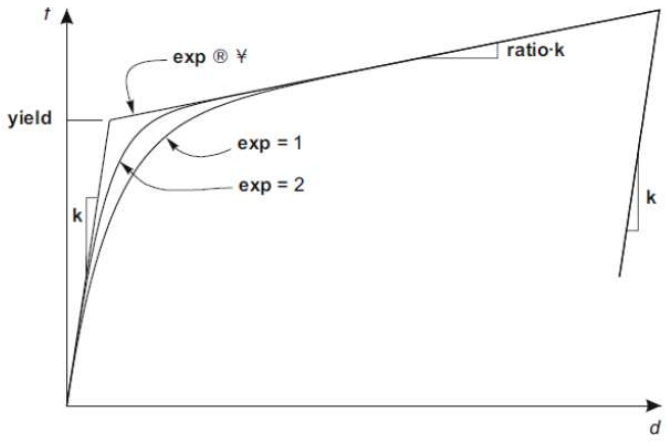


Figura 5.2 Modello plastico basato sul comportamento isteretico proposto da Wen

Impostando in maniera opportuna i parametri appena descritti, si ottiene un legame di tipo elastico-perfettamente plastico, in cui il valore della forza di snervamento assume quello della forza di attrito.

Il parametro k rappresenta la rigidezza dell'elemento non lineare prima che venga raggiunta la forza di snervamento, ossia la forza di attrito, quindi, deve assumere un valore

molto elevato affinché la molla risulti rigida e non permetta lo spostamento relativo fra trave e pilastro. Un valore elevato va assegnato anche all'esponente.
Per quanto riguarda il rapporto di rigidezza post snervamento, questo deve essere nullo; in questo modo, fino a quando la forza nella molla non raggiunge il valore della forza di snervamento, la trave non subisce alcuno spostamento, dopo, invece, la trave scorre liberamente sulla superficie di appoggio a disposizione.

Figura 5.3 Modello del telaio trave a doppia pendenza - pilastro

5.1.4 Accelerogrammi

Al paragrafo 3.2.3.6 delle NTC 18, sono definite le tipologie di accelerogrammi che possono essere utilizzati per effettuare le analisi. Questi possono essere naturali, simulati e artificiali. Quelli naturali sono delle accelerazioni di eventi sismici realmente accaduti che vengono registrate; gli accelerogrammi simulati sono ottenuti tramite simulazione fisica della sorgente e della propagazione; infine, gli accelerogrammi artificiali sono ottenuti tramite algoritmi stocastici che generano spettri di risposta compatibili con uno preso come riferimento.
Per effettuare l'analisi time history non lineare sono stati utilizzati tre accelerogrammi compatibili con lo spettro elastico di riferimento e ogni accelerogramma è stato generato tramite il software Simquake.

Il primo passo è stato quello di definire lo spettro di risposta elastico per la struttura in esame, considerando i seguenti parametri:

- stato limite SLC;
- periodo di riferimento V_R = 75 anni;
- classe d'uso C_U = III;
- categoria topografica T1;
- categoria del suolo C;

Successivamente è stato determinato l'accelerogramma spettro compatibile; gli accelerogrammi sono stati generati in maniera tale che l'ordinata spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto allo spettro elastico di riferimento, nel maggiore dei due intervalli 0,15 s – 2,0 s e 0,15 s – 2T.
La spettro compatibilità è stata verificata riferendosi alla curva di colore magenta, in Fig. 5.4, che presenta ordinate pari al 90% di quelle dello spettro elastico di riferimento.
L'accelerogramma, inoltre, deve avere una durata minima di 25 s.

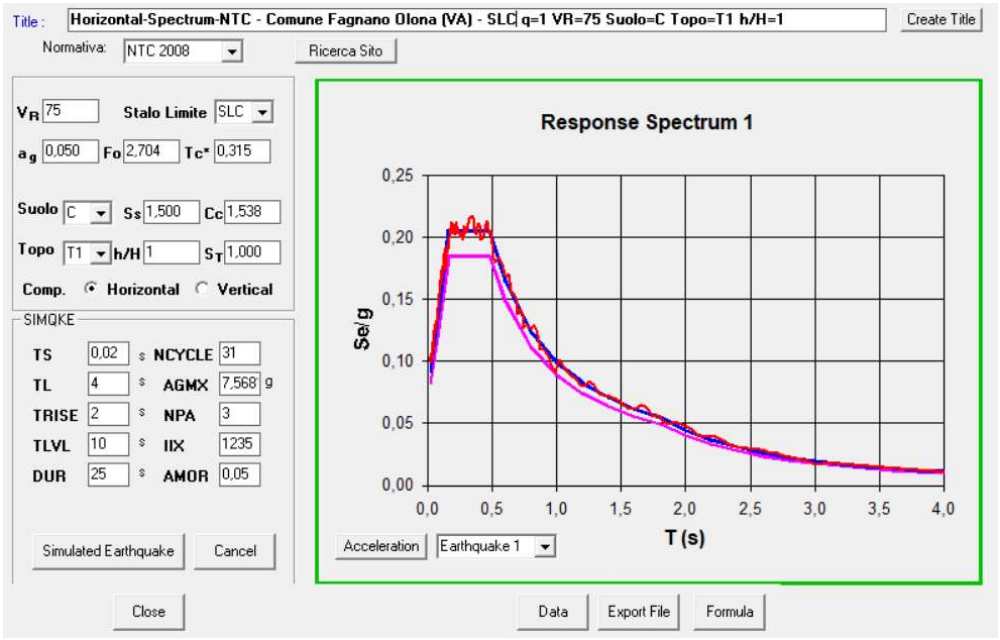
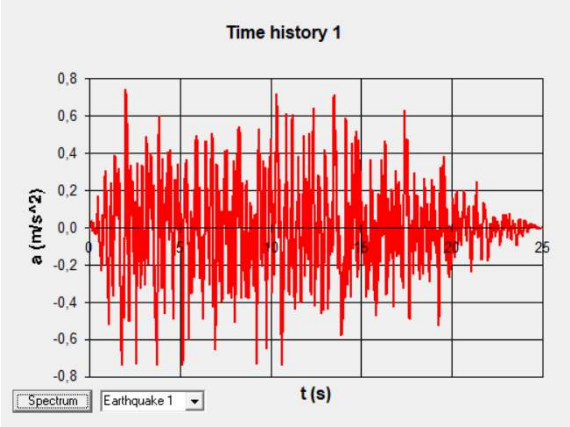
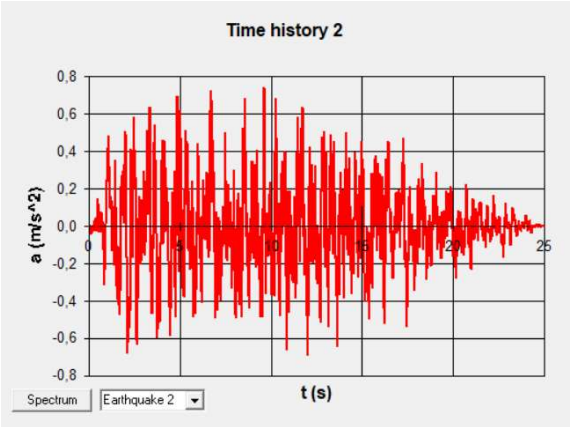


Figura 5.4 Verifica della spettro compatibilità per l'accelerogramma 1

Si riportano di seguito gli accelerogrammi generati:





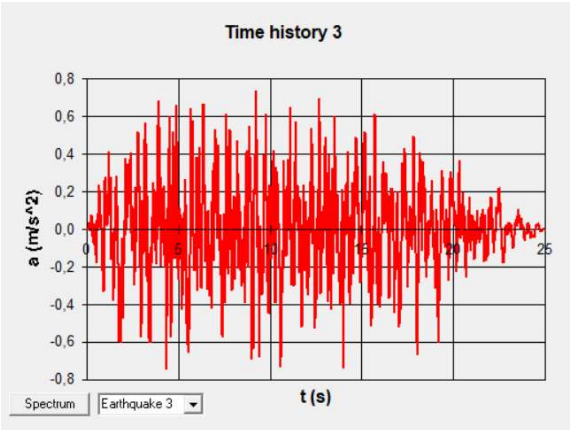


Figura 5.5 Accelerogrammi spettrocompatibili 1,2,3

5.1.5 Analisi time history dinamica non lineare modale

L'analisi dinamica non lineare è una tipologia di analisi che ci permette di valutare il comportamento non lineare di una struttura sottoposta ad una azione sismica. 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).
Il primo passo dell'analisi è stato quello di determinare la forma modale fondamentale della struttura che presenta un periodo T = 0,82 s.
Successivamente è stata effettuata l'analisi time history non lineare per valutare l'evoluzione della risposta della struttura nel tempo.
L'analisi è stata effettuata sottoponendo la struttura ai tre accelerogrammi definiti nel paragrafo precedente e considerando un coefficiente di smorzamento pari a 0,05.
Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

ACC. (ID)	F_{max} (kN)	D_{max} (mm)
1	51	6,9
2	51	6,4
3	51	5,8

Tabella 5.2 Risultati analisi dinamica non lineare

I risultati mostrano come in tutti e tre gli accelerogrammi compatibili con lo spettro elastico di riferimento, la massima forza di attrito è stata raggiunta e superata; gli spostamenti massimi che la trave ha subito a seguito del raggiungimento e superamento della forza di attrito sono di un ordine di grandezza inferiori alla minima lunghezza di appoggio che il pilastro fornisce alla trave:

$$L_a = 40 \text{ cm}$$

Si riporta di seguito l'andamento dello spostamento della trave sul pilastro ottenuto applicando l'accelerogramma 1 alla struttura:

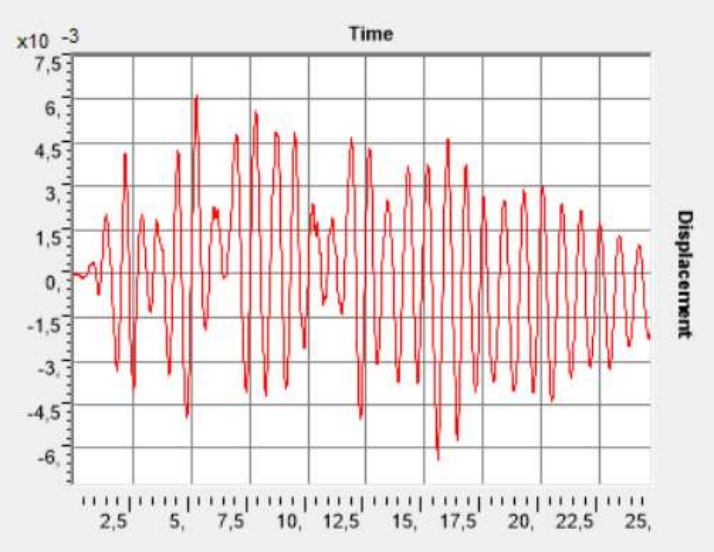


Figura 5.6 Andamento dello spostamento della trave nel tempo

5.2 Connessione trave di gronda-pilastro

La stessa analisi è stata condotta anche per valutare l'andamento dello spostamento della trave di gronda sulla superficie di appoggio, a seguito dell'azione sismica.

