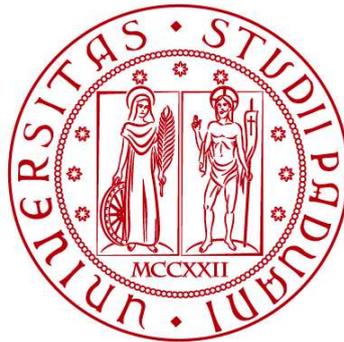


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**UTILIZZO DI CONNESSIONI DISSIPATIVE PER
L'ADEGUAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO
PREFABBRICATO**

Relatore:
Chiar.mo PROF. ROBERTO SCOTTA

Laureando: KEVIN NASCIMBEN
2022734

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

Indice

CAPITOLO 1 - LE STRUTTURE PREFABBRICATE.....	1
1.1 CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE	2
1.2 TIPOLOGIE DI STRUTTURE PREFABBRICATE	7
1.3 EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA ITALIANA	10
CAPITOLO 2 – DANNI DA SISMA E TECNICHE DI INTERVENTO TRADIZIONALI	15
2.1 DANNI DA SISMA NELLE STRUTTURE PREFABBRICATE	15
2.1.1 PERDITA D’APPOGGIO E DANNI ALLE CONNESSIONI TRA ELEMENTI STRUTTURALI	15
2.1.2 DANNI AI PILASTRI	17
2.1.3 CADUTA DEI PANNELLI PREFABBRICATI	18
2.1.4 DANNI ALLE SCAFFALATURE.....	19
2.2 TECNICHE DI INTERVENTO	20
2.2.1 INTERVENTI VOLTI AD EVITARE LA PERDITA DI APPOGGIO.....	21
2.2.2 INTERVENTI SUI PILASTRI	25
2.2.3 INTERVENTI SUI PANNELLI DI TAMPONAMENTO.....	28
CAPITOLO 3 – CASO OGGETTO DI STUDIO	33
3.1 DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	36
3.1.1 CONNESSIONE TEGOLO-TRAVE.....	36
3.1.2 CONNESSIONE TRAVE-PILASTRO.....	37
3.1.3 PILASTRI.....	38
3.1.3 FONDAZIONI	39
3.2 DEFINIZIONE DEL FATTORE DI CONFIDENZA.....	40
3.3 RESISTENZA DEI MATERIALI.....	42

3.4	AZIONI SULLA COSTRUZIONE E COMBINAZIONE DI CARICO.....	44
3.4.1	CARICHI PERMANENTI ED ACCIDENTALI.....	44
3.4.2	AZIONE SISMICA.....	46
3.4.3	COMBINAZIONI DI CARICO	54
3.5	DESCRIZIONE DEL MODELLO F.E.M.	55
CAPITOLO 4 – VULNERABILITA’ SISMICA STATO DI FATTO.....		61
4.1	ANALISI DINAMICA	61
4.2	VERIFICA DELLA CAPACITA’ D’APPOGGIO	67
4.3	VERIFICA DELLE CONNESSIONI TRAVE-PILASTRO.....	70
4.3.1	CONNESSIONI SPINOTTATE.....	70
4.3.2	CONNESSIONI CON FORCELLA.....	73
4.4	VERIFICA PRESSOFLESSIONE PILASTRI.....	78
4.5	VERIFICA A TAGLIO PILASTRI	86
4.6	VERIFICA PLINTO A BICCHIERE.....	89
4.6.1	PLINTO TIPO 1	91
4.6.2	PLINTO TIPO 2	93
4.6.3	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	95
CAPITOLO 5 – ADEGUAMENTO CON CONNESSIONI DISSIPATIVE.....		97
5.1	DISPOSITIVI AD ARCHETTO	99
5.2	CERNIERE PLASTICHE ALLA BASE DEI PILASTRI	104
5.3	ANALISI TIME HISTORY.....	109
5.3.1	ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI	109
5.3.2	VALORI MEDI SU 7 ACCELEROGRAMMI.....	112
5.4	VERIFICHE.....	117
5.4.1	CAPACITA’ DI ROTAZIONE CERNIERE PLASTICHE.....	117
5.4.2	PERDITA DI APPOGGIO TEGOLO-TRAVE	120

5.4.3 CONNESSIONI TRAVE-PILASTRO	121
5.4.4 TAGLIO PILASTRI.....	123
5.4.5 PLINTI A BICCHIERE.....	123
5.5 VALUTAZIONE DELLO SMORZAMENTO AGGIUNTIVO DATO DAGLI ARCHETTI	125
CAPITOLO 6 – CONCLUSIONI.....	131

ABSTRACT

Nella seguente tesi di laurea è stata sviluppata la tematica della vulnerabilità sismica dello stato di fatto di un edificio prefabbricato e successivamente l'adeguamento sismico della struttura mediante connessioni tegolo-trave dissipative.

Nei primi capitoli introduttivi si descrivono gli elementi strutturali tipici e ricorrenti di questa tipologia costruttiva, per poi passare ad un breve excursus sulla normativa sismica italiana, ed infine approfondimenti delle problematiche per le strutture prefabbricate con una serie di possibili interventi volti a ridurre o eliminare tali criticità.

In seguito, è stata svolta la vulnerabilità sismica dell'edificio esistente al fine di valutare il comportamento dinamico della struttura per poi accertare e quantificare le criticità. In questa fase ci si è avvalsi dell'utilizzo del software agli elementi finiti Midas Gen, andando a realizzare tre modelli. Un primo modello nel quale si assume un collegamento a cerniera fra le travi ed i pilastri e tra tegoli e travi, ipotizzando quindi che l'attrito sia in grado di assicurare il mutuo collegamento fra i vari elementi strutturali. Negli altri due modelli, si considerano inefficaci in modo alternato prima a destra e poi a sinistra gli appoggi dei tegoli ipotizzando quindi che la connessione ad attrito sia inattiva.

Successivamente si è passati all'adeguamento sismico della struttura mediante connessioni dissipative. Sono state quindi definite le caratteristiche dei dispositivi ad archetti per modellare in seguito tali connessioni all'interno del modello FEM. Al fine di cogliere anche la dissipazione energetica fornita dalla struttura sono state modellate le cerniere plastiche alla base dei pilastri, per poi eseguire un'analisi dinamica non lineare con integrazione al passo dell'equazione del moto. Note quindi le sollecitazioni, si sono ripercorse le verifiche eseguite per la valutazione di vulnerabilità sismica. In conclusione, è stata valutato lo smorzamento aggiuntivo fornito dagli archetti.

CAPITOLO 1 - LE STRUTTURE PREFABBRICATE

Le strutture prefabbricate sono una tipologia costruttiva che si è diffusa in Italia a partire dagli anni 50' del secolo scorso in seguito al boom economico del nostro paese. La prefabbricazione inizialmente è stata utilizzata per la realizzazione di edifici ad uso produttivo-industriale e delle infrastrutture. Con il miglioramento delle tecniche di precompressione e di produzione in stabilimento è stata utilizzata anche per edifici ad uso commerciale-direzionale.[1][2]

I principali vantaggi forniti da questa tipologia costruttiva sono i seguenti

- Elevata velocità di costruzione;
- Maggiore controllo sulla qualità dei materiali e degli elementi essendo realizzati con un procedimento industrializzato;
- Diminuzione del personale in cantiere;

Come si può osservare, i vantaggi sono legati al fatto che gli elementi costruttivi sono realizzati in stabilimento, questo porta però alcuni svantaggi quali:

- Utilizzo di macchinari e mano d'opera specializzata per la posa in opera in cantiere;
- Criticità in caso di sisma dovute a carenze nei sistemi di connessione tipici della tipologia costruttiva.

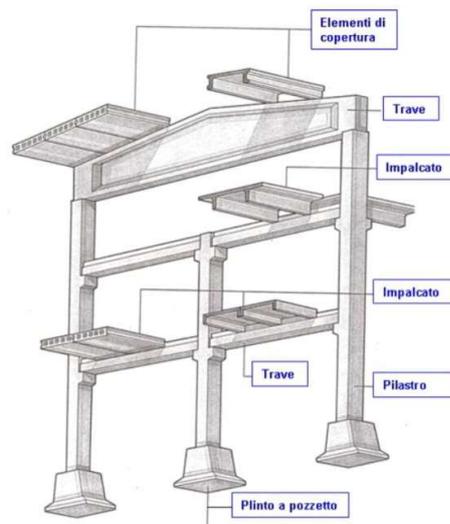


Figura 1. 1 – Struttura con elementi prefabbricati

1.1 CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE

Le strutture prefabbricate ad uso industriale presentano degli elementi tipici e ricorrenti per le varie tipologie.

- SOLAI

I solai di copertura maggiormente utilizzati si dividono in interamente prefabbricati, ad esempio lastre alveolari, o parzialmente prefabbricati, ultimati in opera con un getto di calcestruzzo di completamento per formare una soletta collaborante. Esempi tipici di solai parzialmente prefabbricati sono le lastre tralicciate preadalles o i solai a travetti in c.a.p. con alleggerimento in blocchi di laterizio.

- TEGOLI ALARI

Per la realizzazione di implacati e solai di copertura di grandi luci generalmente vengono utilizzati tegoli alari in c.a.p.. Vi è un vasta gamma di sezioni di tegoli alari che comprende sezioni a pi-greco, Y, V. Indipendentemente dalla forma i tegoli rispettano dei parametri geometrici: larghezza massima 2,50 metri, altezza compresa tra 0,80 e 1,20 metri, spessore minimo dei setti 5 centimetri ed infine una lunghezza massima dell'elemento di 32 metri.

- PILASTRI

I pilastri prefabbricati sono generalmente costituiti da elementi isostatici incastrati al piede. Le sezioni solitamente sono di forma quadrata o rettangolare di dimensione tra i 30 e 70 cm ed oltre, oppure di forma ad H per consentire l'alloggiamento dei pannelli di tamponamento. L'armatura longitudinale al loro interno è concentrata agli angoli della sezione mentre l'armatura trasversale, costituita da staffe orizzontali con passo elevato. All'interno della sezione a volte è posto il pluviale per lo smaltimento delle acque meteoriche.

- **PLINTI A BICCHIERE**

Il sistema di fondazione maggiormente utilizzato per le strutture prefabbricate è il plinto a bicchiere; I plinti erano del tipo isolato o collegati con dei cordoli perimetrali di fondazione di sezione ridotta per i pannelli di tamponamento.

Tra plinto e pilastro vi è gioco di pochi centimetri necessario per la posa in opera in fase di montaggio, lo spazio vuoto viene successivamente riempito con iniezioni di malta, in oltre per il corretto posizionamento del piastrino all'interno del plinto vi è una boccola metallica nella parte inferiore del bicchiere che andrà ad incastrarsi nell'apposito foro posto alla base del pilastro.

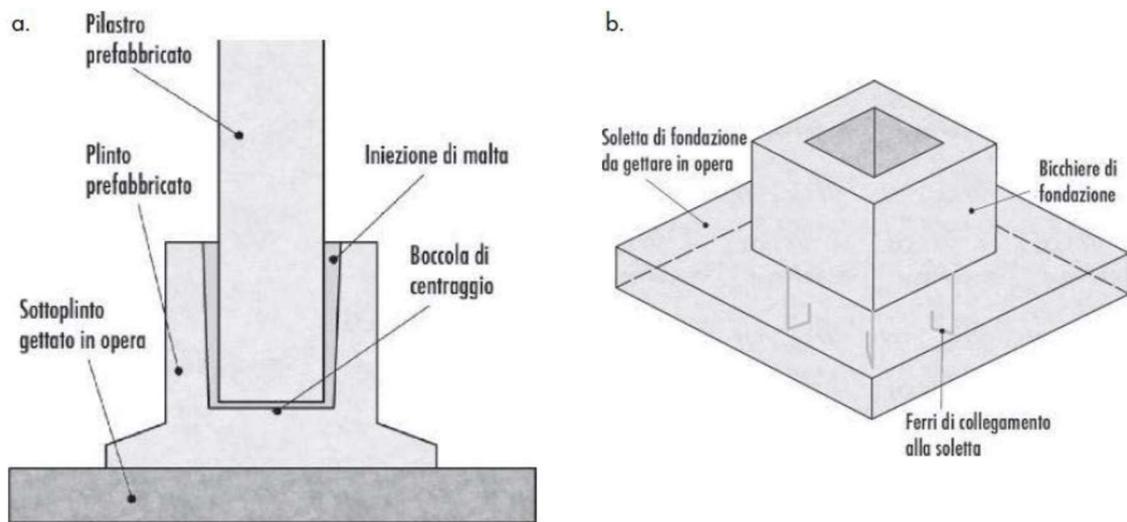


Figura 1. 2-Nodo fondazione pilastro: a) plinto prefabbricato; b) bicchiere prefabbricato

- **PANNELLI DI TAMPONAMENTO**

I tamponamenti possono essere realizzati in blocchi di laterizio o cemento, oppure essere costituito da pannelli prefabbricati, i quali si suddividono in funzione dell'orientamento in pannelli verticali, e pannelli orizzontali.

I pannelli verticali poggiano su travi/cordoli di fondazione e sono ancorati alle travi perimetrali tramite ancoraggi metallici per evitare il ribaltamento fuori piano. I pannelli possono essere fissati sul lato esterno dei pilastri oppure innestati in mezzo della sezione nel caso di pilastri di sezione ad H.

- **CONNESSIONI TRA ELEMENTI STRUTTURALI**

La differenza sostanziale tra le strutture prefabbricate e quelle realizzate in opera consiste nel fatto che gli elementi strutturali e secondari, vengono realizzati in stabilimento per essere poi successivamente trasportati ed assemblati nel sito di costruzione. Questa differenza di tecniche realizzative porta ad una diversità nei nodi di collegamento tra i vari elementi strutturali. Nelle strutture prefabbricate le connessioni trave-pilastro e trave-impalcato sono punti di discontinuità a causa della presenza di elementi semplicemente appoggiati, mentre nelle strutture realizzate in opera si ha la monoliticità del nodo dovuta alla continuità di getto.

E' possibile suddividere le connessioni in funzione del meccanismo di trasmissione delle forze tra gli elementi (unioni affidate all' attrito o connessioni meccaniche) oppure in funzione degli elementi strutturali connessi (trave-pilastro, tegolo-trave, pannello struttura).

La connessione tra pilastri e travi può essere costituita da tirafondi verticali o con scatolari metallici zancati annegati all'estremo della trave e sulla testa de pilastro. Per questa tipologia a trasmissione delle forze orizzontali è di tipo meccanico.

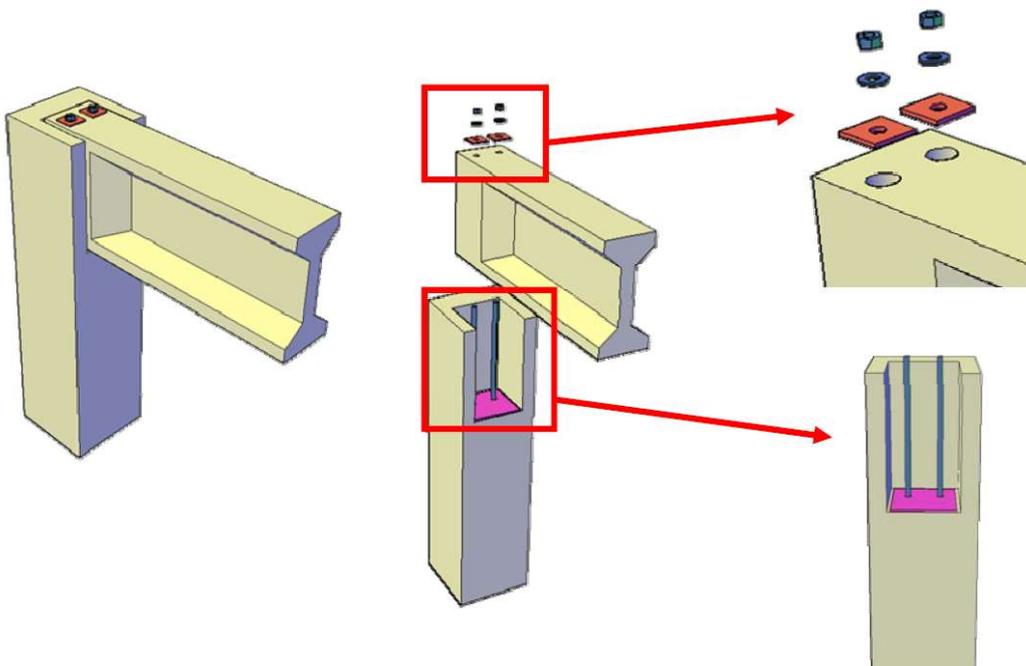


Figura 1. 3- Connessione trave-pilastro con spinotti

Per le travi ad I o a doppia pendenza la connessione al pilastro generalmente avviene grazie alla forcella posta nell'estremità del pilastro stesso che permette l'alloggiamento della trave e la trasmissione delle forze sismiche grazie all'attrito e l'incastro geometrico che viene a formarsi tra trave e pilastro. Il medesimo meccanismo viene a crearsi utilizzando travi ad H e pilastro con testa a tenone. In entrambi i casi è possibile utilizzare una barra trasversale passante gli elementi per connetterli in modo meccanico.

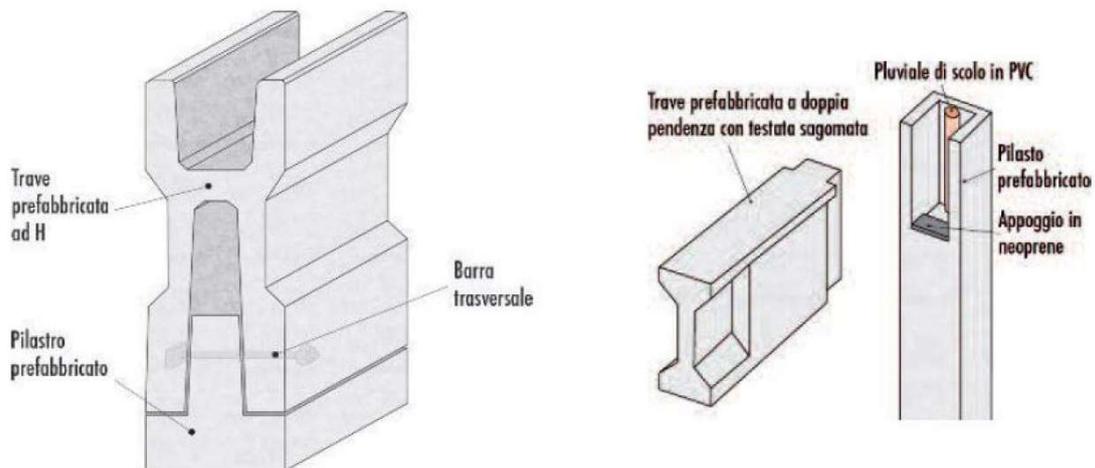


Figura 1. 4-Connessione trave pilastro: trave ad H e pilastro con tenone; trave ad I e pilastro con forcella

La connessione tra tegolo e trave per edifici in zona non sismica era affidata all'attrito tra gli elementi, oppure mediante connessioni meccaniche costituite da squadrette metalliche imbullonate.

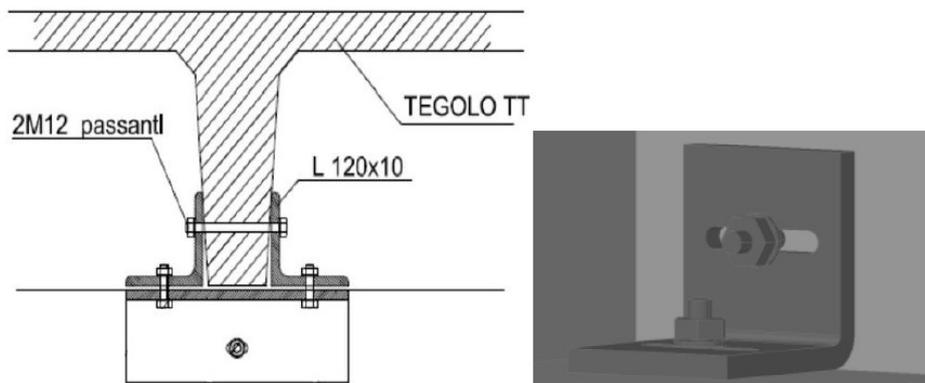


Figura 1. 5-Collegamento trave-tegolo mediante squadretta metallica

I dispositivi di fissaggio dei pannelli di tamponamento alla struttura sono composti da tre elementi: un profilo incavo metallico a C munito di zanche per il suo ancoraggio al calcestruzzo nel quale viene conglobato, un connettore ossia la componente del sistema di fissaggio, di sagoma appropriata, che viene connessa al profilo per permettervi il trasferimento delle azioni vincolari ed infine l'infilso ovvero la parte che viene fissata attraverso il connettore.

Sia il profilo incavo che l'infilso sono in realtà inserti che vanno posizionati prima del getto negli elementi prefabbricati da connettere. Il mercato propone una vasta gamma di inserti che si differenziano tra loro per forma, dimensione, tecnologia di produzione e trattamenti superficiali; molto spesso questi sistemi sono brevettati dalle stesse ditte costruttrici.

I pannelli di tamponamento orizzontali sono vincolati ai pilastri mentre quelli verticali poggiano alla base sul cordolo di fondazione e vincolati al vertice alla trave di gronda o a travi porta pannello per evitare il ribaltamento fuori piano del pannello stesso.

Al fine di ottenere un ottimale risposta sismica le connessioni tra pannelli di tamponamento e struttura dovrebbero essere progettate in modo da sopportare le sollecitazioni derivanti dall'iterazione del comportamento dinamico del pannello e della struttura stessa.

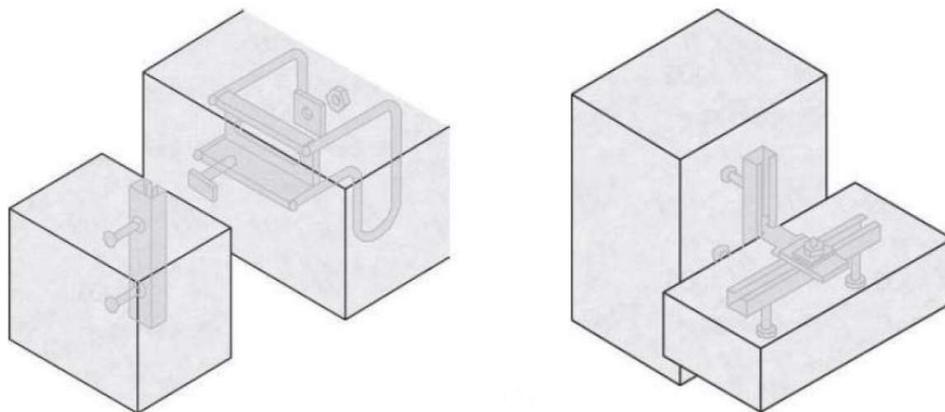


Figura 1. 6-Collegamento pannello struttura

1.2 TIPOLOGIE DI STRUTTURE PREFABBRICATE

Una classificazione delle tipologie costruttive è stata condotta da RELUIS in collaborazione con ASSOBTETON nell'ambito del "Progetto triennale di ricerca DPC/RELUIS 2006/2008". Nel seguente paragrafo vengono illustrate le principali tipologie di edifici prefabbricati monopiano. [2]

Una tipologia largamente diffusa è quella realizzata con travi a doppia pendenza (pendenza della falda varia dal 10-15%), in cui la copertura può essere completata in diversi modi: elementi in c.a. o c.a.p. nervati o solai in latero-cemento in c.a. e c.a.p di diversi spessori. Si possono trovare varianti con o senza lucernai o aperture shed.

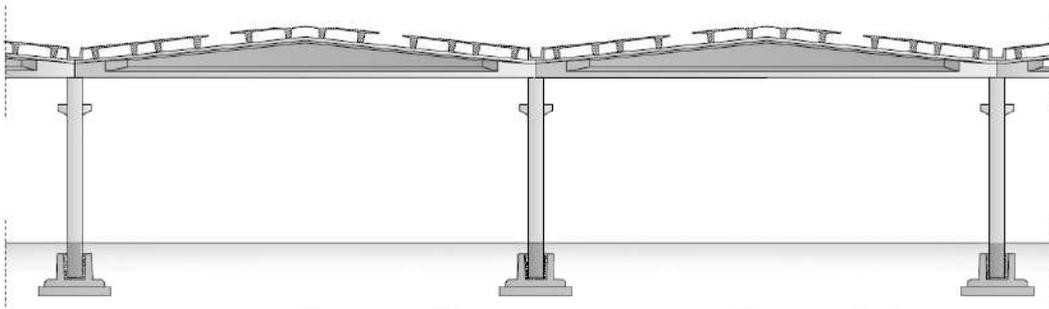


Figura 1. 7-Esempio di copertura a doppia pendenza con tegoli

Nel caso di luci elevate (30-40 m), che superano i limiti di trasportabilità stradale delle travi, la trave a doppia pendenza viene realizzata con due conci prefabbricati simmetrici solidarizzati a piè d'opera o in opera tramite post-tensione dei cavi. Anche in questo caso la copertura può essere ultimata con vari elementi: pannelli alveolari, tegoli o voltine.[2]

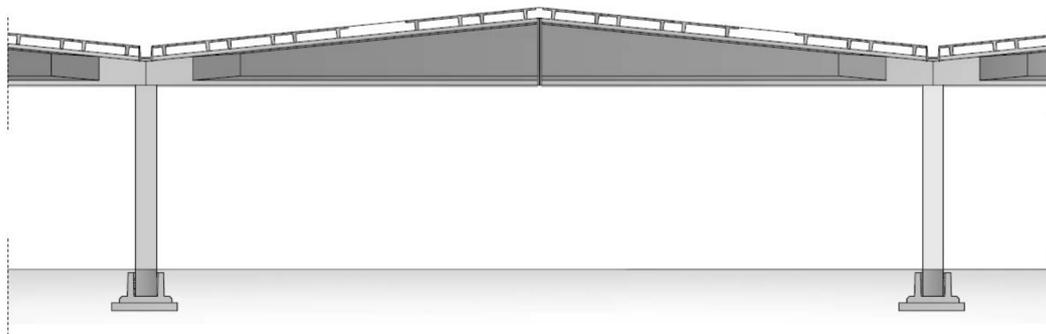


Figura 1. 8-Esempio di travi a doppia pendenza a conci

Un'altra tipologia di edificio prefabbricato monopiano largamente diffusa nel territorio e quella con travi ad "I" con la copertura è realizzata da tegoli in c.a.p. con profili a pi-greco o alari, i quali possono essere accostati per formare coperture cieche o distanziati e alternati da cupolini o lastre traslucide con la funzione di lucernari.

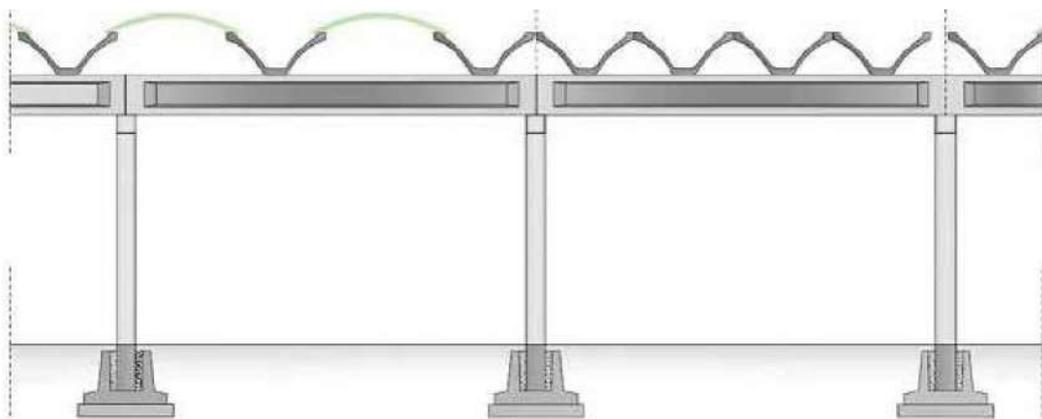


Figura 1. 9-Esempio di copertura realizzata con tegoli alari

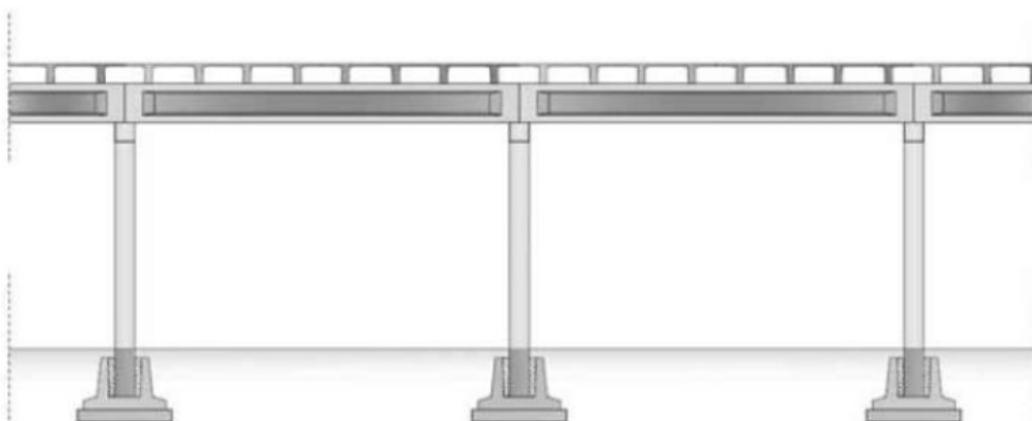


Figura 1. 10-Esempio di copertura con tegoli nervati

Un'ulteriore tipologia di edifici industriali prefabbricati monopiano è caratterizzata dall'utilizzo di coperture tipo shed, che permette un'adeguata illuminazione naturale degli ambienti. La copertura è realizzata con travi a ginocchio o con travi in c.a.p. di altezza costante su dei pilastri con imposte a diverso livello. [2]

Le falde inclinata sono realizzate con solai alveolari o tegole nervati di diverso spessore in funzione della luce tra le campate.



Figura 1. 11-Esempio di copertura a shed con travi a ginocchio



Figura 1. 12-Esempio di copertura a shed con travi inclinate

1.3 EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA ITALIANA

In Italia la prima mappa di pericolosità sismica, con lo scopo di suddividere il territorio nazionale in zone con diverso livello di rischio, risale al primo decennio del 900' con il *D.L. 1526 del 1916-Quantificazione delle forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio*. Questa prima zonizzazione comprendeva esclusivamente le aree interessate, nei primi anni del 900' da eventi sismici, per cui Calabria e Sicilia nei pressi dello Stretto. Successivamente nel 1927 si ampliarono leggermente le zone del territorio nazionale considerate sismiche, suddividendole in due classi di pericolosità in relazione al loro grado di sismicità. La legge *n.64 del 02/02/1974 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche* sostituisce amplia la legislazione precedente, e getta le basi per la moderna normativa.

Gli eventi sismici, con esiti drammatici per la popolazione e il territorio, del Friuli-Venezia Giulia nel 1976 e dell'Irpinia nel 1980 hanno portato allo sviluppo di studi scientifici sulla conoscenza e prevedibilità dei fenomeni sismici. Gli studi svolti da gruppo di ricerca del CNR adattano un approccio di tipo geofisico e probabilistico della sismicità italiana basata sulla conoscenza storica dei fenomeni. I risultati ottenuti dai gruppi di ricerca, e la classificazione del territorio sono stati recepiti dal Ministero dei Lavori Pubblici e tradotti in una serie di normative a partire dal 1984, la quale è rimasta vigente fino al OPCM 3274 del 2003.

Per quanto concerne la normativa tecnica, le prime disposizione per le costruzioni in zona sismica erano presenti nel D.M. 03/03/1975 e successivamente integrate del D.M 16/01/1996.

In seguito al terremoto verificatosi tra Molise e Puglia nell'ottobre 2002 il quale ha scosso l'opinione pubblica a causa delle ingenti perdite economiche e soprattutto in termini di vite umane, la Protezione Civile ha emanato l'ordinanza 3274 del 20 marzo 2003.

L'OPCM 3274 del 2003 rappresenta un punto di svolta per il calcolo e la valutazione dell'azione sismica, in quanto viene calcolata su suolo di riferimento rigido a superficie orizzontale riferendosi allo specifico sito di costruzione e non più ad una

suddivisione territoriale di tipo amministrativo come avveniva per le normative precedenti. Così facendo l'OPCM 3274 definiva 4 zone di pericolosità sismica decrescente in funzione dell'accelerazione attesa al suolo del sito in esame (a_g). [3]

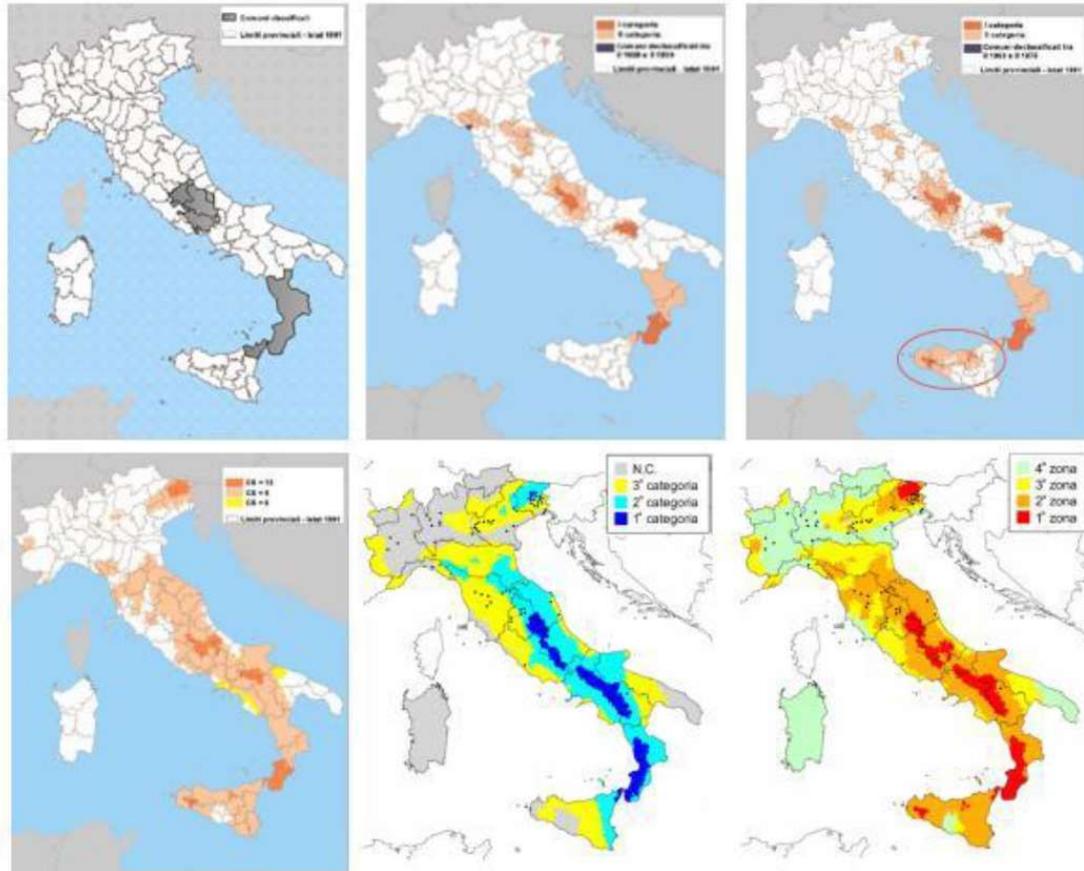


Figura 1. 13-Evoluzione delle mappe di pericolosità sismica dal 1909 al 2003

Il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008, anche chiamato NTC 2008 (Norme Tecniche delle Costruzioni 2008) e la successiva Circolare esplicativa n.617 02/02/2009, presentano un carattere prestazionale e hanno implementato il concetto di pericolosità sismica locale, il quale permette di considerare, in modo semiprobabilistico, le amplificazioni locali dovuti da caratteristiche geologiche e proprietà geofisiche di un sito specifico. L'attuale D.M. 17/01/2018 è un aggiornamento della precedente normativa tecnica.

I recenti eventi sismici del Centro Italia nel 2016, ed in particolare dell' Emilia-Romagna nel 2012 hanno messo in luce l'inadeguatezza degli edifici idoneamente connessi presenti nel territorio nazionale.

