

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE



**TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN
INGEGNERIA CIVILE**

**RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI PREFABBRICATI:
EFFETTI DEI COLLEGAMENTI TEGOLI-TRAVI-PILASTRI**

RELATORE: CH.MO PROF. ROBERTO SCOTTA

LAUREANDO: ANDREA DALLA VIA

ANNO ACCADEMICO 2012-2013

SOMMARIO

Premessa	5
Capitolo 1	
L'evoluzione della normativa sismica	7
1.1 L'evoluzione delle normative italiane	7
1.2 Progettazione secondo le normative "storiche"	10
1.3 Progettazione secondo la nuova normativa sismica N.T.C. 2008 [5].....	11
1.3.1 Categorie di sottosuolo	14
1.3.2 Valutazione del fattore di struttura per edifici prefabbricati	14
1.3.3 Valutazione dell'azione sismica.....	15
1.4 Approcci per la difesa sismica	16
1.4.1 Approccio della dissipazione	16
1.4.2 Approccio dell'isolamento	17
Capitolo 2	
Le strutture prefabbricate	19
2.1 Caratteristiche delle strutture prefabbricate	19
2.2 Schemi statici.....	20
2.3 Caratteristiche dei nodi di Connessione.....	22
Capitolo 3	
Danneggiamento ed adeguamento delle strutture prefabbricate esistenti	25
3.1 Principali cause di danno negli edifici prefabbricati monopiano esistenti.	25
3.2 Riferimenti normativi.....	27
3.2.1 Valutazione del grado di sicurezza degli edifici.....	29
3.3 Criteri d'intervento.....	30
3.4 Interventi volti ad evitare la perdita di appoggio	32
3.4.1 Aumento della superficie d'appoggio.....	32
3.4.2 Meccanismi di connessione meccanici	32
3.4.3 Collegamento delle teste dei pilastri	34

3.5	Interventi per il rinforzo degli elementi verticali	35
3.5.1	Ringrosso della sezione.....	35
3.5.2	Incamicatura.....	36
3.5.3	Rinforzo con fibre o “fasciatura”	37
3.5.4	Confronto tra i diversi interventi	37
3.6	Interventi sui pannelli di tamponatura.....	38
3.6.1	Collegamento mediante funi	39
3.6.2	collegamento mediante squadrette d’acciaio.....	40

Capitolo 4

Nuovi dispositivi di connessione per l’adeguamento sismico 41

4.1	Introduzione.....	41
4.2	Dispositivi di connessione Tegolo-Trave e Trave-Pilastro	43
4.2.1	Interventi con squadrette metalliche	43
4.2.2	Dispositivi di dissipazione e ricentraggio.....	44
4.2.2.1	Dispositivo di dissipazione	45
4.2.2.2	Dispositivo di ricentraggio.....	47
4.2.2.3	Utilizzo combinato di dispositivi di dissipazione e ricentraggio	48
4.2.3	Interventi con “MiniBIB”.....	49
4.2.4	Interventi con dispositivo “Nexfuse”	50
4.2.5	Dispositivi di dissipazione ad archetto.....	52
4.2.6	SismoCell®.....	54
4.3	Dispositivi per pannelli.....	56
4.3.1	Connessioni esistenti.....	57
4.3.2	Pannelli verticali.....	57
4.3.3	Pannelli orizzontali	59
4.3.4	Nuove connessioni	60
4.3.4.1	Ancoraggio tipo 1.....	61
4.3.4.2	Ancoraggio tipo 2.....	62
4.3.4.3	Ancoraggio tipo 3.....	63
4.3.4.4	Ancoraggio tipo 4.....	64

Capitolo 5

Caso oggetto di studio.....	65
5.1 Geometria delle sezioni	66
5.2 Analisi dei carichi.....	66
5.3 Azione sismica di progetto.....	67
5.4 I metodi di analisi e l'analisi dinamica, lineare e non lineare.....	68
5.5 Accelerogrammi spettro-compatibili.....	70

Capitolo 6

Struttura con vincoli ad attrito	75
6.1 Comportamento reale delle connessioni ad attrito	75
6.2 Modellazione delle connessioni ad attrito.....	77
6.2.1 Modellazione ad attrito nullo	77
6.2.2 Modellazione ad attrito costante	78
6.3 Modelli di calcolo	83
6.4 Risultati ottenuti.....	85
6.4.1 Modello 2, connessioni a cerniere	85
6.4.2 Modello 1.1, connessioni ad attrito nullo	87
6.4.3 Modello 1.2, connessioni ad attrito costante	90
6.4.4 Modello 1.3, connessione tegolo-trave ad attrito nullo	94
6.4.5 Modello 1.4, connessione tegolo-trave ad attrito costante	95
6.4.6 Modello 1.5, connessione trave-pilastro ad attrito nullo.....	97
6.4.7 Modello 1.6, connessione trave-pilastro ad attrito costante.....	99
6.4.8 Osservazioni	100