5.2.1 Calcolo delle forze di attrito

La massima forza di attrito scambiata tra la superficie della trave di gronda e la superficie di appoggio messa a disposizione dal pilastro è stata calcolata tramite la stessa formulazione fornita nel paragrafo 5.1.1.

Sono state calcolate le forze di attrito per ogni telaio in direzione x e i risultati sono mostrati nella tabella seguente:

TRAVE (ID)	F_{max} (kN)
6	5,4
7	4,0
8	4,1

Tabella 5.3 Valori della forza di attrito

La forza di attrito più bassa scambiata tra le superfici è riscontrabile nella trave 7 che poggia sui pilastri 6 e 7; dunque questo è il telaio oggetto di studio.

5.2.2 Caratteristiche del telaio

Il telaio bidimensionale studiato è costituito da elementi in calcestruzzo armato prefabbricato. La trave di gronda ha una lunghezza di 7,50m ed è semplicemente appoggiata sulle estremità dei pilastri. Questa ha una sezione a U, con un'altezza pari a 0,4 m ed una base pari a 0,60 m. Le colonne su cui poggia la trave hanno sezioni 0,5 x 0,6 m, e altezza pari a 7,0 m.

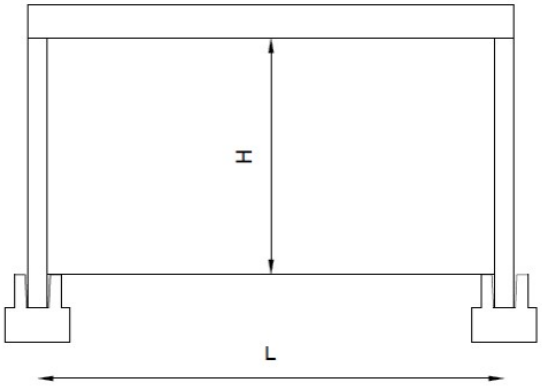


Figura 5.7 Schema del telaio analizzato

5.2.3 Modello di calcolo

Il telaio analizzato è stato modellato con le stesse modalità spiegate nel paragrafo5.1.3. Si riporta di seguito il modello:

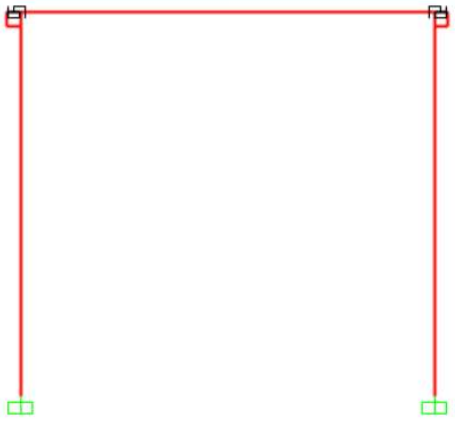


Figura 5.8 Modello del telaio trave di gronda-pilastro

5.2.4 Analisi time history dinamica non lineare modale

Il primo passo dell'analisi è stato quello di determinare la forma modale fondamentale della struttura che presenta un periodo T = 0,41 s.

Successivamente è stata effettuata l'analisi time history non lineare per valutare l'evoluzione della risposta della struttura nel tempo.

L'analisi è stata effettuata sottoponendo la struttura ai tre accelerogrammi definiti nel paragrafo 5.1.4 e considerando un coefficiente di smorzamento pari a 0,05.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

ACC. (ID)	F_{max} (kN)	D_{max} (mm)
1	4,0	1,6
2	4,0	2,5
3	4,0	2,3

Tabella 5.4 Risultati analisi dinamica non lineare

I risultati mostrano come in tutti e tre gli accelerogrammi compatibili con lo spettro elastico di riferimento, la massima forza di attrito è stata raggiunta e superata; gli spostamenti massimi che la trave ha subito a seguito del raggiungimento e superamento della forza di attrito sono di un ordine di grandezza inferiori alla minima lunghezza di appoggio che il pilastro fornisce alla trave:

$$L_a = 40 \text{ cm}$$

Si riporta di seguito l'andamento dello spostamento della trave sul pilastro ottenuto applicando l'accelerogramma 2 alla struttura:

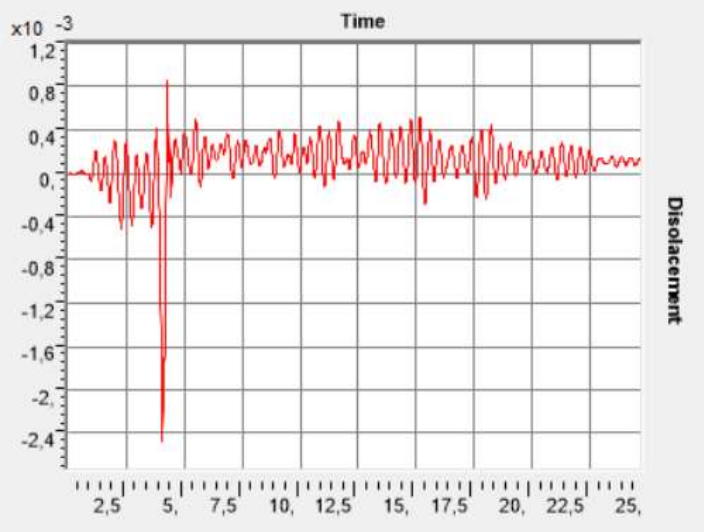


Figura 5.9 Andamento dello spostamento della trave di gronda nel tempo

5.3 Connessione tegolo-trave doppia pendenza

La stessa analisi è stata condotta anche per valutare un possibile collasso per perdita di appoggio del tegolo di copertura sulla trave a doppia pendenza. Anche in questo caso è stato valutato l'andamento dello spostamento del tegolo sulla superficie di appoggio messa a disposizione dalla trave, a seguito dell'azione sismica.

5.3.1 Calcolo delle forze di attrito

La massima forza di attrito scambiata tra la superficie del tegolo e la superficie di appoggio messa a disposizione dalla trave è stata calcolata tramite la stessa formulazione fornita nel paragrafo 5.1.1.
Sono state calcolate le forze di attrito per ogni telaio in direzione x e i risultati sono mostrati nella tabella seguente:

TEGOLI (ID)	F_{max} (kN)
6	2,3
7	2,1
8	2,2

Tabella 5.5 Valori della forza di attrito

La forza di attrito più bassa scambiata tra le superfici è riscontrabile nei tegoli 7 che poggiano sulle travi 3 e 4, supportate rispettivamente dai pilastri 6-18 e 7-19; dunque questo è il telaio tridimensionale oggetto di studio.

5.3.2 Caratteristiche del telaio

Il telaio tridimensionale studiato è costituito da elementi in calcestruzzo armato prefabbricato. I tegoli hanno una lunghezza di 7,50m e sono semplicemente appoggiati alle estremità delle travi a doppia pendenza. Questi hanno una sezione a TT, con un'altezza pari. Le travi a doppia pendenza sono lunghe 19,5m e hanno sezione

rettangolare con altezza pari a 1,3m e larghezza 0,6m. Esse sono semplicemente appoggiate a pilastri di altezza 7,0m e sezione rettangolare 0,6 m x 0,5 m.

5.3.3 Modello di calcolo

Il telaio analizzato è stato modellato con le stesse modalità spiegate nel paragrafo5.1.3. Si riporta di seguito il modello:

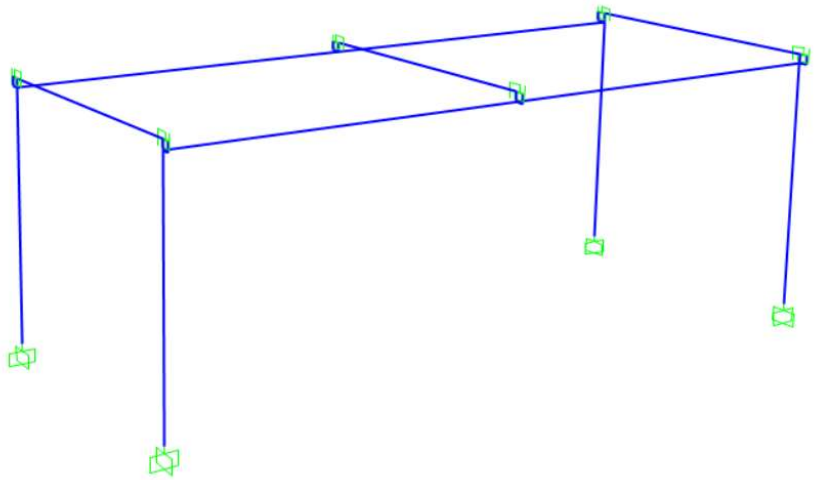


Figura 5.10 Modello del telaio tridimensionale tegolo- trave d.p.

5.3.4 Analisi time history dinamica non lineare modale

Il primo passo dell'analisi è stato quello di determinare la forma modale fondamentale della struttura che presenta un periodo T = 0,87 s.

Successivamente è stata effettuata l'analisi time history non lineare per valutare l'evoluzione della risposta della struttura nel tempo.