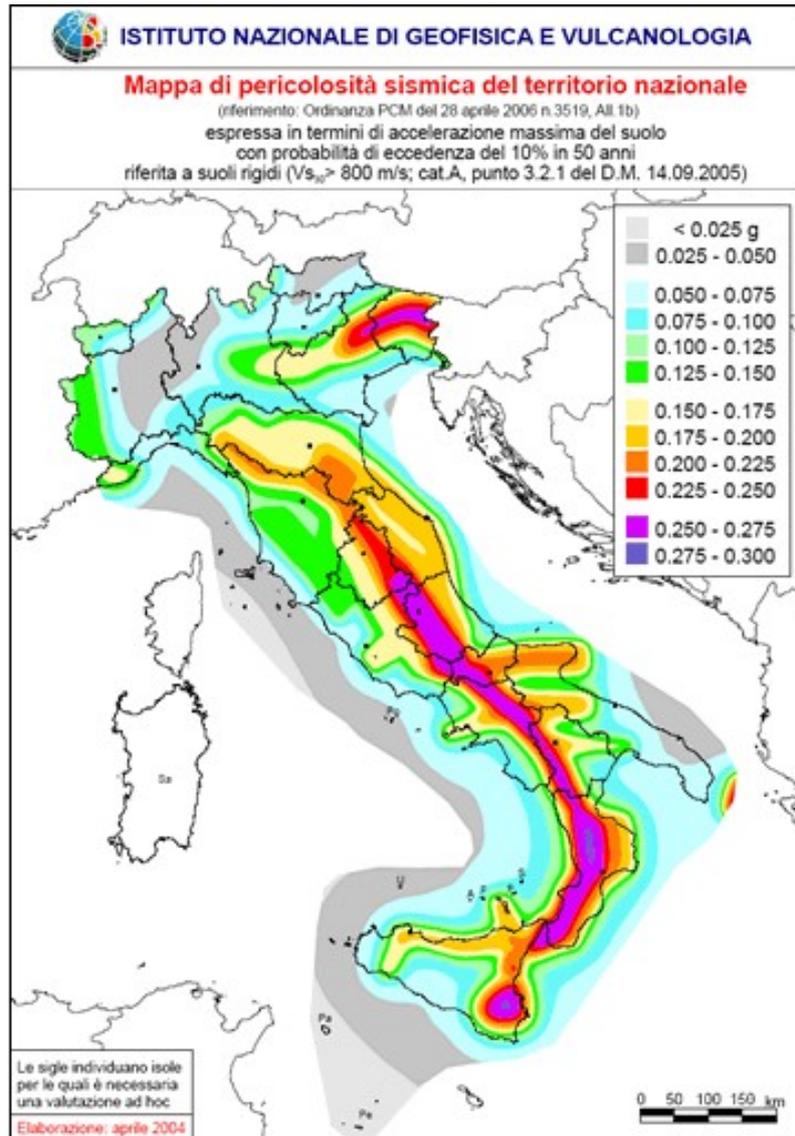


Figura 1. 14-Mappa di pericolosità sismica attuale

Al fine di comprendere la vulnerabilità delle strutture prefabbricate si riporta un breve excursus storico delle normative con una descrizione delle specifiche da adottare per gli elementi e le connessioni nelle strutture prefabbricate:

- Legge 1684 /1962 e la sua integrazione, Legge 1224/1964, suddividono il territorio nazionale descrivono le azioni sismica da considerare;
- 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 si limita a fornire informazioni per la progettazione sismica delle pareti prefabbricate;

- D.M. 3/12/1987 fornisce indicazioni limitate per il progetto degli elementi strutturali e le connessioni, evidenzia però l'importanza delle connessioni in condizioni sismiche, vietando le connessioni ad attrito tra travi e pilastri in zona sismica;
- OPCM 3274/2003 suddivide le strutture prefabbricate in due tipologie strutturali: multipiano intelaiate e monopiano con colonne isostatiche, fornendo per ciascuna delle due tipologie dei fattori di struttura. Nelle strutture a monopiano con colonne isostatiche le connessioni tra pilastro e trave deve consentire la trasmissione delle forze sismiche e vieta le connessioni di tipo attritivo.
- EC8 non è obbligatorio in Italia, evidenzia però l'importanza delle connessioni trave-pilastro e tegolo-trave, vietando di considerare la resistenza fornita dall'attrito nella valutazione della capacità di resistere alle forze sismiche.
- D.M. 14/01/2008 si basa sul OPCM 3431/2005 e recepisce alcune prescrizioni del EC8. Le strutture prefabbricate sono classificate nel seguente modo: sistemi intelaiata (connessioni continue o incernierate) e pilastri isostatici (strutture monopiano con travi incernierate). Non è consentito fare riferimento all' attrito nei collegamenti tra elementi strutturali, i quali devono consentire il trasferimento delle forze sismiche;
- D.M. 17/01/2018 rappresenta la normativa tecnica per le costruzioni attualmente in vigore. Sono introdotte dei criteri di verifica più severi per le verifiche sismiche degli edifici prefabbricati.

La continua evoluzione della normativa sismica in termini: di classificazione del territorio nazionale, calcolo dell'azione sismica, prescrizioni per la progettazione e la verifica dei dettagli costruttivi, ha portato al far diventare obsolete anche strutture progettate pochi decenni prima secondo la normativa vigente all'epoca, questa inadeguatezza degli edifici esistenti alle sollecitazioni previste da norme attuali porta alla vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio esistente.

Diverse province, tra le quali anche Treviso, in cui è situato l'oggetto di studio dei capitoli successivi, fino al 2003 risultava essere zona non sismica o a basso grado di pericolosità, di conseguenza le strutture antecedenti il 2003 nono sono state progettate secondo criteri e dettagli antisismici.

CAPITOLO 2 – DANNI DA SISMA E TECNICHE DI INTERVENTO TRADIZIONALI

Nel seguente capitolo vi è una disamina dei principali danni da sisma alle strutture prefabbricati e delle tecniche tradizionali di intervento facendo riferimento alle *“Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici”*, realizzato dal *Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei capannoni Industriali* costituito da: RELUIS, Protezione Civile, ASSOBETON ed C.N.I. (Consiglio Nazionale degli Ingegneri). Tale documento è stato realizzato in seguito al sisma che ha colpito l’Emilia-Romagna nel 2012.

2.1 DANNI DA SISMA NELLE STRUTTURE PREFABBRICATE

I principali danni dovuti all’azione sismica negli edifici prefabbricati sono: perdita d’appoggio degli elementi orizzontali o inadeguatezza delle connessioni tra elementi strutturali, danni ai pilastri, caduta dei pannelli di tamponamento, danni a scaffalature e perdita del contenuto.

2.1.1 PERDITA D’APPOGGIO E DANNI ALLE CONNESSIONI TRA ELEMENTI STRUTTURALI

Una delle cause più frequenti del collasso delle strutture prefabbricate si può ricondurre alla perdita d’appoggio degli elementi nelle connessioni tegolo-trave o trave-pilastro. Tale meccanismo di collasso è dovuto all’assenza di una connessione di tipo meccanico e al fare affidamento esclusivamente alle forze d’attrito tra calcestruzzo-neoprene per la trasmissione dell’azione sismica. La connessione tra trave e pilastro di tipo meccanico può andare in crisi per rottura del copriferro ed

esplosione dello spinotto, oppure se di tipo a forcella per rottura a flessione della forcella stessa.



Figura 2. 1 Perdita di appoggio della trave appoggiata su mensola tozza



Figura 2. 2-Rottura della connessione trave-pilastro con danneggiamento locale del pilastro



Figura 2. 3-Perdita d'appoggio per rottura della connessione trave-pilastro

2.1.2 DANNI AI PILASTRI

Lo schema statico ricorrente per le strutture monopiano prefabbricate risulta essere quello di colonne isostatiche, ossia vincolo di incastro al piede garantito dal plinto a bicchiere, mentre in sommità le travi sono collegate con vincoli di cerniera o di carrello. Il momento flettente che si viene a generare alla base del pilastro a causa delle forze orizzontali sismiche a livello dell'impalcato può portare alla formazione di cerniera plastiche al piede del pilastro, oppure alla perdita di verticalità a causa di una rotazione rigida associato al danneggiamento del bicchiere di fondazione.[4]

La formazione della cerniera plastica alla base del pilastro si manifesta con la formazione di fessure, o nei casi più gravi con espulsione del copriferro ed instabilità delle barre longitudinali a causa dell'assenza o ridotta presenza di staffe orizzontali adeguatamente chiuse.



Figura 2. 4--Perdita di verticalità del pilastro



Figura 2. 5-Cerniera plastica alla base del pilastro

2.1.3 CADUTA DEI PANNELLI PREFABBRICATI

Il tamponamento degli edifici industriali è costituito principalmente da pannelli prefabbricati in calcestruzzo armato disposti verticalmente oppure orizzontalmente, ancorati alle travi o ai pilastri tramite diverse tipologie di connettori. La forza sismica locale che agisce fuori piano rispetto al pannello stesso provoca la rottura o la perdita di ancoraggio dei sistemi di connessione. La rottura dei sistemi di connessione e la caduta degli elementi prefabbricati costituenti la tamponatura esterna provoca una grave perdita economica e soprattutto un grande pericolo per la sicurezza della vita umana.

La caduta dei pannelli può essere causata anche dal martellamento degli elementi della copertura oppure, nel caso di pannelli orizzontali vincolati da un lato a pilastri che sostengono la copertura e dall'altro da pilastri rompitratta, venire indotta dai differenti spostamenti dei pilastri che sostengono il pannello.



Figura 2. 6-Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento



Figura 2. 7-Crollo dei pannelli verticali di tamponamento

2.1.4 DANNI ALLE SCAFFALATURE

Il collasso delle scaffalature all'interno di edifici prefabbricati a causa della massa contenuta in essi o da inadeguati sistemi di fissaggio con la struttura con conseguenti danni locali ai singoli elementi strutturali a cui sono vincolati. Altri collassi possono essere indotti da iterazioni tra elementi secondari e struttura primaria.[4]



Figura 2. 8-Danneggiamento della scaffalatura



Figura 2. 9-Ribaltamento della scaffalatura

2.2 TECNICHE DI INTERVENTO

A fronte di quanto precedentemente esposto per sopperire alle carenze elencate, i principali criteri da seguire negli interventi di adeguamento sismico, sono:

- Non modificare gli schemi statici poiché causerebbe una diversa distribuzione delle sollecitazioni all'interno della struttura;
- Evitare aumenti di rigidità dell'intera struttura che causerebbe una riduzione del periodo proprio della struttura e di conseguenza un aumento dell'ordinata spettrale e un incremento di forze sismiche;
- Evitare interventi localizzati che aumentino la rigidità in singoli elementi strutturali poiché causerebbe un aumento di sollecitazioni.
- Trasformare i collegamenti travi-pilastri e tegoli-travi da semplice appoggio a cerniere, in modo tale da non indurre momenti flettenti maggiori di quelli per cui sono stati progettati gli elementi strutturali originali;
- Verificare che nel caso in cui vengano previsti interventi che modifichino la rigidità della struttura, questi devono essere disposti in pianta in modo da evitare effetti torsionali;
- Garantire che gli interventi soddisfino la gerarchia delle resistenze al fine di evitare meccanismi di rotture fragili;
- Far sì che gli ancoraggi dei pannelli prefabbricati di tamponamento siano deformabili per consentire gli spostamenti dei pilastri ed evitare effetti di collaborazione nel piano che potrebbero generare aumenti di sollecitazioni nei pilastri.
- Predisporre sistemi di ritenuta ed ancoraggio dei pannelli per evitare la caduta degli elementi stessi.[4]

Questo breve elenco rappresenta i criteri minimi necessari per la progettazione degli interventi atti a migliorare la risposta sismica della struttura. Di seguito viene riportata una breve descrizione degli interventi più frequenti atti all'adeguamento sismico.

2.2.1 INTERVENTI VOLTI AD EVITARE LA PERDITA DI APPOGGIO

Questa tipologia di interventi è volta allo scopo di non consentire la perdita di appoggio tra elementi strutturali e a contrastare la rotazione torsionale della trave o dei tegoli senza alterare lo schema statico preesistente. Gli interventi si differenziano a seconda degli elementi da mettere in sicurezza, e sono: aumento della capacità d'appoggio, inserimento di dispositivi meccanici, collegamento dei pilastri in testa.

2.2.1.1 AUMENTO DELLA CAPACITA' D'APPOGGIO

È possibile aumentare la base di appoggio lasciando inalterato il vincolo tra gli elementi senza così alterare lo schema statico originario. Questo intervento richiede la stima degli spostamenti orizzontali, considerando gli effetti dovuti alla componente verticale del sisma.

2.2.1.2 INSERIMENTO DI DISPOSITIVI MECCANICI

La connessione tra tegolo e trave può essere eseguita con diverse modalità: mediante cavetti in acciaio ancorati sui lati, o sulle gambe dei tegoli oppure con piastre in acciaio e bulloni. Questa tipologia di interventi è necessaria quando il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta. Oppure in caso fosse già presente una connessione, quando non sia quest'ultima non in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma. I principali vantaggi sono la velocità di posa in opera e la semplicità esecutiva, mantenendo lo schema statico dell'elemento inalterato; a fronte però di alcuni svantaggi, in quanto le funi rappresentano un vincolo unilatero, per cui la forza dovuta dalla massa del tegolo si scarica alternativamente solo su una o sull'altra trave di appoggi del tegolo. Inoltre, la sollecitazione che la fune trasmette alla trave è di natura impulsiva e quindi di complessa determinazione. Per far fronte a queste

problematiche vi è la connessione con piastre in acciaio e bulloni la quale instaura un vincolo bilatero del tegolo, senza generare forze impulsive sulla trave.

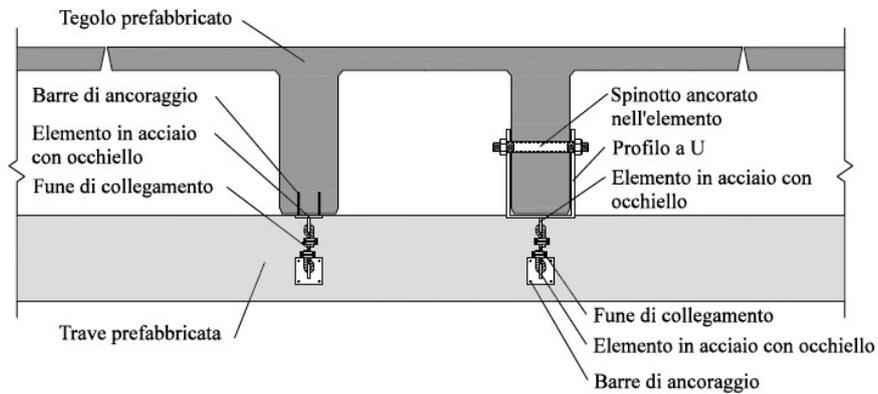


Figura 2.10-Vista in prospettiva del collegamento trave-tegolo con cavetto in acciaio

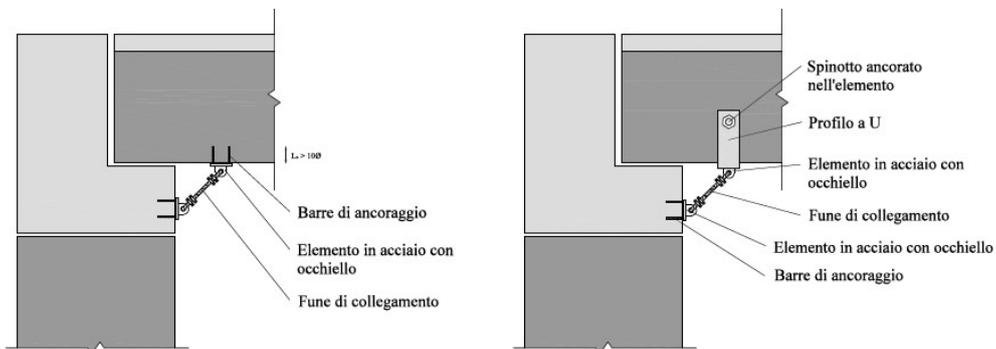


Figura 2.11-Visa laterale del collegamento trave-tegolo con cavetto in acciaio

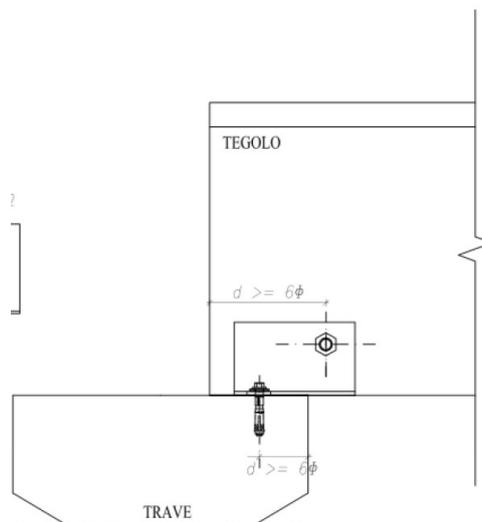


Figura 2.12-Collegamento trave-tegolo bullonato

Gli interventi per evitare la perdita di appoggio tra trave e pilastro sono realizzati mediante perni passanti la forcella e piastre in acciaio ancorate al pilastro e alla trave, oppure con cavo in acciaio analogo a quello per la connessione tegolo-trave.

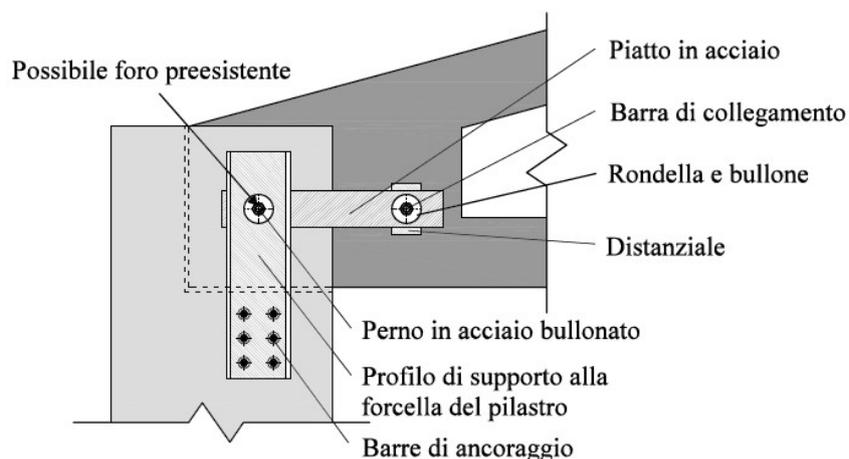


Figura 2. 13-Vista in prospettiva della connessione trave-pilastro mediante perno e piastre in acciaio

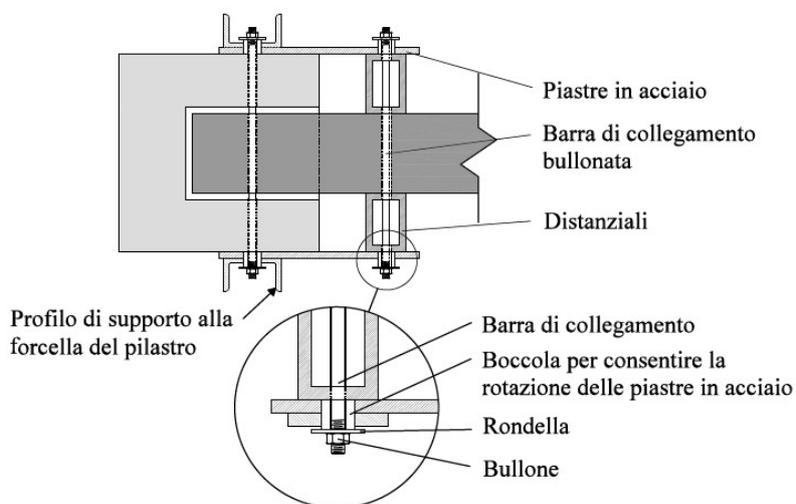


Figura 2. 14-Vista in pianta della connessione trave-pilastro mediante perno e piastre in acciaio

2.2.1.3 COLLEGAMENTO DEI PILASTRI IN TESTA

Il collegamento tra pilastro e pilastro tramite profili metallici viene eseguito con lo scopo di impedire gli spostamenti fra le teste dei pilastri ed evitare moti in controfase dei singoli pilastri che comporterebbe la perdita di appoggio degli elementi posti superiormente. Tale intervento non elimina la perdita di appoggio dovuta allo scorrimento della trave rispetto al pilastro quando soggetta alla forza di inerzia legata alla sua massa, né il suo ribaltamento. Per questo motivo è opportuno accompagnare questo intervento ad un collegamento meccanico tra elementi verticali e orizzontali.

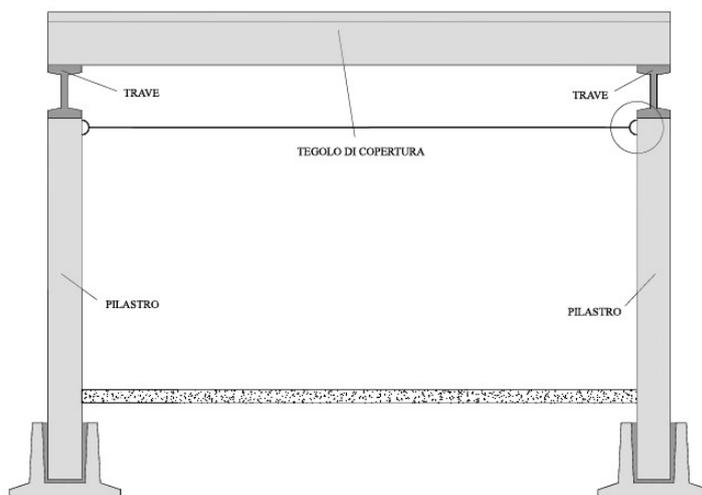


Figura 2. 15-Collegamento tra pilastro e pilastro in testa

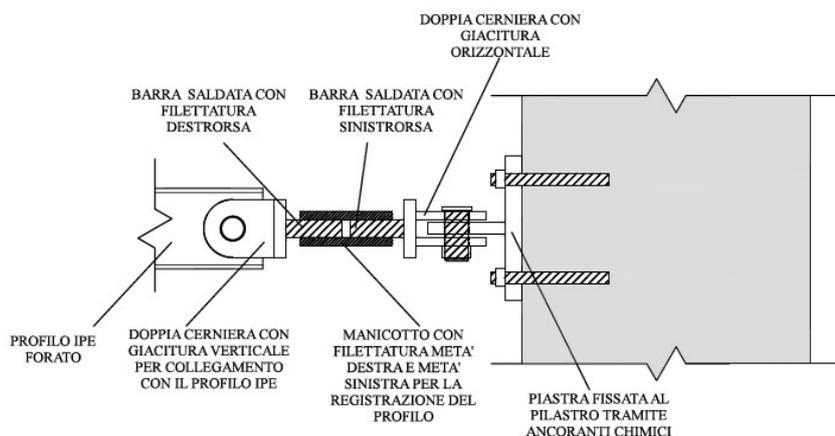


Figura 2. 16-Particolare costruttivo del sistema di connessione con il pilastro

2.2.2 INTERVENTI SUI PILASTRI

Le problematiche principali inerenti ai pilastri sono la ridotta capacità in termini di resistenza (pressoflessione e taglio) e di duttilità. Gli interventi sono quindi volti ad incrementare la resistenza e la duttilità nei confronti delle sollecitazioni di progetto. Le due categorie di interventi nei pilastri sono: incremento della sezione trasversale, con un conseguente aumento di resistenza ma anche di rigidezza, oppure rinforzi con fibre o incamiciature, che portano un aumento di duttilità e resistenza.[4]

2.2.2.1 INCREMENTO DIMENSIONALE DELLA SEZIONE DEL PILASTRO

L'obiettivo di questa tipologia di intervento è l'incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base ed allo stesso tempo incremento della resistenza del pilastro in termini di azione assiale, momento flettente e taglio alla base. Tale intervento viene realizzato previa rimozione di eventuale calcestruzzo ammalorato e dei copriferri espulsi. All'interno del cassero vengono inserite anche nuove armature longitudinali e staffe orizzontali, opportunamente ancorate al pilastro esistente. Pertanto, questa tipologia di rinforzi risulta essere invasiva e laboriosa.



Figura 2. 17-Ringrosso del pilastro

2.2.2.2 INCAMICIATURA CON CALASTRELLI METALLICI

L'intervento è volto al rinforzo locale del pilastro fornendo anche un confinamento passivo del calcestruzzo. Prolungando gli elementi verticali con opportuni tirafondi e collegandoli con le fondazioni è possibile utilizzare questo intervento per incrementare l'armatura longitudinale allo scopo di migliorare la capacità resistente a flessione.

La realizzazione di questo intervento prevede l'applicazione degli angolari metallici ed il fissaggio di questi ultimi mediante tasselli opportunamente dimensionati alle barre longitudinali esistenti, così facendo si ottiene un incremento di resistenza a flessione rendendo efficaci questi elementi come armatura longitudinale. Nel caso in cui, oltre all'intervento di incamiciatura del pilastro, venga eseguito il rifacimento del colletto di pavimentazione alla base del pilastro è possibile disporre gli angolari metallici oltre il piano di pavimentazione e collegarli alla fondazione tramite tirafondi.

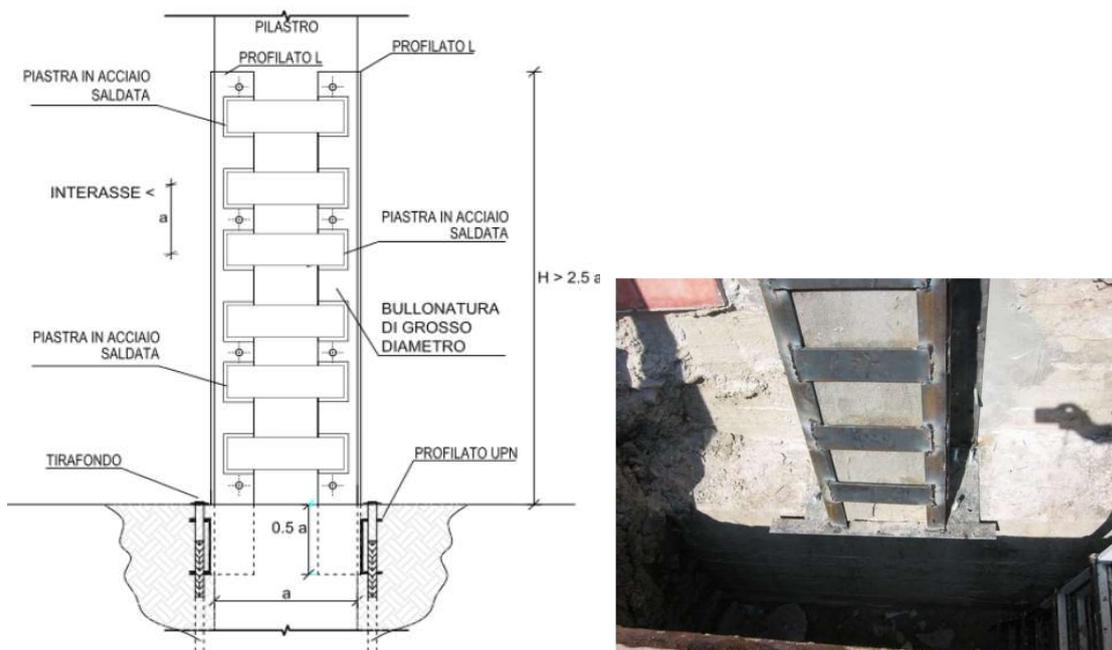


Figura 2. 18-Intervento di incamiciatura metallica del pilastro

2.2.2.3 CONFINAMENTO E RINFORZO MEDIANTE INCAMICIATURA IN FRP

I materiali FRP (Fiber Rinforced Polimer) sono una gamma di materiali di natura composita a matrice polimerica organica che impregna una fibra di rinforzo continua ad elevate proprietà meccaniche. Sono costituiti da:

- Rinforzo: presente in forma di fibra continua, possiede elevate prestazioni meccaniche ed agisce da collegamento tra le fessure del supporto;
- Matrice: sostanza a base polimerica (resine termoindurenti), garantisce l'adesione tra la fibra e il rinforzo.

L'incamiciatura in materiali composito fibrorinforzato porta ad un aumento della resistenza a flessione della sezione di base del pilastro dovuto ad un aumento del braccio della coppia interna, oltre a costituire un efficace confinamento del calcestruzzo. L'incamiciatura riduce anche la potenziale l'instabilità delle barre longitudinali nel caso il passo delle staffe sia ampio.



Figura 2. 19-Fasciatura pilastri con guaine in FRP

L'applicazione delle guaine in FRP è preceduta dall'idro-sabbiatura o scarifica della superficie del pilastro al fine di rimuovere la porzione di calcestruzzo ammalorato e ottenere una rugosità sufficiente per garantire l'aderenza tra i materiali.

La problematica principale di questa tipologia di interventi consiste nel indurre una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro e nella realizzazione di una sezione debole al di sotto del pavimento. Questa problematica può essere risolta realizzato dei "focchi" di materiale fibrorinforzato per estendere la fasciatura fino al plinto o utilizzare la fasciatura di confinamento per legare barre lamine o fasciature di rinforzo.

Altre problematiche sono di natura esecutive, richiedendo maestranze specializzate e protezione dell'intervento dai raggi UV che portano a cristallizzazione e invecchiamento rapido e disgregazione della matrice.

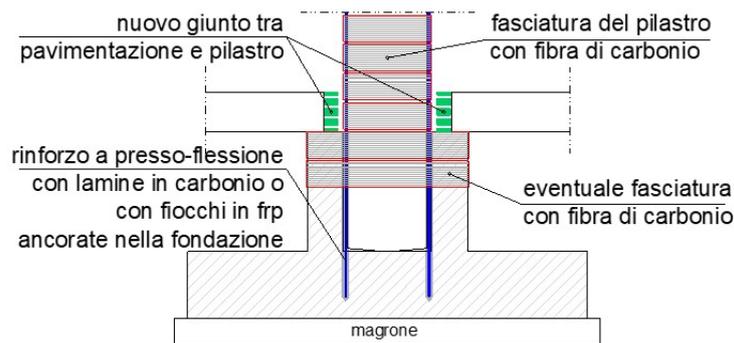


Figura 2. 20-Intervento alla base di un pilastro con FRP

2.2.3 INTERVENTI SUI PANNELLI DI TAMPONAMENTO

L'inserimento di collegamenti di ritenuta anti-ribaltamento deve essere progettato in modo tale che non limitino gli spostamenti della struttura portante o irrigidiscano la struttura. Le nuove connessioni devono essere progettate in modo che la capacità di spostamento sia garantita allo Stato Limite di Operatività e soprattutto in modo tale da consentire di sviluppare le deformazioni imposte dallo Stato Limite di salvaguardia della Vita senza il collasso dei pannelli di tamponamento.

I tipi di intervento risultano pressoché uguali sia per i pannelli orizzontali che per i pannelli verticali, e consistono nell' inserimento di funi anticaduta o squadrette in acciaio.

2.2.3.1 COLLEGAMENTO MEDIANTE FUNI

Il collegamento mediante funi ha lo scopo di evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento. Il sistema funziona in parallelo al sistema di ritenuta esistente garantendo la capacità di sopportare le deformazioni della struttura portante senza irrigidire il sistema e senza alterare lo schema statico esistente. I principali svantaggi sono l'instaurarsi di momenti torcenti impulsivi sulle travi quando il sistema anticaduta entra in funzione: in quanto vanno quindi attentamente valutati gli effetti sui vincoli torsionali di estremità e sulle prestazioni in termini di stabilità flessio-torsionale.

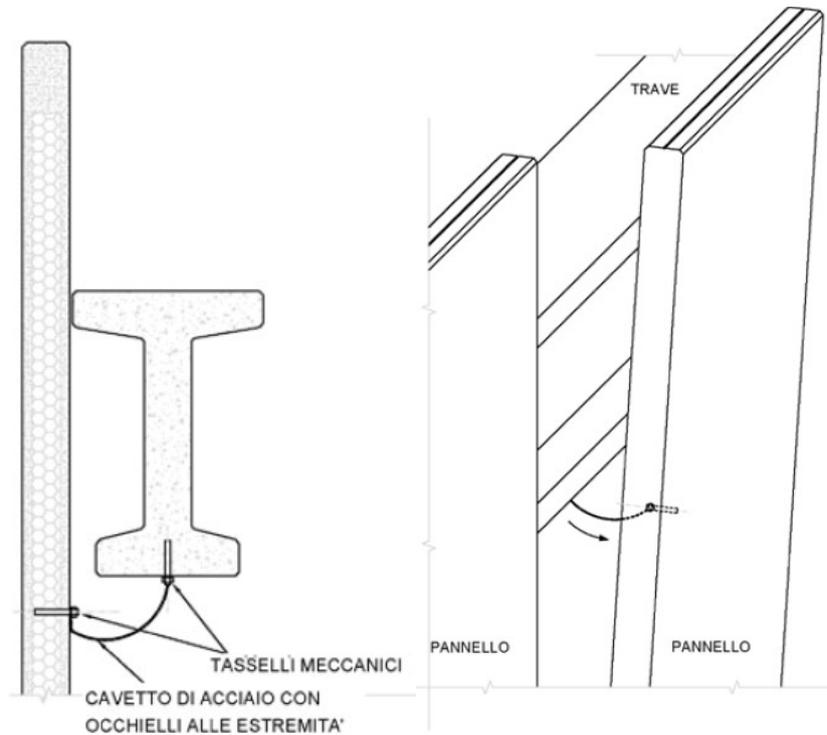


Figura 2. 21-Cavo anti-caduta per pannelli verticali e relativo funzionamento

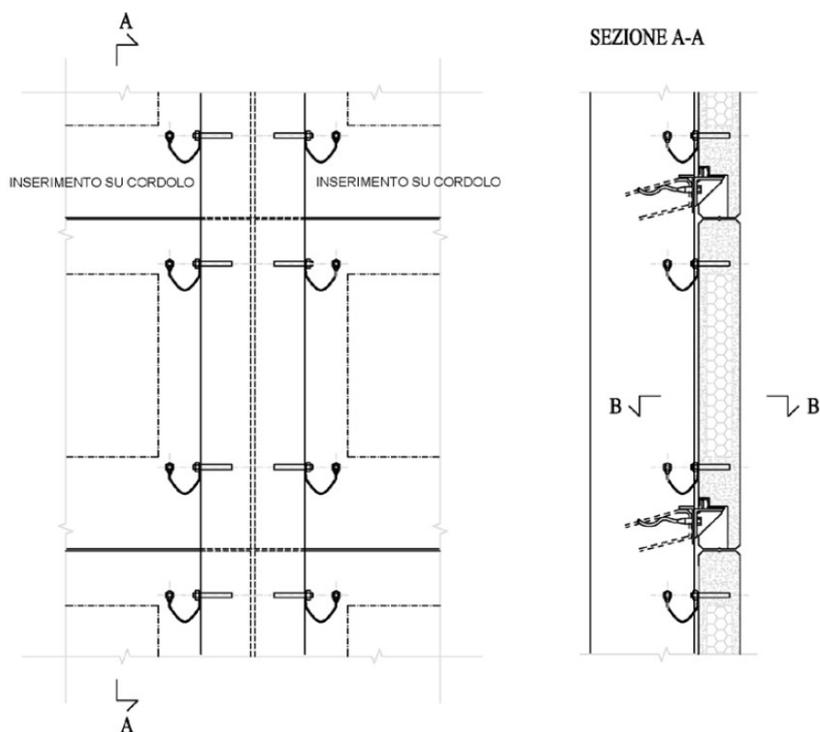


Figura 2. 22-Cavo anti-caduta per pannelli orizzontali

2.2.3.2 COLLEGAMENTO MEDIANTE SQUADRETTE IN ACCIAIO

Anche per questa tipologia di collegamento tra pannello di tamponamento e struttura gli obiettivi sono: evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento, conferire la capacità di sopportare le deformazioni della struttura senza irrigidire il sistema mantenendo inalterato lo schema statico originario. Il sistema può essere utilizzato sia quando i pannelli sono collegati a travi di bordo, sia quando siano collegati direttamente agli elementi di copertura. In tal caso, la geometria deve essere opportunamente adattata.

Nel caso dei pannelli verticali questo intervento non sempre permette di ottenere i risultati voluti. Per questa tipologia di pannelli, infatti in caso di sisma, gli spostamenti orizzontali da permettere risultano molto grandi, anche nell'ordine dei

± 20 cm, e sono difficili da garantire. Per i pannelli orizzontali invece la capacità di spostamento da garantire risulta più contenuta, tipicamente nell'ordine dei ± 2 cm, ed è quindi più semplice da assicurare.

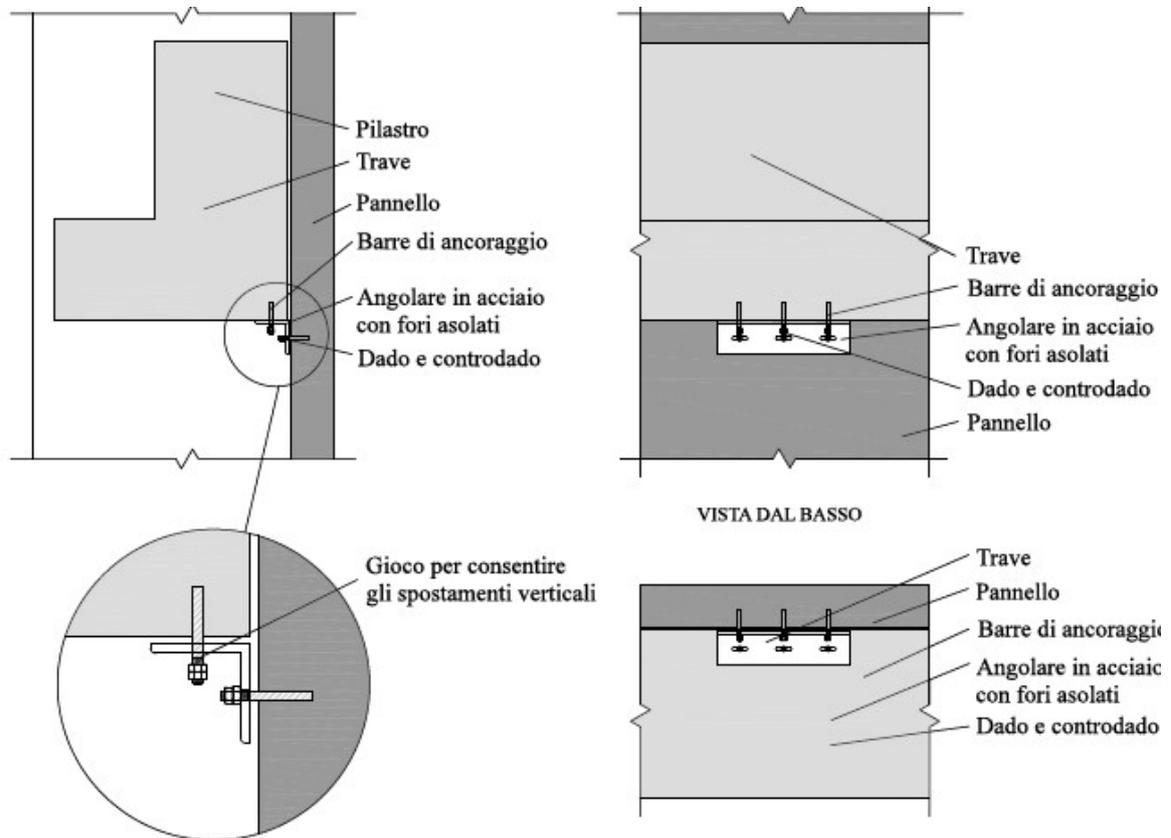


Figura 2. 23-Collegamento mediante squadrette in acciaio

CAPITOLO 3 – CASO OGGETTO DI STUDIO

L'edificio oggetto di studio è situato a Quinto di Treviso (TV) ed è oggetto di un incremento di classe d'uso fino al livello IV.