Capitolo 7

Connessioni tegolo-trave a comportamento duttile.....	105
7.1 Stima della forza sismica di riferimento.....	105
7.2 Definizione delle forze di snervamento della connessione	106
7.3 Modelli di calcolo	107
7.4 Risultati ottenuti.....	109
7.5 Osservazioni.....	113

Capitolo 8

Connessioni trave-pilastro a comportamento duttile.....	117
8.1 Stima della forza sismica di riferimento	117
8.2 Definizione delle forze di snervamento della connessione.....	118
8.3 Modelli di calcolo.....	119
8.4 Risultati ottenuti.....	121
8.5 Osservazioni	124

Capitolo 9

Connessioni tegolo-trave con dispositivi ad archetti.....	127
9.1 Descrizione del dispositivo di connessione.....	128
9.2 Comportamento del dispositivo di connessione	131
9.3 Inserimento del dispositivo nel modello dell'intera struttura	137
9.4 Risultati ottenuti.....	139
9.5 Osservazioni	144
9.6 Scelta del diametro ottimale degli archetti.....	144

Capitolo 10

Connessioni ad archetti con teflon.....	149
10.1 Valutazione della forza limite d'attrito per il teflon.....	150
10.2 Modellazione dell'attrito tra tegoli e travi	150
10.3 Risultati ottenuti.....	151
10.4 Osservazioni	156

Capitolo 11

Conclusioni	159
--------------------------	------------

Bibliografia	167
---------------------------	------------

PREMESSA

I recenti sismi avvenuti in Italia, in particolare quello dell'Aquila nel aprile 2009 e dell'Emilia nel maggio 2012, hanno causato il crollo di numerosi capannoni industriali, portando l'attenzione sulla questione della sicurezza sismica delle strutture costituite con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p.

Tra i motivi di questi collassi possono essere individuate in particolare quattro cause ricorrenti:

- La mancanza di collegamenti tra elementi strutturali, ovvero tra tegoli e travi e tra travi e pilastri;
- La carenza strutturale dei pilastri, in termini di resistenza e di duttilità;
- La presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente vincolati alla struttura;
- La presenza di scaffalature non controventate, portanti materiali pesanti, che possono collassare coinvolgendo la struttura, causandone il danneggiamento o addirittura il crollo.

In questa tesi di laurea si è voluto trattare l'analisi della risposta sismica delle strutture prefabbricate in c.a. e c.a.p. studiando nello specifico il primo punto, ovvero la mancanza di collegamenti tra elementi strutturali.

Si tratterà dapprima il caso delle strutture sprovviste di connessioni meccaniche, che affidano il funzionamento nei collegamenti tra gli elementi al solo attrito.

In seconda fase verrà studiato l'inserimento di dispositivi di connessione a carattere duttile, per comprenderne la specifica influenza sul comportamento della struttura.

Infine si propone l'utilizzo di un nuovo sistema di connessione tra tegoli e travi, analizzando i risultati che consente di ottenere.

Strumento fondamentale nello studio sarà l'analisi dinamica con integrazione al passo delle equazioni del moto, che a seconda dei casi sarà a carattere lineare o non lineare.

CAPITOLO 1

L'EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA

1.1 L'EVOLUZIONE DELLE NORMATIVE ITALIANE

Ogni anno in diverse zone del mondo si registrano numerosi eventi sismici, con diversa frequenza, intensità e durata. Tali terremoti causano la perdita di numerose vite umane, oltre a rilevanti danni alle costruzioni ed alle economie dei paesi che li subiscono. Ci si è trovati di fronte alla necessità di sviluppare, nell'ambito delle strutture e dell'ingegneria, tecniche di costruzione atte a preservare le strutture ed a limitarne i danni subiti.

A tale scopo si sono sviluppate in diverse nazioni, quali ad esempio Stati Uniti, Giappone e Nuova Zelanda, normative e linee guida che fornissero specifiche istruzioni per la progettazione sismica dei fabbricati.

Anche in Italia, a partire dai primi anni del 1900 [*D.L. 1526 del 1916 – Quantificazione delle forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio*], sono state introdotte norme per la valutazione delle forze sismiche, e sono state redatte mappe di pericolosità al fine di suddividere il territorio nazionale in zone caratterizzate da diverso rischio.