L'analisi è stata effettuata sottoponendo la struttura ai tre accelerogrammi definiti nel paragrafo 5.1.4 e considerando un coefficiente di smorzamento pari a 0,05.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

ACC. (ID)	F_{max} (kN)	D_{max} (mm)
1	2,2	2,2
2	2,2	2,8
3	2,2	3,2

Tabella 5.6 Risultati analisi dinamica non lineare

I risultati mostrano come in tutti e tre gli accelerogrammi compatibili con lo spettro elastico di riferimento, la massima forza di attrito è stata raggiunta e superata; gli spostamenti massimi che i tegoli hanno subito a seguito del raggiungimento e superamento della forza di attrito sono di un ordine di grandezza inferiori alla minima lunghezza di appoggio che la trave fornisce al tegolo:

$$L_a = 40 \text{ cm}$$

Si riporta di seguito l'andamento dello spostamento del tegolo sulla trave ottenuto applicando l'accelerogramma 3 alla struttura:

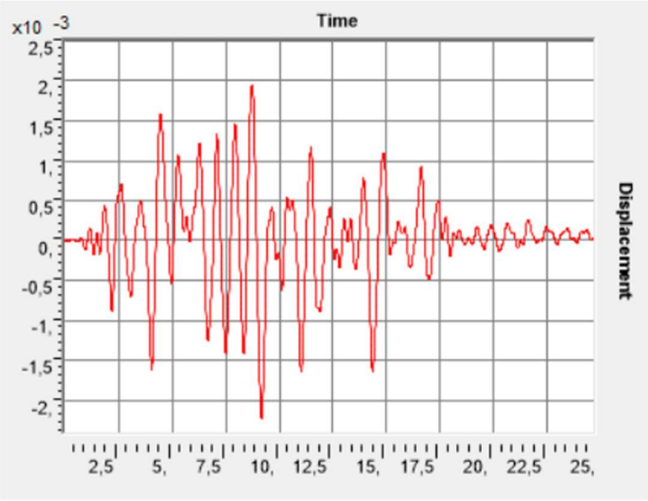


Figura 5.11 Andamento dello spostamento del tegolo nel tempo

5.4 Risultati dell'analisi dinamica non lineare

I risultati dell'analisi time-history dinamica non lineare effettuata sulla struttura mostrano come gli spostamenti relativi degli elementi semplicemente appoggiati quali travi a doppia pendenza, travi di gronda e tegolo di copertura, siano trascurabili se paragonati alle lunghezze d'appoggio messe a loro disposizione. Questi risultati erano prevedibili se consideriamo la zona a bassa sismicità in cui è situata la struttura.

Possiamo concludere dicendo che la struttura non presenta il rischio di collasso per perdita di appoggio degli elementi strutturali ma la norma vigente esclude la possibilità di affidarsi alla forza di attrito come forza equilibrante l'azione sismica.

A dimostrazione del fatto che la bassa sismicità della zona scongiuri il pericolo di collasso per perdita di appoggio, si riporta di seguito l'andamento dello spostamento della trave a doppia pendenza ottenuto dopo aver effettuato l'analisi con un accelerogramma di intensità molto più elevata, corrispondente ad una zona a media sismicità:

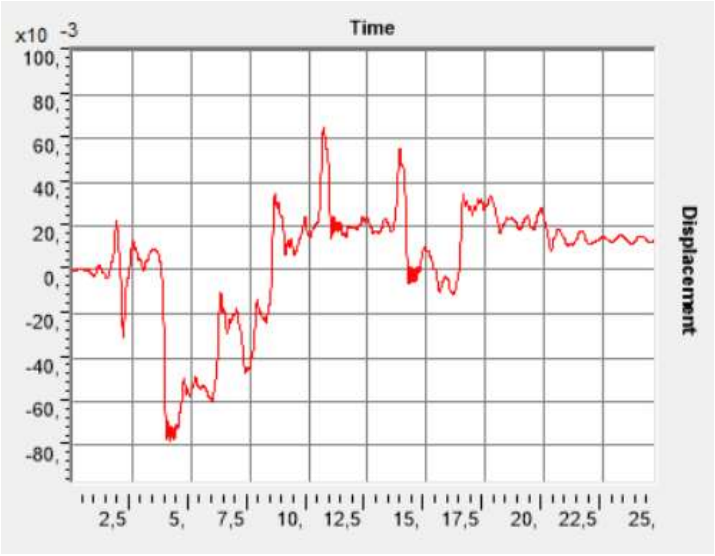


Figura 5.12 Andamento dello spostamento della trave nel tempo

In questo caso lo spostamento massimo è dell'ordine del decimetro, quindi paragonabile alla lunghezza di appoggio messa a disposizione dal pilastro.

Il rischio di collasso della struttura per perdita di appoggio aumenta pericolosamente all'aumentare dell'intensità del sisma.

CAPITOLO 6

Proposte di miglioramento

La valutazione della vulnerabilità sismica ha messo in evidenza come la struttura presenti alcune lacune strutturali, quando soggetta alle azioni prodotte dal sisma.
Risulta dunque necessario intervenire sulla struttura per migliorare il comportamento dell'edificio nel contrasto delle azioni orizzontali.
La carenza principale della struttura è stata riscontrata nei plinti di fondazione, in particolare nel bordo frontale del bicchiere, la cui rottura porta al collasso dell'edificio.
Gli interventi di miglioramento proposti mirano, dunque, alla risoluzione di questo problema per scongiurare il pericolo di collasso per rottura delle fondazioni.
Inoltre, pur non essendoci il pericolo di collasso per perdita di appoggio tra gli elementi strutturali, le norme vigenti vietano l'utilizzo di connessioni attritive, quindi in questo capitolo sono state proposti alcuni accorgimenti atti a risolvere questo tipo di lacuna strutturale.
Può essere stilata una ipotetica scala di priorità di interventi da effettuare sulla struttura esistente per risolvere le lacune sopra citate:

- Interventi che mirano al miglioramento del comportamento delle fondazioni, la cui rottura porta al collasso dell'edificio esistente; questo miglioramento può essere messo in atto attraverso interventi locali in fondazione o attraverso l'inserimento di controventi dissipativi all'interno di alcuni punti della struttura esistente;
- Garantire il collegamento e di conseguenza scongiurare la perdita di appoggio dei tegoli di copertura alle sottostanti travi principali;
- Garantire il collegamento e di conseguenza scongiurare la perdita di appoggio delle travi principali ai sottostanti pilastri;
- Creazione di piani pseudo-rigidi orizzontali con sistemi di controvento a livello della copertura per eliminare gli spostamenti differenziali tra le teste dei pilastri.

6.1 Interventi locali in fondazione

Dall'analisi della vulnerabilità è emerso che le fondazioni sono gli elementi strutturali che causano il collasso della struttura. Dunque, di seguito sono elencate alcune proposte di miglioramento utili a migliorare il comportamento delle fondazioni e dotare la struttura di una buona capacitò dissipativa nei confronti dell'azione sismica.

6.1.1 Fasciatura delle pareti del bicchiere tramite FRP

L'intervento, in particolare, interessa il rinforzo del bicchiere che risulta essere il punto critico dell'intero plinto di fondazione. Andando a rinforzare il bicchiere, il comportamento della struttura sarà quello individuato attraverso la analisi statica non lineare effettuata sul modello di calcolo e i risultati coincidono con quelli illustrati nel paragrafo 4.6.3; basta verificare che le fondazioni, dopo l'intervento di rinforzo, siano in grado di sopportare le sollecitazioni ricavate dall'analisi e che permettano l'attivazione delle cerniere plastiche alla base dei pilastri.
In questo modo la struttura avrà quella capacità dissipativa necessaria a soddisfare le prestazioni richieste in termini di spostamento.

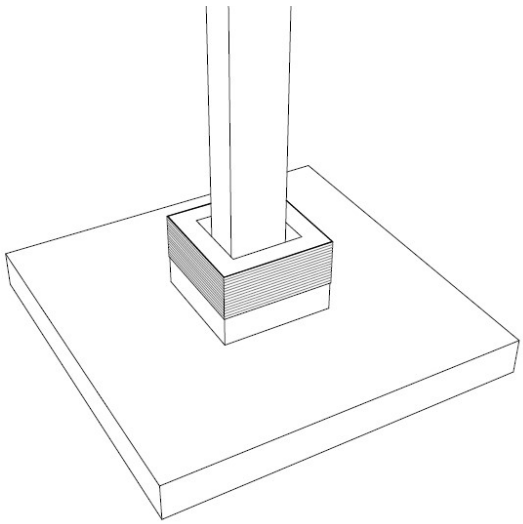


Figura 6.1 Fasciatura del bordo del bicchiere tramite FRP

L'intervento consiste nell'andare a fasciare, attraverso materiale fibrorinforzato, le pareti del bicchiere; in questo modo si evita che avvenga la rottura del bordo frontale dello stesso che risultava essere la causa del collasso della fondazione.

I materiali fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) a fibre continue sono materiali costituiti da fibre di rinforzo immerse in una matrice polimerica. Questi sono disponibili in diverse geometrie come le lamine pultruse, utilizzate per il rinforzo di elementi dotati di superfici regolari, e tessuti, uniassiali o multiassiali, suggeriti per applicazioni su elementi strutturali caratterizzati da forme geometriche più complesse.

I tessuti vengono applicati sull'elemento da rinforzare mediante resine che svolgono la funzione sia di elemento impregnante che di adesivo al sottostrato interessato.

L'uso dei tessuti fibrorinforzati consente di adattarsi a qualsiasi forma dell'elemento da riparare, non necessita di sostegni provvisori durante la posa in opera ed elimina tutti i rischi connessi con la corrosione del rinforzo applicato.

Il tessuto proposto per l'intervento è di tipo quadriassiale bilanciato in fibra di vetro, MapeWrap G QUADRI-AX della Mapei, a grammatura bilanciata, che può essere posto in opera sia a secco che in umido.

Le caratteristiche meccaniche della fibra sono indicate nella seguente tabella:

DATI TECNICI MapeWrap G QUADRI-AX		
Tipo di fibra	Vetro Type E	
Grammatura	1140	g/cm^3
Massa volumica	2,60	g/cm^3
Spessore equivalente di tessuto	0,1096	mm
Area resistente per unità di lunghezza	438,4	mm^2/m
Resistenza meccanica a trazione	2600	N/mm^2
Modulo elastico a trazione	73000	N/mm^2
Allungamento a rottura	3,5 - 4,0	%
Adesione al calcestruzzo	>3	N/mm^2

Tabella 6.1 Dati tecnici del tessuto MapeWrap G QUADRI-AX della Mapei

L'intervento prevede che tutta l'azione sollecitante il bicchiere venga assorbita dal materiale fibrorinforzato.
Per dimensionare il rinforzo si fa riferimento al plinto più sollecitato, ossia quello al piede del pilastro numero 15.
Per determinare la capacità di calcolo R_d , si deve determinare la minima area necessaria ad assorbire la sollecitazione agente e moltiplicarla per la resistenza di calcolo F_d. La resistenza di calcolo viene calcolata secondo la formulazione presente nel paragrafo 3.3.3 della CNR-DT 200 del 2012:

$$F_d = \eta \frac{F_k}{\gamma_m}$$

dove:

- η è un fattore di conversione che tiene conto di condizioni ambientali di esposizione e che per un ambiente esterno e pari a 0.65;
- γ_m e il coefficiente parziale del materiale FRP che per il modello di resistenza a confinamento è pari a 1,10.