La struttura prefabbricata risulta essere di tipo monoimpalcato ed ha una dimensione in pianta di 66,70 x 30,90 m, la copertura è posta a più quote: 7,50 - 7,00 - 6,00 m rispetto al pavimento. La struttura portante è costituita da quattro file di pilastri, posti tra loro ad un interasse di 6 metri. Tre file costituite da pilastri prefabbricati di sezione 55x55 cm, la fila esterna posta ad est è formata da pilastri gettati in opera di sezione 50x50 cm.

Le file costituite da pilastri prefabbricati in direzione longitudinali sono distanziate 30 metri tra di loro e sostengono la copertura costituita da tegoli in c.a.p. TT H100; mentre la fila di pilastri gettati in opera è posta a 6 metri ed in questo caso la copertura è formata da un solaio alveolare (lastre alveolari h=16cm i=120cm) semplicemente appoggiato sulle travi prefabbricate.

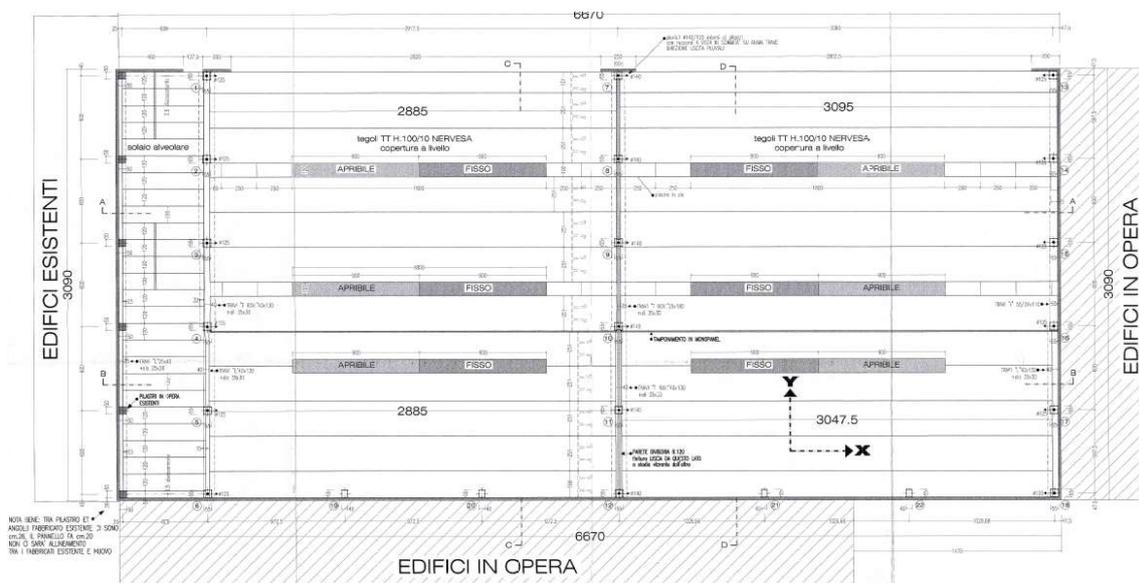


Figura 3. 1- Pianta copertura

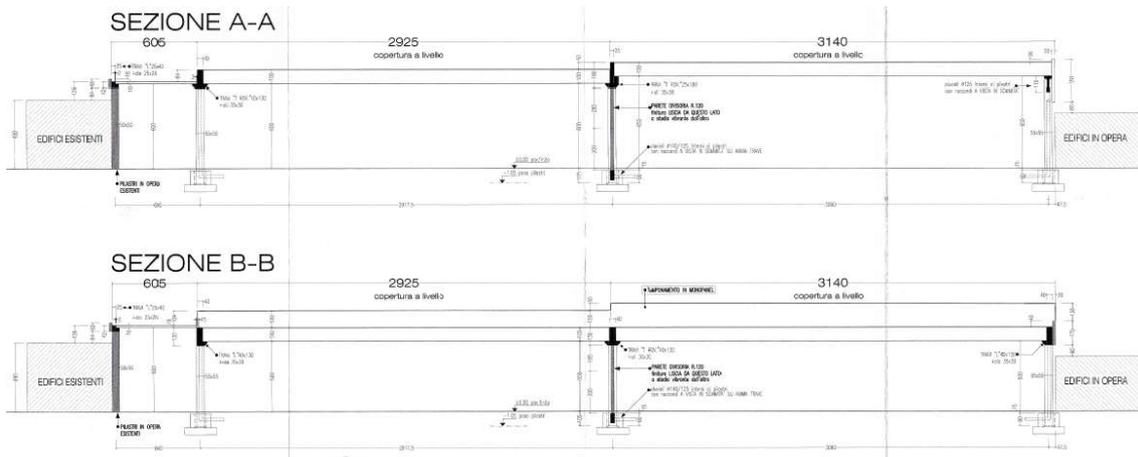


Figura 3. 2-Sezioni longitudinali

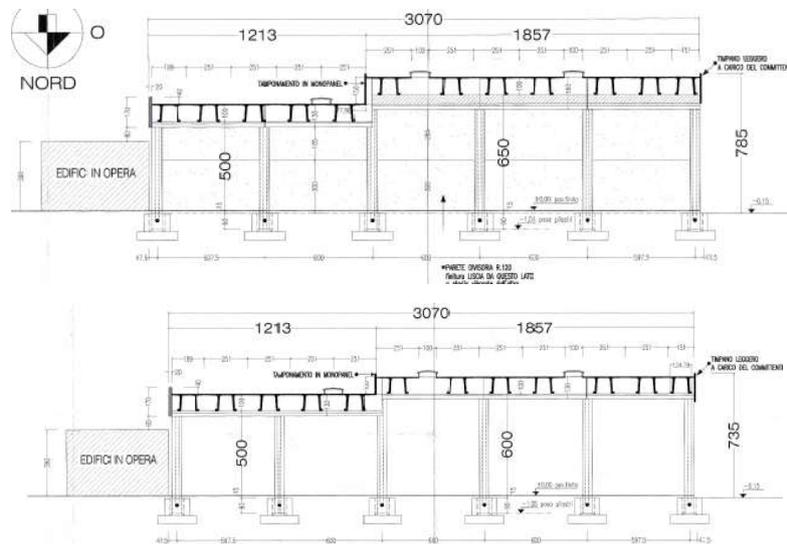


Figura 3. 3-Sezioni trasversali

In una fase preliminare alla tesi, essendo parte di quest'ultima svolta a scopi professionali, è stata eseguita una campagna di prove in situ volta a confermare le caratteristiche geometriche e di resistenza dei materiali riscontrate dagli elaborati progettuali a disposizione. In particolare, si ipotizza siano state eseguite delle indagini per determinare:

- la resistenza del calcestruzzo;
- la presenza e la posizione delle armature nelle strutture realizzate in opera e prefabbricate;
- la profondità dell'appoggio dei tegoli prefabbricati;

- la tipologia di collegamento fra le travi prefabbricate e i pilastri;
- la tipologia di appoggio del solaio alveolare;
- indagine geologica di tipo MASW per la caratterizzazione sismica del terreno.

3.1 DETTAGLI COSTRUTTIVI

Per la valutazione della vulnerabilità sismica dello stato di fatto della struttura e per la modellazione dei vari elementi e le verifiche di resistenza locali è necessario prima definire i dettagli costruttivi quali armatura presenti nei pilastri e plinti, e tipologia di connessioni presenti tra gli elementi strutturali.

3.1.1 CONNESSIONE TEGOLO-TRAVE

La connessione tra i tegoli prefabbricati di sezione “pi-greco” che formano la copertura e le travi non è di tipo meccanico; infatti, come si può osservare dalle immagini sottostanti i tegoli risultano semplicemente appoggiati su uno strato di neoprene di qualche centimetro. Pertanto la trasmissione delle forze orizzontali è affidata interamente all' attrito che viene a generarsi tra le superfici di calcestruzzo e neoprene.



Figura 3. 4-Connessione tra tegolo e trave

3.1.2 CONNESSIONE TRAVE-PILASTRO

Dalla documentazione originaria di progetto si riscontra che la connessione tra travi e pilastri risulta essere di due differenti tipologie: unioni spinottate, e pilastri con forcella.

Con riferimento all'identificazione numerica in planimetria i pilastri n° 13-14-15-16 presentano l'estremità a forcella per consentire l'alloggiamento della trave ad "I" mentre i pilastri n° 1-...-12-16-...-18 presentano invece in sommità quattro barre dette "tirafondi" di diametro 22 mm in acciaio Fe 510 per fornire un vincolo di tipo meccanico alle travi che poggiano su di essi.

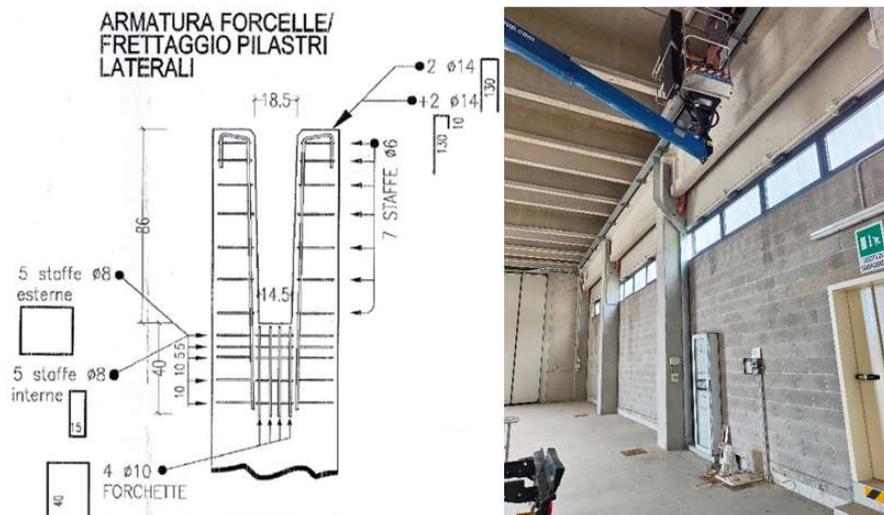


Figura 3. 5-sx: Dettaglio armatura forcella; dx: foto dei pilastri con connessione a forcella

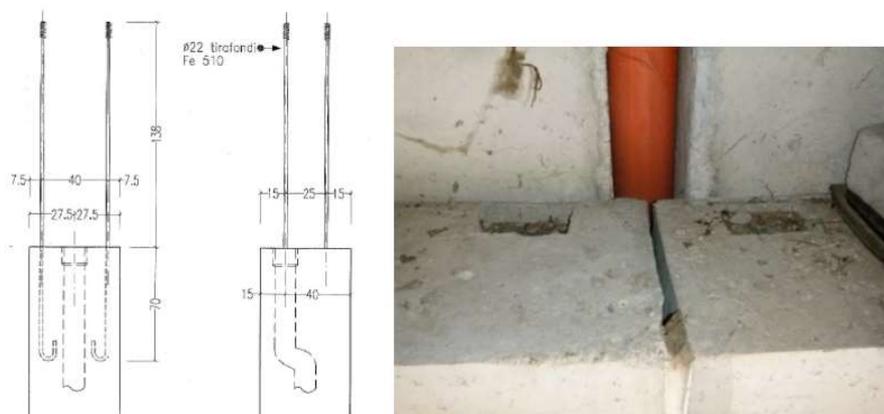


Figura 3. 6-sx: dettaglio tirafondi; dx: foto piastrine di serraggio spinotti

3.1.3 PILASTRI

I pilastri prefabbricati presentano sezioni rettangolari di dimensioni 55x55 cm, alcune con incavi laterali su due facce atte a formare le sedi di alloggiamento dei pannelli di tamponamento. I pilastri gettati in opera hanno invece, una sezione 50x50 cm. Di seguito si riportano le sezioni delle differenti tipologie di pilastri presenti nella struttura oggetto di studio.

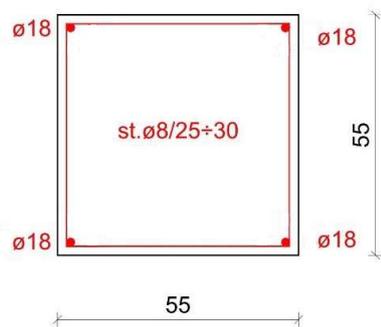


Figura 3. 7- Pilastri n° 1-6-13-18

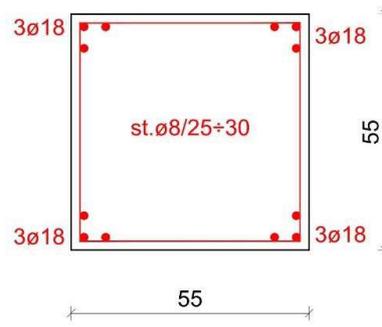


Figura 3. 8- Pilastri n° 2...5-14-17

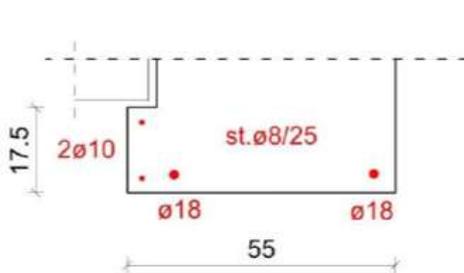


Figura 3. 9-Pilastri n° 7-12

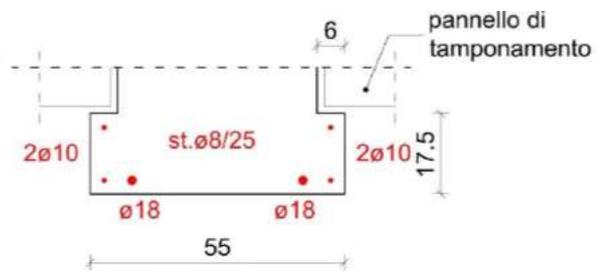


Figura 3. 10-Pilastri n° 8...11

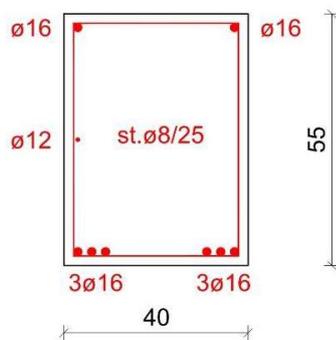


Figura 3. 11-Pilastri rompitratta

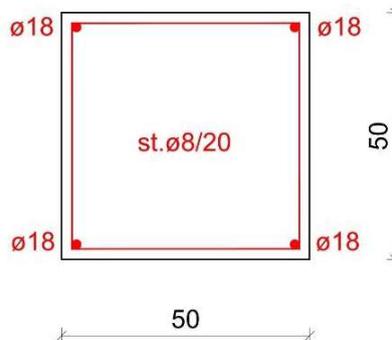


Figura 3. 12-Pilastri gettati in opera

3.1.3 FONDAZIONI

Le fondazioni sono composte da plinti a bicchiere di sezione 120x120 cm gravanti su delle solette con dimensioni in pianta, rispettivamente, 400x350 cm, 350x300 cm, 250x300 cm per le differenti tipologie, e spessore suola di 50 cm. I plinti lungo il perimetro della struttura sono collegati tra loro mediante delle fondazioni continue a "T-rovescia" di sezione cm 60x75; i plinti dei pilastri ad H nei quali i pannelli sono incassati all'interno presentano collegamenti mediante dei cordoli di fondazione cm 30x45. A seguire si riportano le tavole di progetto della pianta delle fondazioni e l'armatura dei plinti delle diverse tipologie presenti.

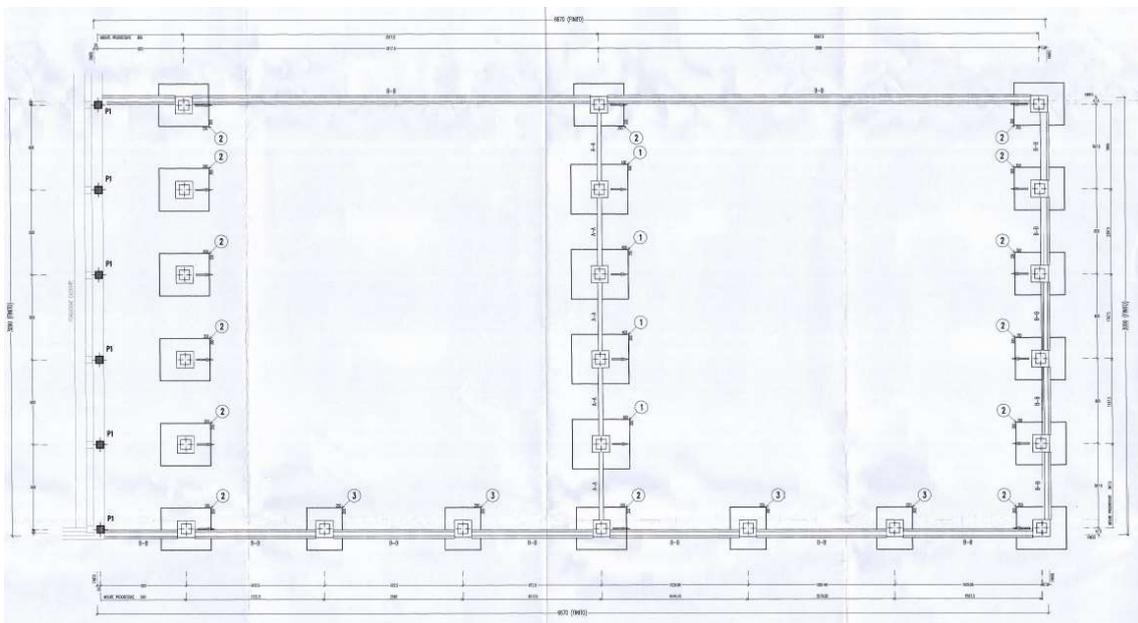


Figura 3. 13-Pianta delle fondazioni

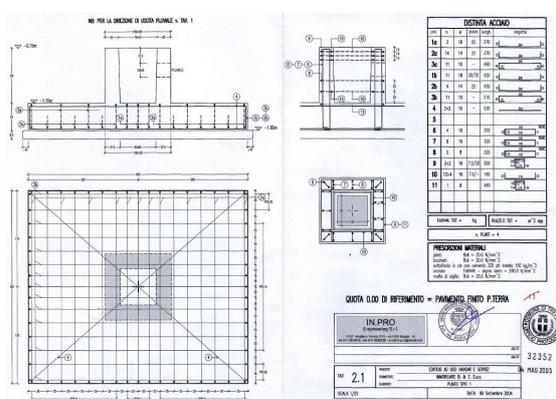


Figura 3. 14-Plinto tipo 1

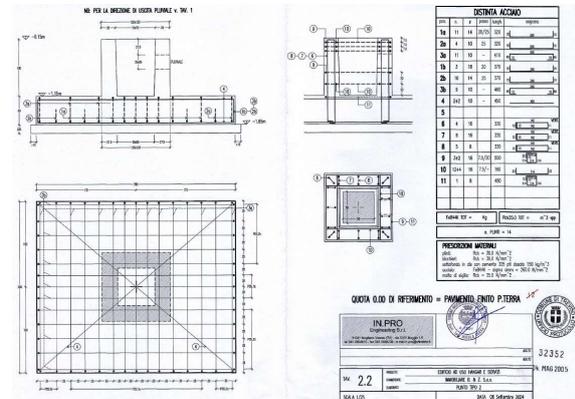


Figura 3. 15- Plinto tipo 2

3.2 DEFINIZIONE DEL FATTORE DI CONFIDENZA

Le strutture esistenti si distinguono da quelle di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:

- il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenti.

Tali opere possono essere state soggette a terremoti passati o ad altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti. Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello delle strutture di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza come pure metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC 1: Conoscenza limitata;
- LC 2: Conoscenza adeguata;
- LC 3: Conoscenza accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Livello di Conoscenza 3: si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1), la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a

un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una indagine esaustiva in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare), le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi e ai certificati originali di prova, integrati da prove limitate in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei certificati originali di prova, si eseguono prove esaustive in situ), o con prove esaustive in situ (con riferimento al § C8.5.3); il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$. La valutazione della sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.[5] [6]

L'esaustiva documentazione di progetto, comprendente disegni originali, dettagli costruttivi degli elementi strutturali, certificati di prova originali ed avendo eseguito esaustive indagini ha permesso di raggiungere, nel caso in esame, livello di conoscenza LC 3, per tanto *Le resistenze dei materiali cui riferirsi nelle formule di capacità degli elementi sono ricavate dalle resistenze medie, ottenute dalle informazioni disponibili e dalle prove in situ aggiuntive, dividendole per gli FC indicati nella Tabella C8.5.IV.*

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 3. 16-Tabella C8.5.IV

3.3 RESISTENZA DEI MATERIALI

Avendo a disposizione il certificato di collaudo statico, e certificati sui materiali dell'epoca e avendo effettuato un numero adeguato di indagini distruttive e non distruttive volte a confermare le caratteristiche dei materiali di progetto. al fine di definire le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio, per il calcolo delle resistenze meccaniche si utilizza il valore caratteristico diviso per il Fattore di Confidenza (e anche per il coeff. di sicurezza nelle verifiche di tipo fragile).

- CALCESTRUZZO PILASTRI PREFABBRICATI

Calcestruzzo C45/55:

$$\text{Elementi duttili: } f_{cd} = \frac{0,83 \cdot 0,85 \cdot R_{ck}}{FC} = \frac{0,83 \cdot 0,85 \cdot 55}{1} = 38,80 \text{ MPa}$$

$$\text{Elementi fragili: } f_{cd} = \frac{0,83 \cdot 0,85 \cdot R_{ck}}{FC \cdot \gamma_c} = \frac{0,83 \cdot 0,85 \cdot 55}{1 \cdot 1,5} = 25,87 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulo elastico (Young): } E_c = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 36416 \text{ MPa}$$

- CALCESTRUZZO PILASTRI REALIZZATI IN OPERA

Calcestruzzo C28/35:

$$\text{Elementi duttili: } f_{cd} = \frac{0,83 \cdot 0,85 \cdot R_{ck}}{FC} = \frac{0,83 \cdot 0,85 \cdot 35}{1} = 24,69 \text{ MPa}$$

$$\text{Elementi fragili: } f_{cd} = \frac{0,83 \cdot 0,85 \cdot R_{ck}}{FC \cdot \gamma_c} = \frac{0,83 \cdot 0,85 \cdot 35}{1 \cdot 1,5} = 16,46 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulo elastico (Young): } E_c = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 32588 \text{ MPa}$$

- BARRE D'ARMATURA

Acciaio FeB44K:

$$\text{Elementi duttili: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC} = \frac{430}{1} = 430 \text{ MPa}$$

$$\text{Elementi fragili: } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_s} = \frac{430}{1 \cdot 1,15} = 373,90 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulo elastico (Young): } E_s = 210000 \text{ MPa}$$

- **TIRAFONDI PER CONNESSIONI TRAVE-PILASTRI CON SPINOTTI**

Acciaio Fe 510:

Elementi fragili: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC \cdot \gamma_s} = \frac{510}{1 \cdot 1,15} = 443,48 \text{ MPa}$

3.4 AZIONI SULLA COSTRUZIONE E COMBINAZIONE DI CARICO

Nel presente paragrafo vengono riportati i carichi e le combinazioni che verranno utilizzate nelle successive analisi.

3.4.1 CARICHI PERMANENTI ED ACCIDENTALI

La valutazione dei carichi permanenti strutturali e non strutturali, è stata eseguita facendo riferimento ove necessario a quanto indicato nelle relazioni strutturali dell'epoca, e alle indicazioni presenti nelle tavole strutturali.

- CARICHI PERMANENTI

PESO PROPRIO TRAVI (G1)

Architrave I 55/24 x 110 :	6,50 kN/m
Architrave L 40/130 ali 35/30 :	15,13 kN/m
Architrave Trov 40/130 ali 35/30 :	17,25 kN/m
Architrave Trov 40/180 ali 35/30 :	15,50 kN/m
Architrave L 25/42 ala 25/26 :	4,25 kN/m

PESO PROPRIO COPERTURA (G1)

Tegoli TT h100 :	9,35 kN/m
Solaio alveolare h16 :	3,00 kN/m

PERMANENTE PORTATO (G2)

Manto di copertura :	0,20 kN/m ²
----------------------	------------------------

PESO PROPRIO PANNELLI TAMPONAMENTO

Pareti :	3,50 kN/m ²
Pareti REI 120 :	4,00 kN/m ²

- **CARICO VENTO**

Per quanto l'azione del vento è stata calcolata facendo riferimento all'attuale normativa D.M 17/01/2018 al pto. 3.3.

Il carico accidentale orizzontale dovuto da vento è così determinato:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

Dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di forma;

c_d è il coefficiente dinamico;

Il coefficiente di forma su parete investita ortogonalmente (sopravento) risulta pari a $c_{pe} = 0,80$. Il valore della pressione vale quindi:

$$p = 0,39 \cdot 2,00 \cdot 0,80 \cdot 1,00 = 0,624 \text{ kN/m}^2$$

- **CARICO NEVE**

Il calcolo dell'azione della neve è stato eseguito facendo riferimento all'attuale normativa D.M 17/01/2018 al pto. 3.4.

Il carico della neve sulle coperture è valutato con la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Il valore del carico neve vale quindi:

$$q_s = 1,50 \cdot 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

3.4.2 AZIONE SISMICA

Le verifiche sismiche del caso in esame sono condotte per mezzo di un'analisi dinamica lineare. La modellazione dell'azione sismica è quindi condotta tramite l'individuazione di spettri di risposta funzione del sito in esame, delle caratteristiche del sottosuolo e della struttura.

- VITA NOMINALE

La vita nominale V_N di una struttura è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale è legata all'importanza dell'edificio, dal punto di vista della destinazione d'uso e del suo valore economico e sociale. È un riferimento di progetto convenzionale che definisce la durata della vita dell'edificio, con l'obiettivo di considerare una maggiore esposizione al rischio per strutture destinate a durare più a lungo di altre.

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

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

Figura 3. 17-Valori minimi di vita nominale

In questo caso si assume $V_N = 50$ anni.

- CLASSE D'USO

Ai fini della definizione dell'azione sismica le strutture sono classificate in 4 diverse classi d'uso, sulla base delle conseguenze di un ipotetico collasso in termini di perdita di vite umane e dal punto di vista del costo economico sociale, considerando

l'importanza che la struttura riveste in termini di pubblica sicurezza e protezione civile nelle fasi successive ad un terremoto.

Le classi d'uso sono così definite al pto. 2.4.2 delle NTC2018:

- *Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.*
- *Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*
- *Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*
- *Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*

Per la struttura oggetto di studio, essendo l'edificio con funzione pubblica importante con riferimento alla gestione dell'emergenza in caso di calamità, si considera quindi la Classe d'uso IV.

- **PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA**

Al punto 2.4.3 delle NTC2018 viene definita la vita di riferimento, la quale si ricava moltiplicando la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente della classe d’uso C_U , in questo modo ottenendo i seguenti risultati:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito dalla tabella 2.4.II

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 3. 18-Valori del coefficiente d’uso

Per tanto nel caso in esame si ottiene:

$$V_R = 50 \text{ anni} \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

Per ogni Stato Limite fondamentale (SLC, SLV, SLD, SLO), la normativa assegna una corrispondente probabilità di superamento P_{V_R} rispetto al periodo di riferimento V_R (rispettivamente, 5%, 10%, 63%, 81%) dell’evento sismico che può causare il dato SL.

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

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

Figura 3. 19-Probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato

Nei confronti delle azioni sismiche, lo stato limite considerato nelle varie analisi dei meccanismi di collasso è quello di salvaguardia della Vita (SLV), come indicato nelle NTC'18 “Valutazione della sicurezza”.

Ad ogni Stato Limite corrisponde un periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R(P_{VR})$, funzione della probabilità di superamento P_{VR} dello Stato Limite e del periodo di riferimento per la struttura V_R .

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 950 \text{ anni}$$

- CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la norma consiglia di valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. La classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

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

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

Figura 3. 20-Categorie di suolo

In questo caso si assume: Categoria di suolo C.

- **CATEGORIA TOPOGRAFICA**

Per condizioni topografiche complesse sono necessarie delle analisi specifiche della risposta sismica locale; in assenza di queste, per configurazioni più semplici, la normativa suggerisce delle categorie topografiche basate sulla superficie su cui poggia l'edificio.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 3. 21-Categorie topografiche e coefficienti di amplificazione topografica

In questo caso l'edificio sorge in una superficie pianeggiante, pertanto si assume coefficiente topografico $S_T=1,0$ corrispondente ad una categoria T1.

- **SPETTRO ELASTICO**

Le formule utilizzate definite dalla normativa per il calcolo dello spettro elastico sono le seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Dove:

$S = S_S \cdot S_T$ coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ fattore che altera lo spettro elastico considerando gli smorzamenti viscosi convenzionali;

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ periodo inizio tratto a velocità costante dello spettro;

T_C^* periodo d'inizio velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale suolo A;

C_C coefficiente funzione della categoria di suolo;

$T_B = T_C/3$ periodo inizio tratto ad accelerazione costante dello spettro;

$T_D = 4,0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right) + 1,6$ periodo inizio tratto a spostamento costante dello spettro.

Di seguito si riporta il grafico dello spettro elastico allo SLV ricavato tramite il software "Spettri - NTC", del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 12.1726 LATITUDINE: 45.649

Ricerca per comune REGIONE: Veneto PROVINCIA: Treviso COMUNE: Quinto di Treviso

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km7.5
 11836 11637
 -7.5 7.5 km
 11858 11859
 -7.5

Reticolo di riferimento

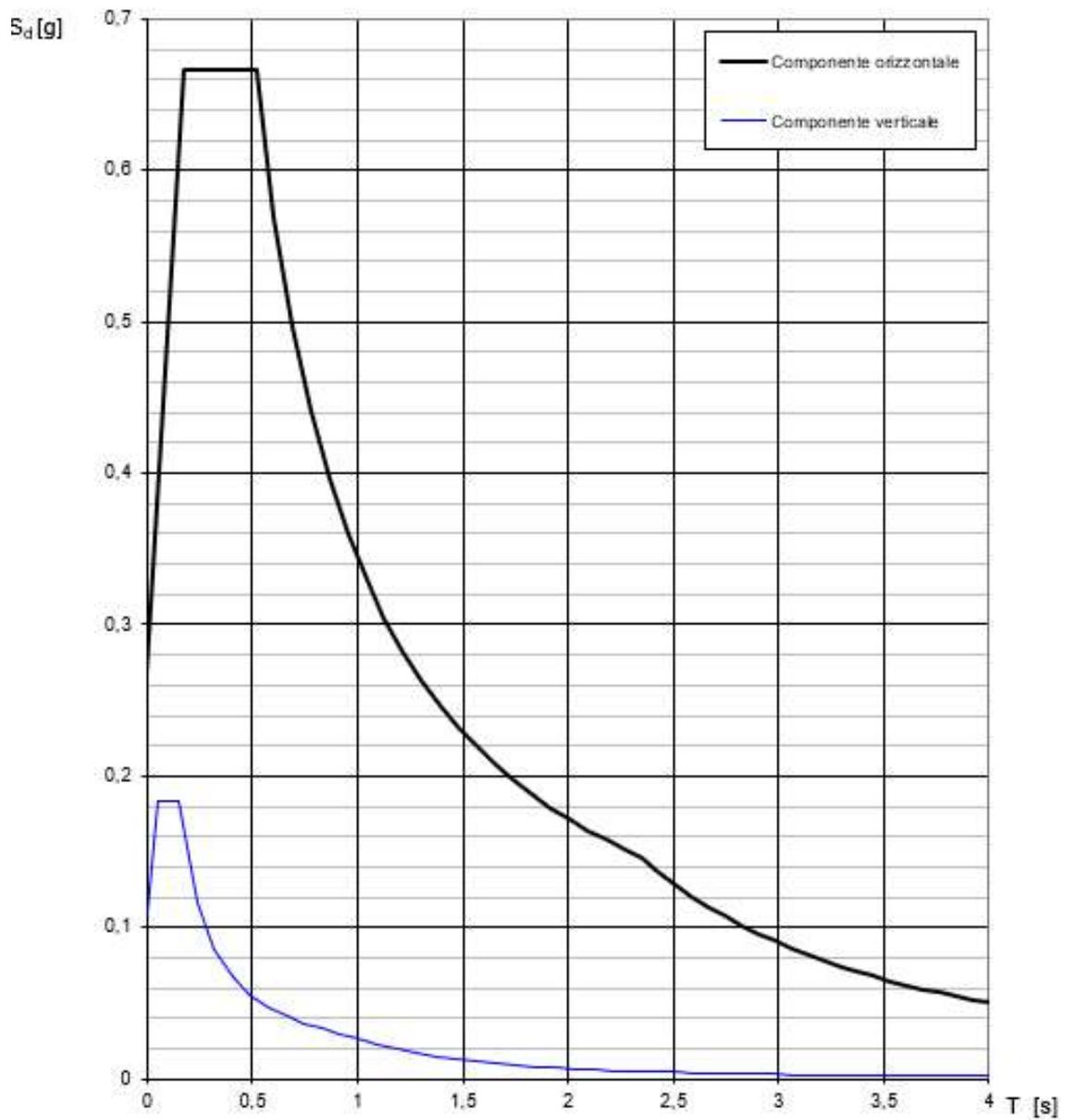
Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,188 g
F_o	2,491
T_C	0,346 s
S_g	1,418
C_G	1,490
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,418
η	1,000
T_B	0,172 s
T_C	0,516 s
T_D	2,354 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_G \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,267
T_B	0,172	0,666
T_C	0,516	0,666
	0,603	0,569
	0,691	0,497
	0,779	0,441
	0,866	0,397
	0,954	0,360
	1,041	0,330
	1,129	0,304
	1,216	0,282
	1,304	0,264
	1,391	0,247
	1,479	0,232
	1,566	0,219
	1,654	0,208
	1,741	0,197
	1,829	0,188
	1,916	0,179
	2,004	0,171
	2,091	0,164
	2,179	0,158
	2,266	0,152
T_D	2,354	0,146
	2,432	0,137
	2,511	0,128
	2,589	0,121
	2,667	0,114
	2,746	0,107
	2,824	0,101
	2,903	0,096
	2,981	0,091
	3,059	0,086
	3,138	0,082
	3,216	0,078
	3,294	0,074
	3,373	0,071
	3,451	0,068
	3,530	0,065
	3,608	0,062
	3,686	0,059
	3,765	0,057
	3,843	0,055
	3,922	0,053
	4,000	0,051

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell'

3.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica allo stato limite ultimo (SLV) deve essere effettuata per la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni come definito al pto.2.5.3 delle NTC 2018:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_i carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_i .

Tab. 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 3. 22-Valori dei coefficienti di combinazione

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \sum_j \psi_2 \cdot Q_{kj}$

3.5 DESCRIZIONE DEL MODELLO F.E.M.

La valutazione dello stato di sollecitazione della struttura è stata condotta mediante analisi agli elementi finiti operando nell'ipotesi di un comportamento elastico-lineare dei materiali. Sono state eseguite delle analisi dinamiche modali con spettro di risposta in campo lineare al fine di valutare la risposta sismica della struttura esistente. Il comportamento della struttura è stato valutato mediante un modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato mediante il codice di calcolo Midas Gen

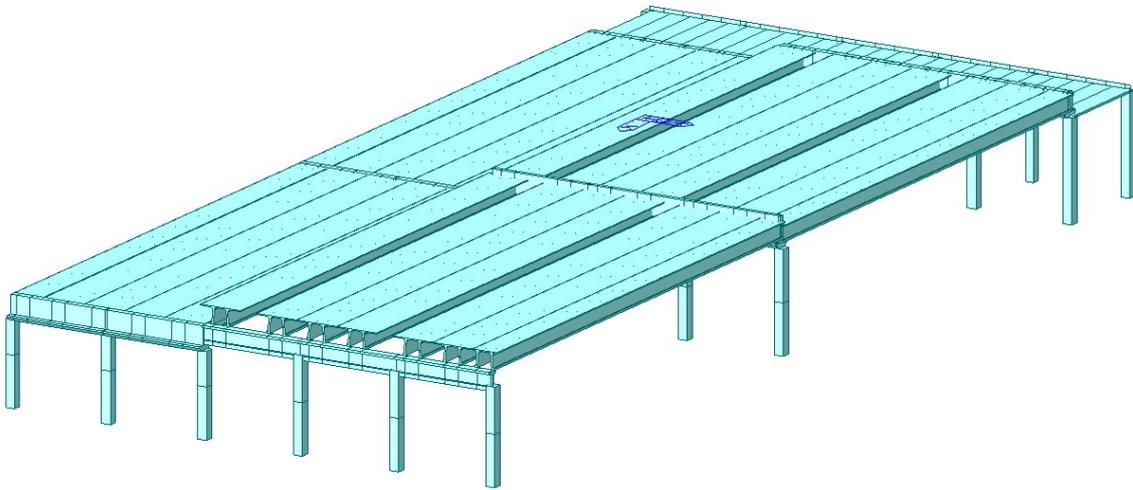


Figura 3. 23-Vista tridimensionale del modello di calcolo

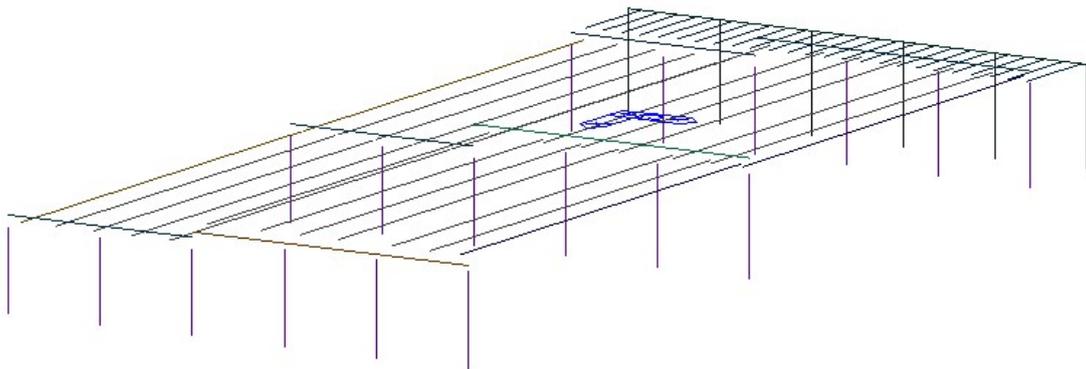


Figura 3. 24-Vista line del modello di calcolo

I pilastri della struttura sono stati modellati come elementi “*Beam*” deformabili a flessione e taglio le connessioni con le travi sono state effettuate con degli “*Elastic*”

Link” al fine di estrapolare i parametri di sollecitazioni agenti per le successive verifiche. Le travi, anch’esse sono state modellate come elementi *“Beam”* deformabili a flessione e taglio, il reale grado di vincolo delle travi è stato riprodotto tramite dei *“Beam End Releases”* assumendo che alle estremità le travi fossero incernierate.