Con il passare del tempo, a seguito degli eventi disastrosi del Friuli, dell'Irpinia, dell'Umbria e delle Marche, dell'Aquila e delle recenti scosse in Emilia-Romagna, vi è stato un aggiornamento delle normative, con periodiche revisioni delle stesse, che ha portato ad un graduale incremento dell'azione da considerare nella progettazione, oltre ad una progressiva estensione delle zone di rischio e ad un aumento di pericolosità delle stesse (Figura 1.1).

Quest'ultime che in un primo momento venivano dedotte sulla base di dati storici, dai terremoti registrati, subiscono una svolta con l'OPCM 3274 del 2003, frutto degli studi dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), nel quale vengono correttamente individuate e classificate attraverso prove geofisiche. L'azione sismica è valutata in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido, a superficie orizzontale, riferendosi al specifico sito di costruzione, e non riferendosi ad un ambito amministrativo come avveniva nelle normative precedenti. L'OPCM, in particolare, divide il territorio in 4 zone a seconda della specifica accelerazione al suolo a_g del sito in esame. [1]

Questa continua evoluzione ha fatto sì che edifici progettati secondo le normative dell'epoca, in seguito diventate obsolete, risultassero inadeguati alle sollecitazioni

previste dai nuovi testi, anche a causa della trasformazione della zona in cui viene a trovarsi. Appare quindi evidente l'elevato numero di costruzioni vulnerabili.

Possono essere individuati sostanzialmente quattro periodi per l'evoluzione della normativa sulle costruzioni in zona sismica:

- il primo periodo che va dal 1950 al 1974, in cui in normativa non vi è nessuna specifica prescrizione, salvo per il computo della componente di forza orizzontale, che quindi risulta essere carente per molti aspetti;
- il secondo periodo che va dal 1975 al 1996, in cui la normativa presenta un'evoluzione, risultando però ancora inadeguata per nel descrivere i dettagli d'armatura e la duttilità richiesta dagli elementi;
- il terzo periodo, dal 1996 al 2007, in cui vengono fornite specifiche regole di dettaglio;
- il quarto periodo, a partire dal 2008, con norme di maggiore affidabilità, che forniscono migliori specifiche anche per i dettagli costruttivi.

Tra le diverse carenze strutturali derivanti dalle norme inadeguate, si osserva in particolare l'eccessiva spaziatura tra le staffe nelle zone critiche dei pilastri. Tale difetto porta, sotto le azioni cicliche sismiche, al cedimento per instabilità delle barre d'armatura compresse, riducendo la duttilità delle sezioni, e quindi la loro capacità dissipativa.

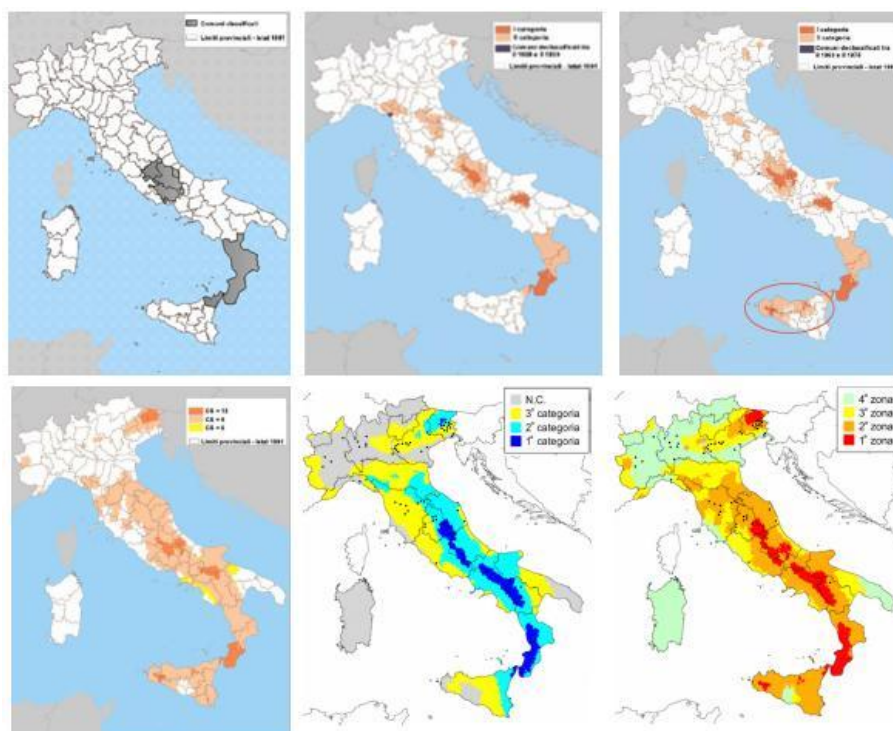


Figura 1.1:

Evoluzione delle mappe di pericolosità sismica: 1909, 1930, 1962, 1980, 1998 e 2003.