E' sufficiente applicare tre strati di tessuto con larghezza di circa 50 cm sul bordo del bicchiere per ottenere una capacità di calcolo R_d = 975 kN in grado di assorbire una sollecitazione di F_1=804 kN agente sul bordo frontale del bicchiere numero 15 in direzione x.
Rinforzando le fondazioni le cerniere plastiche ai piedi delle colonne si attiveranno e la struttura mostrerà un comportamento duttile.
Se effettuassimo un'analisi statica non lineare sulla struttura adeguata con materiali fibrorinforzati, otterremmo gli stessi risultati ottenuti nel paragrafo 4.6.3.
Questa soluzione, pur risultando valida nella risoluzione del problema mostrato dalle fondazioni, presenta alcuni svantaggi:

- l'intervento comporterebbe una notevole mole di lavoro sulla struttura esistente;
- l'intervento sulle fondazioni comprometterebbe l'operatività del capannone, e sarebbe inevitabile l'interruzione dell'attività produttiva con conseguenze economiche per la gestione.

6.1.2 Rinforzo del terreno circostante la fondazione mediante Jet Grouting

L'intervento prevede il consolidamento del terreno circostante la fondazione mediante la tecnica del Jet Grouting.

Il Jet Grouting è un'operazione che consiste nell'iniettare nel terreno una miscela cementizia, attraverso piccoli ugelli, con pressioni molto elevate per consolidare i terreni di fondazione o per la realizzazione di diaframmi.

Il plinto a bicchiere è una tipica fondazione affetta da una considerevole cedevolezza rotazionale, dunque il consolidamento del terreno in prossimità del bicchiere aiuta ad irrigidire il collegamento pilastro fondazione.

Il problema che presenta la nostra struttura è quella del collasso della struttura per cedimento del bordo del bicchiere, che causa una rotazione rigida del pilastro senza evidente danneggiamento alla base dello stesso per la formazione di una cerniera plastica. Questo meccanismo di collasso rappresenta un tipico caso di applicazione di questo tipo di intervento.

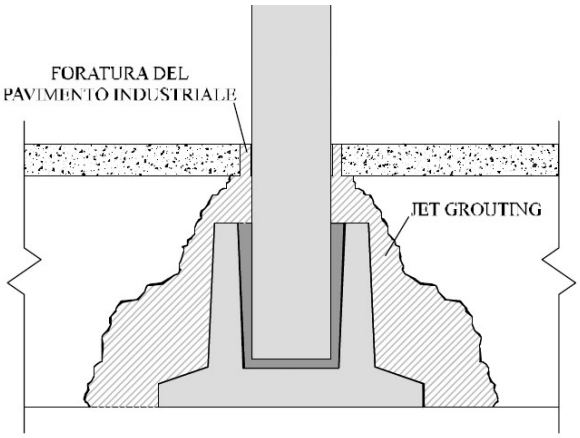


Figura 6.2 Consolidamento del terreno con Jet Grouting

L'intervento prevede se seguenti fasi realizzative:

- individuare, tramite apposita strumentazione, di zone prive di armatura nella pavimentazione industriale;

- eseguire la foratura della pavimentazione sui quattro lati del pilastro per consentire l'iniezione della miscela cementizia;
- iniettare a bassa pressione la miscela cementizia all'interno dei fori realizzati precedentemente;
- sigillare le perforazioni effettuate mediante malta per uso specifico.

Questo tipo di intervento, spesso utilizzato per la messa in sicurezza definitiva della struttura, consente un sensibile incremento della resistenza del sistema pilastro-plinto nei confronti delle azioni orizzontali generate dal sisma.
Di contro però, l'intervento richiede l'utilizzo di macchinari ingombranti e quindi l'operazione risulta facilitata solo nel caso di spazi ampi e privi di ostacoli.
Nella scelta di questo intervento non bisogna trascurare i costi, che risultano elevati.

6.2 Rinforzo a taglio dei pilastri

Dai risultati dell'analisi dinamica lineare indicati nel paragrafo 4.5.1.1 è stato constatato che alcuni pilastri non soddisfano la verifica di resistenza a taglio nella parte centrale, ossia nella parte meno armata, in particolare:

- i pilastri 1-2-25-26 non superano la verifica a taglio in dir. x;
- i pilastri 3-8-9-20-27-32 non superano la verifica a taglio in dir. Y;
- il pilastro 15 non supera la verifica a taglio in entrambe le direzioni.

E' necessario dunque eseguire un intervento di rinforzo a taglio di questi elementi strutturali mediante una fasciatura in materiale fibrorinforzato (FRP).
Il rinforzo è effettuato avvolgendo la sezione dell'elemento con uno o più strati di tessuto unidirezionale, in aderenza alla superficie esterna dell'elemento.

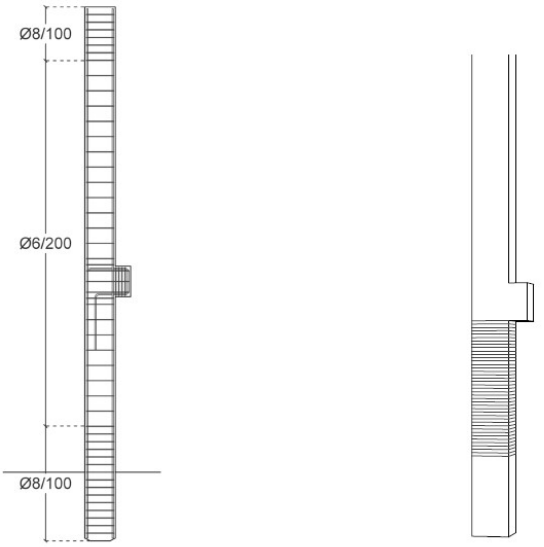


Figura 6.3 Rinforzo a taglio dei pilastri

Il materiale da utilizzare per effettuare il rinforzo è lo stesso definito nel paragrafo 6.1 e in questo caso è sufficiente applicare uno strato di tessuto di larghezza di circa 50 cm per ottenere una capacità resistente di calcolo R_d = 325 kN ed assorbire totalmente la sollecitazione di taglio massima.
L'intervento è facilitato dal fatto che non riguarderà né la parte vicino ai nodi e né la parte inferiore del pilastro, ma solo la parte centrale dello stesso, quella meno armata trasversalmente.

6.3 Collegamenti tra gli elementi strutturali

Dall'analisi dei collegamenti condotta nel capitolo 5 è emerso che il collasso per perdita di appoggio tra gli elementi strutturali è scongiurato.
Le norme vigenti vietano di considerare la resistenza offerta dall'attrito nella valutazione della capacità della connessione nei confronti dell'azione sismica. Non è ammessa, dunque, la realizzazione di connessioni tra gli elementi strutturali di tipo attritivo.
Pur non essendoci il rischio di collasso per perdita di appoggio, devono essere presi provvedimenti atti ad eliminare questo tipo di carenza e assicurare la connessione tra gli elementi strutturali tramite appositi dispositivi meccanici.

6.3.1 Collegamento fra tegoli di copertura e capriate

La realizzazione del collegamento dei tegoli di copertura con le travi capriata sottostanti può essere effettuata attraverso un doppio angolare L100x50x6 ancorato alla trave e al tegolo di copertura mediante bulloni. L'elemento di connessione presenta anche una barra di trattenuta filettata passante per ciascuna nervatura del tegolo. Il dispositivo è certificato per essere impiegato in zona sismica.

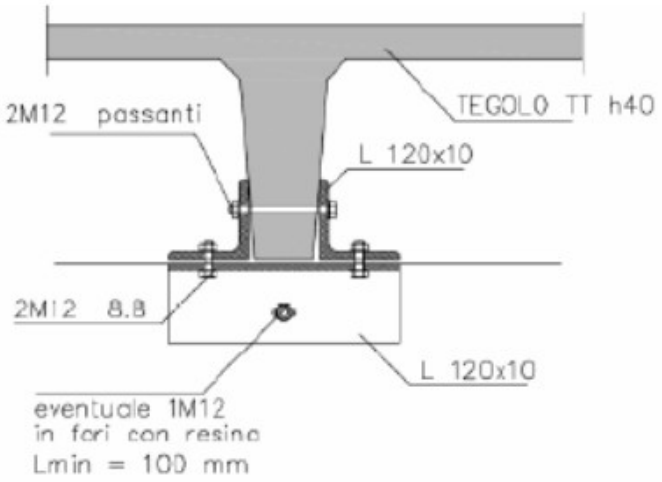


Figura 6.4 Esempio di doppio angolare sez.A

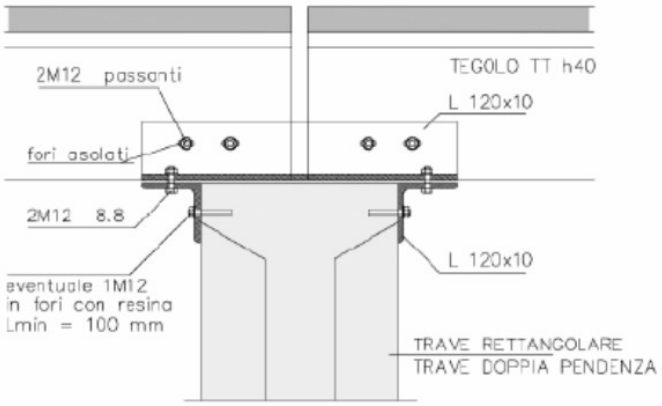


Figura 6.5 Esempio di doppio angolare sez.B

In alternativa alla soluzione appena esposta, si possono adottare sistemi brevettati e certificati, comunemente denominati dissipatori.

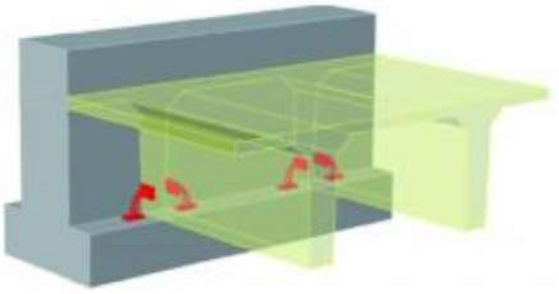


Figura 6.6 Collegamento con dissipatore

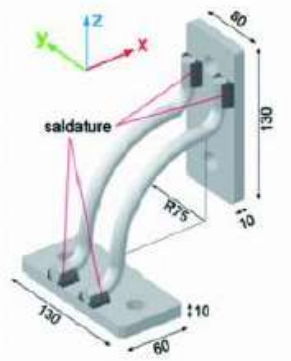


Figura 6.7 Dissipatore

6.3.2 Collegamento fra capriate e pilastri

La realizzazione del collegamento tra le capriate in calcestruzzo armato precompresso e i pilastri in calcestruzzo armato può essere realizzato con angolari nervati ricavati da lamiera di spessore 1,5 cm e fissati agli elementi in questione attraverso sistemi di tasselli chimici, resina e barre filettate, certificati per essere impiegati in zona sismica.
Si riporta di seguito la sezione e lo schema in pianta dell'unione tra i due elementi strutturali:

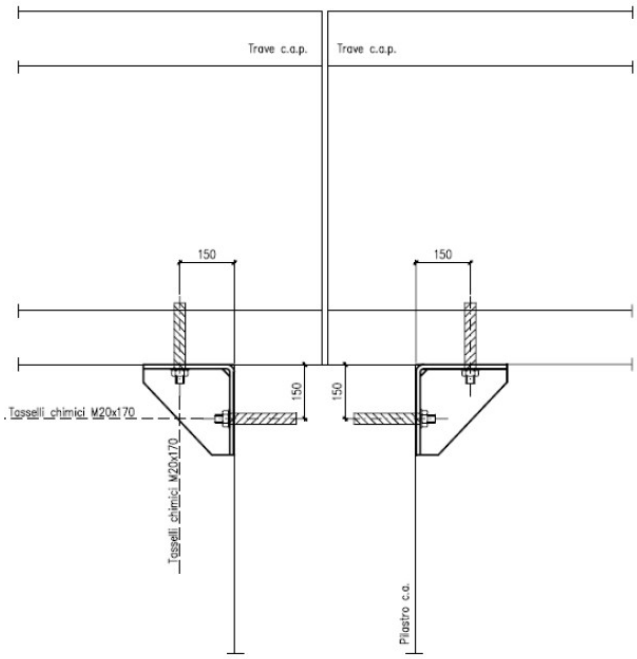


Figura 6.8 Sezione collegamento trave c.a.p - pilastro c.a.