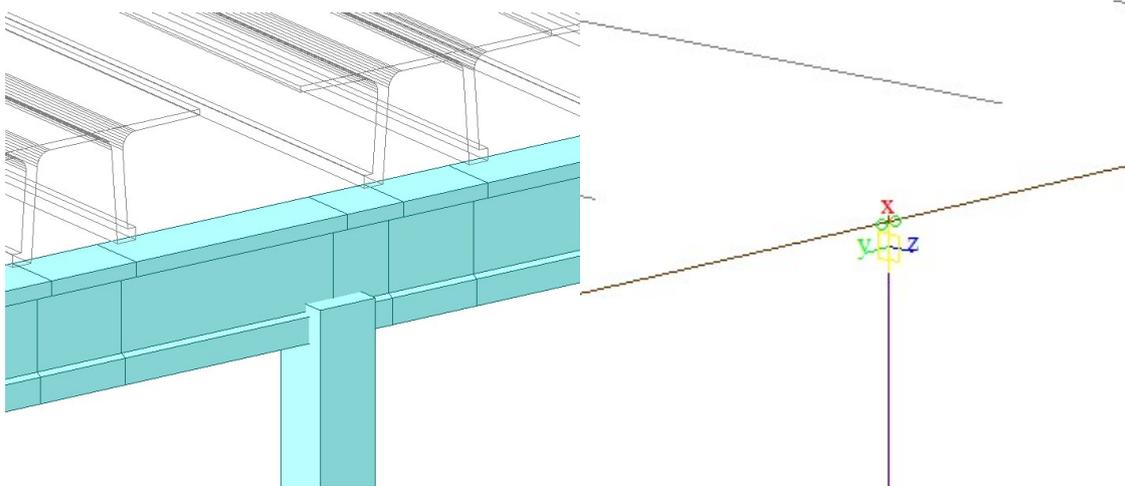


Figura 3. 25-dx: vista solid della connessione trave-pilastro; sx: vista line

Le sezioni delle travi e dei tegoli in c.a.p avendo forme particolari sono state create a partire da file dxf per essere poi elaborate all’interno del software Midas Gen tramite lo strumento *“Sectional Property Calculator”*.

in assenza di getti in opera integrativi al di sopra degli elementi di copertura, gli orizzontamenti non possono ritenersi rigidi nel loro piano ed è perciò necessario modellare ogni singolo elemento. La copertura della struttura realizzata in tegoli pi-grco è stata modellata con elementi *“Beam”*.

La connessione tra tegoli e trave avviene mediante *“Rigid link”* per connettere l’asse delle trave ai nodi degli *“Elastic link”* che modellano l’appoggio delle gambe dei tegoli binervati sulla trave. La corretta modellazione della connessione tra questi due elementi strutturali è di particolare importanza per le considerazioni fatte nel proseguo della relazione

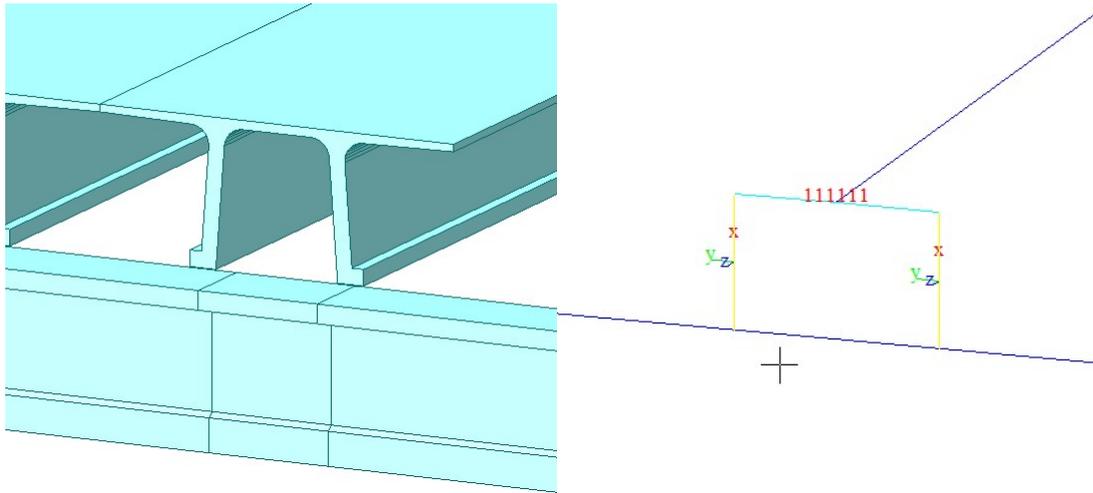


Figura 3. 26-sx; vista solid della connessione tegolo-trave; dx: vista line

Sono stati realizzati, infatti tre modelli della struttura. Nel primo si assume l'ipotesi che vi sia un collegamento a cerniera tra tegoli e travi, assumendo quindi che l'attrito sia in grado di assicurare il mutuo collegamento fra i vari elementi strutturali. Negli ulteriori due modelli si assume che una condizione di attrito nullo, che si realizza quando la reazione verticale dovuta ai carichi gravitazionali viene meno a causa della componente verticale del sisma. Questa condizione è stata posta in modo alternato prima ipotizzando non funzionante l'appoggio sinistro dei tegoli e successivamente quello destro.

Per schematizzare tale comportamento nel piano orizzontale si sono collegati i nodi d'appoggio del tegolo e della trave, con delle molle caratterizzate da una bassissima rigidità, in modo tale che opponessero una resistenza trascurabile agli spostamenti, senza che al contempo il software di calcolo leggesse la mancanza di vincolo orizzontale come una labilità e segnalasse l'errore bloccando l'analisi. La componente di rigidità verticale della molla è stata e stata modella come rigid link in modo da fissare gli spostamenti verticali relativi tra i due nodi degli elementi strutturali.

Non essendoci un diaframma di piano in copertura i carichi gravitazionali sono stati applicati ai singoli tegoli come carichi lineari uniformemente distribuiti ottenuti dai carichi su superficie moltiplicati per l'interasse stesso dei tegoli.

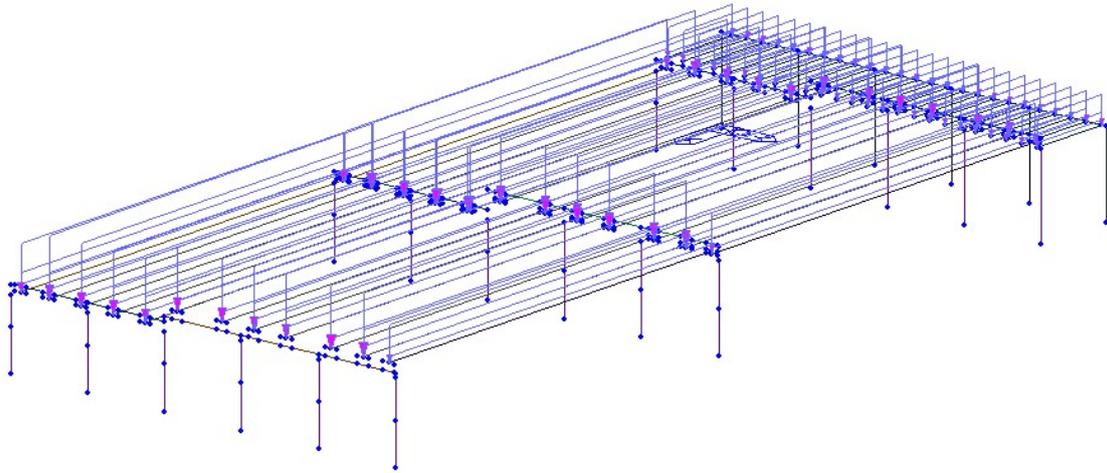


Figura 3. 27-Carichi applicati alla struttura

I pannelli di tamponamento sono stati considerati come elementi secondari, pertanto, al fine delle verifiche sismiche sono stati considerati esclusivamente come masse sismiche applicate alla struttura.

Le masse da considerare per l'analisi sismiche, svolte nel proseguo della relazione: nel modello numerico sono state valutate a partire dai carichi della combinazione verticale e sono state concentrate nei nodi secondo un approccio "Lumped-mass".

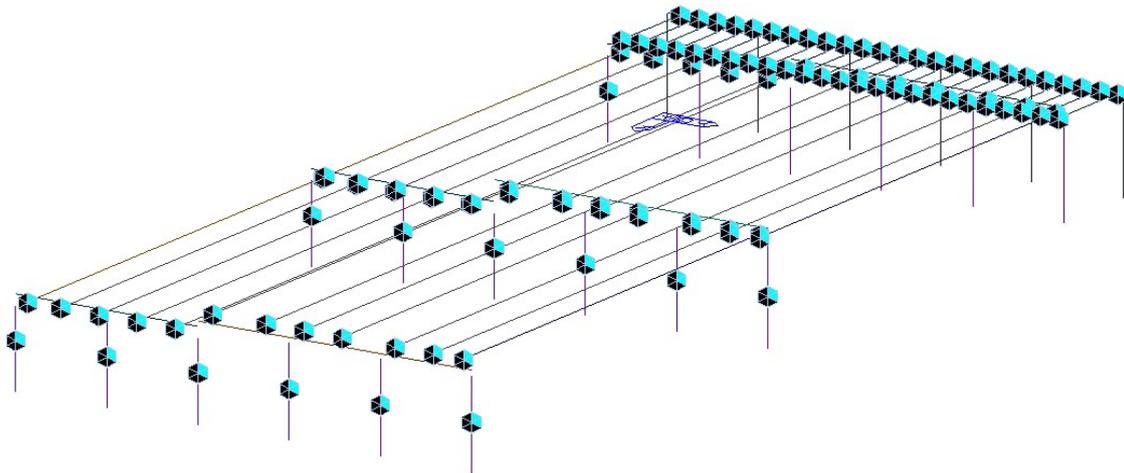


Figura 3. 28-Masse sismiche applicate alla struttura

Per tenere in considerazione il comportamento delle sezioni fessurate, in accordo con il metodo semplificato previsto dalle Norme Tecniche, si riduce il modulo elastico del calcestruzzo. Considerando che gli elementi orizzontali sono in calcestruzzo armato precompresso, sono stati applicati dei coefficienti riduttivi differenziati a seconda del tipo di elemento strutturale a cui si riferiscono, in particolare:

- Elementi verticali o pilastri $E_{c,fess} = 0,50 E_c$
- Elementi orizzontali in c.a.p. $E_{c,fess} = 0,85 E_c$

CAPITOLO 4 – VULNERABILITA' SISMICA STATO DI FATTO

Nel seguente capitolo vengono svolte le verifiche locali degli elementi strutturali e delle connessioni tra quest'ultimi al fine valutare il grado di sicurezza della struttura.

4.1 ANALISI DINAMICA

Le sollecitazioni sono ricavate mediante analisi dinamiche modali con spettro di risposta in campo lineare al fine di valutare la risposta sismica della struttura esistente. La normativa definisce nel seguente modo l'analisi dinamica lineare.

L'analisi lineare dinamica consiste:

- *nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);*
- *nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;*
- *nella combinazione di questi effetti.*

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo.

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi. La componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al pto. 7.2.2.

Il calcolo dei parametri di risposta del sisma si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei modi propri di vibrare ricavati da un'analisi agli autovalori.

L'analisi spettrale prevede di calcolare tramite l'utilizzo dello spettro di risposta di pseudo-accelerazione i valori massimi di sollecitazione e spostamenti associati a ciascun modo di vibrare della struttura supposta elastica lineare, e quindi di combinarli in modo opportuno. Le frequenze di vibrazione proprie della struttura sono il risultato dell'analisi modale che porta come risultato: una serie di autovalori, i quali rappresentano le frequenze proprie dei modi di vibrare, ed i corrispondenti autovettori, che rappresentano le relative configurazioni modali.

Dall'equazione del moto è possibile ricavare, note le condizioni iniziali del sistema lo spostamento nel tempo della struttura.

$$-c \dot{u} - k u = m \ddot{u}$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega \dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{x}_g$$

Dove ω è la frequenza proprio da cui si ricava il periodo naturale $T = 2\pi/\omega$.

L'equazione del moto può essere risolta attraverso l'integrale di Duhamel se la frequenza è di tipo smorzata:

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau$$

Nota l'equazione per il calcolo dello spostamento del sistema, la velocità si ottiene derivando quest'ultima:

$$\dot{u}(t) = \int \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos \omega(t-\tau) + \tan^{-1} \frac{\xi}{\sqrt{(1-\xi^2)}} d\tau$$

Sostituendo queste due equazioni all'equazione del moto si ricava l'accelerazione:

$$\ddot{x} = -\omega^2 u - 2\xi\omega \dot{u}$$

Essendo quindi noti in ogni istante gli spostamenti della struttura e le rigidità dei singoli elementi è possibile ricavare le caratteristiche delle sollecitazioni e gli sforzi.

Le NTC al pto 7.3.3.1 dispongono che tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% siano considerati nell'analisi modale della struttura e che la massa

partecipante complessiva ottenuta dall'analisi risulti superiore all'85%. L'analisi è stata condotta considerando i primi 15 modi al fine di soddisfare tali richieste. Nelle tabelle sottostanti vengono riportati i risultati dell'analisi modale svolta: la prima tabella riporta le frequenze dei periodi propri della struttura per i primi modi di vibrare, la seconda invece le percentuali di massa attivate per ogni singolo modo.

Tabella 4. 1- Frequenze e periodi dei primi 15 modi propri della struttura

EIGENVALUE ANALYSIS			
Mode No	Frequency		Period
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	6.586	1.0482	0.954
2	7.4798	1.1905	0.84
3	8.4547	1.3456	0.7432
4	9.0387	1.4385	0.6951
5	9.1595	1.4578	0.686
6	9.4556	1.5049	0.6645
7	10.3165	1.6419	0.609
8	10.3589	1.6487	0.6066
9	10.7044	1.7037	0.587
10	11.6561	1.8551	0.539
11	12.2127	1.9437	0.5145
12	13.0054	2.0699	0.4831
13	13.5864	2.1623	0.4625
14	14.5226	2.3113	0.4326
15	16.3446	2.6013	0.3844

Tabella 4. 2-Partecipazione modale attivati nei modi traslazionali

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT						
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	33.675	33.675	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.001	33.676	42.134	42.134	0.000	0.000
3	6.466	40.142	0.006	42.140	0.000	0.000
4	0.010	40.151	25.968	68.108	0.000	0.000
5	27.809	67.961	0.010	68.117	0.000	0.000
6	17.067	85.027	0.000	68.117	0.000	0.000
7	0.000	85.027	23.118	91.235	0.000	0.000
8	1.742	86.770	0.001	91.235	0.000	0.000
9	4.168	90.937	0.001	91.237	0.000	0.000
10	1.487	92.424	0.001	91.237	0.000	0.000
11	1.648	94.072	0.000	91.237	0.000	0.000
12	0.001	94.073	5.511	96.749	0.000	0.000
13	2.055	96.128	0.001	96.750	0.000	0.000
14	0.000	96.128	0.000	96.750	0.000	0.000
15	0.023	96.151	0.000	96.750	0.000	0.000

Tabella 4. 3-Partecipazione modale attivati nei modi rotazionali

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT						
Mode No	ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.000	0.000	6.558	6.558	1.019	1.019
2	1.364	1.364	0.000	6.559	0.394	1.413
3	0.000	1.364	3.461	10.019	4.221	5.635
4	1.824	3.188	0.002	10.021	32.639	38.273
5	0.001	3.188	4.672	14.693	0.284	38.558
6	0.000	3.188	2.030	16.723	0.503	39.061
7	0.142	3.330	0.000	16.723	40.077	79.138
8	0.000	3.330	2.213	18.936	0.170	79.307
9	0.000	3.330	2.010	20.945	2.419	81.726
10	0.000	3.330	1.286	22.231	3.274	85.000
11	0.000	3.330	0.604	22.835	0.016	85.016
12	0.616	3.947	0.001	22.836	10.376	95.392
13	0.000	3.947	0.649	23.484	0.191	95.584
14	0.000	3.947	0.637	24.121	0.407	95.990
15	0.000	3.947	0.002	24.123	0.023	96.014

Dai risultati si può osservare come i primi 7 modi di vibrare superino l'85% di massa partecipante nelle due direzioni del piano X e Y.

Nelle immagini sottostanti si riporta una vista contour tridimensionale del modello per i principali modi di vibrare traslazionali.

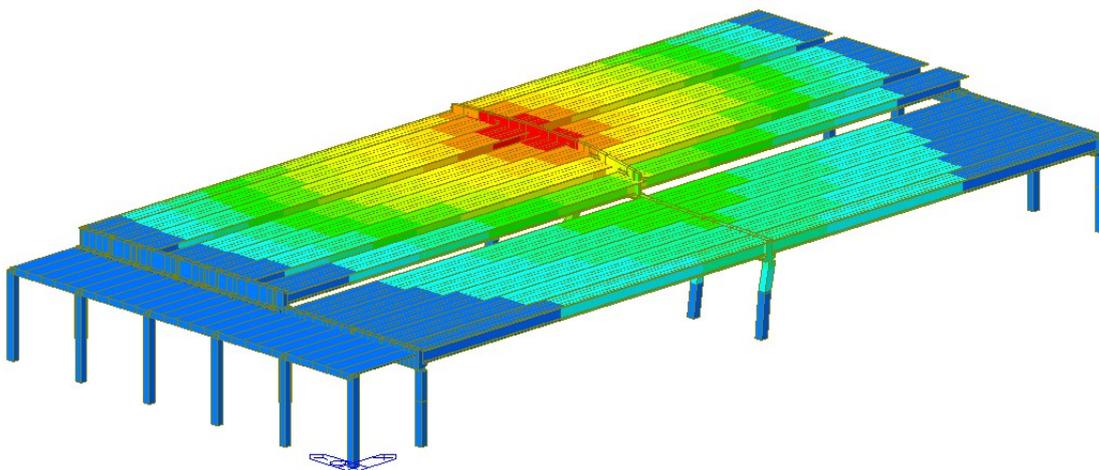


Figura 4. 1-1° modo T=0,95s TRAN-X =33,675%

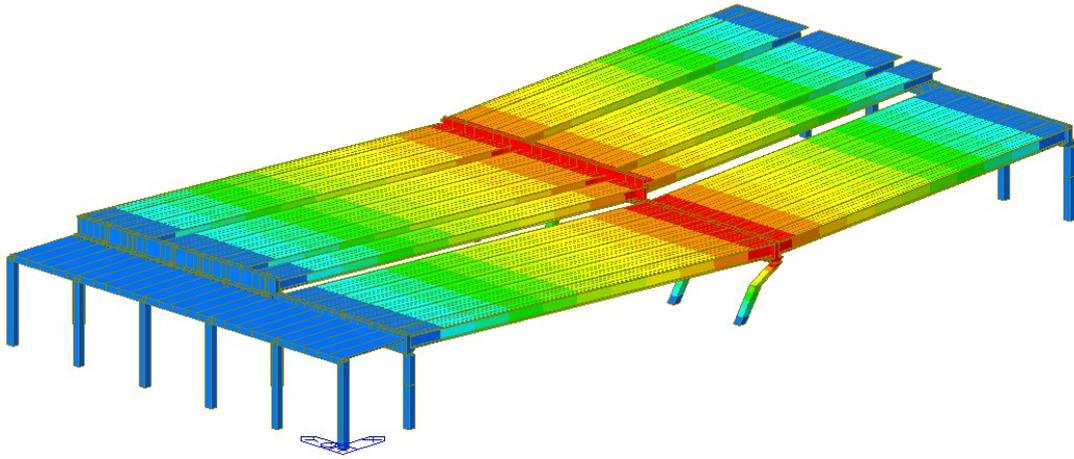


Figura 4. 2-2° modo $T=0,84s$ TRAN-Y =42,134%

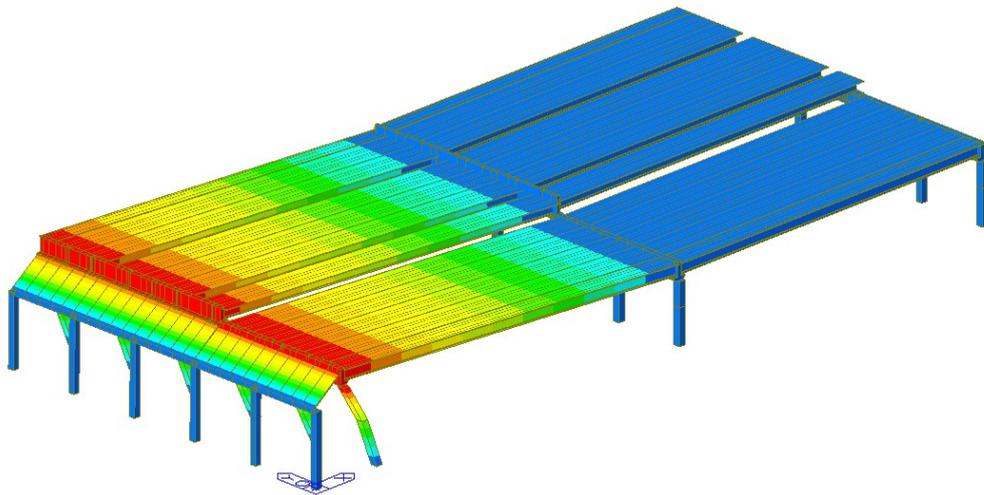


Figura 4. 3-4° modo $T=0,69s$ TRAN-Y =25,968%

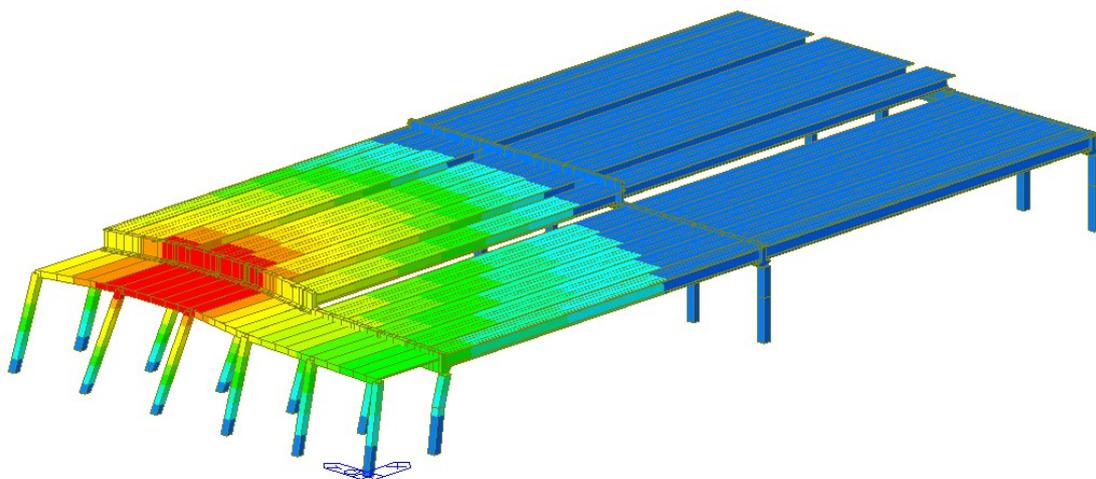


Figura 4. 4-5° modo $T=0,68s$ TRAN-X=27,809%

Dai risultati ottenuti dall'analisi modale si può osservare che la mancanza di un piano rigido in copertura, in quanto costituita da tegoli semplicemente appoggiati alla trave e non connessi tra di loro mediante una soletta integrativa; porti all'instaurarsi di modi locali che coinvolgono singole file di pilastri. Tuttavia, il vincolo tra tegoli e trave porta periodi propri elevati, e maggiori al caso in cui ci fosse un piano rigido in copertura. Questo porta a dei valori di ordinata spettrale fuori dal plateau e compresi nel tratto tra i periodi T_C e T_D associati quindi a delle accelerazioni minori.

4.2 VERIFICA DELLA CAPACITA' D'APPOGGIO

Una delle carenze della struttura nei confronti dell'azione sismica, è rappresentata dalla possibilità di caduta della copertura a causa dell'assenza di un efficace sistema di collegamento. La caratterizzazione dei fenomeni legati alla perdita d'appoggio risulta essere piuttosto complicata, in quanto essa può essere influenzata dalla presenza del sisma in direzione verticale e in genere dalla forza d'attrito che si genera all'appoggio fra il calcestruzzo e i cuscinetti di neoprene, la quale è difficilmente quantificabile e rappresentabile attraverso un modello numerico.

L'isostaticità degli elementi che compongono la copertura, permette di assumere delle semplificazioni nella modellazione delle stesse. Si andrà a considerare una singola fila di pilastri, con il fine di cogliere quello che è il loro spostamento in sommità. Per quanto riguarda lo spostamento dei tegoli, essendo il loro periodo di vibrazione elevato a causa fondamentalmente della loro labilità nei confronti delle azioni orizzontali, si assume che essi si spostino del massimo valore ricavabile dallo spettro di risposta in spostamento. Lo spettro elastico in spostamento è ricavato a partire dall'espressione che si riporta di seguito:

$$S_{De} = S_e(T) x \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

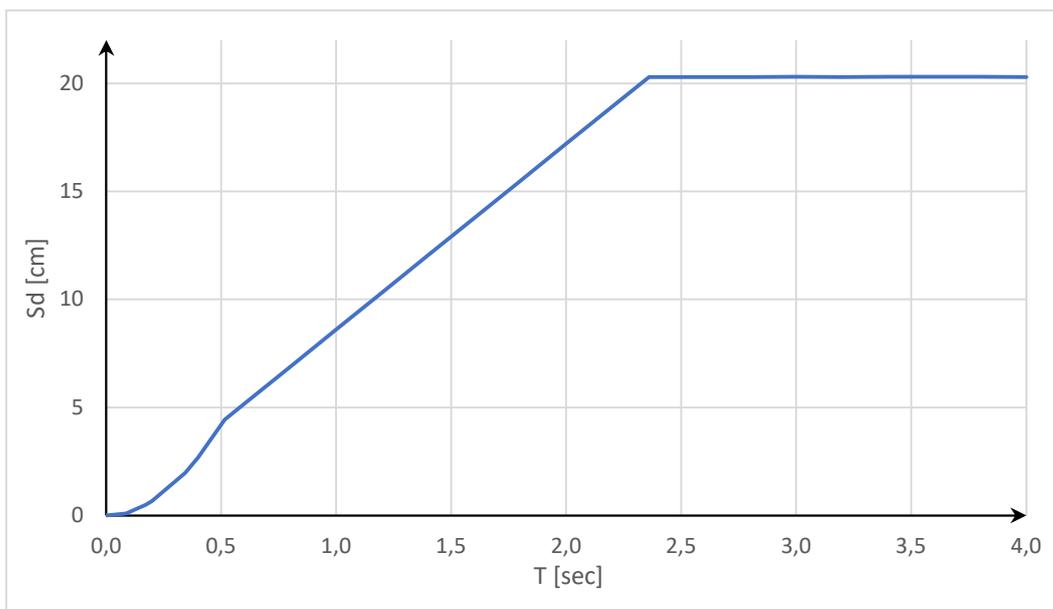


Figura 4. 5-Spettro elastico Periodo-Spostamento

Lo spostamento totale, ossia lo spostamento relativo tra tegolo e trave, è la somma di due contributi: lo spostamento della trave (δ_{TRAVE}) e lo spostamento del tegolo ($\delta_{TEGOLO} = 20,3 \text{ cm}$)

$$\delta_{TOT} = \delta_{TRAVE} + \delta_{TEGOLO}$$

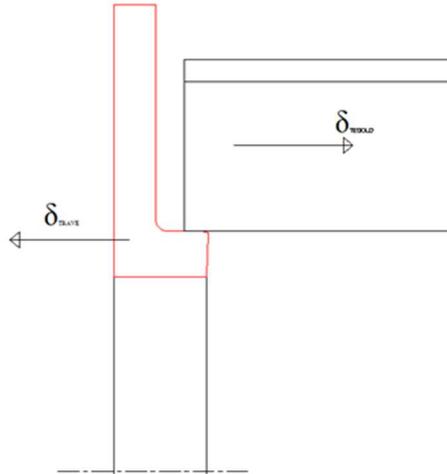


Figura 4. 6-Meccanismo per la verifica della capacità di appoggio tra tegolo e trave

Lo spostamento così ottenuto sarà confrontato con lo spostamento massimo ammissibile consentito dalla dimensione della capacità d'appoggio dei vari punti in cui i tegoli sono posizionati. La valutazione della capacità d'appoggio delle travi prefabbricate è stata calcolata partendo dalla capacità d'appoggio sottraendo ad essa il copriferro delle travi ed a favore di sicurezza un difetto di montaggio valutato pari ad 1cm.



Figura 4. 7-Valutazione della capacità d'appoggio

In tabella sottostante si riporta la verifica della capacità d'appoggio.

Tabella 4. 4-Risultati capacità d'appoggio copertura - trave

Trave	Capacità d'appoggio [cm]	Spostamento totale [cm]	FS
PIL 16-17-18	31,0	24,8	1,25
PIL 13-14-15-16	51,0	25,6	1,99
PIL 10-11-12	31,0	28,2	1,10
PIL 7-8-9-10	31,0	31,1	1,00
PIL 4-5-6	31,0	25,6	1,21
PIL 4-5-6 (solaio alveolare)	36,0	25,6	1,41
PIL 1-2-3-4	31,0	27,6	1,12
pil. gettati in opera	21,0	27,6	0,76

Come si può osservare la verifica della capacità d'appoggio non risulta verificata per il solaio alveolare semplicemente appoggiato nella trave prefabbricata nella fila dei pilastri gettati in opera.

Come definito precedentemente gli spostamenti delle travi sono stati valutati isolando le singole file di pilastri come da immagini sottostanti.

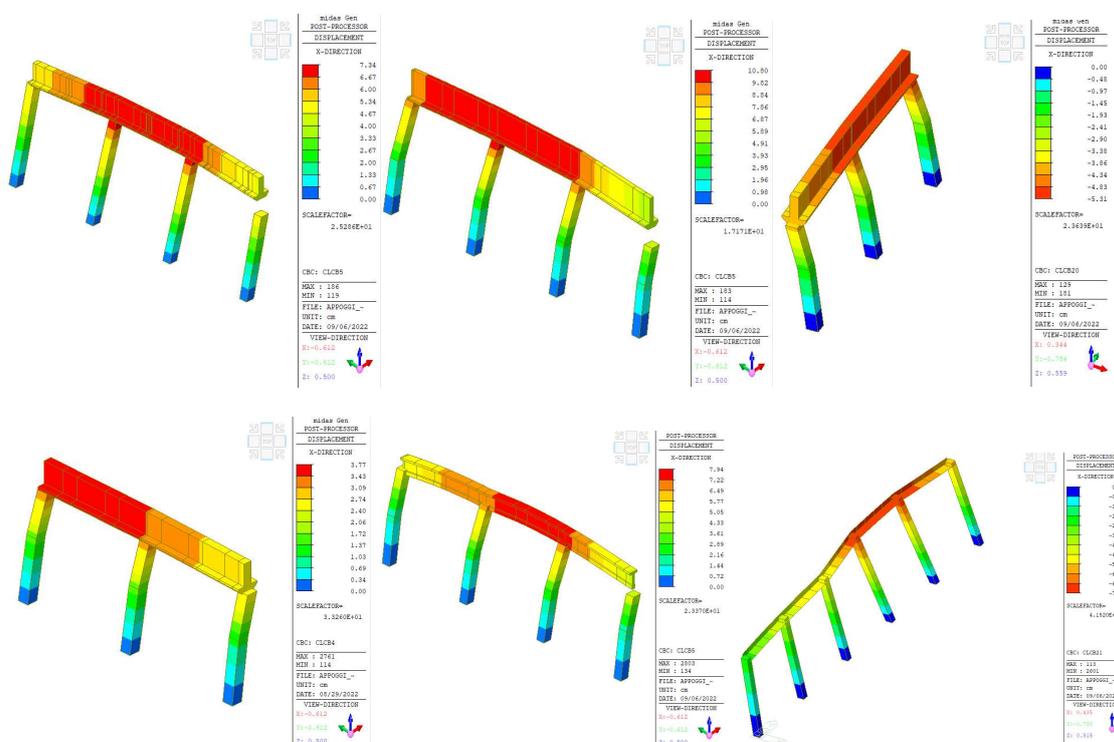


Figura 4. 8-Valutazione degli spostamenti delle singole file di pilastri

4.3 VERIFICA DELLE CONNESSIONI TRAVE-PILASTRO

Nel seguente capitolo si verificano le connessioni trave-pilastro. Nella struttura sono presenti due tipologie di connessioni:

- pilastri dal n°1 al n°12 e dal n°16 al n°18 presentano sommità quattro tirafondi di diametro 22mm in acciaio Fe 510;
- pilastri dal n°13 al n°16 presentano l'estremità a forcina per consentire l'alloggiamento della trave ad I.

Per la verifica di queste connessioni l'analisi dinamica lineare viene eseguita scalando lo spettro di risposta elastico del fattore di struttura pari a $q=1,5$, in quanto si ritiene che la struttura esistente abbia una scarsa capacità di dissipare energia. Si tratta infatti di una struttura progettata per resistere prevalentemente ai carichi verticali e a modeste azioni orizzontali dovute al carico vento. Non ci sono quindi i dettagli costruttivi necessari per prevenire rotture fragili e garantire la dissipazione energetica negli elementi duttili. Inoltre, le sollecitazioni sono ricavate dal modello più gravoso tra quello in cui si ipotizza funzionante l'appoggio tra tegole e travi e quelli in cui si considerano inefficaci gli appoggi dei tegole.

4.3.1 CONNESSIONI SPINOTTATE

Questa tipologia di connessioni è costituita da barre in acciaio annegate nel pilastro e passanti nella trave la cui principale funzione è quella di resistere alle forze orizzontali impedendo la traslazione relativa fra gli elementi e quindi la perdita di appoggio della trave. Il vincolo che si viene a creare è dunque una cerniera nel piano verticale contenente l'asse della trave ed un vincolo fisso nel piano verticale ortogonale alla trave.[7]

Nella valutazione della resistenza delle connessioni spinottate è necessario fare la seguente distinzione:

- azione dello spinotto contro il nucleo in calcestruzzo
- azione dello spinotto contro il copriferro in calcestruzzo e le staffe

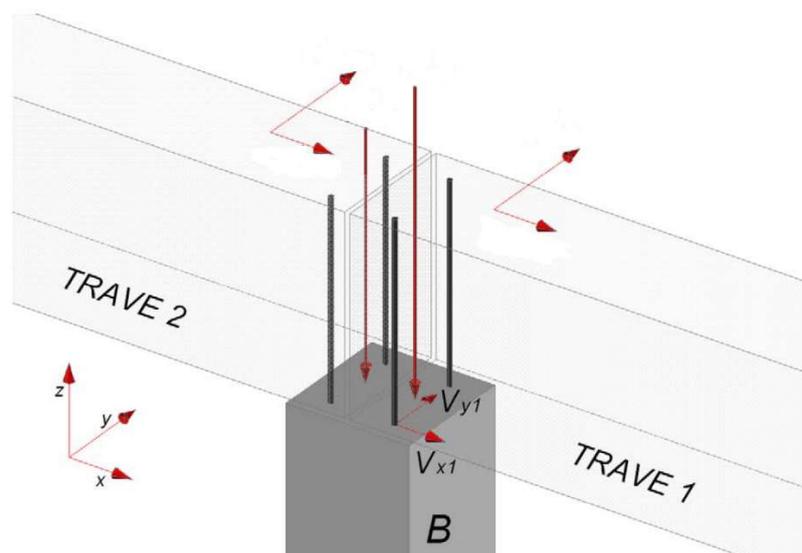


Figura 4. 9-Connessione spinottata

Il primo meccanismo è di tipo duttile in quanto si ha la crisi per contemporaneo snervamento dell'acciaio dello spinotto e schiacciamento del calcestruzzo. La seconda modalità di rottura invece è di tipo fragile poiché è causata dallo splitting del calcestruzzo.[8]

La resistenza può essere valutata da specifiche tecniche del produttore oppure utilizzando una delle relazioni disponibili in letteratura.

In particolare, si è fatto riferimento all' espressione fornita dalla CNR 10025:

$$V_{Rd} = c \cdot d_b^2 \sqrt{f_{cd} \cdot f_{sd}}$$

Dove:

c coefficiente correttivo, assunto pari a 1,20 a favore di sicurezza considerando in assenza di confinamento;

d_b diametro della barra;

f_{cd} resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;

f_{sd} tensione di progetto dell'acciaio.