Nella tabella sottostante è evidenziato il numero di comuni italiani che, dopo l'entrata in vigore della nuova suddivisione descritta nell'OPCM 3274 del 2003, hanno visto aumentare la loro classificazione di rischio. Si osserva che dei 5135 comuni che prima non risultavano classificati, 3429 sono passati in zona 4, 1621 in zona 3 e 85 addirittura in zona 2. Oltre a questi, si rileva che anche 88 che prima rientravano in zona 3, sono ora passati in zona 2, e 348 che rientravano in zona 2 sono ora in zona 1. Risulta pertanto evidente come le costruzioni progettate nelle zone in cui la valutazione della pericolosità sismica è aumentata risultino inadeguate se verificate secondo i parametri della normativa attuale. Per porre rimedio a queste carenze si dovranno effettuare interventi di adeguamento atti a migliorare la risposta sismica degli edifici, ed a renderli quindi più sicuri in caso di terremoto.

		Classificazione 2003				
		1	2	3	4	Totale
Vecchia classificazione	1a (S=12)	368	0	0	0	368
	2a (S=9)	348	2150	0	0	2498
	3a (S=6)	0	88	11	0	99
	N.C.	0	85	1621	3429	5135
	Totale	716	2323	1632	3429	8100

Annotations:
 - Yellow box: *scendono di categoria* (points to the transition from N.C. to zones 2, 3, and 4).
 - Red box: *salgono di categoria* (points to the transition from zone 2 to zone 1).
 - Grey box: *nessun movimento* (points to the transition from zone 3 to zone 3).

Tabella 1.2:

Variazione del numero di comuni classificati nelle diverse zone di vulnerabilità sismica, tra la normativa attuale e quella precedente

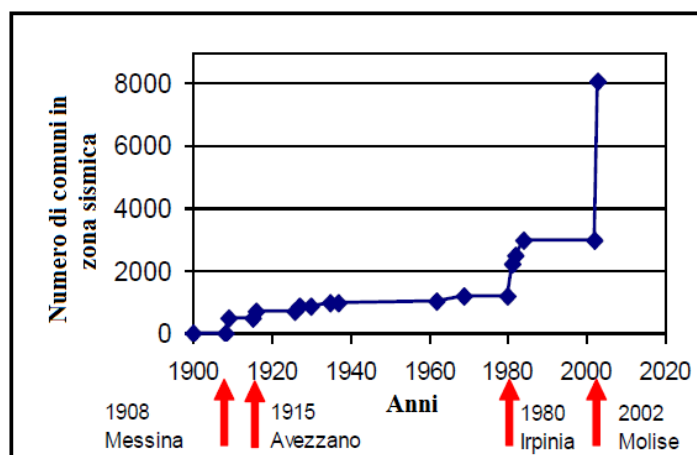


Figura 1.3:

Variazione del numero di comuni classificati in zona sismica con l'andare del tempo

Di seguito si riporta un grafico nel quale si evidenziano come l'incremento delle zone a rischio sia avvenuto nel corso degli anni solo a seguito del verificarsi di eventi disastrosi, e quindi secondo memoria storica. Solo a partire dagli inizi degli anni 2000 si ha avuto una zonizzazione sulla base di studi geofisici, con una classificazione precisa di tutto il territorio Nazionale, basata sull'effettiva valutazione della pericolosità del sito. [22]

1.2 PROGETTAZIONE SECONDO LE NORMATIVE "STORICHE"

Come evidenziato nelle mappe di pericolosità espresse nel paragrafo precedente, fino al 1980 moltissime zone non erano considerate a rischio sismico, non vi era quindi il bisogno di specifici calcoli per la valutazione delle forze orizzontali derivanti dal terremoto. Le strutture prefabbricate costruite in tali zone venivano quindi progettate tenendo conto solamente delle forze orizzontali relative alla spinta del vento e delle forze orizzontali convenzionali.

Come esplicitato nella CNR 10025 del 1983 il calcolo delle forze orizzontali convenzionali veniva effettuato in maniera molto semplice: *"la struttura deve essere verificata sotto l'azione di forze orizzontali convenzionali dal calcolo comunque dirette, pari ad almeno 1,5% dei carichi verticali concomitanti (permanenti e sovraccarichi) combinati nel modo più sfavorevole, durante le fasi transitorie; e almeno il 2% degli stessi in fase finale. Tali forze orizzontali convenzionali non saranno cumulate con altre eventuali azioni orizzontali esterne."* Risulta evidente come le forze così calcolate risultino notevolmente inferiori alle forze orizzontali indotte da un evento sismico, come verrà evidenziato nell'esempio di calcolo che sarà esposto in seguito.