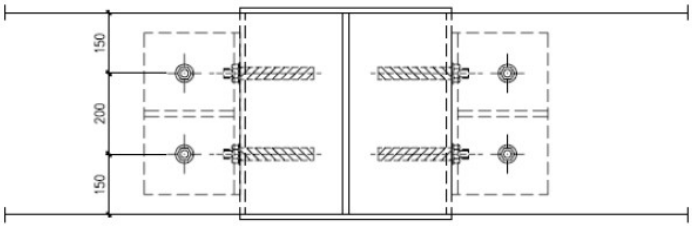


Figura 6.9 Schema in pianta del collegamento trave c.a.p- pilastro c.a.

6.3.3 Collegamento livello copertura

Per evitare spostamenti differenziali dei pilastri a livello della copertura, può essere prevista la realizzazione di controventi orizzontali di falda. I controventi orizzontali di falda devono prevedere un reticolo a croce di S. Andrea ed essere costituiti da tondi strutturali Ø16 o funi equivalenti in trefolo d'acciaio armonico tesate in opera in maniera adeguata. Questi elementi di controvento devono essere fissati alle opere con sistemi di piastre e ancoranti chimici.
Si riporta di seguito lo schema della struttura dotata di controventi orizzontali di falda:

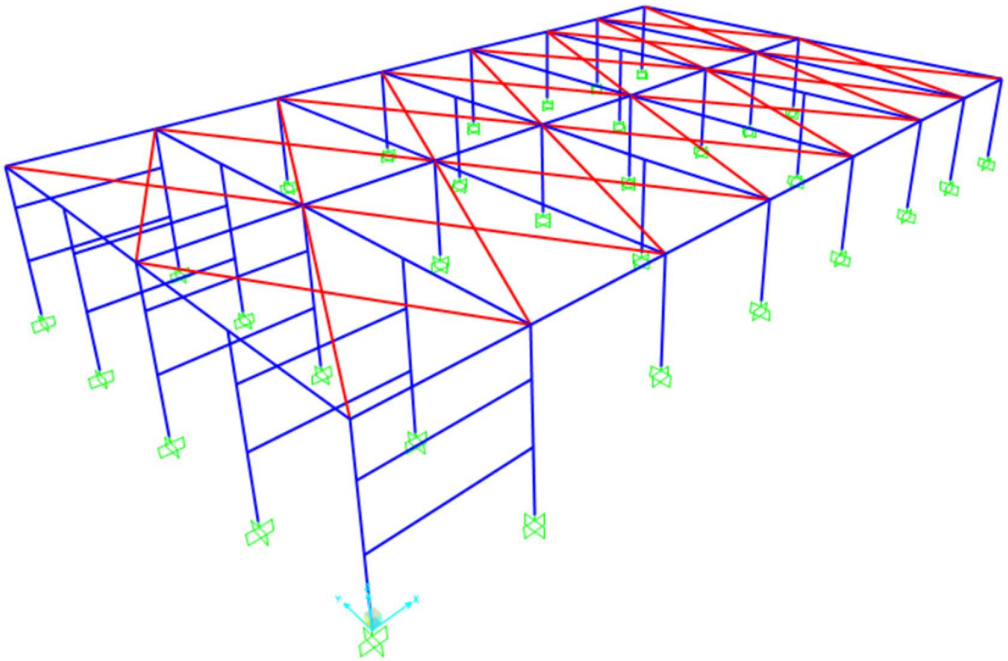


Figura 6.10 Schema dei controventi metallici di falda

L'introduzione dei controventi orizzontali di falda, di collegamenti meccanici tegolo di copertura-capriata e capriata-colonna, permette di ottenere un comportamento diaframmatico della copertura che ha come beneficio una omogeneizzazione degli spostamenti della testa dei pilastri nelle due direzioni principali.

6.3.4 Collegamento dei pannelli di tamponamento ai pilastri

Per scongiurare la caduta dei pannelli perimetrali di tamponamento si devono realizzare dei collegamenti tra il pannello di tamponamento e i pilastri, in particolare 4 collegamenti per ogni pannello. Il collegamento deve essere eseguito mediante tasselli chimici M8x80 e cavetto di trattenuta Ø8.

Di seguito viene riportato lo schema di fissaggio per il tipo di pannello orizzontale presente nella struttura in esame:

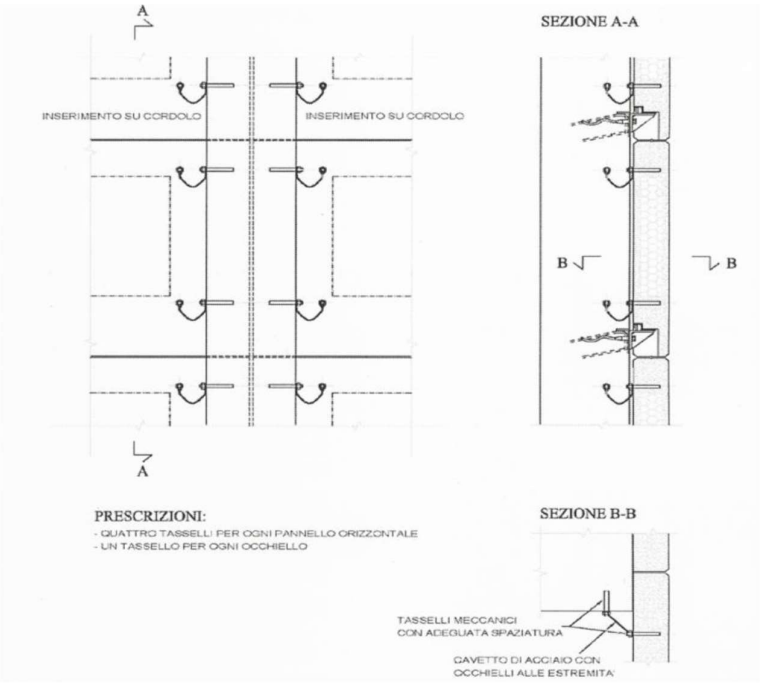


Figura 6.11 Schema di fissaggio pannello di tamponamento – pilastri

6.4 Controventi dissipativi

Questa proposta di intervento prevede l'inserimento di sistemi dissipativi aggiuntivi all'interno della struttura esistente. L'utilizzo di questi dispositivi permette di localizzare, in particolari elementi, la dissipazione dell'energia trasmessa dal sisma evitando il danneggiamento della struttura esistente.
Se ci limitassimo ad inserire all'interno della struttura dei tradizionali controventi, che non dissipano l'energia fornita dal sisma, otterrei un aumento e una ridistribuzione delle forze scaricate dall'azione sismica sulla struttura. L'aumento della domanda è dovuto proprio all'inserimento dei controventi, che irrigidendo la struttura, diminuiscono il suo periodo, causando un aumento dell'accelerazione spettrale scaricata sulla struttura.
L'utilizzo di controventi dissipativi, invece, permette di irrigidire la struttura e contemporaneamente ridurre l'accelerazione spettrale, scaricata sulla struttura, grazie all'elevata capacità smorzante insita negli elementi dissipativi.

6.4.1 Modellazione dei dissipatori

L'intervento è stato concepito per eliminare del tutto la possibilità che le fondazioni esistenti giungano a rottura durante l'evento sismico. Questo lo si ottiene limitando le deformazioni degli elementi strutturali, migliorando lo smorzamento, la rigidezza e la resistenza della struttura.
I controventi dissipativi sono stati inseriti all'interno di alcuni telai della struttura per limitare gli spostamenti che subiscono quelle zone in cui è maggiormente concentrata la massa sismica.
Il progetto prevede l'inserimento di cavalletti metallici all'interno di alcuni telai in particolari zone della struttura esistente, nelle due direzioni principali. Questi cavalletti sono collegati alle travi e ai pilastri tramite un sistema di piastre e ancoraggi.
I controventi sono costituiti da travi in acciaio HEA 180 e da elementi dissipativi. L'azione frenante fornita dagli elementi dissipativi consente di ridurre le deformazioni indotte dall'azione sismica e quindi il danneggiamento degli elementi costituenti la struttura, concentrando il danneggiamento negli appositi dissipatori.

In questi controventi metallici, l'elemento sommitale è sconnesso dall'elemento inferiore, cioè la trave ha la possibilità di spostarsi orizzontalmente nel proprio piano, mentre al cavalletto, tramite piastre in acciaio, è impedita la traslazione fuori dal proprio pano.

Figura 6.12 Esempio di controvento dissipativo

Tra l'interfaccia solidale alla trave e l'interfaccia solidale alla parte sommitale del controvento, vengono inseriti i dispositivi dissipativi, che sono dei pistoni fluido viscosi. Questi pistoni si deformeranno per effetto della deformazione del telaio della struttura a causa dell'azione sismica e parte delle forze che il sisma scarica sulla struttura saranno assorbite proprio da questi pistoni fluido-viscosi.

Figura 6.13 Dissipatori fluido-viscosi

L’elemento dissipativo utilizzato è un dissipatore viscoso costituito da un cilindro contenente silicone e un pistone che si muove all’interno di esso. Il silicone è un materiale comprimibile, quindi durante il movimento il pistone entra all’interno del cilindro, ne sottrae volume e si genererà un tentativo di espulsione del pistone stesso, cioè nasce una fase elastica.