L'espressione fornita dalla CNR 10025 è valida esclusivamente per eccentricità di taglio minori di 0,50.

Una fra le teorie presenti in letteratura maggiormente diffuse per la verifica delle connessioni spinottate è quella di Vintzeleou e Tassios. Gli studi effettuati da questi da quest’ultimi si basano sulla considerazione che lo spinotto annegato nel calcestruzzo si comporti come una trave su suolo elastico. [9] [10]

L’espressione fornita per la resistenza della connessione è:

$$V_{Rd} = 1,30 \cdot d_b^2 \sqrt{f_{cd} \cdot f_{sd}}$$

Come si può osservare l’espressione è simile alla formulazione proposta dalla CNR 10025. Vintzeleou e Tassios hanno anche proposto un’ulteriore espressione per la valutazione della resistenza della connessione spinottonata sotto carichi ciclici. La formulazione proposta è ricavata dimezzando la resistenza calcolata l’espressione fornita precedentemente, pertanto si ottiene:

$$V_{Rd} = 0,50 \cdot 1,30 \cdot d_b^2 \sqrt{f_{cd} \cdot f_{sd}}$$

In tabella sottostante si riportano i risultati ottenuti. Le sollecitazioni agenti nelle due direzioni e la resistenza è riferita all’intera connessione. La resistenza è pertanto ottenuta moltiplicando il numero di tirafondi presenti nella connessione per il valore di resistenza del singolo spinotto, assunto il valore minore tra le formulazioni precedentemente esposte.

Tabella 4. 5-Risultati connessione trave-pilastro con spinotti

n° pilastro	SISMA X	SISMA Y
1	0,38	0,19
2	0,63	1,26
3	0,63	1,26
4	0,80	0,75
5	0,74	0,72
6	0,63	0,36
7	0,40	0,47
8	0,58	0,95
9	0,59	0,95
10	0,81	0,54
11	0,72	0,55
12	0,66	0,28
16	0,37	0,22
17	1,28	0,79
18	0,35	0,39

Dai risultati si può osservare che le connessioni più critiche risultino essere quelle dei pilastri d'angolo, poiché a differenza degli altri la connessione trave-pilastro è costituita da 2 tirafondi e non 4 come avviene nei pilastri interni.

4.3.2 CONNESSIONI CON FORCELLA

La condizione di vincolo tra trave ad I e forcella dei pilastri rappresenta un elemento di vulnerabilità per rottura della forcella a causa del ribaltamento della trave nei confronti dell'azione orizzontale nella direzione ortogonale all'asse longitudinale delle travi. L'azione sismica orizzontale, infatti, risulta applicata in sommità alle travi, generando un momento ribaltante che viene contrastato solo dal peso proprio della copertura e dal vincolo garantito dalla forcella del pilastro. Il braccio della forza sismica ribaltante, ossia la forza trasmessa dalla trave alla forcella, si è assunto l'altezza della forcella stessa $B_{instab}=89$ cm. Il braccio della forza stabilizzante è stato considerato pari alla metà della larghezza dell'alloggiamento della trave tra le due forcelle $B_{instab}=7,25$ cm.

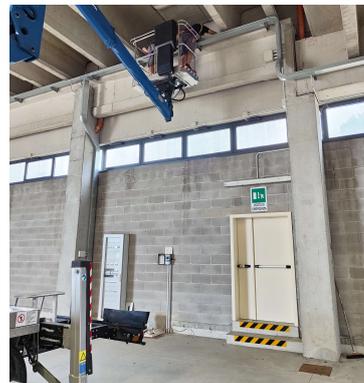
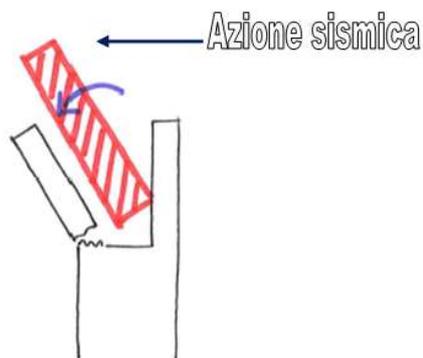


Figura 4. 10-dx: meccanismo di rottura a flessione della forcella; sx: foto delle connessioni a forcella presenti nella struttura

Nelle tabelle sottostanti viene riportato la verifica delle forcelle a flessioni, i calcoli ed i risultati sono proposti in forma tabellare.

Tabella 4. 6-Verifica a flessione della forcella, pilastro n°13

Forza sismica agente	F_h	163,89	kN
Braccio forza instabilizzante	B_{instab}	0,86	m
Peso Proprio	P.P	209,33	kN
Braccio forza stabilizzante	B_{stab}	0,07	m
Momento sollecitante	M_{ed}	125,77	kNm
Momento resistente	M_{Rd}	38,37	kNm
Rapporto di verifica	M_{Rd}/M_{ed}	0,31	

Tabella 4. 7-Verifica a flessione della forcella, pilastro n°14

Forza sismica agente	F_h	188,46	kN
Braccio forza instabilizzante	B_{instab}	0,86	m
Peso Proprio	P.P	334,50	kN
Braccio forza stabilizzante	B_{stab}	0,07	m
Momento sollecitante	M_{ed}	137,82	kNm
Momento resistente	M_{Rd}	38,37	kNm
Rapporto di verifica	M_{Rd}/M_{ed}	0,28	

Tabella 4. 8-Verifica a flessione della forcella, pilastro n°15

Forza sismica agente	F_h	266,52	kN
Braccio forza instabilizzante	B_{instab}	0,86	m
Peso Proprio	P.P	334,50	kN
Braccio forza stabilizzante	B_{stab}	0,07	m
Momento sollecitante	M_{ed}	204,96	kNm
Momento resistente	M_{Rd}	38,37	kNm
Rapporto di verifica	M_{Rd}/M_{ed}	0,19	

TITOLO: FORCELLA_PIL_13-14-15-16

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 6 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-10,25	-27,5	1	1,54	-6,75	-24
2	10,25	-27,5	2	1,54	6,75	-24
3	10,25	27,5	3	1,54	6,75	-8
4	-10,25	27,5	4	1,54	6,75	8
			5	1,54	6,75	24
			6	1,54	-6,75	24

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
FeB44k **C45/55**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_y 373,9 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_c 25,86 N/mm²
 E_s/E_c 15 I_{cc}/I_c 0,8
 ϵ_{sy} 1,87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,9333
 τ_{c1} 2,543

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli:
 M_{xRd} 0 kNm
 M_{yRd} -38,37 kNm
 σ_c -25,06 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 19,18 ‰
 d 17 cm
 x 2,623 x/d 0,1543
 δ 0,7

Parametri:
 N rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 90
 Precompresso

Figura 4. 11-Momento resistente della forcella (VCA-SLU Gelfi)

Il pilastro 16 essendo posizionato nel cambio d'altezza della copertura presenta sia la connessione a forcella per la trave ad I che la connessione con 2 tirafondi per la trave ad L, come si può osservare in figura sottostante. In fase di indagine sono state definite le dimensioni geometriche della forcella, la quale presenta una sezione ridotta.



Figura 4. 12-Forcella presene nel pilastro n°16

Tabella 4. 9-Verifica a flessione della forcella, pilastro n°16

Forza sismica agente	F_h	95,53	kN
Braccio forza instabilizzante	B_{instab}	0,86	m
Peso Proprio	P.P	167,25	kN
Braccio forza stabilizzante	B_{stab}	0,07	m
Momento sollecitante	M_{ed}	70,03	kNm
Momento resistente	M_{Rd}	18,46	kNm
Rapporto di verifica	M_{Rd}/M_{ed}	0,26	

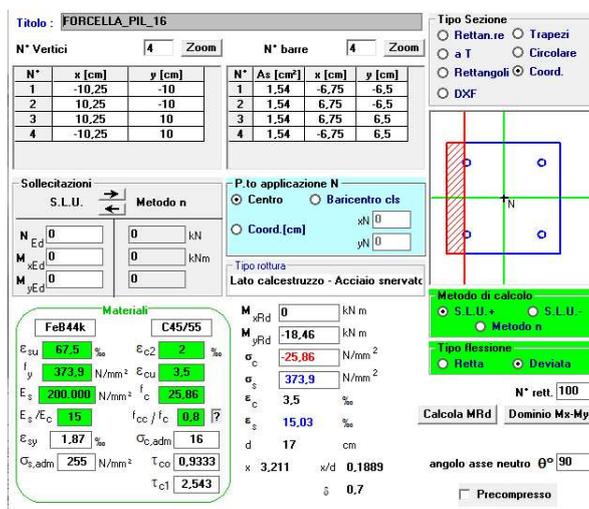


Figura 4. 13-Momento resistente della forcella (VCA-SLU Gelfi)

Le forcelle essendo degli elementi nella quale si ha una concentrazione di forze sono delle zone diffuse; pertanto, le ipotesi di Bernoulli di conservazione delle sezioni piane viene meno. Il comportamento dell'elemento strutturale viene idealizzato mediante un traliccio ideale composto da aste compresse di calcestruzzo e aste tese in acciaio collegate tra loro mediante nodi. Le armature metalliche presenti sono utilizzate oltre che come tiranti anche come elementi atti a deviare le forze di compressione.

I nodi che vengono a crearsi tra le aste possono essere distinti in funzione degli elementi che vi convergono in:

- nodi CCC in cui convergono tre puntoni;
- nodi CCT in cui convergono due puntoni e un tirante;
- nodi CTT un puntone e due tiranti;
- nodi TTT in cui convergono tre tiranti.

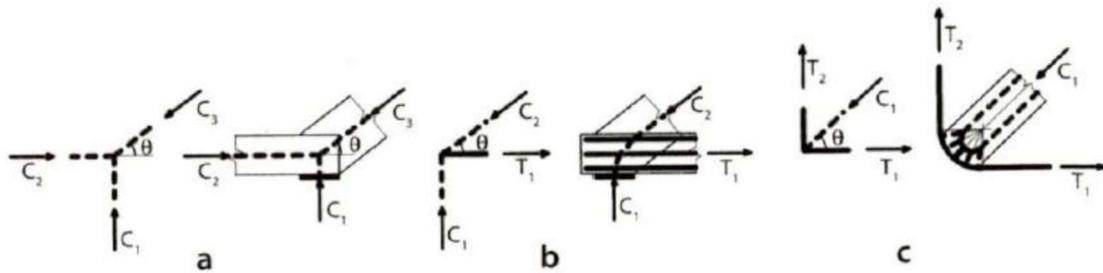


Figura 4. 14-a) nodo CCC; b) nodo CCT; c) nodo CTT; [Calcestruzzo strutturale- T. Antonini]

Le verifiche necessarie sono:

- snervamento barre di armatura

$$Q_s \leq A_s \cdot f_{yd}$$

- schiacciamento bielle compresse

$$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd,ma} = f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (\text{EC2 per zone compresse fessurate})$$

- schiacciamento zone nodali

$$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd} = k_1 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

Dove a seconda della tipologia del nodo varia il coefficiente k_1 :

CCC $k_1 = 1,00$

CCC $k_1 = 0,85$

CCC $k_1 = 0,75$

In tabella sottostante si riportano i risultati:

Tabella 4. 10-Risultati verifiche forcelle a flessione e taglio

n° PILASTRO	DIREZIONE SISMA	MECCANISMO ROTTURA	FS
13	X	flessione	0,305
		taglio (strut&tie)	0,129
14	X	flessione	0,278
		taglio (strut&tie)	0,112
15	X	flessione	0,187
		taglio (strut&tie)	0,080
16	X	flessione	0,264
		taglio (strut&tie)	0,221

Come si può osservare la verifica con meccanismo Strut&Tie risulta essere più gravosa della verifica a flessione della forcella, questo dovuto dal fatto che le staffe all'interno della forcella hanno un diametro ridotto (6 mm) e un passo eccessivo (15 cm).

4.4 VERIFICA PRESSOFLESSIONE PILASTRI

Nel seguente paragrafo si verificherà la resistenza dei pilastri nell'ipotesi che vi sia un collegamento a cerniera ideale fra le travi ed i pilastri e tra tegoli e travi, assumendo quindi che l'attrito sia in grado di assicurare il mutuo collegamento fra i vari elementi strutturali. Questo con il fine di valutare la risposta dei pilastri in termini di resistenza, non essendo stati progettati per sopportare azioni sismiche.

Si adotta un fattore di struttura pari a $q=2,50$ in quanto si ritiene che la struttura per la modalità di rottura a pressoflessione sia in grado di dissipare una quota parte di energia e abbia adeguata duttilità, verificando inseguito che il meccanismo di rottura a pressoflessione si attivi prima rispetto alla rottura a taglio del pilastro. Quest'ultima ipotesi è confermata, in quanto come si può osservare nel proseguo della relazione la verifica a taglio dei pilastri risulti meno gravosa rispetto a quella a pressoflessione; pertanto, la modalità di rottura duttile a pressoflessione è anticipata rispetto a quella fragile rappresentata dalla rottura a taglio dei pilastri

Nelle figure sottostanti si riportano i diagrammi dei momenti flettenti nelle due direzioni (M_y e M_z) per le combinazioni sismiche maggiormente sollecitanti.

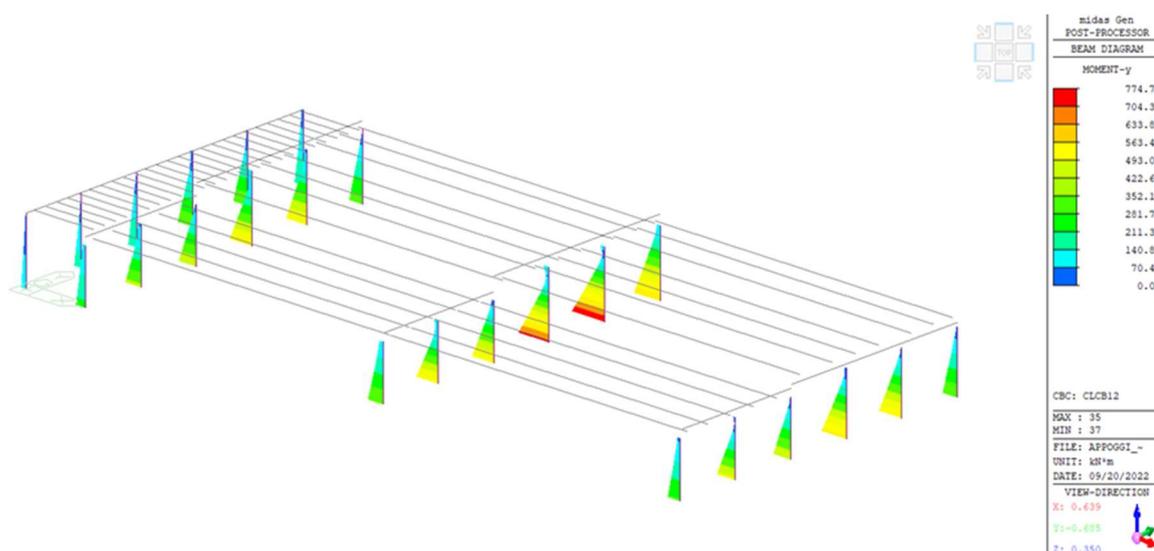


Figura 4. 15-Diagrammi momento flettenti (M_y)

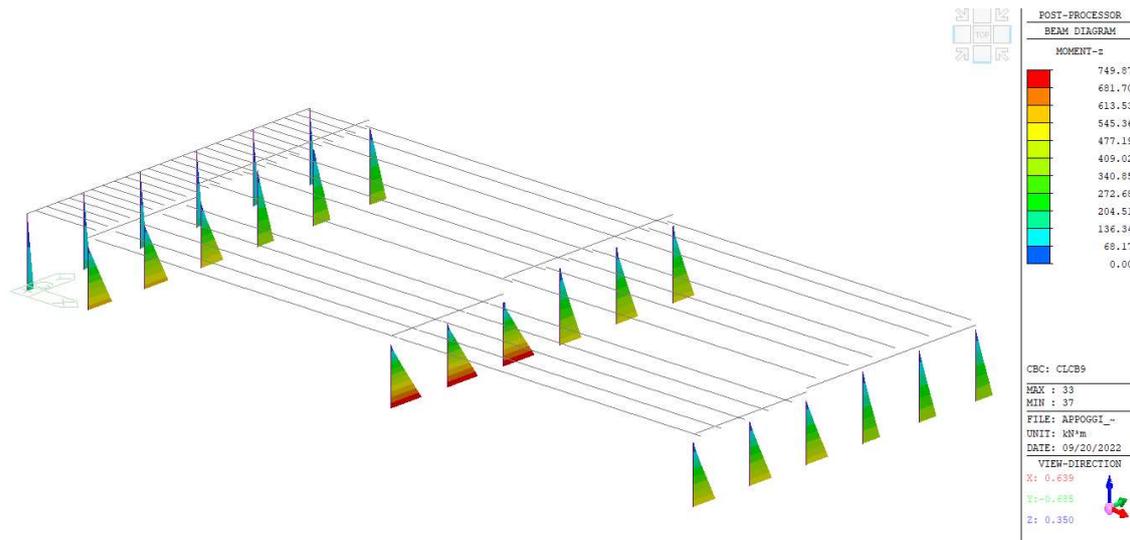


Figura 4. 16-Diagramma momento flettente (M_z)

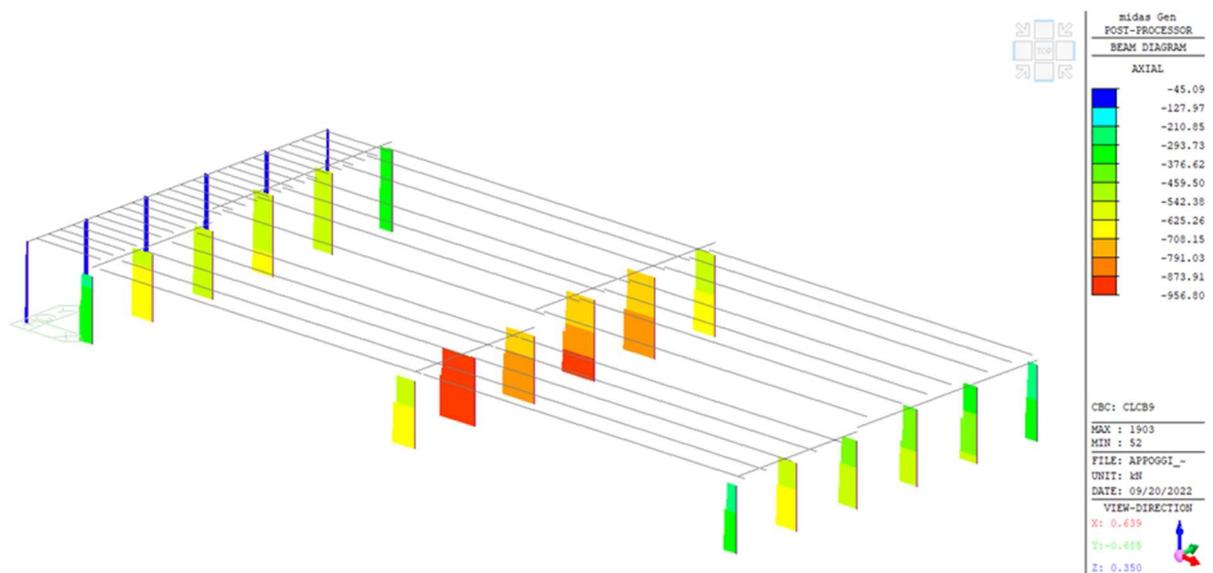


Figura 4. 17-Diagramma sforzo di compressione (N)

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione dei pilastri maggiormente sollecitati per ognuna delle tipologie di sezioni dei pilastri presenti nella struttura.

- Pilastro n° 8

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=774,76$ kNm; $M_{Ed,z}=157,45$ kNm; $N_{Ed}=856,44$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=358,80$ kNm; $M_{Ed,z}=68,80$ kNm;

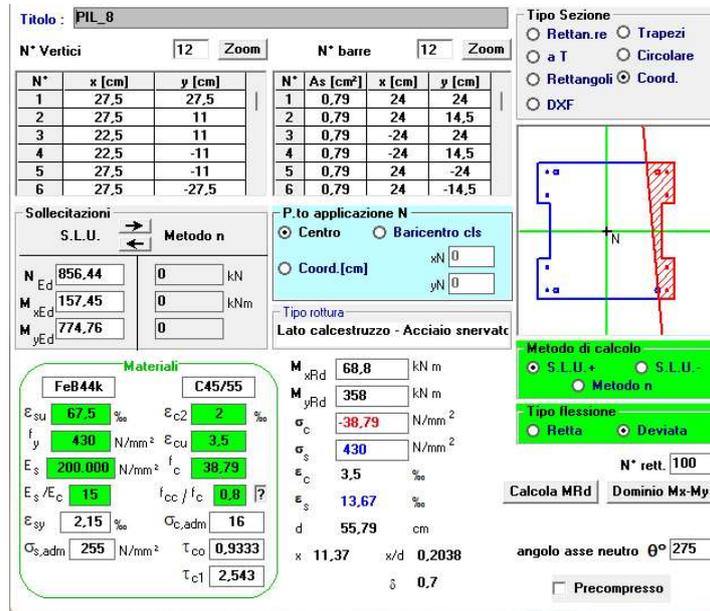


Figura 4. 18-Verifica pressoflessione pilastro n°8 [VCA-SLU Gelfi]

- Pilastro n° 10

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=171,81$ kNm; $M_{Ed,z}=749,54$ kNm; $N_{Ed}=873,63$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=94,98$ kNm; $M_{Ed,z}=381,50$ kNm;

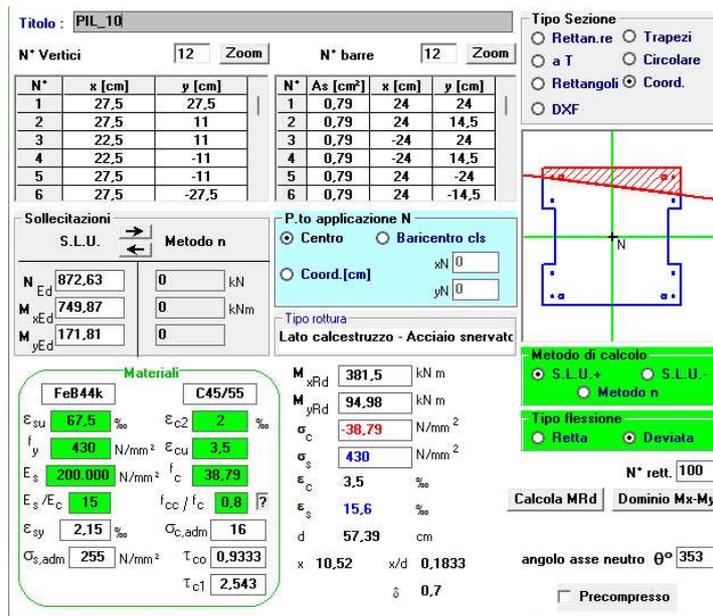


Figura 4. 19-Verifica pressoflessione pilastro n°10 [VCA-SLU Gelfi]

- Pilastro n°12

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=81,44$ kNm; $M_{Ed,z}=748,83$ kNm; $N_{Ed}=607,58$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=39,50$ kNm; $M_{Ed,z}=239,10$ kNm;

Titolo: PIL_12

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	27,5	27,5
2	27,5	11
3	22,5	11
4	22,5	-11
5	27,5	-11
6	27,5	-27,5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0,79	24	24
2	0,79	24	14,5
3	0,79	24	-24
4	0,79	24	-14,5
5	2,54	24	24
6	2,54	-24	24

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 603,84 0 kN
 M_{xEd} 748,83 0 kNm
 M_{yEd} 81,44 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: FeB44k C45/55

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_y 430 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_c 38,79 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_c 0,8
 ϵ_{sy} 2,15 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,9333
 τ_{c1} 2,543

M_{xRd} 293,1 kN m
 M_{yRd} 39,5 kN m
 σ_c -38,79 N/mm²
 σ_s 430 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 23,76 ‰
 d 54,97 cm
 x 7,057 x/d 0,1284
 δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 356

Precompresso

Figura 4. 20-Verifica pressoflessione pilastro n°12 [VCA-SLU Gelfi]

- Pilastro n°7

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=643,70$ kNm; $M_{Ed,z}=159,26$ kNm; $N_{Ed}=600,32$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=253,30$ kNm; $M_{Ed,z}=61,16$ kNm;

Titolo: PIL_7

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	27,5	27,5
2	27,5	11
3	22,5	11
4	22,5	-11
5	27,5	-11
6	27,5	-27,5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0,79	24	24
2	0,79	24	14,5
3	0,79	24	-24
4	0,79	24	-14,5
5	2,54	24	24
6	2,54	-24	24

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 600,32 0 kN
 M_{xEd} 159,26 0 kNm
 M_{yEd} 643,7 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: FeB44k C45/55

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_y 430 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_c 38,79 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_c 0,8
 ϵ_{sy} 2,15 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,9333
 τ_{c1} 2,543

M_{xRd} 61,16 kN m
 M_{yRd} 253,3 kN m
 σ_c -38,79 N/mm²
 σ_s 430 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 20,18 ‰
 d 54,97 cm
 x 8,124 x/d 0,1478
 δ 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 274

Precompresso

Figura 4. 21-Verifica pressoflessione pilastro n°7 [VCA-SLU Gelfi]

- Pilastro n°15

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=589,49$ kNm; $M_{Ed,z}=125,70$ kNm; $N_{Ed}=478,56$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=454,00$ kNm; $M_{Ed,z}=84,89$ kNm;

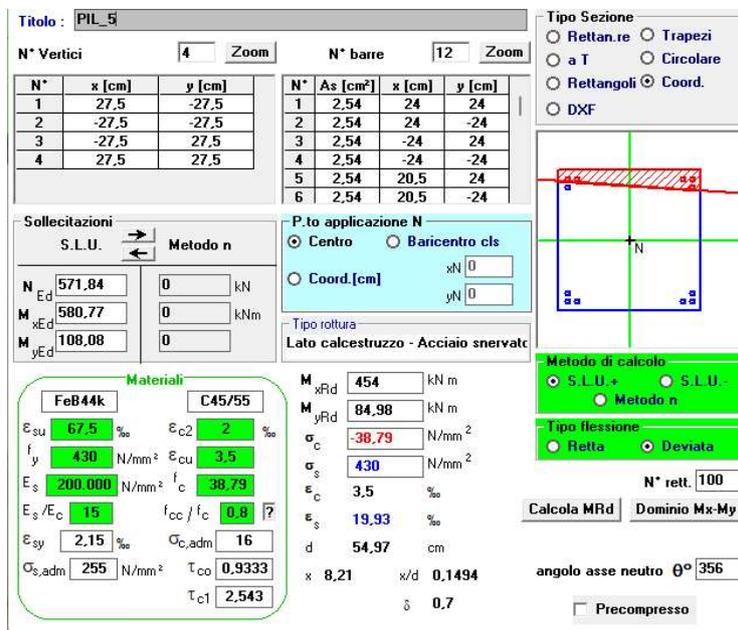


Figura 4. 22-Verifica pressoflessione pilastro n°15 [VCA-SLU Gelfi]

-Pilastro n°5

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=108,08$ kNm; $M_{Ed,z}=580,77$ kNm; $N_{Ed}=571,84$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=86,98$ kNm; $M_{Ed,z}=432,90$ kNm;

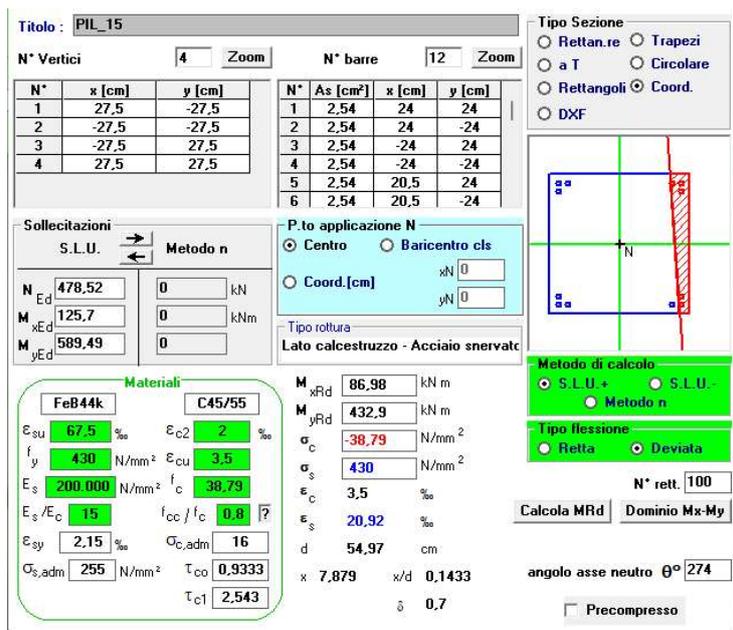


Figura 4. 23-Verifica pressoflessione pilastro n°5 [VCA-SLU Gelfi]

- Pilastro n°13

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=125$ kNm; $M_{Ed,z}=414,60$ kNm; $N_{Ed}=326,66$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=63,15$ kNm; $M_{Ed,z}=193,50$ kNm;

Titolo: PIL_13

N° Vertici: 4 **N° barre:** 4

N°	x [cm]	y [cm]
1	27,5	-27,5
2	-27,5	-27,5
3	-27,5	27,5
4	27,5	27,5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2,54	24	24
2	2,54	24	-24
3	2,54	-24	24
4	2,54	-24	-24

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 326,60 kN
 M_{xEd} 124,91 kNm
 M_{yEd} 346,93 kN

Materiali: FeB44k, C45/55

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_y 430 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_c 38,79 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_c 0,8
 ϵ_{sy} 2,15 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,9333 τ_{c1} 2,543

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Tipo flessione: Retta Deviata

M_{xRd} 63,15 kNm
 M_{yRd} 193,5 kNm
 σ_c -38,79 N/mm²
 σ_s 430 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 31,72 ‰
 d 54,97 cm
 x 5,463 x/d 0,09938
 δ 0,7

angolo asse neutro θ° 274

Figura 4. 24-Verifica pressoflessione pilastro n°13 [VCA-SLU Gelfi]

- Pilastro n°6

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=28,62$ kNm; $M_{Ed,z}=584,33$ kNm; $N_{Ed}=355,93$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=19,51$ kNm; $M_{Ed,z}=202,40$ kNm;

Titolo: PIL_6

N° Vertici: 4 **N° barre:** 4

N°	x [cm]	y [cm]
1	27,5	-27,5
2	-27,5	-27,5
3	-27,5	27,5
4	27,5	27,5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2,54	24	24
2	2,54	24	-24
3	2,54	-24	24
4	2,54	-24	-24

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 355,93 kN
 M_{xEd} 584,33 kNm
 M_{yEd} 28,26 kN

Materiali: FeB44k, C45/55

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_y 430 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_c 38,79 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_c 0,8
 ϵ_{sy} 2,15 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,9333 τ_{c1} 2,543

P.to applicazione N: Centro

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Tipo flessione: Retta Deviata

M_{xRd} 202,4 kNm
 M_{yRd} 19,51 kNm
 σ_c -38,79 N/mm²
 σ_s 430 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 43,29 ‰
 d 52,39 cm
 x 3,919 x/d 0,0748
 δ 0,7

angolo asse neutro θ° 359

Figura 4. 25-Verifica pressoflessione pilastro n°6 [VCA-SLU Gelfi]

- Pilastro gettato in opera lato est

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=348,67$ kNm; $M_{Ed,z}=46,88$ kNm; $N_{Ed}=133,02$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=129,60$ kNm; $M_{Ed,z}=12,16$ kNm;

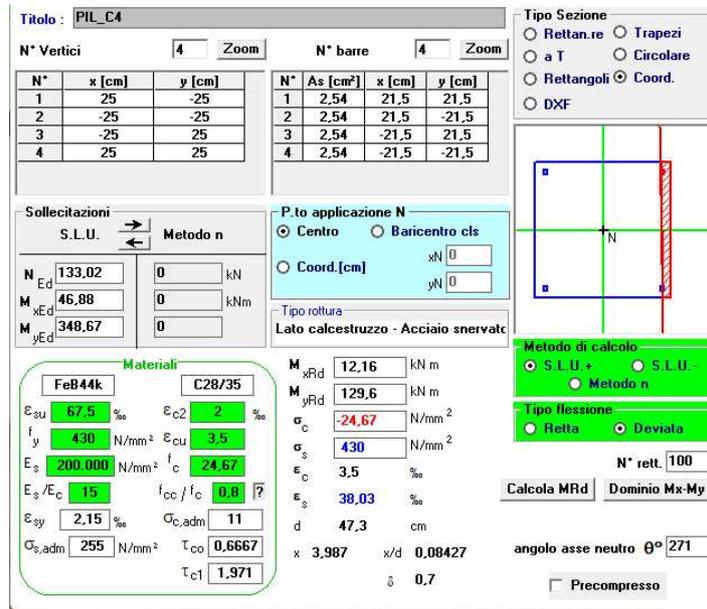


Figura 4. 26-Verifica pressoflessione pilastro gettato in opera [VCA-SLU Gelfi]

- Pilastro rompitratta porta pannello orizzontale

Azioni sollecitanti: $M_{Ed,y}=21,03$ kNm; $M_{Ed,z}=70,11$ kNm; $N_{Ed}=93,50$ kN

Azioni resistenti: $M_{Rd,y}=54,73$ kNm; $M_{Ed,z}=195,00$ kNm;

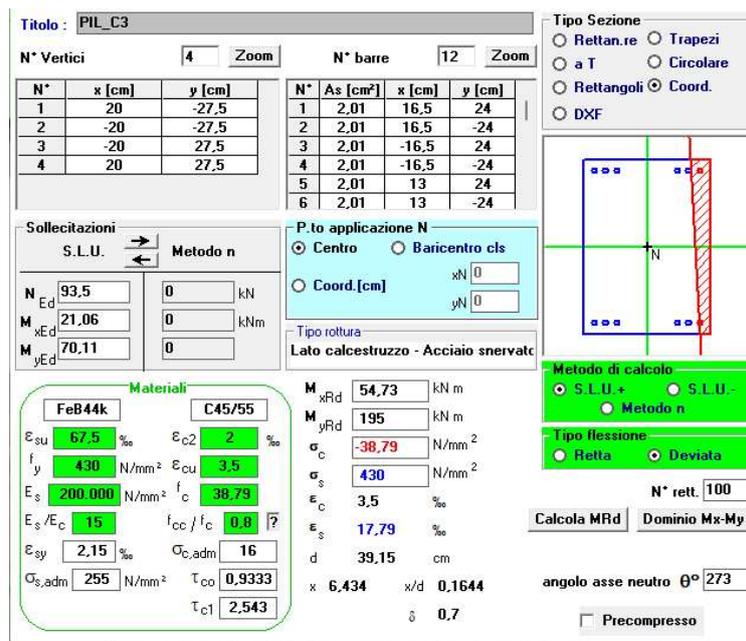


Figura 4. 27-Verifica pressoflessione pilastro porta pannello [VCA-SLU Gelfi]

In tabella sono riportati i risultati i termini di FS (M_{Rd}/M_{Ed}). Il valore minore del fattore di sicurezza nelle due direzioni del sisma, come si può osservare si ha per il Pilastro n° 6 ed il pilastro gettato in opera. Il primo a causa della ridotta armatura longitudinale, mentre il secondo essendo un pilastro in c.a. gettato in opera risulta avere una classe di calcestruzzo (C28/35) inferiore rispetto a quella dei pilastri prefabbricati (C44/55), inoltre anch'esso presentare un'armatura longitudinale insufficiente in relazione alle sollecitazioni agenti.

Tabella 4. 11-Risultati verifiche a pressoflessione pilastri

n° PIL	DIR. SISMA	FS=(M_{Rd}/M_{Ed})
8	X	0,46
	Y	0,71
10	X	0,68
	Y	0,51
7	X	0,39
	Y	0,55
12	X	0,70
	Y	0,39
15	X	0,73
	Y	1,02
5	X	1,17
	Y	0,78
13	X	0,55
	Y	0,47
6	X	0,82
	Y	0,35
Pil.get. in opera	X	0,37
	Y	0,81
Pil. portanello	X	2,77
	Y	3,92

4.5 VERIFICA A TAGLIO PILASTRI

La verifica a taglio dei pilastri è stata volta, come definito dalla normativa, con il taglio sollecitante agente sul pilastro minore tra quello attenuato dall'analisi sismica elastica ($q=1,50$) e quello ricavato dalla derivata del momento resistente dei pilastri incrementate del fattore di sovrarresistenza assunto pari a 1,20. In questo caso le sollecitazioni di taglio minori sono proprio quest'ultime.

Per ogni pilastro sono state valutate la resistenza a taglio fornita da: meccanismi secondari, armatura specifica e taglio ciclico rispettivamente con le seguenti formule.

- resistenza a taglio fornita dai meccanismi secondari del calcestruzzo (pto, 4.1.2.3.5.1 NTC2018):

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d ; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

Dove:

d è l'altezza utile della sezione;

ρ_l è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione.

- resistenza a taglio fornita dall'armatura specifica (pto, 4.1.2.3.5.2 NTC2018):

$$V_{Rd} = \min(V_{Rdc}; V_{Rsd}) \text{ con: } \begin{cases} V_{Rdc} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \frac{\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\vartheta)}{1 + \text{ctg}^2(\vartheta)} \\ V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{tg}(\alpha) + \text{ctg}(\vartheta)) \cdot \sin(\alpha) \end{cases}$$

Dove:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s passo delle staffe;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

α_c coefficiente maggiorativo.

- resistenza a taglio in condizioni cicliche (pto. C8.7.2.3.5)

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{H-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(0,5; \mu_{\Delta,pl})) \right] \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{H}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_W \right]$$

Dove:

γ_{el} =1,15 per gli elementi primari e 1,0 per quelli secondari;

H è l'altezza della sezione;

x è l'altezza della zona compressa;

N è lo sforzo normale di trazione;

L_V è la luce di taglio;

A_c è l'area della sezione;

f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo;

ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;

V_W è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio.

In tabella sottostante si riportano il calcolo dei singoli contributi di resistenza a taglio definiti con le formulazioni sopra riportate. Le verifiche sono state eseguite per i pilastri maggiormente sollecitati per ognuna delle tipologie di sezioni presenti nella struttura.

Dai risultati riportati si può osservare come la resistenza fornita dai meccanismi secondari del calcestruzzo (quali: effetto pettine, ingranamento degli inerti e l'effetto spinotto-bietta) risultino superiori alla resistenza fornita dalla specifica armatura a taglio. Questo risultato è dovuto dal fatto che tipicamente i pilastri prefabbricati presentano delle sezioni modeste e calcestruzzo di classe elevate, al contrario l'armatura trasversale è costituita da staffe di diametro ridotto ($\Phi 8\text{mm}$) con passo eccessivo (250 mm) e solamente alle estremità un leggero infittimento.

Tabella 4. 12-Risultati verifica a taglio pilastri

n° Pilastro	Direzione sisma	MEC. SECONDARI		ARMATURA SPECIFICA		TAGLIO CICLICO	
		V _{Rd} (kN)	FS	V _{Rd} (kN)	FS	V _{Rd} (kN)	FS
8	X	233,53	262,9%	69,69	80,0%	75,10	86,3%
	Y	237,25	263,5%	56,16	63,5%	63,38	71,7%
10	X	235,95	272,0%	69,69	82,0%	75,10	88,4%
	Y	239,48	250,2%	56,16	59,8%	63,39	67,5%
7	X	210,53	298,9%	69,69	100,9%	76,87	111,3%
	Y	210,76	218,8%	62,93	66,0%	71,10	74,4%
15	X	218,22	275,9%	69,69	89,4%	78,65	100,9%
	Y	218,23	228,0%	69,69	73,9%	78,64	83,4%
5	X	231,33	232,1%	69,69	71,4%	78,65	80,6%
	Y	231,33	232,0%	69,69	71,4%	78,65	80,6%
13	X	184,38	298,9%	69,69	114,6%	78,64	129,3%
	Y	184,38	186,2%	69,69	71,4%	78,64	94,5%
6	X	188,51	284,6%	69,69	106,8%	78,64	121,7%
	Y	188,51	327,2%	69,69	122,7%	78,64	138,4%
Pil. get. in opera	X	112,00	349,5%	78,66	252,1%	79,49	254,8%
	Y	112,00	452,2%	78,66	326,1%	79,49	329,6%

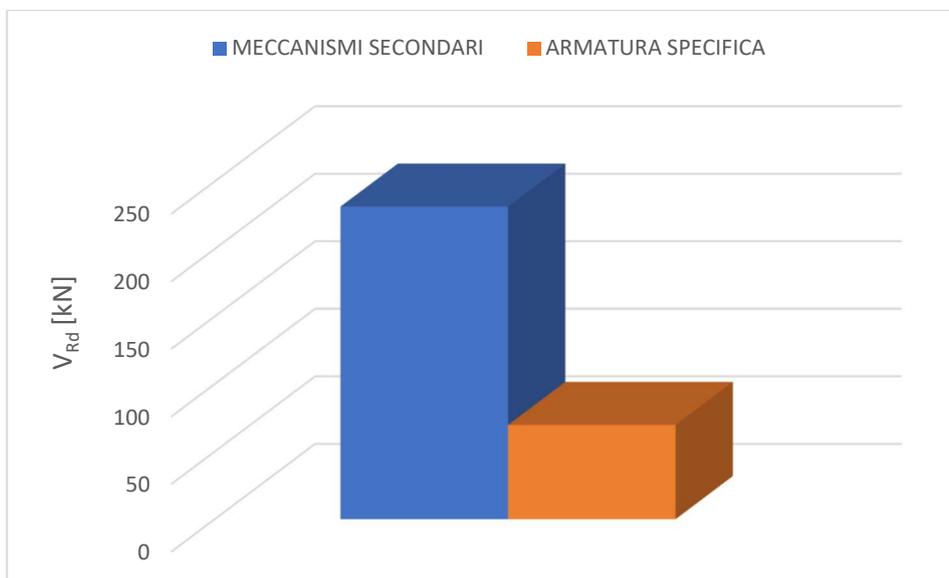


Figura 4. 28-Confronto tra le resistenze a taglio dei meccanismi secondari e staffe

4.6 VERIFICA PLINTO A BICCHIERE

La verifica del plinto a bicchiere si esegue in accordo con le formulazioni presenti nella *CNR 10025-Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo*. Il plinto viene considerato come un sistema monolitico nel quale si individuano dei meccanismi tirante-puntone. [11] [12]

Le sollecitazioni agenti nella base del pilastro si scompongono in forze agenti sul bicchiere secondo il seguente meccanismo riportato in figura sottostante.

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

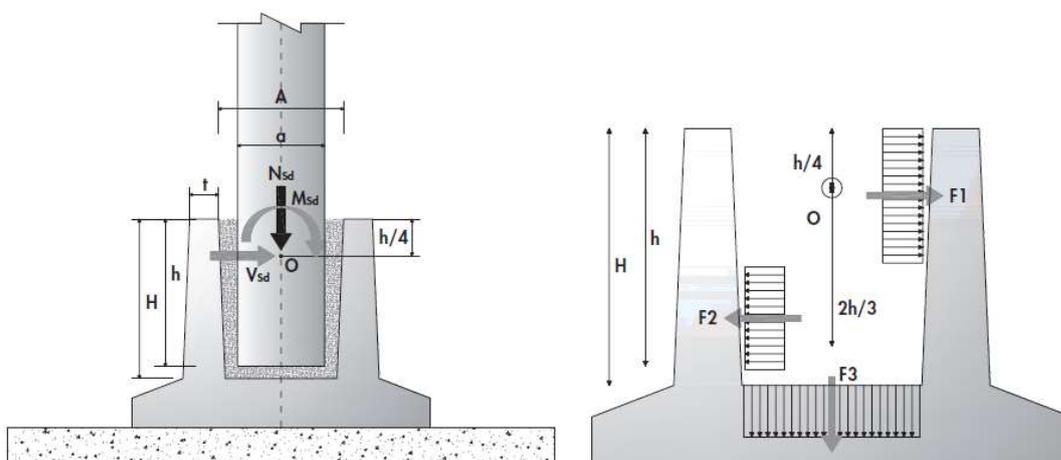


Figura 4. 29-Azioni di progetto agenti sul plinto a bicchiere e sistema di forze equivalenti

Nel bordo frontale del bicchiere si instaurano i seguenti due meccanismi tirante-puntone agenti in parallelo.

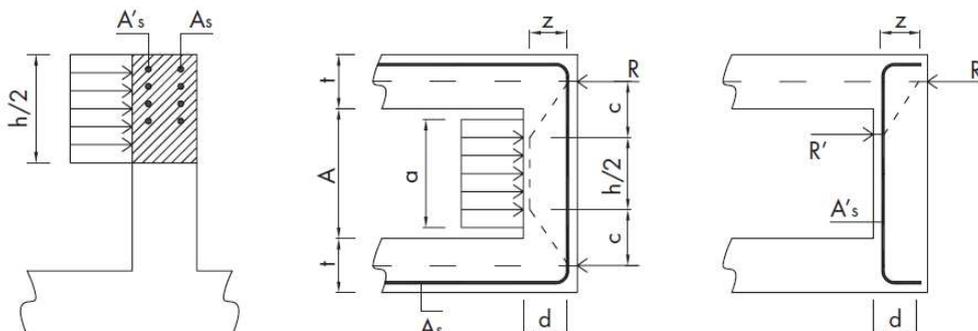


Figura 4. 30-Meccanismi tirante puntone agenti nel bordo frontale

Le formulazioni per la verifica dell'armatura e del puntone in calcestruzzo sono rispettivamente:

$$\frac{2 \cdot A_s(1 + \alpha) \cdot f_{yd}}{\lambda} \geq F_1$$

$$\frac{2 \cdot 0,4 d \cdot h \cdot f_{cd}}{2(1 + \lambda^2)} \geq F_1$$

Dove:

$$\alpha = \frac{A'_s}{A_s} ; \lambda = \frac{c}{z} ; z = 0,9 d ; c = \frac{A + t}{2} - \frac{a}{4}$$

La verifica dei bordi laterali dello spigolo del bicchiere si esegue considerando il seguente meccanismo resistente.

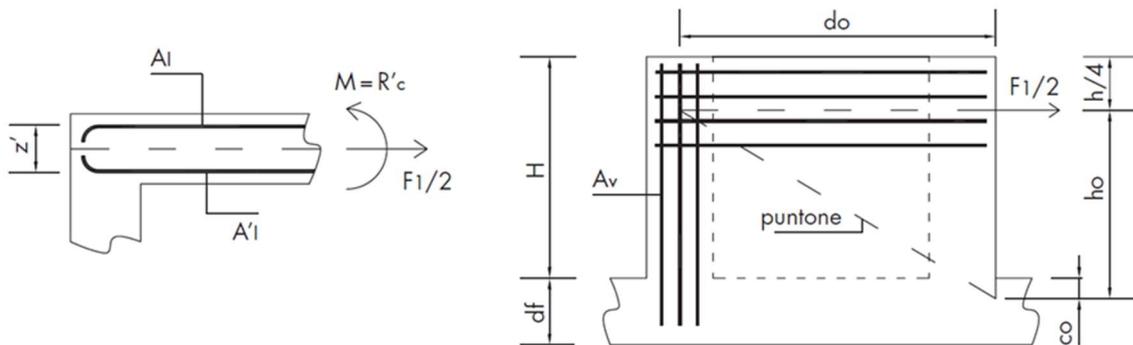


Figura 4. 31-Meccanismo per la verifica dell'armatura orizzontale nei bordi laterali e dell'armatura verticale

Il contributo dell'armatura orizzontale interna ed esterna nel bordo laterale si valuta mediante le seguenti espressioni:

$$\frac{2 \cdot A_l \cdot f_{yd}}{\left(\alpha \cdot \frac{c}{z'} - 1\right)} \geq F_1$$

$$\frac{2 \cdot A'_l \cdot f_{yd}}{\left(\alpha \cdot \frac{c}{z'} + 1\right)} \geq F_1$$

Le formule per la verifica dell'armatura verticale nello spigolo del bicchiere e del puntone diagonale in calcestruzzo sono le seguenti:

$$\frac{2 \cdot A_V \cdot f_{yd}}{\lambda_0} \geq F_1$$

$$\frac{2 \cdot 0,4 d \cdot t \cdot f_{cd}}{1 + \lambda_0^2} \geq F_1$$

Dove:

$$\lambda_0 = \frac{H_0}{d_0} ; c_0 = \min\left(0,2 \cdot d_0; \frac{d_f}{2}\right)$$

4.6.1 PLINTO TIPO 1

Le dimensioni geometriche del bicchiere e l'armatura presente sono riportate nelle tabelle sottostanti.

Tabella 4. 13-Dimensioni geometriche plinto ed armatura pozzetto

Base pilastro	a_{pil}	55,0	cm
Larghezza fondo bicchiere	a	65,0	cm
Larghezza collo bicchiere	A	70,0	cm
Altezza infissione pilastro	h	90,0	cm
Altezza bicchiere	H	100,0	cm
Spessore bordo bicchiere	t	25,0	cm
Spessore soletta	t_f	50,0	cm
Base sezione soletta	L_a	400,0	cm
Altezza sezione soletta	L_b	350,0	cm

Armatura orizzontale esterna	A_s	3 Φ 16mm
Armatura orizzontale interna	A'_s	6 Φ 16mm
Armatura verticale nello spigolo	A_v	4 Φ 16mm

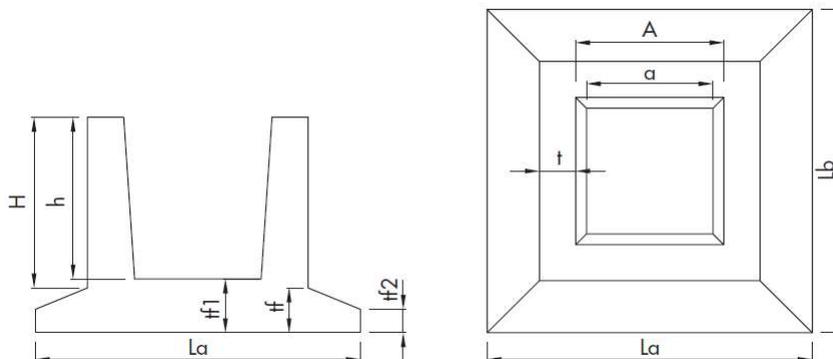


Figura 4. 32-Dimensioni geometriche plinto

Per definire le sollecitazioni agenti sul bicchiere di fondazione si procede come quanto fatto per la verifica a taglio dei pilastri, infatti essendo la rottura del bicchiere anch'essa una modalità di rottura fragile le sollecitazioni agenti minore tra quello attenuato dall'analisi sismica elastica ($q=1,50$) e quelle assumendo un momento massimo pari al momento resistente del pilastro amplificato per il coefficiente di sovraresistenza ed il corrispettivo taglio.

Tabella 4. 14-Sollecitazioni agenti sul plinto

n° PIL	Axial [kN]	Shear-y [kN]	Shear-z [kN]	Moment y [kNm]	Moment z [kNm]
8	855,90	36,00	76,80	460,80	216,00
11	919,03	89,52	39,62	198,12	447,60

Le sollecitazioni agenti si scompongono con le formulazioni definite precedentemente; pertanto, si ottengono le seguenti forze agenti sul bicchiere.

Tabella 4. 15-Forze agenti sul bicchiere

FORZE AGENTI SUL BICCHIERE (sisma X)		FORZE AGENTI SUL BICCHIERE (sisma Y)	
F1	844,80	919,97	kN
F2	768,00	821,40	kN
F3	855,90	919,03	kN

I risultati delle verifiche svolte secondo i meccanismi tirante puntone definiti dalla CNR 10025 vengono proposti in forma tabellare.

Tabella 4. 16-Verifiche bicchiere

SETTO FRONTALE	SISMA X		SISMA Y	
	F _{Rd} (kN)	FS	F _{Rd} (kN)	FS
Armatura orizzontale superiore	793,90	0,940	793,90	0,950
Puntone frontale superiore	317,93	0,376	317,93	0,381

SETTO LATERALE	SISMA X		SISMA Y	
	F _{Rd} (kN)	FS	F _{Rd} (kN)	FS
Armatura orizzontale esterna	640,24	1,516	640,24	1,533
Armatura orizzontale interna	333,57	0,790	333,57	0,798

SPIGOLO	SISMA X		SISMA Y	
	F _{Rd} (kN)	FS	F _{Rd} (kN)	FS
Armatura verticale	670,00	0,793	670,00	0,802
Puntone diagonale	1679,93	1,989	1679,93	2,011

4.6.2 PLINTO TIPO 2

Il “plinto tipo 2” è utilizzato nella struttura nei pilastri perimetrali. Differisce dalla precedente tipologia esclusivamente per le dimensioni del solettone alla base che risulta essere di 3,0x3,5 metri. Geometria del bicchiere ed armatura rimangono inalterate.

Tabella 4. 17-Sollecitazioni agenti sul plinto

n° PIL	Axial [kN]	Shear-y [kN]	Shear-z [kN]	Moment y [kNm]	Moment z [kNm]
15	478,52	95,24	19,14	95,68	476,19
5	571,84	23,82	79,20	475,20	142,89

Tabella 4. 18-Forze agenti sul bicchiere

FORZE AGENTI SUL BICCHIERE (sisma X)		FORZE AGENTI SUL BICCHIERE (sisma Y)	
F1	888,89	871,20	kN
F2	793,65	792,00	kN
F3	478,52	571,84	kN

Tabella 4. 19-Verifiche bicchiere

SETTO FRONTALE	SISMA X		SISMA Y	
	F _{Rd} (kN)	FS	F _{Rd} (kN)	FS
Armatura orizzontale superiore	793,90	0,982	793,90	1,002
Puntone frontale superiore	317,93	0,393	317,93	0,401

SETTO LATERALE	SISMA X		SISMA Y	
	F _{Rd} (kN)	FS	F _{Rd} (kN)	FS
Armatura orizzontale esterna	640,24	1,585	640,24	1,617
Armatura orizzontale interna	333,57	0,826	333,57	0,842

SPIGOLO	SISMA X		SISMA Y	
	F _{Rd} (kN)	FS	F _{Rd} (kN)	FS
Armatura verticale	670,00	0,829	670,00	0,846
Puntone diagonale	1679,93	2,079	1679,93	2,121

4.6.3 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Ai fini della stabilità dell'intera opera si riporta la verifica a ribaltamento dei singoli plinti trascurando, a favore di sicurezza, l'effetto stabilizzante fornito dal terreno presente attorno al bicchiere e dalla soletta di pavimentazione.

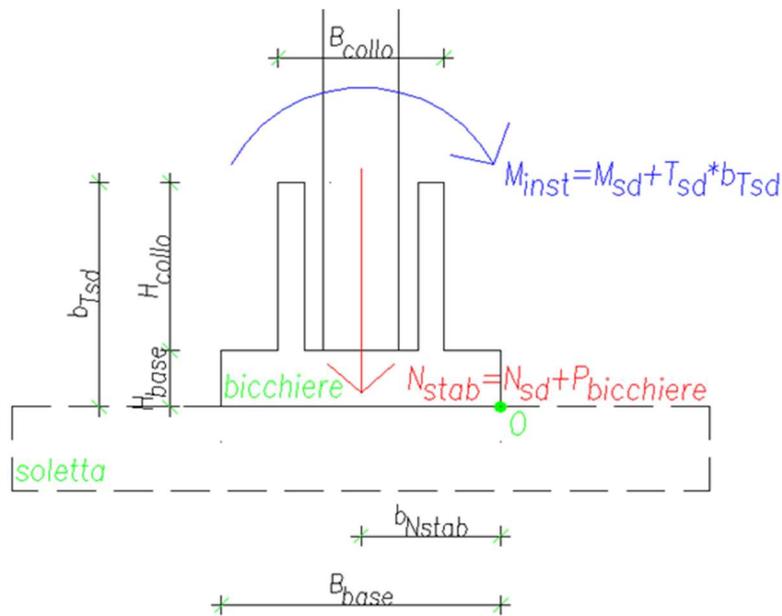


Figura 4. 33-Schema adottato per le verifiche a ribaltamento

Come punto di riferimento è stato considerato lo spigolo inferiore della base del bicchiere (punto O). Il momento instabilizzante M_{inst} è dovuto al momento sollecitante alla base del pilastro M_{sd} più il contributo dovuto al taglio sollecitante in corrispondenza del filo superiore del bicchiere T_{sd} per il suo braccio rispetto al polo O b_{Tsd} . L'azione stabilizzante N_{stab} è dovuta allo sforzo normale di calcolo N_{sd} a cui è stato sommato il peso proprio del bicchiere $P_{bicchiere}$, trascurando il peso del terreno sopra la base. Il momento stabilizzante M_{stab} è dato dal prodotto di N_{stab} per il suo braccio b_{Nstab} rispetto al polo O che risulta pari alla metà della base del bicchiere.

Le sollecitazioni agenti sul plinto assunte pari al momento resistente del pilastro incrementato del fattore di sicurezza ($\gamma_{Rd} = 1,20$) ed il corrispondente taglio. Si riporta le verifica esclusivamente del plinto di fondazione del pilastro n°8; per gli altri plinti verificati a ribaltamento, il risultato della verifica viene riportato direttamente nella tabella finale contenete i risultati.

Tabella 4. 20-Verifica a ribaltamento

Comb.	Axial [kN]	Shear-y [kN]	Shear-z [kN]	Moment y [kNm]	Moment z [kNm]
max My	853,64	76,8	14,512	87,072	460,8
max Mz	855,79	36,04	76,8	460,8	216,24

MOMENTO STABILIZZANTE		
b_{Nstab}	2,00	m
M_{Nstab}	2140,03	kNm

MOMENTI INSTABILIZZANTI		
$M_{z,tot}$ [kNm]	$M_{y,tot}$ [kNm]	M_{inst} [kNm]
202,272	482,568	523,2455
514,86	331,44	612,318

VERIFICA A RIBALTAMENTO	
M_{Nstab} / M_{instab}	3,49

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo delle verifiche effettuate con i relativi meccanismi di rottura.

Tabella 4. 21-Risultati verifiche plinti

DIR. SISMA	MECCANISMO DI ROTTURA	PIL. 8	PIL. 11	PIL. 15	PIL. 5
X	Bordo frontale TIRANTE	0,940	0,863	0,982	1,002
	Bordo frontale PUNTONE	0,376	0,346	0,393	0,401
	Bordo laterale ARM. ESTERNA	1,516	1,392	1,585	1,617
	Bordo laterale ARM. INTERNA	0,790	0,725	0,826	0,842
	Spigolo ARM. VERTICALE	0,793	0,728	0,829	0,846
	Spigolo PUNTONE	1,989	1,826	2,079	2,121
Y	Bordo frontale TIRANTE	0,940	0,950	0,982	0,952
	Bordo frontale PUNTONE	0,376	0,381	0,393	0,381
	Bordo laterale ARM. ESTERNA	1,516	1,533	1,585	1,535
	Bordo laterale ARM. INTERNA	0,790	0,798	0,826	0,800
	Spigolo ARM. VERTICALE	0,793	0,802	0,829	0,803
	Spigolo PUNTONE	1,989	2,011	2,079	2,014
RIBALTAMENTO		3,492	3,316	3,399	2,809

CAPITOLO 5 – ADEGUAMENTO CON CONNESSIONI DISSIPATIVE

Dal capitolo precedente è emerso che (come prevedibile in quanto la struttura non è stata progettata per azioni sismiche), l'edificio presenta elevate e diffuse criticità. Nel seguente capitolo, viene quindi elaborata una proposta di interventi mediante l'utilizzo di connessioni tegolo-trave con dispositivi ad archetto. La modellazione richiede l'utilizzo di analisi dinamiche non lineari del tipo *Time History* effettuata con l'ausilio del software *Midas GEN*.

È necessario riportare la definizione ed i casi in cui sono obbligatori gli interventi di adeguamento secondo la normativa vigente (pto. 8.4.3 NTC2018):

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;*
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;*
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;*
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.*
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.*

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\zeta_E 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta_E 0,80$.

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Il parametro ζ_E è così definito dalla Circolare (C8.3):

ζ_E è il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.).

5.1 DISPOSITIVI AD ARCHETTO

Nella progettazione della connessione tegolo trave si possono utilizzare i seguenti approcci:

- l'approccio tradizionale prevede delle connessioni sovraresistenti in grado di trasmettere le sollecitazioni tra tegolo e trave, attribuendo quindi la dissipazione ai pilastri, che in corrispondenza della sezione di base andranno a formare delle cerniere plastiche;
- un approccio diametralmente opposto a quello tradizionale prevede di connettere trave e tegoli mediante dei dispositivi dissipativi, affidando quindi a quest'ultimi la capacità di dissipare energia e di conseguenza la struttura risulta soggetta a sollecitazioni inferiori;
- un approccio intermedio tra quelli citati consiste nell'affidare la dissipazione energetica sia agli elementi strutturali che ai dispositivi di connessione.

Nei paragrafi successivi si utilizzerà quest'ultimo approccio, andando quindi ad inserire nel modello di calcolo le connessioni tegolo-trave dissipative, e le cerniere a plasticità concentrata alla base dei pilastri.

I dissipatori ad archetto sono dei dispositivi metallici che sfruttano il legame sforzo-deformazione dell'acciaio. I dispositivi sono soggetti allo spostamento relativo tra tegoli e travi ai quali sono connessi, questo porta l'acciaio degli archetti a sforzi superiori al limite di snervamento σ_y e a sviluppare deformazioni plastiche. Soggetti a carichi ciclici, tipici di un evento sismico, l'acciaio in cui sono realizzati presenta un comportamento isteretico, in cui l'area sottesa dalla curva sforzo-deformazione nel diagramma σ/ε corrisponde all'energia isteretica dissipata per unità di volume. [13]

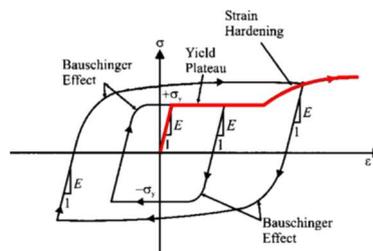


Figura 5. 1- Diagramma σ/ε con comportamento isteretico

Il sistema è progettato in modo tale da portare alla plasticizzazione degli archetti in acciaio sfruttando così le proprietà isteretiche, in questo modo si ha una riduzione delle sollecitazioni indotte dal tegolo alla trave e successivamente sui pilastri.

I dispositivi possono essere posizionati sia per funzionare a taglio, cioè in modo tale che lo spostamento del tegolo lungo il proprio asse longitudinale corrisponda ad una deformazione laterale degli archetti, che per funzionare a trazione-compressione ossia che il medesimo spostamento dei tegoli induca degli allungamenti ed accorciamenti agli archetti. Si è adottata una configurazione del primo tipo, ovvero archetti soggetti a taglio per spostamenti lungo l'asse longitudinale del tegolo e soggetti a compressione-trazione per spostamenti laterali dei tegoli.

La messa in opera avviene fissando una piastra metallica alla faccia superiore della trave e l'altra alla superficie laterale della nervatura del tegolo. Per il fissaggio possono essere utilizzati inserti metallici, cioè tasselli ancorati con resina adesiva fluida nella trave e barre filettate passanti nelle nervature dei tegoli, oppure con resina adesiva in pasta. Affinché si attivi correttamente il dispositivo, è necessario ridurre al massimo l'attrito dovuto all'appoggio del tegolo sulla trave, pertanto, si prevede di inserire un foglio di teflon all'interfaccia tra i due elementi. Così facendo l'attrito non ha la possibilità di bloccare gli spostamenti relativi orizzontali tra i due elementi, se non per forze limitate ed inoltre si elimina l'incertezza che il vincolo attritivo possa creare un vincolo cerniera rendendo vano l'inserimento dei dispositivi ad archetto.

Come si può osservare dall'immagine sottostante questa tipologia di dispositivi può essere utilizzato, oltre che per tegoli TT, anche per tegoli alari

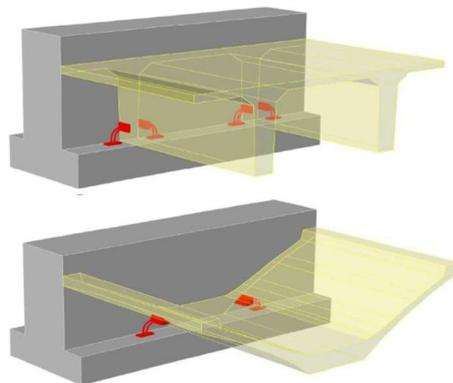


Figura 5. 2-Esempio di dispositivi ad archetto tra tegolo e trave

Il comportamento delle connessioni dissipative, in particolare la forza di snervamento e la rigidezza nel tratto elastico e nel ramo plastico sono state ricavate a partire da varie ricerche disponibili in letteratura.[14] [15]

Le caratteristiche della connessione costituita da due dispositivi applicati in ognuna delle due nervature del tegolo TT e disposti in modo da lavorare a taglio per spostamenti longitudinali del tegolo. [16]

Tabella 5. 1-Comportamento a taglio del singolo archetto e della connessione [Connessioni tegolo trave con dispositivi ad archetti]

diámetro tondino dell'archetto	\emptyset	mm	12	14	16	18	20	22	24
Risultati ottenuti per un archetto con l'analisi Push-Over in MidasGen									
Taglio allo snervamento	T_y	kN	1.508	2.396	3.549	5.091	7.013	9.288	11.958
Deformazione allo snervamento	D_y	mm	5.8	5.0	4.3	3.9	3.6	3.2	2.9
Rigidezza in fase elastica	k_y	kN/mm	0.26	0.48	0.83	1.31	1.95	2.90	4.12
Taglio al limite di spostamento fissato	T_p	kN	3.647	6.429	10.547	16.368	24.302	34.802	48.364
Deformazione limite fissata	D_p	mm	50	50	50	50	50	50	50
Rigidezza in fase plastica	k_p	kN/mm	0.05	0.09	0.15	0.24	0.37	0.55	0.77
Rapporto tra rigidezza plastica e elastica	r	-	0.186	0.187	0.186	0.187	0.191	0.188	0.187
Caratteristiche del dispositivo di connessione Tegolo-Trave, costituito da 4 archetti che lavorano a taglio, da usare nei modelli 5									
Rigidezza elastica lineare	K	kN/mm	1.040	1.917	3.301	5.222	7.792	11.610	16.494
		kN/m	1040	1917	3301	5222	7792	11610	16494
Forza di snervamento	F_y	kN	6.033	9.586	14.195	20.364	28.052	37.153	47.832
Rapporto tra rigidezza plastica e elastica	r	-	0.186	0.187	0.186	0.187	0.191	0.188	0.187
Rapporto tra F_y e Se	r_y	-	2.33%	3.71%	5.49%	7.88%	10.86%	14.38%	18.51%

Tabella 5. 2-Comportamento a trazione-compressione del singolo archetto e della connessione [Connessioni tegolo trave con dispositivi ad archetti]

diámetro tondino dell'archetto	\emptyset	mm	12	14	16	18	20	22	24
Caratteristiche dell'archetti che lavora a trazione/compressione									
Rigidezza elastica del singolo archetto	k_y	kN/mm	3.525	4.798	6.267	7.931	9.792	11.848	14.100
Deformazione allo snervamento	D_y	mm	1.45	1.25	1.08	0.98	0.90	0.80	0.73
Forza di snervamento di un archetto	F_y	kN	5.111	5.997	6.737	7.733	8.813	9.478	10.223
Deformazione limite fissata	D_p	mm	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
Rapporto tra rig. plast. e elast. a trazione	r_t	-	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
Rigidezza in fase plastica	k_{pt}	kN/mm	0.705	0.960	1.253	1.586	1.958	2.370	2.820
Rapporto tra rig. plast. e elast. a compr	r_c	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rigidezza in fase plastica a compressione	k_{pc}	kN/mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Caratteristiche del dispositivo di connessione Tegolo-Trave, costituito da 4 archetti che lavorano a trazione/compressione, da usare nei modelli 5									
Rigidezza elastica	k_y	kN/mm	14.100	19.192	25.067	31.725	39.167	47.392	56.400
Deformazione allo snervamento	D_y	mm	1.45	1.25	1.08	0.98	0.90	0.80	0.73
Forza di snervamento	F_y	kN	20.445	23.990	26.947	30.932	35.250	37.913	40.890
Deformazione limite fissata	D_p	mm	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
Rapporto tra rigidezza plastica e elastica	r	-	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
Rigidezza in fase plastica	k_p	kN/mm	1.410	1.919	2.507	3.173	3.917	4.739	5.640

Le connessioni sono state modellate all'interno del software *Midas GEN* come elementi *Genarl link*, caratterizzati da un comportamento a carattere isteretico, *hysteretic system*. Questa tipologia di vincolo è definita per mezzo di una serie di parametri:

- *Stiffness (k)*, cioè la rigidezza, espressa in kN/m;
- *Yield Strenght (F_y)*, la forza di snervamento, espressa in kN, che definisce il limite del campo a comportamento elastico;
- *Post Yield Stiffness Ratio (r)*, il rapporto tra le rigidzze in campo elastico e duttile;
- *Yielding Exponent (s)*;
- *Hysteretic Loop Parameter (a) e (b)*.

The screenshot shows the 'Add/Modify General Link Properties' dialog box. The 'Name' field contains '4 archetti fi 12' and the 'Description' field contains 'Connettore tegolo trave isteretico'. The 'Application Type' section has 'Force Type : Boundary Nonlinear Analysis' selected. The 'Property Type' is set to 'Hysteretic System'. The 'Linear Properties' section has 'Dy' and 'Dz' checked, with values 14100 and 1040 kN/m. The 'Nonlinear Properties' section has 'Dy' and 'Dz' checked. The 'Shear Spring Location' section has 'Distance Ratio From End 1' for 'Dy' and 'Dz' both set to 0.5.

Figura 5. 3-Modellazione della connessione tegolo-trave con General Link

Il general link è stato modellato in modo da fissare gli spostamenti in z, mentre nel piano orizzontale da comportamenti elasto-plastici differenti in funzione della

sollecitazione dell'archetto: a taglio in direzione longitudinale rispetto al tegolo e a trazione compressione in direzione trasversale.

Nelle figure sottostanti vengono raffigurate le interfacce dal software per l'inserimento dei parametri rappresentativi del comportamento non lineare delle connessioni

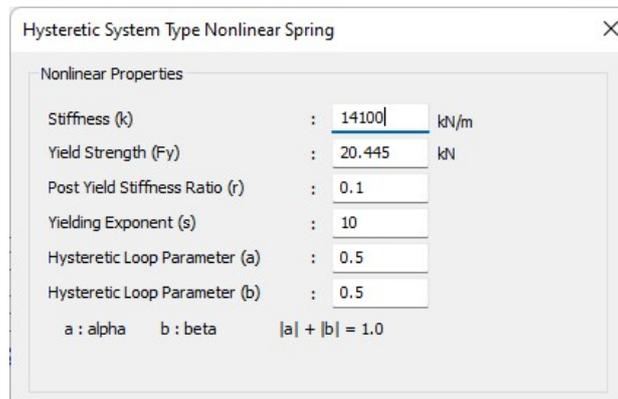


Figura 5. 4-Proprietà non lineari dei General link a trazione-comprensione

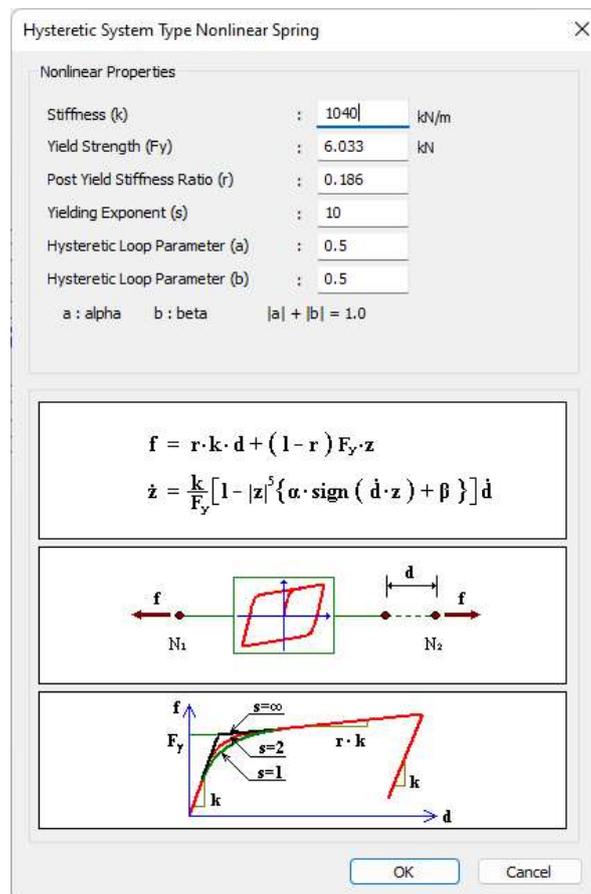


Figura 5. 5-Proprietà non lineari dei General link a taglio

5.2 CERNIERE PLASTICHE ALLA BASE DEI PILASTRI

Avendo ipotizzato che, oltre alle connessioni isteretiche tra tegolo e trave, anche a livello di struttura ci sia una dissipazione di energia, è necessario inserire nel software il diagramma momento-rotazione per la definizione del comportamento delle cerniere plastiche. Il diagramma momento-rotazione definisce la duttilità a livello dell'elemento strutturale, per ricavarlo è necessario definire prima il diagramma momento-curvatura, rappresentativo della duttilità a livello di sezione.

Le coppie di punti $(M, 1/r)$ corrispondenti a momento flettente applicato e curvatura della sezione definiscono il diagramma momento-curvatura.

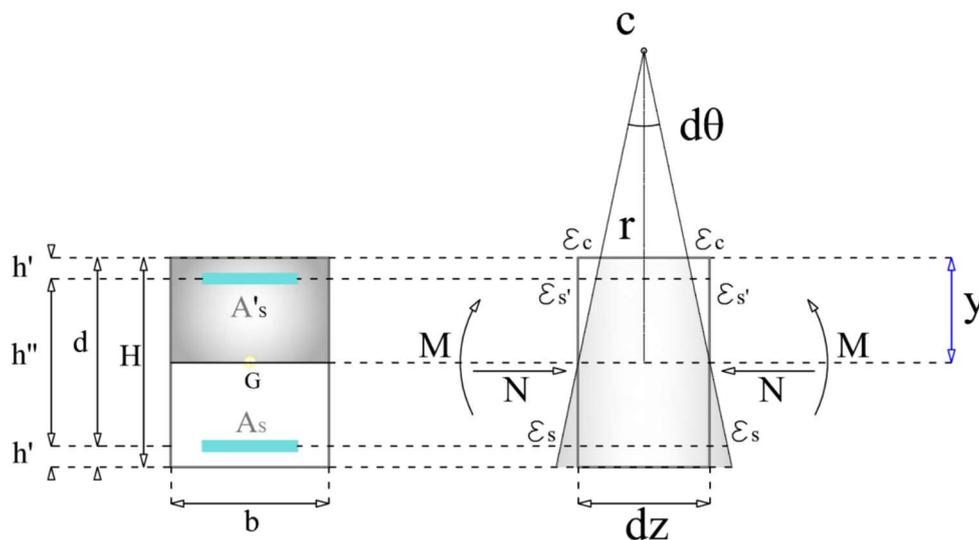


Figura 5. 6-Curvatura di una sezione pressoinflessa

L'area sottesa da un punto appartenente alla curva momento-curvatura rappresenta l'energia per unità di lunghezza, ossia la dissipazione energetica di un singolo cono infinitesimo di trave. Pertanto, per ottenere la dissipazione dell'elemento strutturale si dovrebbe integrare il diagramma momento-curvatura $(M, 1/r)$ sull'intero elemento, ottenendo una rotazione complessiva costituita da un ramo elastico ed uno plastico, così facendo è possibile definire la duttilità a livello di elemento strutturale. Il calcolo del diagramma momento-curvatura si esegue sotto l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane.