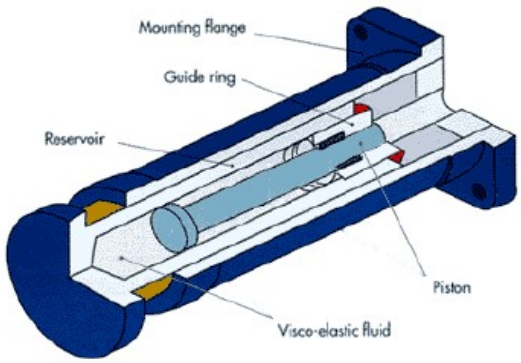


Figura 6.14 Dissipatore fluido-viscoso

Guardando il ciclo isteretico di questo dispositivo, ci rendiamo conto di come il legame forza-spostamento non parta da zero; questo perché il silicone ha subito un precarico, cioè è inserito all’interno del cilindro con una certa pressione.

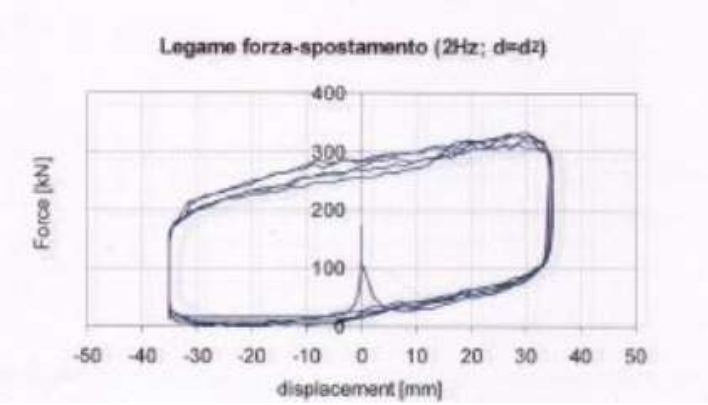


Figura 6.15 Esempio di ciclo isteretico del dissipatore fluido-viscoso

Nel momento in cui il pistone entra all'interno del cilindro, per effetto della compressione del silicone, c'è una sottrazione di volume all'interno del cilindro stesso; successivamente il pistone tende ad essere espulso nuovamente dal cilindro e questo fenomeno genera una fase elastica con cui risponde il dispositivo. Questa fase elastica è rappresentata dalla pendenza del ciclo isteretico. Oltre alla fase elastica, nella curva forza-spostamento, riconosciamo la fase viscosa, cioè una sorta di rettangolo con angoli smussati.
Nel dispositivo dunque si riconoscono due fasi, una elastica lineare e una smorzante.
Nella modellazione dei dispositivi dissipativi, bisogna tener conto proprio di queste due fasi distinte individuabili all'interno del ciclo isteretico del dispositivo.
Si riporta di seguito lo schema con il quale è stato modellato il controvento dissipativo all'interno della struttura:

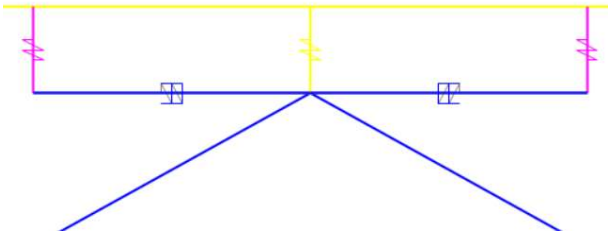


Figura 6.16 Modello del dissipatore fluido-viscoso

Il cavalletto si congiunge alla trave (elemento in giallo) attraverso determinati elementi finiti (elementi in blu). Gli elementi in blu rappresentano proprio i dispositivi fluido-viscosi. Ogni dispositivo è stato modellato inserendo in serie due elementi "Link" differenti, presenti nella libreria del software di calcolo:

- il primo elemento rappresenta la fase elastica-lineare;
- il secondo elemento rappresenta la fase smorzante.

Il primo elemento è una semplice molla elastica lineare a cui è stato assegnato un certo valore di rigidezza nella direzione assiale dell'elemento.
Il secondo elemento è stato definito per introdurre la fase smorzante all'interno del dispositivo, ed è un "Damper – Exponential", in cui è stato assegnato il coefficiente di

smorzamento e l'esponente di smorzamento. Questi valori, deducibili dal catalogo del produttore del dispositivo, definiscono il ciclo isteretico dello stesso.
L'elemento "Damper-Exponential" segue il modello viscoelastico di Maxwell (Malvern,1969).

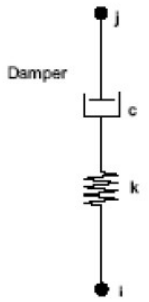


Figura 6.17 Modello viscoelastico di Maxwell (Malven,1969)

In questo modello la forza che i nodi i e j si scambiano è data dalla seguente legge:

$$f = k\, d_k = c\, \dot{d}_c^{\,c\,exp}$$

dove:

- k è la costante elastica della molla;
- c è il coefficiente di smorzamento;
- cexp è l'esponente della velocità;
- d_k è la deformazione subita dalla molla elastica;
- $\dot{d}_c$ è la velocità di deformazione.

La deformazione totale dell'elemento risulterà pertanto somma della deformazione della componente elastica e di quella viscosa:

$$d = d_k + d_c$$

All’interno della struttura sono stati utilizzati due tipi di elementi lineari a seconda della quota alla quale essi sono stati posizionati:

- Linear 1 per i telai del piano interrato;
- Linear 2 per i telai dei piani fuori terra.

	Linear 1	**Linear 2**
Stiffness	1848 kN/m	1360 kN/m

Tabella 6.2 Parametri Linear Element

Mentre per quanto riguarda gli elementi viscosi sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- Damper 1 per i telai del piano interrato;
- Damper 2 per i telai fuori terra.

	Damper 1	**Damper 2**
Stiffness	1,02 E8 kN/m	1,02 E8 kN/m
Damping coefficient	150	300
Damping exponent	0,15	0,15

Tabella 6.3 Parametri Damper direzione X

	Damper 1	**Damper 2**
Stiffness	1,02 E8 kN/m	1,02 E8 kN/m
Damping coefficient	85	100
Damping exponent	0,15	0,15

Tabella 6.4 Parametri Damper direzione Y

6.4.2 Analisi Time History dinamica non lineare modale

I controventi dissipativi sono stati inseriti all'interno della struttura nel seguente modo:

- tra i pilastri 1-2, 13-14, 25-26 nella direzione X;
- tra i pilastri 2-10, 14-22, 4-11, 16-23 nella direzione Y.

Si riporta di seguito il modello della struttura con l'integrazione dei controventi dissipativi sul quale è stata effettuata l'analisi dinamica non lineare:

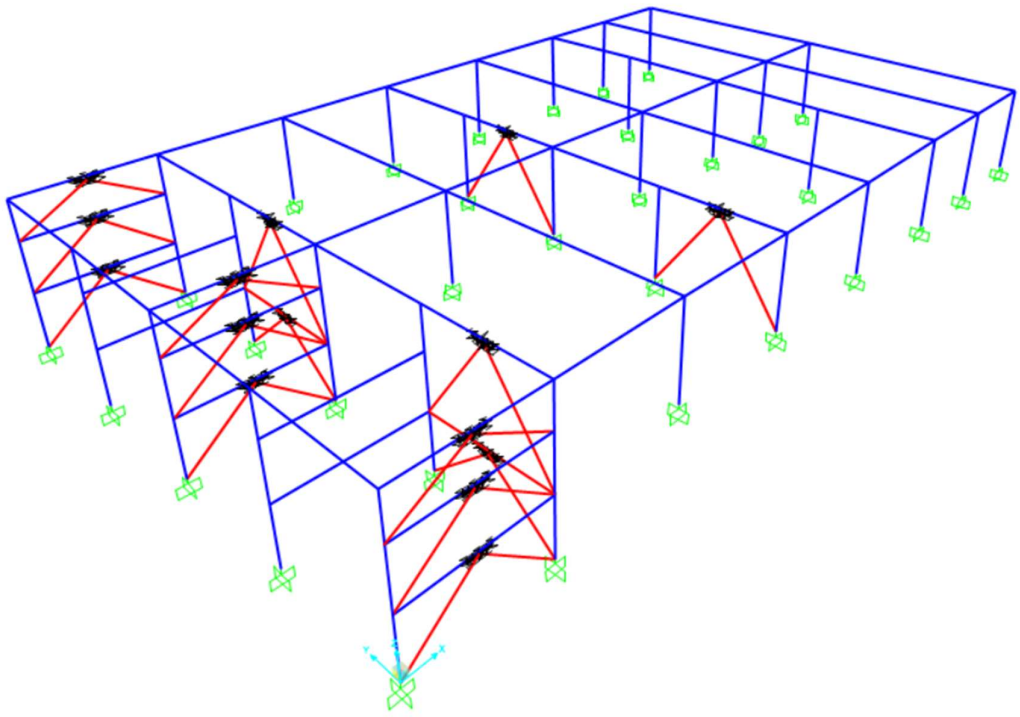


Figura 6.18 Modello di calcolo della struttura controventata

6.4.2.1 Accelerogrammi

Gli accelerogrammi utilizzati nell'analisi time history dinamica non lineare sono quelli già introdotti nel paragrafo 5.1.4 .
L'analisi dinamica non lineare è stata effettuata considerando, per ogni accelerogramma considerato, le seguenti combinazioni:

ID	Combinazione
1	X + 0.3Y
2	Y - 0.3X
3	-X + 0.3Y
4	-Y + 0.3X
5	-X + 0.3Y
6	-Y - 0.3X
7	X - 0.3Y
8	Y - 0.3X

Tabella 6.5 Combinazione degli accelerogrammi

6.4.2.2 Risultati dell'analisi Time history dinamica non lineare modale

L'accelerogramma che ha causato gli spostamenti più elevati nella struttura è stato il numero uno. Si riportano di seguito gli spostamenti ottenuti in seguito all'analisi dinamica non lineare. Gli spostamenti sono intesi in valore assoluto:

ID	**D_x (mm)**	**D_y (mm)**	**ID**	**D_x (mm)**	**D_y (mm)**
1	5,8	0,3	**5**	5,8	0,3
2	0,4	6,8	**6**	6,8	0,4
3	6,0	0,3	**7**	6,0	0,3
4	0,4	6,8	**8**	0,4	6,8

Tabella 6.6 Risultati analisi dinamica non lineare

Dai risultati dell'analisi dinamica non lineare si è potuto constatare che:

- c'è stata una netta riduzione degli spostamenti, rispetto a quelli che si hanno nella struttura non controventata, sia nella direzione x che nella direzione y; (zona multilivello (D), zona monolivello (D')):

D_x (mm)	D_x' (mm)	D_y (mm)	D_y' (mm)
36,4	39,0	53,0	34,0

Tabella 6.7 Spostamenti della struttura non controventata

- l'inserimento dei controventi dissipativi in particolari punti della struttura ha permesso di omogeneizzare la deformata sia in direzione x che in direzione y, eliminando gli spostamenti differenziali delle teste dei pilastri, presenti nella struttura non controventata;
- c'è stata una riduzione delle sollecitazioni agenti sulle fondazioni, tale da evitare la rottura dei bicchieri di fondazione, punto critico e causa del collasso della struttura esistente.