In figura sottostante si riporta esclusivamente la curva (M, 1/r) della sezione dei pilastri n°2-3-14-15, ma sono state eseguite per tutte le tipologie di sezioni dei pilastri presenti nella struttura.

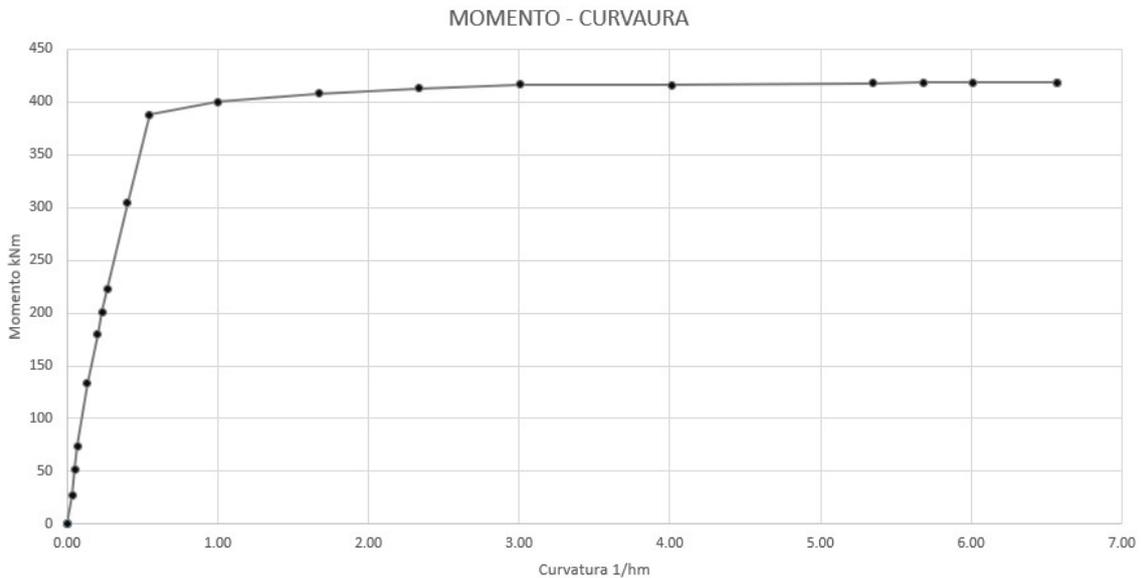


Figura 5. 7-Diagramma M, 1/r pilastro n° 2-3-14-15

Dal diagramma è possibile visualizzare i punti rappresentativi della bilatera:

$(\chi_y; M_y)$ rappresenta il gomito della curva. Si ha il contemporaneo snervamento delle armature tese e compresse, a cui corrisponde una deformazione di snervamento $\varepsilon_{yd} = 1,86 \text{ ‰}$ del legame elasto-plastico dell'acciaio;

$(\chi_u; M_u)$ è l'ultimo punto del diagramma e rappresenta lo stato limite ultimo per il calcestruzzo. Le deformazioni dell'acciaio sono oltre quella di snervamento mentre il calcestruzzo ha raggiunto il limite a compressione $\varepsilon_{cu} = 3,50 \text{ ‰}$

Essendo note la curvatura di snervamento χ_y e la curvatura ultima χ_u per le varie sezioni di pilastri presenti nella struttura, è possibile ora procedere al calcolo e alla definizione della lunghezza di cerniera plastica e del diagramma momento-rotazione. Le formulazioni utilizzate in questa fase sono tratte dalla *Circolare 21*

gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP “Istruzioni per l’applicazione dell’ Aggiornamento delle Nuove Norme tecniche” dal pto. C8.7.2.3.2 e secessivi.

- La lunghezza L_{pl} di cerniera plastica è valutabile come:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL}f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Dove:

L_V è la luce di taglio;

h è l’altezza della sezione;

d_{bL} è il diametro medio delle barre longitudinali;

$f_y f_c$ sono rispettivamente la resistenza compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell’acciaio.

- La capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento della tensione di snervamento θ_y può essere valutata mediante la seguente espressione:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13\phi_y \frac{d_{bL}f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Dove:

ϕ_y è la curvatura al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione;

Gli altri termini sono stati definiti precedentemente.

- La capacità in termini di rotazione totale rispetto alla corda allo SLC, θ_u è definita dalla seguente equazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_V} \right) \right)$$

Dove:

γ_{el} è uguale a 1,15 per gli elementi primari e 1,0 per quelli secondari;

ϕ_u è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del calcestruzzo e dell'acciaio.

La capacità di rotazione alla corda allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è assunto pari $\frac{3}{4}$ del valore di θ_u allo SLC.

Note le grandezze sopra definite è possibile procedere alla definizione del diagramma momento-rotazione. In figura sottostante si riporta esclusivamente il diagramma della sezione dei pilastri n°2-3-14-15, ma sono state eseguite per tutte le tipologie di sezioni dei pilastri presenti nella struttura.

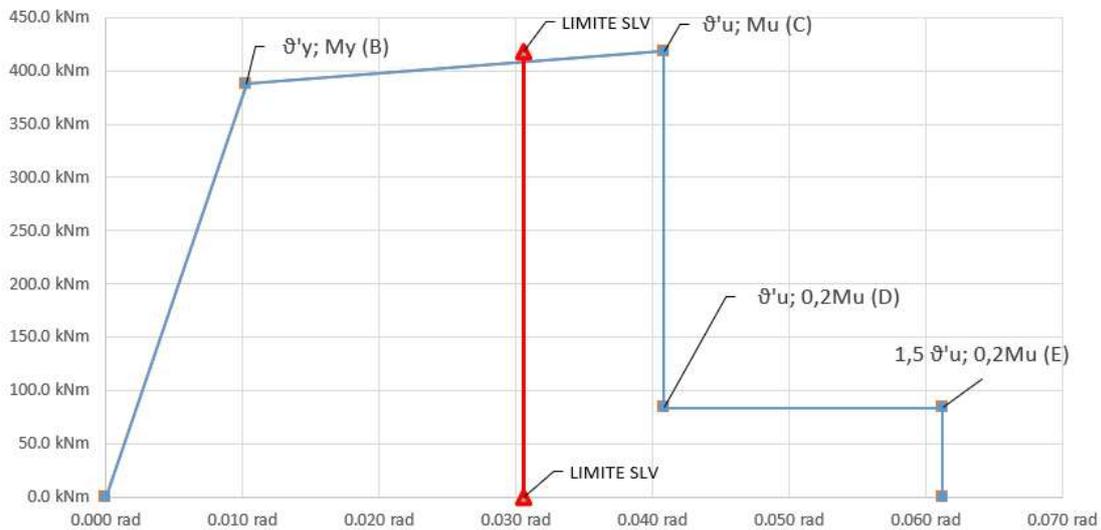


Figura 5. 8-Diagramma M- θ pilastri pilastro n° 2-3-14-15

La linea rossa presente nel diagramma rappresenta il limite dei valori allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita in quanto le verifiche sono state eseguite all'SLV.

Nel software *Midas Gen* la modellazione delle cerniere plastiche negli elementi strutturali, in questo caso nella base dei pilastri, avviene come *Inelastic Hinge Properties*. La curva che definisce il legame momento curvatura è ben rappresentato da una bilineare, pertanto, nella definizione modello di comportamento non lineare all'interno del software si è utilizzato un diagramma *SLIP Bilinear* costruito a partire dai valori di momento-rotazione ricavati con le formulazioni di normativa descritte precedentemente.

Nelle immagini sottostanti si riportano le interfacce utilizzate per la definizione delle cerniere plastiche all'interno del software.

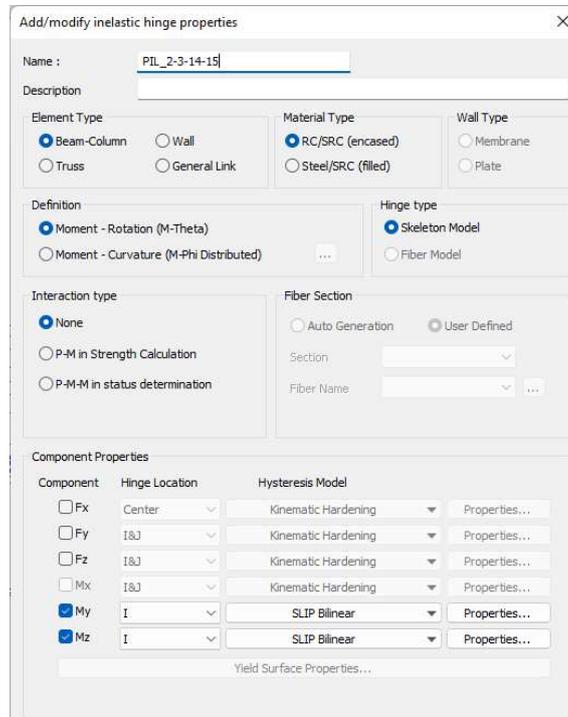


Figura 5. 9-Definizione delle inelastic hinge properties

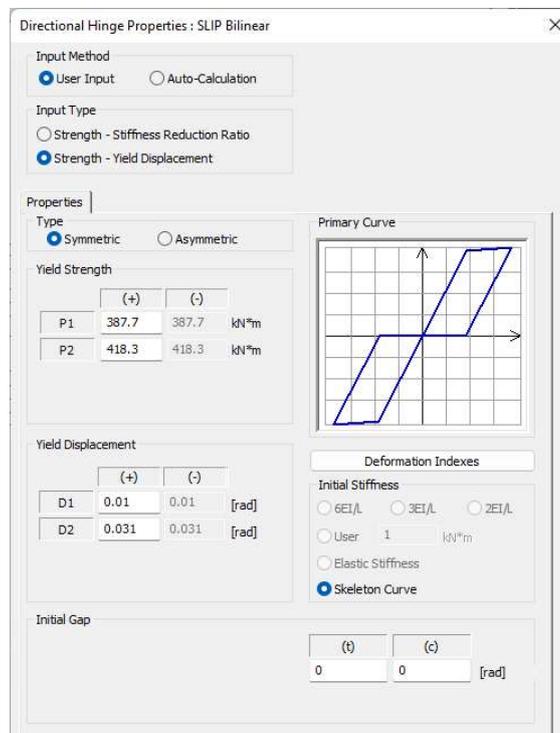


Figura 5. 10-Definizione del diagramma momento-rotazione della cerniera plastica

5.3 ANALISI TIME HISTORY

Essendo state definite delle proprietà non lineari nelle connessioni tra tegolo e trave e nelle cerniere plastiche ai fini di svolgere le analisi oggetto di studio nel seguente capitolo sono state svolte delle analisi Time-History, ovvero delle analisi dinamiche transitorie con integrazione al passo.

L'utilizzo di metodi di analisi operanti nel dominio del tempo con la risoluzione dell'equazione del moto necessitano di definire uno smorzamento viscoso attraverso la matrice di dissipazione costruita mediante la formulazione di Rayleigh, pertanto nelle analisi effettate è stato assunto un fattore di smorzamento ξ pari a 3% .

5.3.1 ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI

Per questa tipologia di analisi l'azione sismica non può essere rappresentata dallo spettro elastico di progetto, come avviene per l'analisi modale con spettro di risposta, ma necessitano di un accelerogramma, ossia di un in-put che ad ogni passo temporale di integrazione associa una sollecitazione, espressa come accelerazione al suolo.

La normativa definisce che per l'analisi dinamica (lineare o non lineare) con integrazione al passo la risposta della struttura sia rappresentata dalla media dei risultati ottenuti impiegando sette diverse storie temporali. Si è quindi provveduto, utilizzando il software SimQke-Gelfi a determinare 7 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili con lo spettro di risposta elastico di progetto definito in precedenza.

Come disposto dalla normativa: *“gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente x del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli 0,15s*

÷ 2,0s e 0,15s ÷ 2T, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e 0,15 s ÷ 1,5 T, per le verifiche agli stati limite di esercizio.”

Nelle figure sottostanti si riportano i 7 accelerogrammi artificiali spetto-compatibili, la verificata di coerenza degli accelerogrammi viene implicitamente soddisfatta dal software stesso utilizzato per la creazione di quest’ultimi.

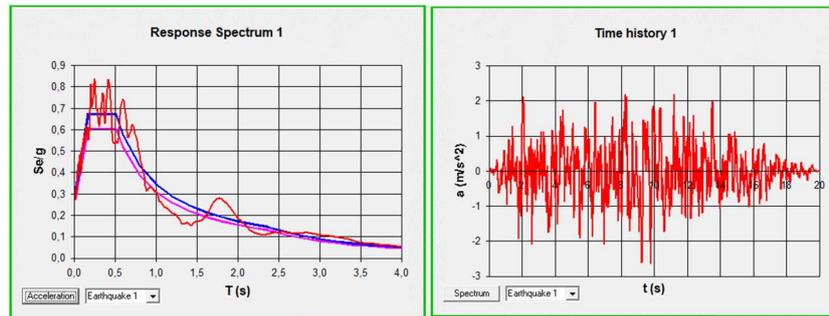


Figura 5. 11- Accelerogramma artificiale spetto-compatibile n°1

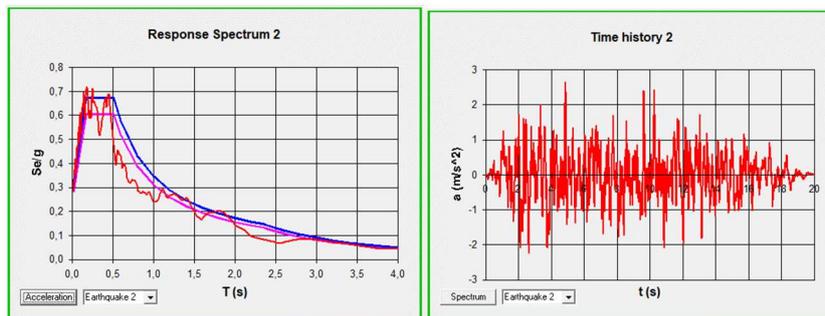


Figura 5. 12-Accelerogramma artificiale spetto-compatibile n°2

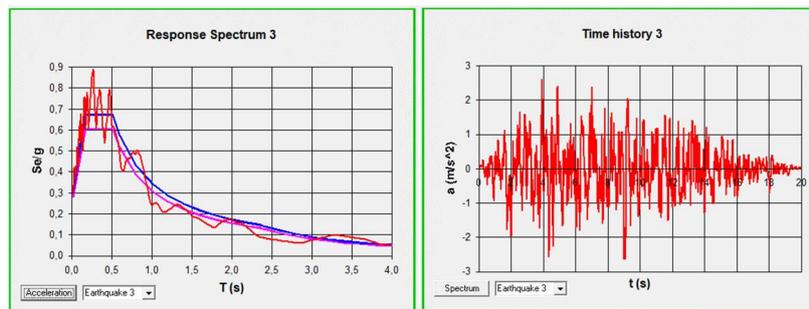


Figura 5. 13- Accelerogramma artificiale spetto-compatibile n°3

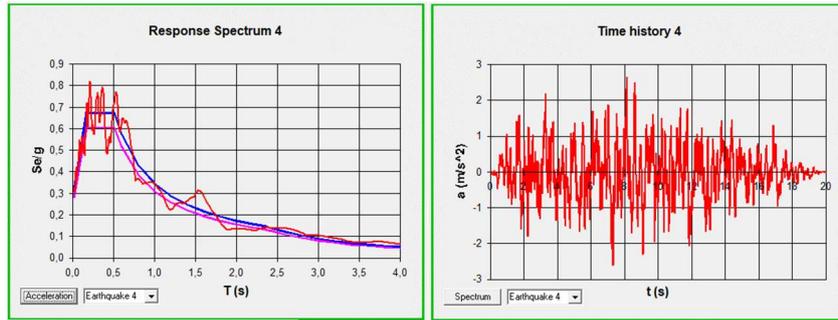


Figura 5. 14-Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n°4

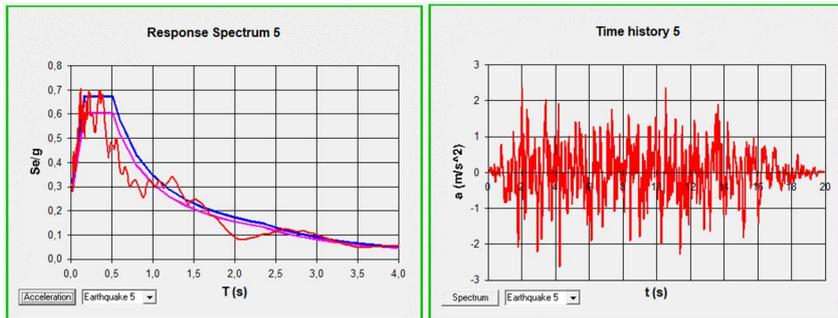


Figura 5. 15-Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n°5

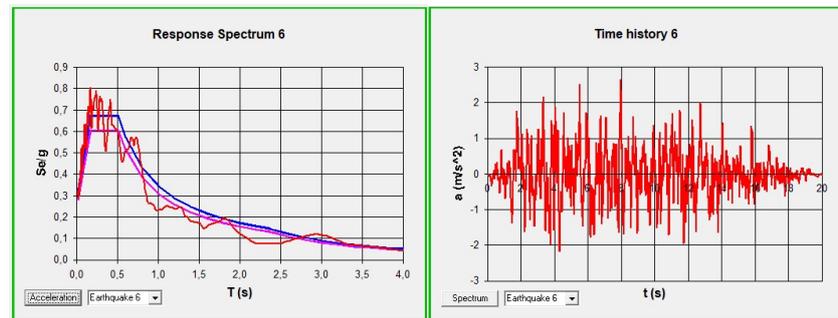


Figura 5. 16-Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n°6

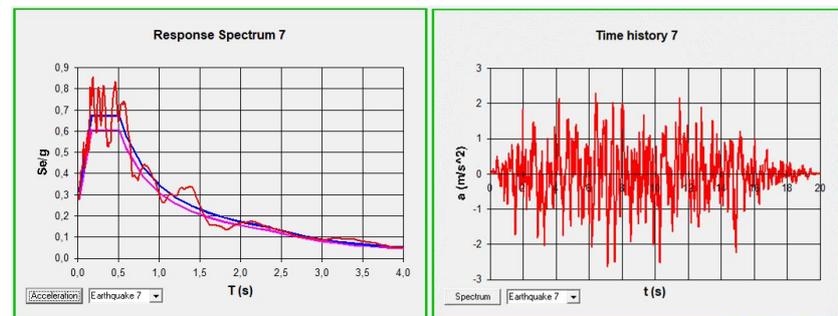


Figura 5. 17-Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n°7

5.3.2 VALORI MEDI SU 7 ACCELEROGRAMMI

Come definito dalle NTC2018 al pto 7.3.5: *“La risposta è valutata applicando simultaneamente le due componenti orizzontali della storia temporale del moto del terreno (e quella verticale, ove necessario); Impiegando invece almeno 7 diverse storie temporali, gli effetti sulla struttura sono rappresentati dalla media dei valori più sfavorevoli.*

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.”

Sono state quindi create due *Load Cases* (*THx* e *THy*) rappresentative rispettivamente dei valori medi dei sette accelerogrammi in direzione x ed in direzione y.

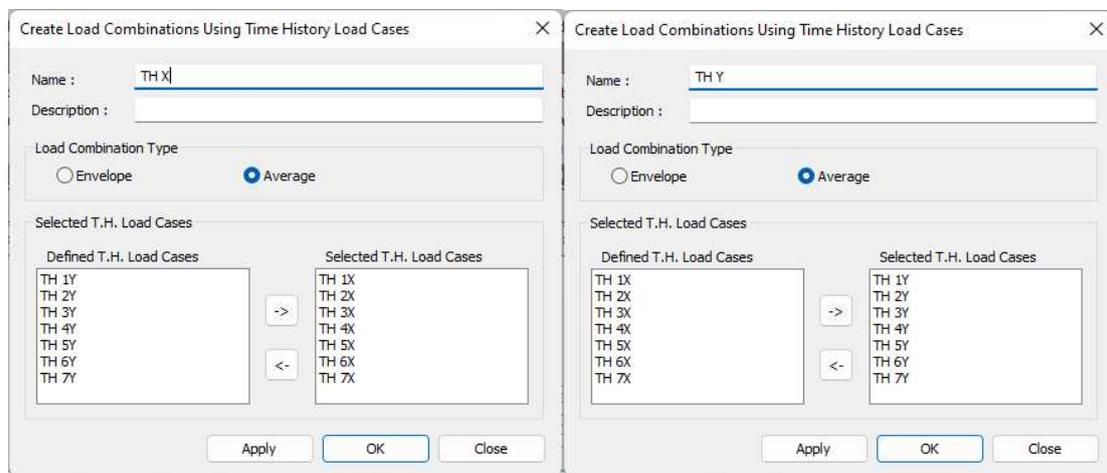


Figura 5. 18-Load Cases THx e THy ricavati dai valori medi su 7 accelerogrammi

Le due combinazioni di carico ricavate dai valori medi su 7 accelerogrammi sono state a loro volta combinate fra loro con i fattori $\pm 1,00$ e $\pm 0,30$ nelle due direzioni, andando a creare così 8 combinazioni di carico.

Nelle figure sottostanti si riportano i diagrammi del momento flettente nei pilastri.

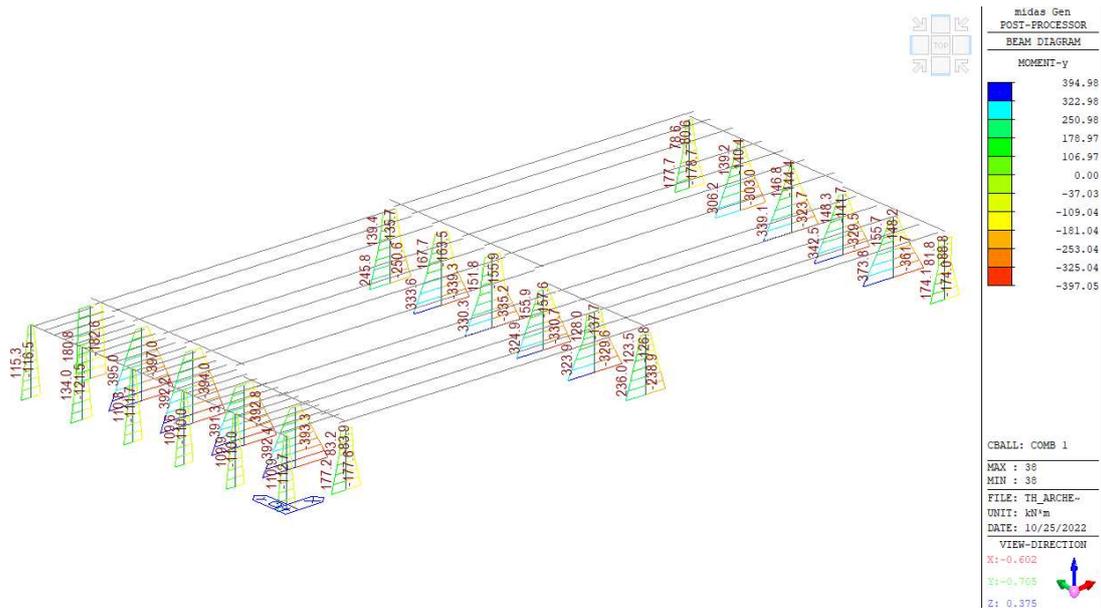


Figura 5. 19-Diagramma My combinazione 1,0THx + 0,3Thy

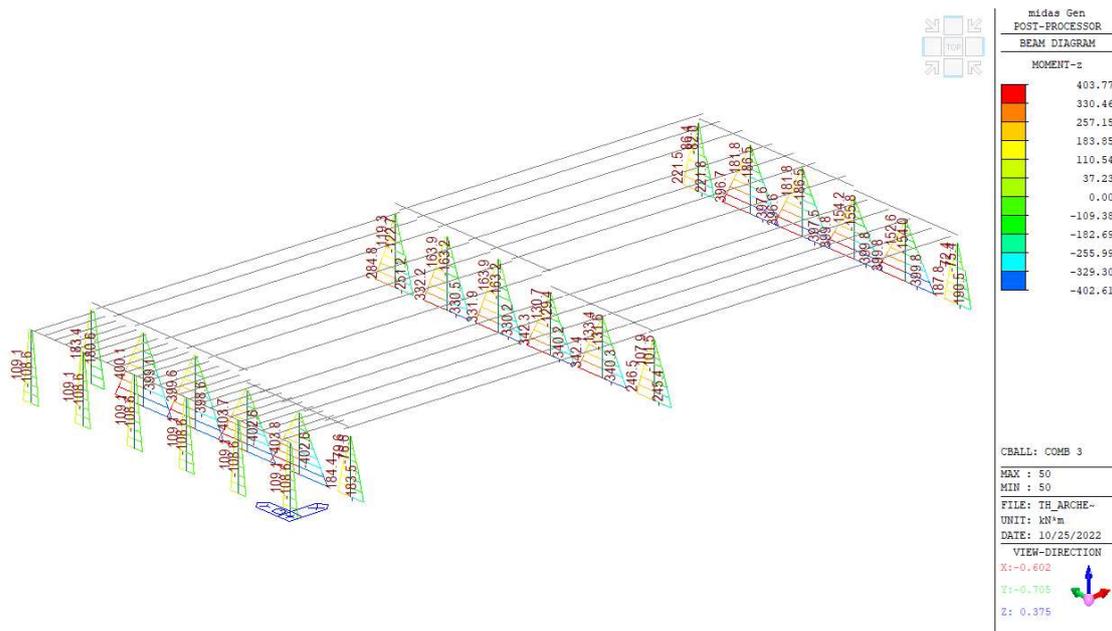


Figura 5. 20-Diagramma Mz combinazione 1,0THy + 0,3Thx

Come si può osservare dalle immagini soprastanti i momenti agenti alla base dei pilastri ottenuti con un analisi THNL sono pari al momento resistente, pertanto, il confronto fra i due modelli considerati: uno con i dispositivi ad archetto nella connessione tra tegolo e trave, e l'altro ipotizzando un vincolo di cerniere viene fatto

in termini di richiesta di duttilità, ossia di massimo spostamento in sommità ai pilastri.

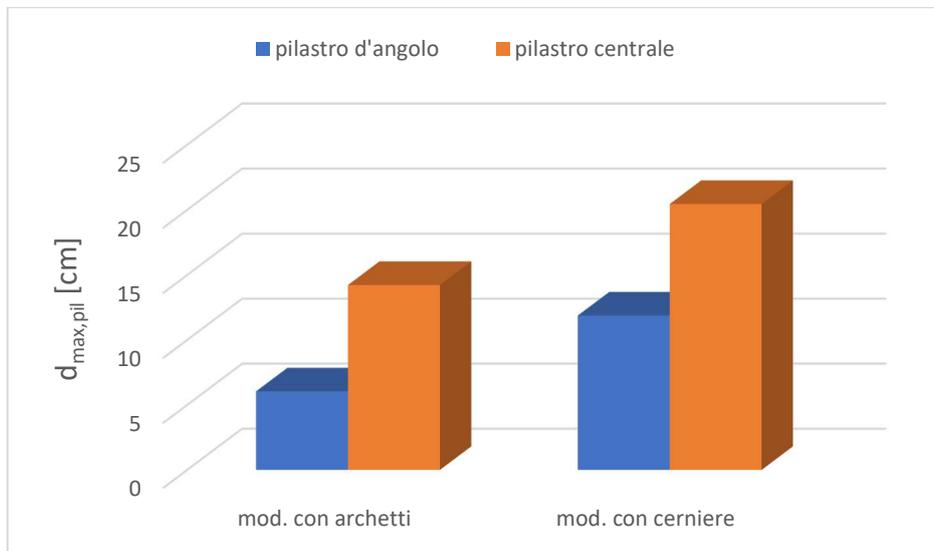


Figura 5. 21-Confronto spostamento massimo in sommità ai pilastri per i due modelli: con connessioni dissipative e senza

A titolo esplicativo nelle immagini sottostanti si riportano un diagramma sforzo-spostamento relativo inerente al comportamento del dispositivo di connessione tra tegoli e trave per un accelerogramma applicato in direzione X, ossia parallelamente all’asse longitudinale dei tegoli, e di seguito il digramma momento-rotazione di una cerniera a plasticità concentrata alla base di un pilastro.

Nell’ immagine si possono osservare i cicli di isteresi della connessione sottoposta a uno sforzo di taglio ciclico. Il diagramma è lineare fino al raggiungimento della forza di snervamento degli archetti in acciaio, per poi proseguire in un ramo plastico caratterizzato da deformazioni permanenti. L’area sottesa dal grafico è pari al lavoro realizzato dalla forza per indurre le deformazioni al sistema, rappresenta quindi l’energia dissipata dalla connessione sottoforma di energia isteretica.

Nell’asse delle ascisse sono riportate le deformazioni espresse in millimetri, dalla quali si può osservare come la connessione pur deformandosi per dissipare energia fornisce un vincolo tra gli elementi strutturali connessi, e con uno spostamento relativo massimo pari a pochi centimetri scongiura il meccanismo di perdita di appoggio tra tegolo e trave.

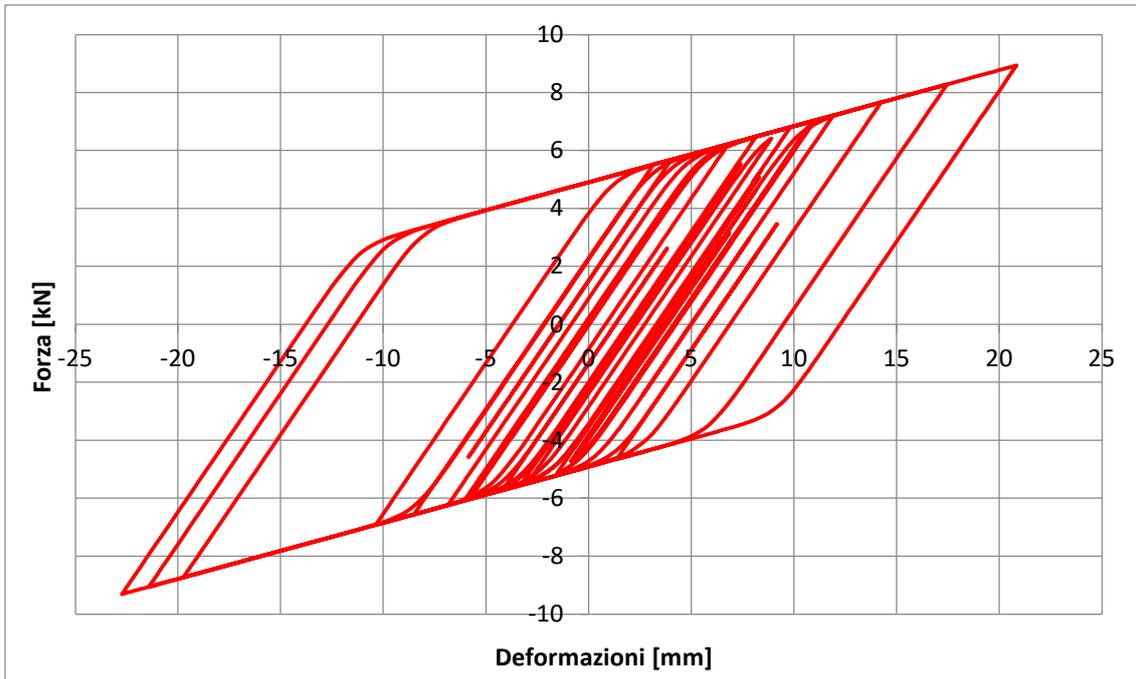


Figura 5. 22-Diagramma taglio-deformazione di due dispositivi ad archetti accoppiati, applicati ad una nervatura del tegolo, per il 3° accelerogramma applicato in direzione X

In figura sottostante viene riportato il diagramma momento-rotazione di una delle cerniere plastiche applicate alla base dei pilastri, in particolare quella mostrata è inerente al pilastro n° 10. Il diagramma mostra il comportamento della cerniera plastica sottoposta all'azione sismica che porta all'applicazione di rotazione alla corda cicliche.

In particolare, si può osservare il comportamento bilineare: caratterizzato da una prima fase con rigidità elastica fino al raggiungimento del punto di snervamento definito da un momento flettente $M_y = 291,5 \text{ kN}$ e da una rotazione alla corda $\theta_y = 0,010 \text{ rad}$, seguito poi da un ramo plastico con deformazioni permanenti. La fase di scarico dal ramo plastico avviene con una rigidità pari a quella elastico. Come per il grafico precedente l'area sottesa dalla curva rappresenta l'energia dissipata dalla cerniera plastica.

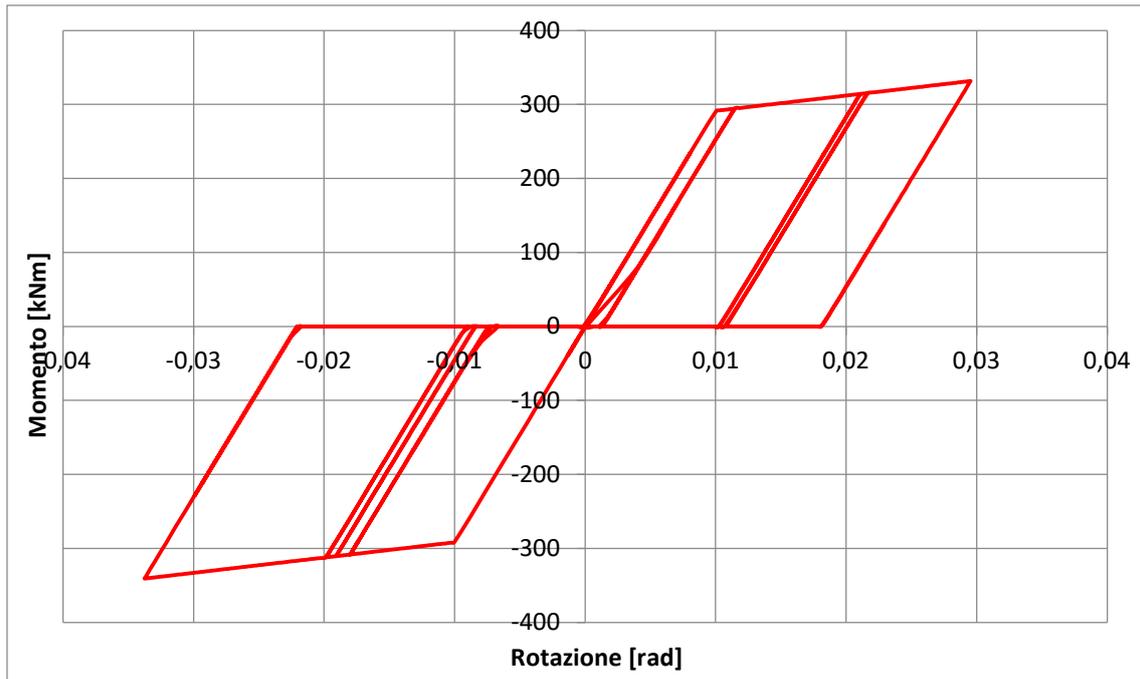


Figura 5. 23-Diagramma momento-rotazione della cerniera a plasticità concentrata del pilastro n°10, per il 5° accelerogramma applicato in direzione Y

5.4 VERIFICHE

Nel seguente paragrafo si ripercorrono le verifiche svolte nella valutazione di sicurezza dello stato di fatto, e mostra il confronto in termini di: sollecitazioni agenti sui singoli elementi e come fattore di sicurezza, ricavati per il modello con connessioni dissipative e cerniere plastiche alla base dei pilastri.

5.4.1 CAPACITA' DI ROTAZIONE CERNIERE PLASTICHE

Il confronto fra la capacità di rotazione delle cerniere plastiche e la domanda, indotta dall'azione sismica viene ricondotto ad una verifica degli spostamenti in sommità ai pilastri. La capacità in spostamento in testa ai pilastri (d_u) al seguito della formazione della cerniera plastica nella sezione di base si ricava mediante la seguente espressione:

$$d_u = \theta_u \cdot \left(H_{pilaastro} - \frac{L_{pl}}{2} \right)$$

Dove:

θ_u è la capacità di rotazione della cerniera plastica;

$H_{pilaastro}$ è l'altezza del pilastro;

L_{pl} è la lunghezza di cerniera plastica.

La domanda in spostamento indotta dall'azione sismica è valutata in sommità ai pilastri considerando i valori più gravosi fra quelli ottenuti combinando le due *Load Cases* THx e THy ottenute dai valori medi dei 7 accelerogrammi.

Nelle immagini sottostanti di riportano una vista *solid* del modello che permette di visualizzare gli spostamenti tramite un *contour* di colori. Il calcolo della capacità di spostamento in sommità ai pilastri, con la formula sopra definita, e la relativa verifica eseguita in forma tabellare.

Dai risultati ottenuti per il modello con connessioni dissipative tra tegolo e trave si può affermare che si è abbondantemente raggiunto l'obiettivo di raggiungimento di almeno un fattore di sicurezza pari a 0,80.

5.4.2 PERDITA DI APPOGGIO TEGOLO-TRAVE

Questa modalità di collasso è scongiurata dall’inserimento dei dispositivi di connessione tra tegolo e trave, che fornisce un vincolo tra gli elementi strutturali, ed evita quindi moti in controfase dei pilastri e della trave rispetto ai tegoli. Come mostrato precedentemente nel diagramma forza-deformazione della connessione gli spostamenti relativi tra tegolo e trave risultano di pochi centimetri, si riporta in figura sottostante il grafico Time History degli spostamenti relativi tra trave e tegolo per l’accelerogramma con effetti più gravosi nella connessione soggetta a maggiore deformazione. L’accelerogramma è applicato in direzione X, parallela quindi all’asse longitudinale dei tegoli, direzione nella quale si avrebbe la perdita di appoggio tra gli elementi strutturali.