6.4.2.3 Verifica degli spostamenti di interpiano

La definizione degli stati limite prestazionali, tramite i quali è possibile valutare l'affidabilità strutturale, è un problema molto complesso che può essere risolto individuando opportune variabili che descrivono lo stato del sistema strutturale; queste variabili sono chiamate variabili di danno.
Uno dei parametri più importanti, usato nella progettazione sismica, corrisponde allo spostamento di interpiano adimensionalizzato, cioè lo spostamento di interpiano diviso per l'altezza di interpiano. Questo parametro, noto come IDI (Inter-story Drift Index), è strettamente legato alla tipologia strutturale e può essere ricavato sia da prove sperimentali che da analisi condotte su strutture esistenti.

I valori di IDI, per i quattro stati limite utilizzati nella valutazione sismica e nella progettazione strutturale sono forniti da alcune normative nazionali (SEAOC 1995, FEMA 274) e sono di seguito riportati,

Stato limite	IDI (%)
Piena operatività	0,3
Operatività	0,6
Salvezza delle vite	1,5
Prossimo al collasso	2

Tabella 6.8 IDI forniti dalle normative SEAOC 1995 e FEMA 274

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche degli spostamenti di interpiano nelle due direzioni principali, confrontati con i limiti suggeriti dalle normative nazionali:

Stato limite	IDI (%)	IDI $_x$ (%)	IDI $_x$' (%)	IDI $_y$ (%)	IDI $_y$' (%)
Piena operatività	0,3	0,06	0,09	0,06	0,1
Operatività	0,6	0,06	0,09	0,06	0,1
Salvezza delle vite	1,5	0,06	0,09	0,06	0,1
Prossimo al collasso	2	0,06	0,09	0,06	0,1

Tabella 6.9 Verifica degli spostamenti di interpiano

La verifica degli spostamenti di interpiano è stata effettuata sia nella zona multilivello (IDI), che nella zono monolivello (IDI'). Dai risultati si può notare che l'inserimento dei controventi dissipativi all'interno della struttura esistente permette di verificare tutti gli stati limite descritti in precedenza.

CONCLUSIONI

Nel seguente lavoro è stata eseguita la valutazione della vulnerabilità sismica di un fabbricato industriale prefabbricato in calcestruzzo armato costruito nel 2003 e progettato ai sensi della Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971.

Il fabbricato fa parte del più articolato complesso industriale della soc. CHIMITEX S.p.a., con sede nel comune di Fagnano Olona (VA), via Vespucci 8, classificata ai sensi del D. Lgs. 105/15 s.m.i. (cosiddetta Direttiva "Seveso III).

Il capannone industriale è stato originariamente progettato per far fronte ai soli carichi verticali, in quanto la struttura è situata in un territorio classificato come zona sismica solo in un momento successivo alla sua realizzazione. Per questo motivo la vulnerabilità sismica attesa della struttura è elevata se paragonata alle zone classificate come sismiche alcuni decenni prima.

Il comportamento strutturale dell'edificio è quello classico dei capannoni prefabbricati, con i pilastri che, strutturalmente, si comportano come una mensola e che sono quindi ipotizzati con vincolo d'incastro alla base. Si può ipotizzare un comportamento a pseudo-telaio con traverso rigido superiore.

Le travi di copertura sono considerate semplicemente appoggiate sulla testa dei pilastri, dunque la connessione tra gli elementi strutturali è garantita solo dalla forza di attrito scambiata tra le superfici a contatto.

La stabilità dell'intera costruzione dipende pertanto unicamente dalla resistenza opposta dall'insieme costituito dal pilastro e fondazione.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati prima con un'analisi dinamica lineare, e successivamente, per valutarne il comportamento in campo post-elastico, è stato necessario effettuare un'analisi di tipo statica non lineare.

I risultati dell'analisi dinamica lineare mostrano come i plinti di fondazione non siano in grado di assorbire totalmente gli effetti dell'azione sismica, e in particolare il bordo frontale del bicchiere è il primo punto a collassare sotto l'azione sismica.

I pilastri, presentano un quantitativo di armatura longitudinale sufficiente ad assorbire totalmente le sollecitazioni flettenti in entrambe le direzioni, mentre la scarsa quantità di armatura trasversale non permette agli stessi di sopportare le sollecitazioni taglianti, in particolare nella zona centrale dell'elemento.

L'analisi statica non lineare è stata eseguita per valutare il comportamento della struttura in campo post-elastico.
I risultati ottenuti da questa analisi hanno mostrato che il comportamento della struttura è fortemente condizionato dalla bassa resistenza delle fondazioni le quali, non essendo progettate per sostenere azioni sismiche, collassano sotto basse percentuali di sisma.
L'analisi statica non lineare, inoltre, ha evidenziato che la crisi della struttura avviene in campo elastico senza permettere l'attivazione delle cerniere plastiche alla base dei pilastri. Questo porta ad affermare che allo stato attuale la struttura mostra scarse capacità dissipative e di conseguenza risulta inadeguata sismicamente.
Un altro tipo di carenza strutturale che questo tipo di struttura ha mostrato durante alcuni eventi sismici, è il collegamento tra gli elementi strutturali che è affidato totalmente alla forza d'attrito scambiata tra le superfici a contatto. E' stata eseguita un'analisi dinamica non lineare per valutare l'eventuale possibilità di collasso della struttura per perdita di appoggio tra gli elementi strutturali. I risultati mostrano come gli spostamenti relativi tra le travi e i pilastri siano di un ordine di grandezza inferiore alle lunghezze di appoggio che i pilastri offrono alle travi. Stesso risultato è stato riscontrato fra tegoli di copertura e capriate e fra travi di gronda e pilastri.
Alla luce di questi risultati, possiamo escludere la possibilità di collasso del fabbricato per perdita di appoggio tra gli elementi strutturali.
I risultati delle analisi effettuate sulla struttura hanno permesso di stabilire che il fabbricato presenta una vulnerabilità di tipo medio e che il suo comportamento è fortemente condizionato dalla scarsa resistenza offerta dalle fondazioni.
Per risolvere questo tipo di carenza sono stati proposti alcuni interventi di miglioramento seguendo una sorta di scala di priorità che l'analisi della vulnerabilità ha permesso di stilare.
L'intervento che per primo deve essere effettuato sulla struttura è il rinforzo del plinto di fondazione, in particolare del bordo frontale del bicchiere, punto critico dell'intera fondazione. Questo intervento può essere effettuato attraverso una fasciatura delle pareti del bicchiere attraverso materiali fibrorinforzati (FRP) o attraverso rinforzo del terreno circostante la fondazione, tramite Jet Grouting. Entrambe le modalità di intervento richiedono una notevole mole di lavoro sulla struttura esistente, e comprometterebbe l'operatività del capannone con conseguente interruzione delle attività produttive.

Per questo motivo è stato proposto un intervento di miglioramento alternativo per ridurre le sollecitazioni agenti sulle fondazioni ed evitare che l'azione sismica porti al collasso della struttura per rottura dei bicchieri.

L'intervento in questione riguarda l'inserimento in particolari punti della struttura esistente, di controventi dissipativi. Questi controventi permettono di omogeneizzare gli spostamenti che la struttura subisce sotto l'azione sismica e di ridurre le sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali, in quanto riescono a dissipare l'energia fornita dal sisma alla struttura in particolari elementi dissipativi fluido-viscosi.

Dall'analisi del comportamento delle connessioni tra gli elementi è risultato che il pericolo di collasso per perdita di appoggio fra gli elementi è scongiurato. Tuttavia le norme vigenti vietano l'utilizzo di connessioni attritive; per questo motivo sulla struttura deve essere eseguito un intervento migliorativo atto a realizzare delle connessioni meccaniche tra gli elementi per evitare spostamenti relativi. Questi elementi trasformano la copertura in un piano rigido e dunque permettono di omogeneizzare gli spostamenti della struttura che prima risultavano poco omogenei.

Questi interventi non devono essere visti come l'unica soluzione possibile, ma sono solo alcune soluzioni che permettono di ridurre o eliminare le carenze strutturali che l'analisi della vulnerabilità ha evidenziato. La scelta del tipo di intervento da effettuare sulla struttura è lasciata al committente, anche in relazione ai costi che questi interventi richiedono.

BIBLIOGRAFIA

[1] Parlamento Italiano – Legge 1 Agosto 2012, n.122. Conversione in legge, con modificazioni, del decreto legge 6 Giugno 2012, n. 74, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle provincie di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 Maggio 2012 – Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 180, del 3 Agosto 2012

[2] Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali – Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici – Protezione Civile, CNI, ASSOBETON, ReLUIS, Giugno 2012

[3] C. Bonfanti, A. Calabrese, G. Toniolo – Strutture Prefabbricate: Catalogo delle Tipologie Esistenti – in collaborazione con ASSOBETON, Febbraio 2008

[4] Ministero delle Infrastrutture - D.M. 17 Gennaio 2018, Norme Tecniche per le Costruzioni

[5] T. Paulay, M.J.N. Priestley – Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansonry Buildings – Wiley & Sons, Inc., New York, 1992

[6] CNR 10025/98 – Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo, Parte V – pubblicata sul bollettino ufficiale n. 192 del 28 Settembre 1999

[7] O.P.C.M. - Ulteriori modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274, recante Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica – Pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 107 del 10 Maggio 2005

[8] CNR-DT 200 R1/2012 – Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati, Materiali, strutture di c.a. e c.a.p., strutture murarie – Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma, 8 marzo 2012

[9] Mapei Italia – mapei.it

[10] UNI EN 1992-1 – Eurocodice 2: Progettazione di Strutture in calcestruzzo – Brussels, 2005

[11] UNI EN 1997-1/3 – Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica – Brussels, 2005

[12] UNI EN 1998-1/5 – Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Brussels, 2005

[13] E. Dassori – La Prefabbricazione in calcestruzzo, Guida all'utilizzo nella progettazione – a cura di Assobeton, BE-MA editrice, Milano, 2001

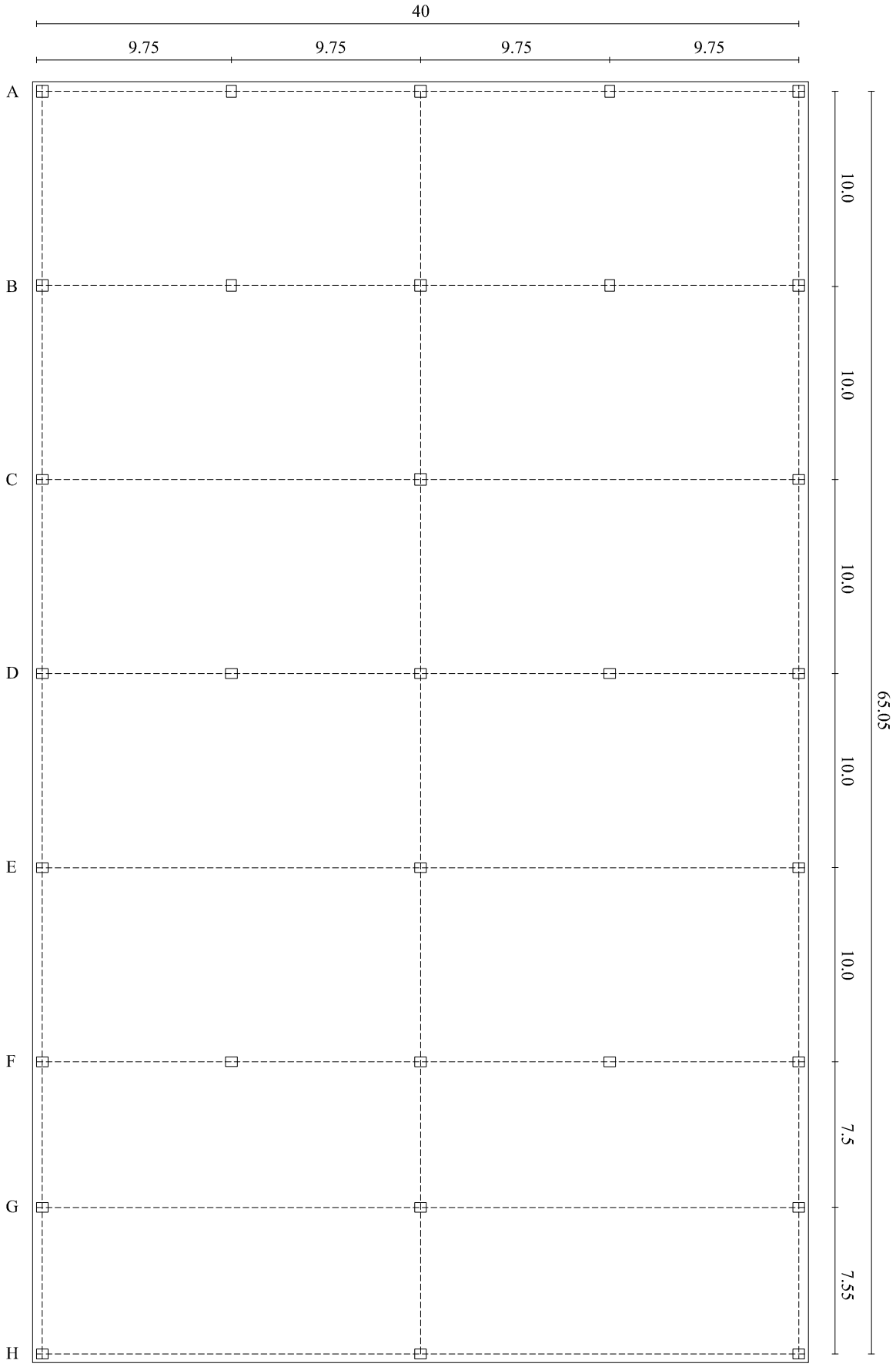
[14] Assobeton – Linee Guida ASSOBETON per la progettazione sismica di strutture Prefabbricate

[15] E. Cosenza, G. Magliulo, G. Maddaloni – L'analisi statica non lineare (push-over) delle strutture in cemento armato secondo la nuova normativa sismica italiana – Università degli Sudi di Napoli Federico II

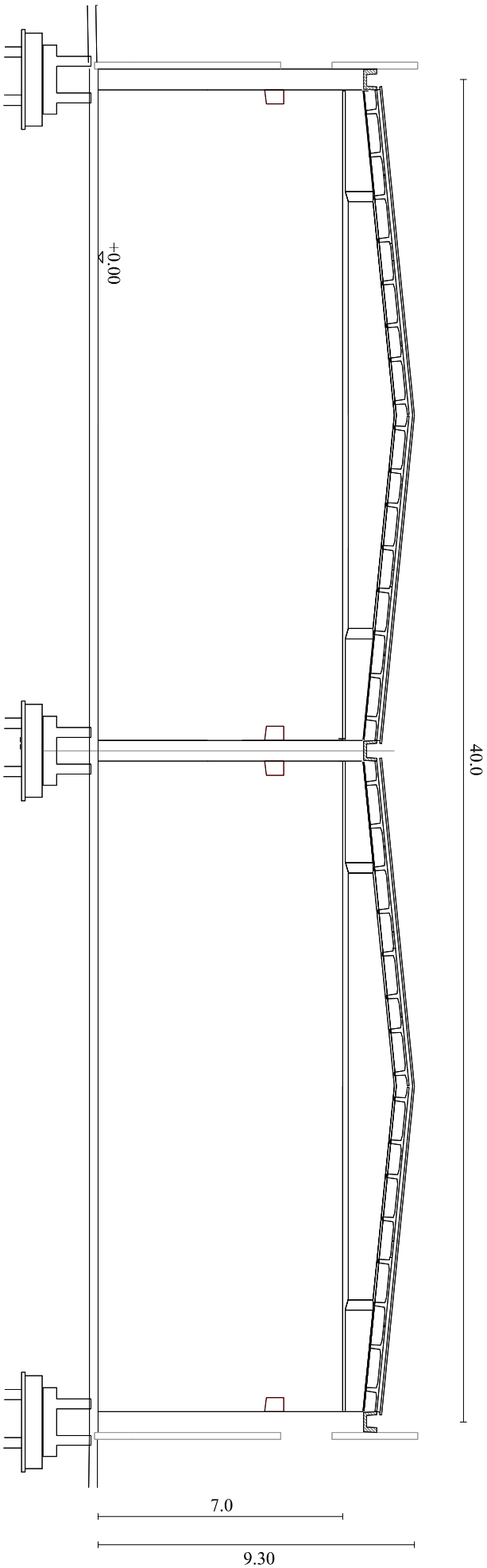
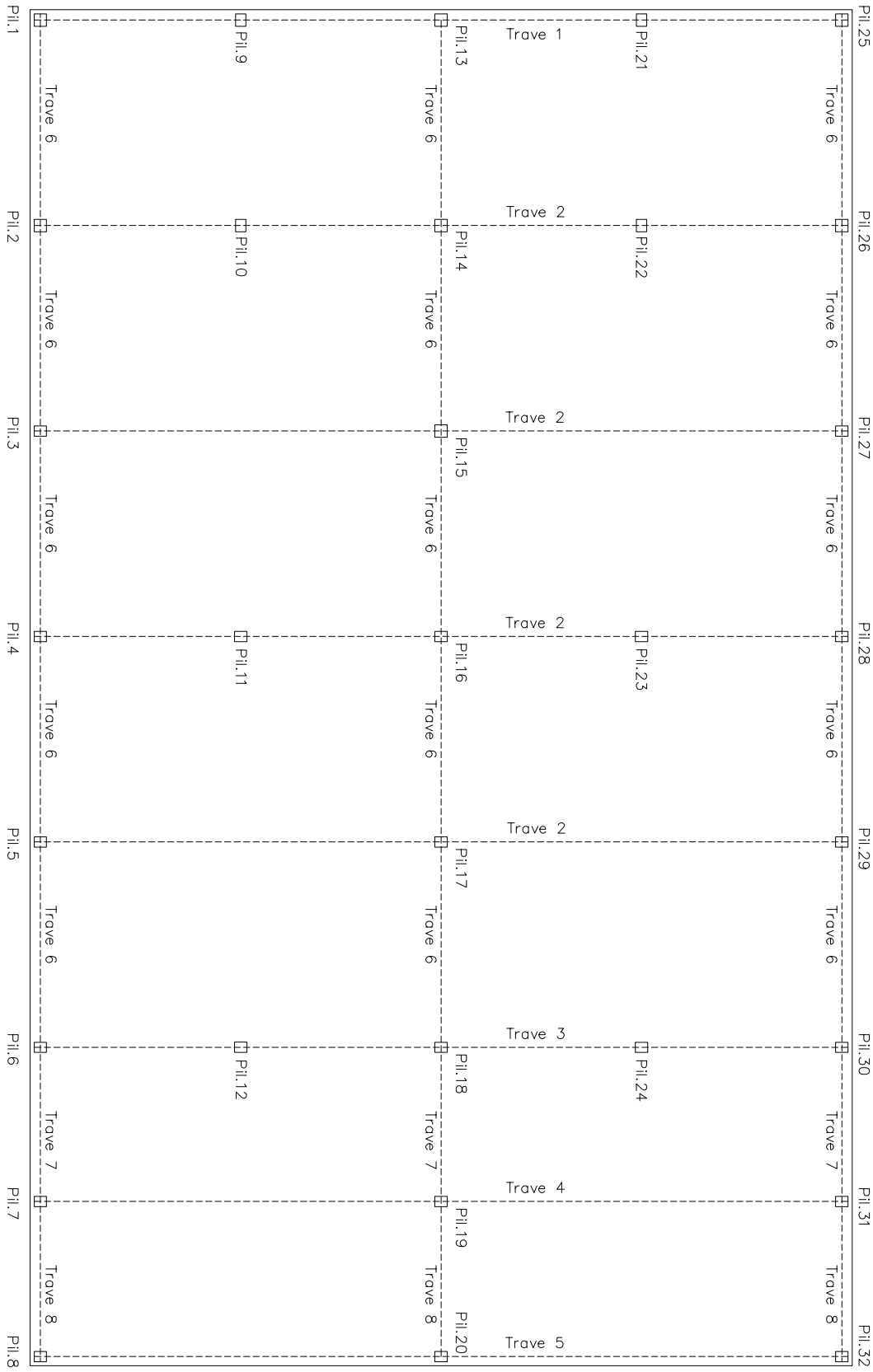
[16] M. Pecce, L. Di Sarno – Metodologia per l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in c.a. – Università del Sannio Benevento, Università di Napoli Federico II

[17] Parlamento Italiano – Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971, Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica– Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 321, 21 Dicembre 1971

Allegato A: Pianta



Allegato B: Sezione monolivello



Allegato C: Disposizione travi e pilastri