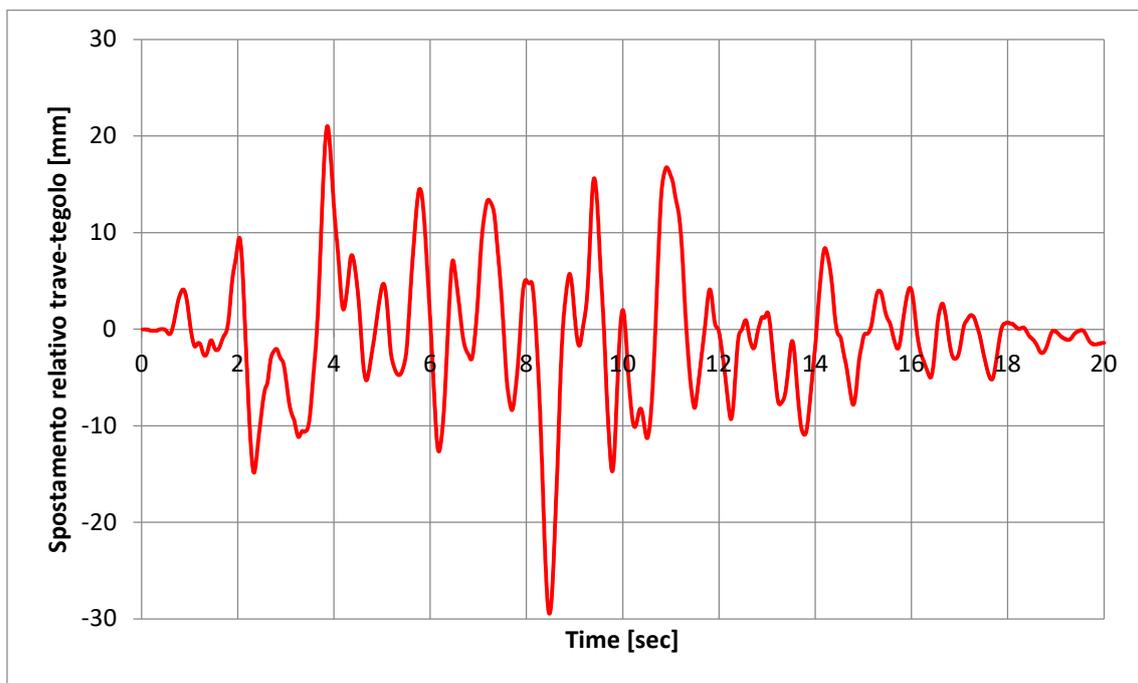


Figura 5. 25-Grafico time history degli spostamenti relativi tra tegolo e trave

Lo spostamento relativo massimo risulta essere pari a 3 cm a fronte di una capacità d’appoggio fornita dalla ala della trave prefabbricata di 30 cm, pertanto, la verifica risulta soddisfatta e non si verifica la perdita di appoggio tra elementi strutturali.

5.4.3 CONNESSIONI TRAVE-PILASTRO

In accordo con la gerarchia delle resistenze, al fine di evitare modalità di rottura fragili caratterizzate dalla ridotta capacità di dissipare energia e dal verificarsi in modo improvviso, favorendo modalità di rottura duttili e quindi in grado di dissipare energia, le sollecitazioni agenti nella connessione tra tegolo e trave, siano essi con spinotti o con forcella, sono incrementate di un fattore di sovraresistenza pari a 1,20 ($\gamma_{Rd} = 1,20$).

L'utilizzo di connessioni dissipative tra tegolo e trave porta ad una riduzione delle sollecitazioni agenti: infatti, quando le forze sismiche diventano sufficientemente grandi da portare a snervamento gli archetti, quest'ultimi avendo un comportamento plastico si deformano in modo duttile limitando nel contempo l'azione trasmessa alla sottostruttura. Ciò si può osservare nel grafico sottostante nel quale viene messo a confronto le forze agenti nella connessione trave-pilastro per i due modelli che si differenziano per la tipologia di vincolo assunto tra tegolo e trave: connessioni dissipative, o vincolo a cerniere.

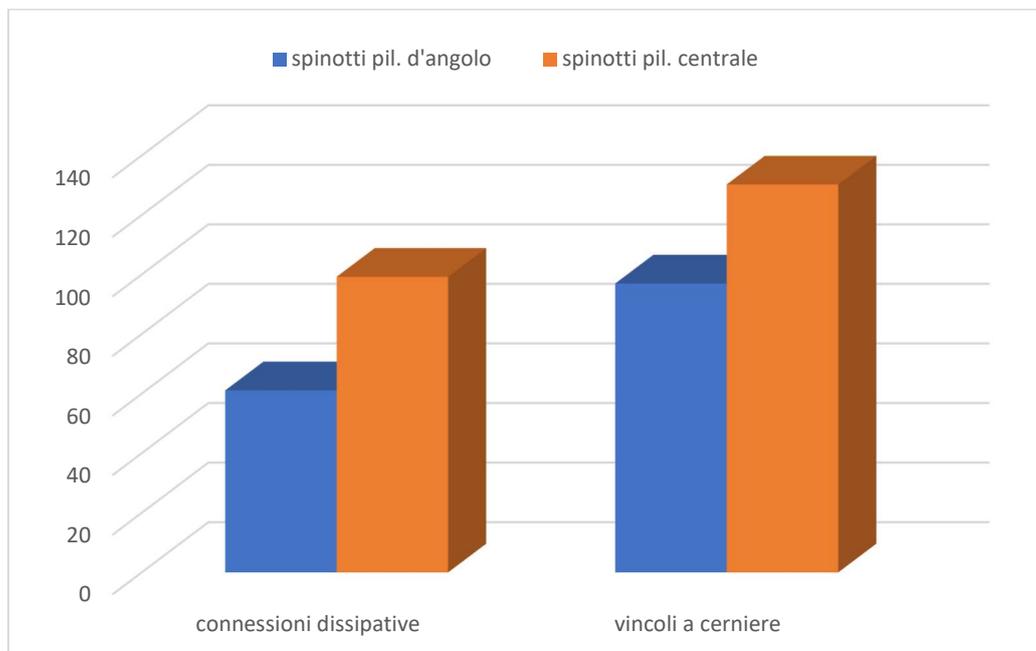


Figura 5. 26-Confronto sollecitazioni agenti nella connessione trave-pilastro per i differenti modelli

In tabella sono riportati i risultati delle verifiche delle connessioni trave-pilastro con le sollecitazioni ottenute dall' analisi THNL per il modello con dispositivi ad archetto. Le formule utilizzate ed i meccanismi di rottura sono i medesimi di quelli precedentemente utilizzati nella vulnerabilità sismica dello stato di fatto; pertanto, in tabella vi sono esclusivamente i risultati espressi come fattore di sicurezza, ossia forza resistente diviso forza agente incrementata del fattore di sovraresistenza. Si può osservare come l'utilizzo di connessioni dissipative e la conseguente riduzione delle sollecitazioni agenti porti in questo caso alla verifica degli spinotti e delle forcelle ad eccezione fatta per la verifica a taglio delle forcelle per le quali si possono prevedere degli interventi locali mirati.

Tabella 5. 4-Risultati verifiche connessioni trave-pilastri

n° PILASTRO	DIREZIONE SISMA	MECCANISMO ROTTURA:		
		SPINOTTI	FORCELLA- fless.	FORCELLA-tagl.
1	X	1,38		
1	Y	1,89		
2	X	1,56		
2	Y	1,72		
3	X	1,56		
3	Y	1,72		
4	X	1,52		
4	Y	1,41		
5	X	1,44		
5	Y	1,43		
6	X	1,36		
6	Y	1,37		
7	X	1,44		
7	Y	1,34		
8	X	2,17		
8	Y	2,67		
9	X	1,81		
9	Y	2,67		
10	X	2,09		
10	Y	2,06		
11	X	1,74		
11	Y	2,10		
12	X	1,41		
12	Y	1,05		
13	X		1,74	0,53
14	X		1,28	0,37
15	X		1,02	0,32
16	X		1,04	0,64
16	X	1,92		
16	Y	1,43		
17	X	1,65		
17	Y	1,41		
18	X	1,36		
18	Y	1,50		

5.4.4 TAGLIO PILASTRI

La verifica a taglio dei pilastri è stata svolta, come definito dalla normativa, con il taglio sollecitante agente sul pilastro minore tra quello attenuato dall'analisi sismica elastica ($q=1,50$) e quello ricavato dalla derivata del momento resistente dei pilastri incrementate del fattore di sovrarresistenza assunto pari a 1,20. In questo caso le sollecitazioni di taglio minori sono proprio quest'ultime. Pertanto, la verifica a taglio dei pilastri è già stata svolta nei capitoli precedenti.

5.4.5 PLINTI A BICCHIERE

La verifica del plinto a bicchiere si esegue in accordo con le formulazioni presenti nella *CNR 10025-Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo*. Il plinto viene considerato come un sistema monolitico nel quale si individuano dei meccanismi tirante-puntone.

Per definire le sollecitazioni agenti sul bicchiere di fondazione si procede come quanto fatto per la verifica a taglio dei pilastri, infatti essendo la rottura del bicchiere anch'essa una modalità di rottura fragile le sollecitazioni agenti minore tra quello attenuato dall'analisi sismica elastica ($q=1,50$) e quelle assumendo un momento massimo pari al momento resistente del pilastro amplificato per il coefficiente di sovrarresistenza ed il corrispettivo taglio. Pertanto, anche in questo caso la verifica è già stata eseguita precedentemente.

In figura sottostante viene proposta un diagramma rappresentante il fattore di sicurezza (F_{Rd} / F_{Ed}) per i vari meccanismi tirante-puntone dal quale si evince come quest'ultimi raggiungano valori maggiori di 1, pertanto verificati, oppure nel range di 0,80 ossia il limite minimo per gli interventi di adeguamento per un incremento della classe d'uso come definito da normativa. Tuttavia, alcuni meccanismi non risultano verificati, in particolare il puntone compresso superiore agente nel bordo frontale del bicchiere, il quale si assesta intorno valori di 0,40-0,45, inferiori al limite precedentemente definito da normativa.

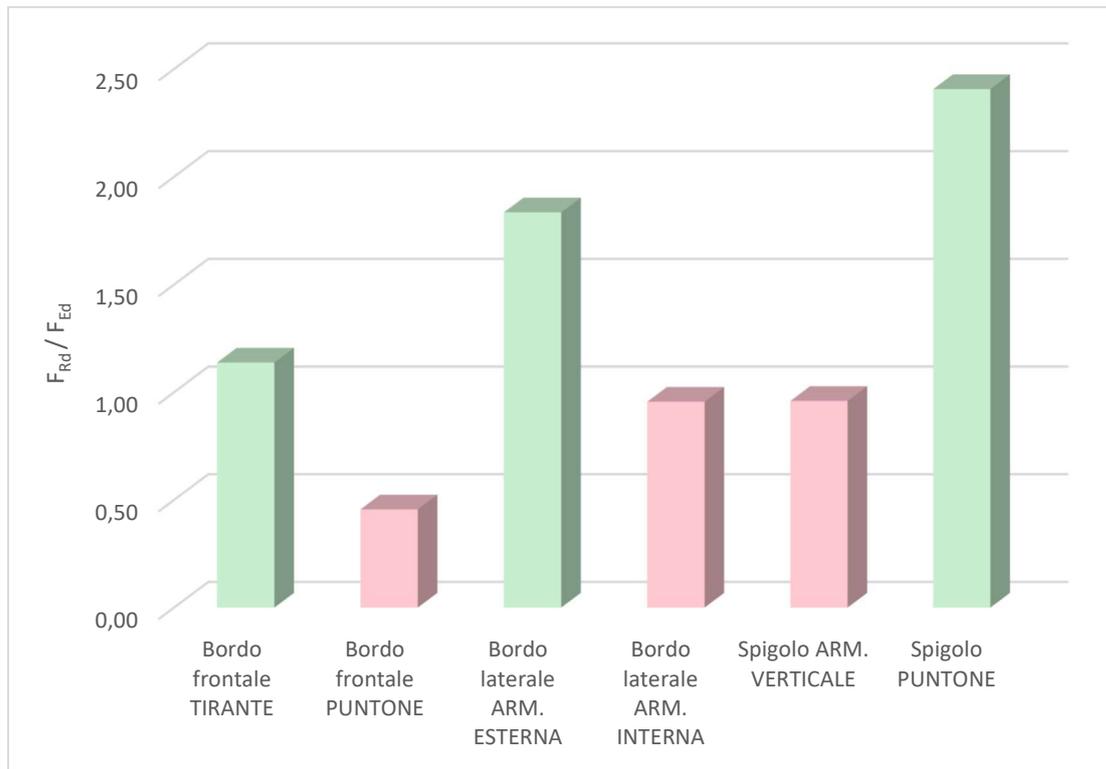


Figura 5. 27-Risultati verifica bicchiere Plinto n°8, forza sismica direzione X

Dai risultati ottenuti si può affermare che uno degli interventi necessari per l'adeguamento sismico della struttura sia irrobustire la parte alta del bicchiere di fondazione in quanto la verifica del puntone di calcestruzzo del setto frontale non raggiunge il valore minimo di sicurezza.

5.5 VALUTAZIONE DELLO SMORZAMENTO AGGIUNTIVO DATO DAGLI ARCHETTI

L'utilizzo di metodi di analisi operanti nel dominio del tempo con la risoluzione dell'equazione del moto necessitano di definire uno smorzamento viscoso attraverso la matrice di dissipazione costruita mediante la formulazione di Rayleigh. A differenza dei metodi di analisi operanti nel dominio della frequenza dove lo smorzamento è indipendente dalla frequenza, nelle analisi non lineari, l'adozione di un modello costitutivo non lineare consente di modellare il reale comportamento isteretico tramite l'aggiornamento passo passo della matrice di rigidità, pertanto si ha che lo smorzamento risulta dipendente dalla frequenza. [16]

La matrice di dissipazione viscosa viene quindi definita mediante la formulazione di Rayleigh completa, cioè come combinazione lineare della matrice delle masse e di quella delle rigidità, oppure in forma semplificata, proporzionale alla sola matrice delle rigidità.

Nelle analisi nel dominio del tempo il sistema di equazioni che esprime l'equilibrio dinamico dell'intera struttura è il seguente:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M] \{I\} \ddot{u}_g(t)$$

Dove:

$[M]$ è la matrice delle masse;

$[C]$ è la matrice di dissipazione;

$[K]$ è la matrice delle rigidità;

$\{\ddot{u}\}, \{\dot{u}\}$ e $\{u\}$ sono i vettori delle accelerazioni, velocità e spostamento relativi;

$\{I\}$ è il vettore identità;

$\ddot{u}_g(t)$ la storia temporale dell'accelerazione.

Dall'espressione sopra riportata si ha che l'integrazione delle equazioni del moto richiede la conoscenza della matrice di dissipazione $[C]$ definita secondo la formulazione di Rayleigh.

L'equazione può essere risolta con diversi schemi di integrazione al passo tra i quali quelli più utilizzati sono quello di Wilson e di Newmark, quest'ultimo è quello utilizzato nella seguente tesi in quanto è implementato all'interno dell'software *Midas Gen*.

La normativa definisce η come il fattore che altera lo spettro elastico considerando gli smorzamenti viscosi convenzionali.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

Nelle analisi Time History sia lineare che non lineare, ossia quelle utilizzate per i modelli con l'inserimento delle carriere a plasticità concentrata ed i dispositivi di connessione isteretici ad archetto si è assunto un fattore di smorzamento ξ pari a 3% per tenere conto dello smorzamento fornito dalla struttura senza considerare le cerniere plastiche e le connessioni dissipative tegolo-trave.

η può essere definito anche come il rapporto tra gli spostamenti della struttura ottenuti con un'analisi dinamica lineare con spettro elastico e quelli invece ricavati dall'analisi Time History. Assumendo $\xi = 3$ si ha:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + 3)}} = 1,118 = \frac{d^{THL}}{d^{SPETTRALE}}$$

Dove:

d^{THL} è lo spostamento medio in testa ai pilastri ottenuto con un'analisi Time History lineare;

$d^{SPETTRALE}$ è lo spostamento medio in testa ai pilastri ottenuto con un'analisi spettrale elastica ovvero con fattore di struttura $q=1$ e smorzamento $\xi=5\%$.

Considerando il modello con le cerniere plastiche alla base dei pilastri, per il quale è stata svolta un'analisi THNL. Essendo noti gli spostamenti in sommità ai pilastri è possibile definire η :

$$\eta = \frac{d_{CP}^{THNL}}{d^{SPETTRALE}} = \frac{9,55}{10,53} = \sqrt{\frac{10}{(5 + 3 + \xi_{CP})}}$$

Dove:

d_{CP}^{THNL} è lo spostamento medio in testa ai pilastri ottenuto con un'analisi Time History per il modello con le cerniere plastiche alla base dei pilastri;

Da quest'ultima relazione è possibile ricavare lo smorzamento aggiuntivo dato dalle cerniere plastiche $\xi_{CP} \cong 4,20\%$

In conclusione, noti gli spostamenti in sommità dei pilastri per il modello con le cerniere plastiche e i dispositivi ad archetto si ricava nuovamente η :

$$\eta = \frac{d_{CP+archetti}^{THNL}}{d^{SPETTRALE}} = \frac{7,23}{10,53}$$

Dove:

$d_{CP+archetti}^{THNL}$ è lo spostamento medio in testa ai pilastri ottenuto con un'analisi Time History per il modello con le cerniere plastiche e i dispositivi ad archetto;

In quest'ultimo caso il parametro η tiene conto anche dello smorzamento aggiuntivo fornito dagli archetti $\xi_{archetti}$ oltre a quello delle cerniere plastiche ξ_{CP} , pertanto η risulta definito come riportato nell'espressione sottostante.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + 3 + \xi_{CP} + \xi_{archetti})}}$$

È possibile ora ricavare lo smorzamento equivalente aggiuntivo apportato dai dispositivi ad archetto, che risulta essere pari a $\xi_{archetti} \cong 8\%$.

Nei grafici sottostanti viene riportato il confronto delle storie temporali dello spostamento in sommità al pilastro per un pilastro centrale ed uno d'angolo per i due differenti modelli: quello con vincoli a cerniera tra tegolo e trave e quello con i dispositivi ad archetto. La linea rossa del grafico rappresenta invece lo spostamento in testa al pilastro ottenuto con un'analisi dinamica lineare con spettro elastico.

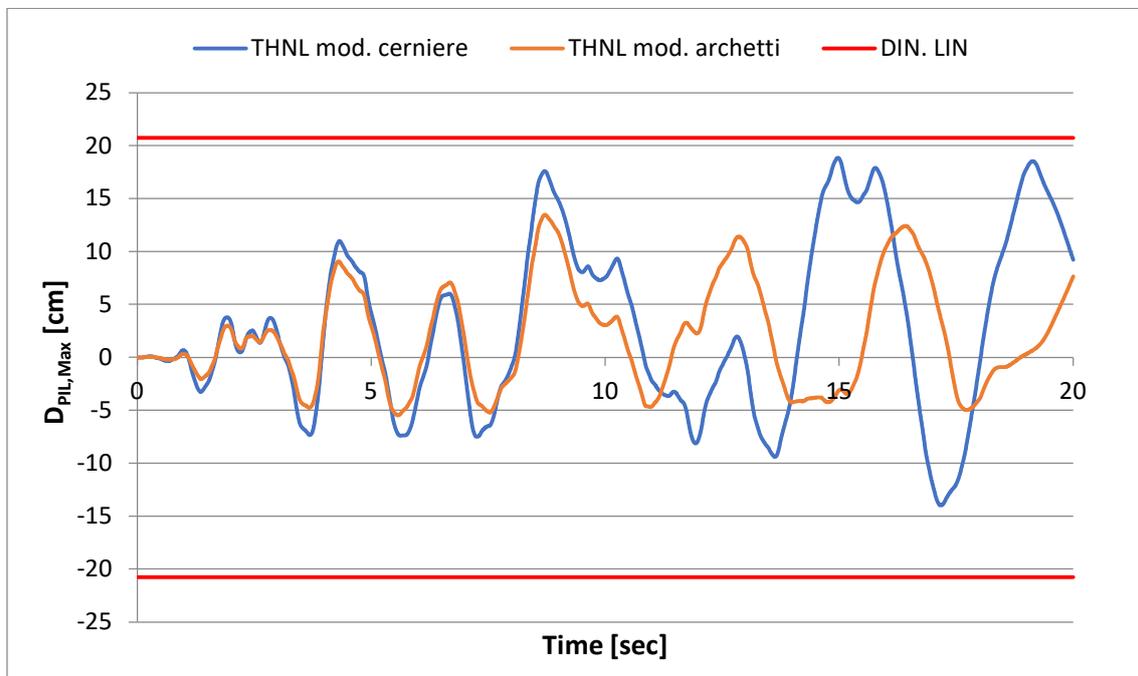


Figura 5. 28-Confronto tra le Time History dello spostamento in sommità al pilastro per i due modelli, per un pilastro centrale

Si osserva che inizialmente sia per il pilastro centrale che per quello d'angolo gli spostamenti in sommità al pilastro per i due differenti modelli coincidono. Questo è dovuto al fatto che nei primi secondi del sisma le accelerazioni non sufficientemente elevate da causare forze sismiche agenti sugli archetti superiori al limite di snervamento. Il raggiungimento di tale limite di snervamento e la successiva entrata in campo plastico porta ad una dissipazione energetica attraverso cicli isteretici

degli archetti, con una conseguente riduzione degli spostamenti in sommità al pilastro.

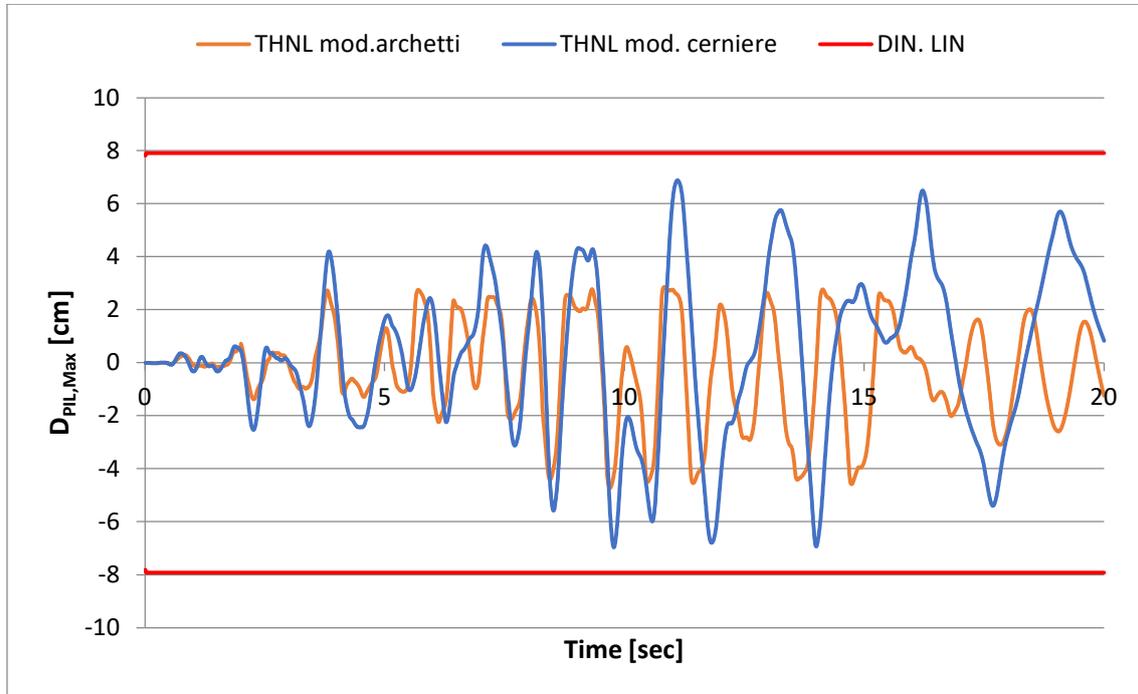


Figura 5. 29-Confronto tra le Time History dello spostamento in sommità al pilastro per i due modelli, per un pilastro d'angolo

CAPITOLO 6 – CONCLUSIONI

Nella seguente tesi di laurea è stata sviluppata la tematica della vulnerabilità sismica dello stato di fatto di un edificio prefabbricato e successivamente una valutazione dei risultati ottenuti ipotizzando di utilizzare delle connessioni dissipative tra tegolo e trave. La necessità di uno studio riguardante la vulnerabilità sismica e soprattutto l'adeguamento sismico è di particolare importanza per questa tipologia di edifici mono-impalcati alla luce delle criticità emerse per le strutture prefabbricate a seguito dell'evento sismico dell'Emilia-Romagna nel 2012, il quale ha portato al collasso al danneggiamento di numerosi capannoni industriali.

Le criticità maggiormente rilevanti le strutture prefabbricate mono-piano possono essere ricondotte a quattro casistiche:

- mancanza di connessioni meccaniche tra elementi strutturali. Il trasferimento delle forze orizzontali è affidato all'attrito, è questo porta a problematiche di perdita d'appoggio;
- carenze strutturali nei pilastri. Pilastri di grande sezione ma debolmente armati soprattutto trasversalmente, presentando staffe di diametro ridotto con passo eccessivo;
- pannelli di tamponamento prefabbricati connessi alla struttura mediante vincoli che non consentono gli spostamenti indotti dal sisma o realizzati con meccanismi inadeguati per le forze di ribaltamento fuori piano rispetto il pannello stesso;
- presenza all'interno dei capannoni industriali di scaffalatura non controventate contenenti materiali pesanti, che possono collassare coinvolgendo la struttura, causandone il danneggiamento o addirittura il crollo.

Nella presente tesi vi è un primo capitolo introduttivo nel quale si descrivono gli elementi strutturali tipici e ricorrenti di questa tipologia costruttiva, per poi passare ad un breve excursus sulla normativa sismica italiana, ed infine approfondimenti

delle problematiche per le strutture prefabbricate sopra citati con una serie di possibili interventi volti a ridurre o eliminare tali criticità.

La maggior parte del patrimonio edilizio industriale italiano è stato costruito negli anni 60' 70' a seguito del boom economico, ma anche quelli più recenti presentano le criticità definite precedentemente in quanto la normativa vigente all'epoca consentiva di affidare la resistenza alle forze orizzontali nelle connessioni interamente all'attrito senza nessun vincolo di tipo meccanico. Tale metodologia era consentita esclusivamente in zone non classificate sismiche però, la continua modifica della zonizzazione sismica: con un incremento delle zone sismiche presenti nel territorio nazionale, ha portato numerosi edifici progettati per resistere esclusivamente a forze gravitazionale e modeste forze orizzontali da vento a dover resistere anche a forze sismiche.

Nel presente lavoro, si è dapprima analizzata la vulnerabilità sismica dell'edificio esistente al fine di valutare il comportamento dinamico della struttura per poi accertare e quantificare le criticità. In questa fase ci si è avvalsi dell'utilizzo del software agli elementi finiti *Midas Gen*. Gli elementi strutturali quali travi, tegoli e pilastri sono stati modellati come elementi *Beam*, mentre i pannelli di tamponamento sono stati definiti esclusivamente come masse sismiche. La struttura è costituita da file di pilastri incastrate al piede, in sommità ad esse sono incernierate le travi. I tegoli disposti longitudinalmente rispetto alle travi. Non essendoci una cappa integrativa in calcestruzzo in copertura gettata sopra il setto orizzontale dei tegoli TT non si è assunto nessun piano rigido: pertanto, i tegoli sono liberi di muoversi indipendentemente gli uni dagli altri. Il peso proprio degli elementi strutturali è stato calcolato in automatico dal software come *Self Weight*, mentre i carichi gravitazionali dovuti dal manto in copertura ed i carichi accidentali sono stati inseriti direttamente come carichi lineari gravanti sui tegoli di copertura.

In questa fase sono stati realizzati tre modelli: un primo modello nel quale si assume un collegamento a cerniera fra le travi ed i pilastri e tra tegoli e travi, ipotizzando quindi che l'attrito sia in grado di assicurare il mutuo collegamento fra i vari elementi strutturali. Negli altri due modelli, in quanto i tegoli sono semplicemente appoggiati in uno strato di neoprene sulle ali delle travi in c.a.p. e quindi allo stato di

fatto la connessione attritiva può diventare inefficace in caso di componenti verticali del sisma, viene considerato inefficace in modo alternato prima a destra e poi a sinistra gli appoggi dei tegoli. Per la valutazione sismica si è utilizzata l'analisi dinamica lineare nella quale l'azione sismica è rappresentata dallo spettro elastico di progetto.

Successivamente a questa fase nella quale sono emerse delle importanti e diffuse criticità della struttura si è passati all'adeguamento mediante l'utilizzo di connessioni dissipative ad archetti e l'inserimento di un foglio di teflon al di sotto dei tegoli in modo ad abbattere la forza di attrito. Sono stati definiti le caratteristiche necessarie per modellare le connessioni come elementi general-link del tipo hysteretic-system all'interno del software di calcolo. Le connessioni sono state inserite in ciascuna delle estremità degli elementi in entrambe le nervature dei tegoli. È importante precisare che questi dispositivi di connessione da archetto, oltre ad avere un comportamento duttile ben rappresentato dai cicli di isteresi comportando una dissipazione energetica, forniscono anche un vincolo di tipo meccanico volto ad evitare il collasso per perdita d'appoggio del tegolo di copertura rispetto alla trave.

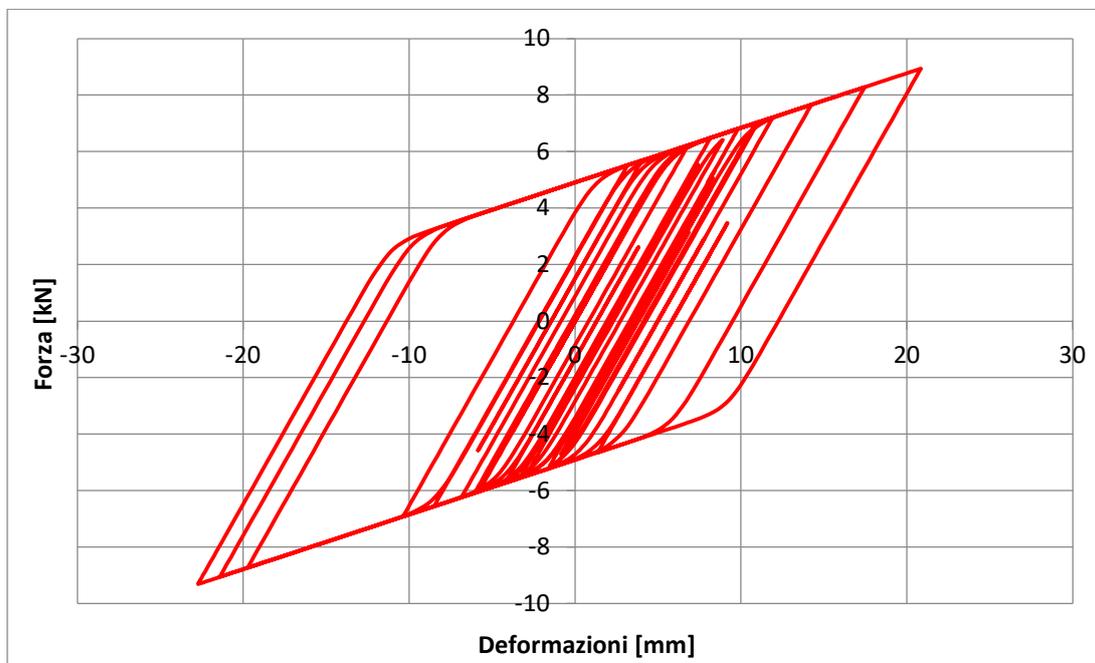


Figura 6. 1-Diagramma taglio-deformazione di due dispositivi ad archetti accoppiati, applicati ad una nervatura del tegolo, per il 3° accelerogramma applicato in direzione X

Al fine di considerare anche la dissipazione di energia a livello della struttura con la formazione di cerniere plastiche alla base dei pilastri, sono stati definiti prima i diagrammi momento-curvatura per le varie sezioni di pilastri e successivamente utilizzando le espressioni presenti in normativa i diagrammi momento-rotazione. Noti quest'ultimi sono state modellate le cerniere a plasticità concentrate all'interno del software come *Inelastic Hinge Properties* con una curva *SLIP Bilinear* costruito a partire dai diagrammi precedentemente definiti.

Per l'analisi sismica del modello con le connessioni tegolo-trave dissipative e le cerniere a plasticità concentrate alla base dei pilastri è stata eseguita un'analisi dinamica non lineare con integrazione al passo dell'equazione del moto. Concordemente a quanto specificato dalla normativa, come sollecitazioni agenti sono stati considerati sette accelerogrammi artificiali spettro-compatibili, definiti tramite l'utilizzo del software a distribuzione libera "Gelfi - SIMQKE_GR" (Artificial earthquakes compatible with response spectra), sviluppato dal professor Piero Gelfi dell'Università di Brescia. Dai risultati emersi in termini di sollecitazioni agenti negli elementi strutturali e nelle connessioni, si ha una notevole riduzione per quest'ultimo modello rispetto a quello originario rappresentante lo stato di fatto della struttura. Note quindi le sollecitazioni, si sono ripercorse le verifiche eseguite per la valutazione di vulnerabilità sismica dalle quali si evince come l'inserimento di connessioni dissipative e la conseguente riduzione di sollecitazioni agenti porti ad un notevole miglioramento della risposta sismica della struttura.

Successivamente è stato inoltre valutato lo smorzamento aggiuntivo fornito dai dispositivi ad archetto nella connessione tra tegolo e travi. Noti gli spostamenti dei pilastri per i vari modelli è stato calcolato il fattore η che altera lo spettro elastico considerando gli smorzamenti viscosi convenzionali ($\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$) ricavando così prima lo smorzamento aggiuntivo fornito dalle cerniere plastiche alla base dei pilastri, ed inseguito noto quest'ultimo lo smorzamento aggiuntivo fornito dagli archetti.

A conclusione del lavoro sviluppato in questa tesi di laurea, si può affermare che l'utilizzo di connessioni dissipative tra tegolo e trave porti al raggiungimento di un fattore di sicurezza (forza resistente/forza agente) pari all'unità o comunque

superiore al limite imposto alla normativa per gli interventi di adeguamento pari a 0,80 in particolare per le verifiche delle: connessioni spinottate, connessioni a forcella, taglio nei pilastri, capacità rotazionale delle cerniere plastiche e capacità d'appoggio. Le verifiche dei plinti a bicchiere e delle forcelle a taglio, invece non raggiungono tale valore fissato da normativa, ma i risultati ottenuti sono comunque soddisfacenti in quanto si ha un notevole incremento del fattore di sicurezza rispetto alla situazione ordinaria. A fronte di ciò, per la seguente struttura si potrebbero dunque prevedere gli interventi di rinforzo delle forcelle, la messa in sicurezza dei tamponamenti perimetrali per evitare il collasso in seguito agli spostamenti della struttura indotti dal sisma ed infine degli interventi di rinforzo locale nei bicchieri di fondazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bonfanti C., Carabellese A., Toniolo G. *“Strutture Prefabbricate: Catalogo Delle Tipologie Esistenti”*, 2008;
- [2] Mandelli Contegni M., A. Palermo A., Toniolo G. *“Strutture Prefabbricate: Schedario di edifici Prefabbricati in c.a.”* redatto nell’ambito del progetto triennale 2005/08-DPC/RELUIS in collaborazione con Assobeton, 2008;
- [3] O.P.C.M.3274, *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica”*, 2003;
- [4] Gruppo di lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali: RELUIS, ASSOBTETON, CNI, PROTESIONE CIVILE, in collaborazione con Federazione Regionale Ordini Ingegneri dell’Emilia-Romagna *“Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici”*, 2012;
- [5] D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018 *“Norme tecniche per le costruzioni”* ;
- [6] Circolare 21 gennaio 2019 n°7 C.S.LL.PP *“Istruzioni per l’applicazione dell’ Aggiornamento delle Nuove Norme tecniche”*;
- [7] ASSOBTETON *“Linee Guida per la progettazione sismica si strutture prefabbricate”*;
- [8] Capozzi V., Magliulo G. e Manfredi G. *“Resistenza a taglio delle connessioni trave-pilastro spinottate nelle strutture prefabbricate”* Industrie e Manufatti Cementizi – ASSOBTETON, 2009;
- [9] Capozzi V. *“Comportamento Sismico Dei Collegamenti Nelle Strutture Prefabbricate”* Tesi di dottorato, 2009.
- [10] B. Belletti, C. Damoni, M. Scolari, A. Stocchi *“Studio delle rotture fragili di elementi di copertura prefabbricati collegati alle travi principali con inserti metallici”*, 2011;

- [11] CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche), *Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati* (CNR 10025), 1984;
- [12] D. bolognini, D. Bellotti, E. Brunesi "*Proposta di un metodo di progetto di plinti a bicchiere*";
- [13] C. Beschi, G. Metelli, P. Riva, G. Luitprandi, "*Studio sperimentale del comportamento isteretico di una connessione tegolo - trave per strutture prefabbricate*", 2010;
- [14] M.L. Beconcini, P. Croce e P. Formichi, "*Comportamento sismico di connessioni tegolo-trave in strutture prefabbricate*", 2010;
- [15] Andrea Dalla Via "*Risposta sismica di edifici prefabbricati: effetti dei collegamenti tegoli-travi-pilastrini*", Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, 2012;
- [16] G. Lanzo, A. Pagliaroli e B. D'Elia "*Influenza della modellazione alla Rayleigh dello smorzamento viscoso nelle analisi di risposta sismica locale*", 2004.