Viene inoltre posta particolare attenzione sul tipo di schema statico che si realizza al termine del montaggio di tutti gli elementi della struttura, ricordando che le strutture ottenute dall'assemblaggio di elementi prefabbricati monodimensionali, presentano una discontinuità di resistenza e deformabilità nelle connessioni tra i vari elementi. Ecco perché tali strutture potranno discostarsi dagli schemi statici classici delle strutture monolitiche.

Nella CNR vengono individuati i criteri per il dimensionamento degli *appoggi semplici*, che vanno calcolati tenendo conto delle condizioni peggiori determinate dalle tolleranze di costruzione e di montaggio. Inoltre le prescrizioni minime prevedono che la profondità effettiva dell'appoggio non sia inferiore a 3 cm se sono previste unioni in continuità e 5 cm se definitivo. Per le travi invece la profondità minima dell'appoggio non deve essere inferiore a $8 \text{ cm} + l/200$, dove l indica la luce netta della trave espressa in cm. Sebbene presenti tali prescrizioni, le unioni per semplice appoggio sono sconsigliate, anche se solo tra l'orditura secondaria di copertura e le travi principali portanti.

1.3 PROGETTAZIONE SECONDO LA NUOVA NORMATIVA SISMICA N.T.C. 2008 [5]

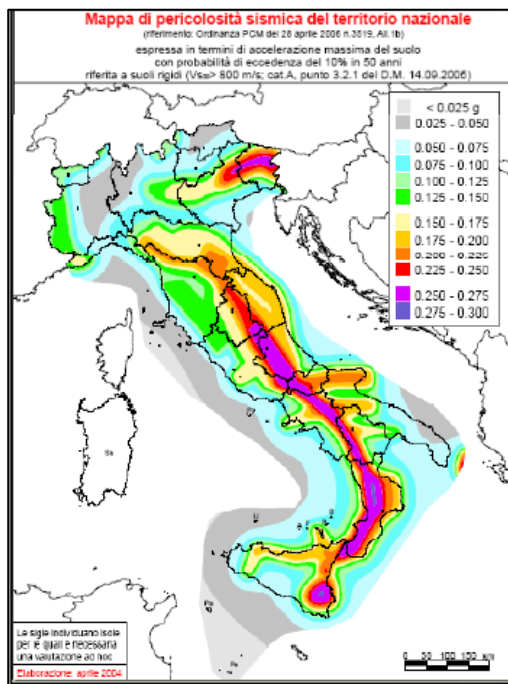


Figura 1.4:

Mappa di pericolosità sismica attuale

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali vengono valutati i diversi stati limite, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi,

purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicata la vita nominale V_n per un coefficiente d’uso C_u funzione della classe d’uso. La vita nominale V_n è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 2.4.I delle NTC e deve essere precisata nei documenti di progetto. Per le strutture prefabbricate a destinazione industriale o direzionale si assume:

$$V_n = 50 \text{ anni}$$

$$V_r = V_n \cdot C_u = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

Noto il periodo di riferimento, le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati si definiscono, come detto, a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_c(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Le norme prevedono quattro stati limite:

due di esercizio:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD);

e due ultimi:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Gli Stati Limite di Esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati Limite Ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

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 1.5:

Tabella relativa alla probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di PVR forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Pertanto la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VB} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono:

$$SLV \rightarrow P_{VR} = 10\%;$$

$$SLC \rightarrow P_{VR} = 5\%.$$

Nota P_{VR} , il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni è pari a:

$$- \quad SLV \rightarrow T_R = - (V_R) / \ln (1 - P_{VA}) = - (50) / \ln (1 - 0,10) = 475 \text{ anni};$$

$$- \quad SLC \rightarrow T_R = - (V_R) / \ln (1 - P_{VA}) = - (50) / \ln (1 - 0,05) = 975 \text{ anni}.$$

Nota il periodo di ritorno dell'azione sismica, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del trattato a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore q maggiore dell'unità. Il valore del fattore q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale. Tale fattore può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

dove:

q_0 : valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione.

K_R : fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

1.3.1 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, la norma consiglia di valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. 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.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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 con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Figura 1.6:
Tabella relativa alle categorie di sottosuolo

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme.

1.3.2 VALUTAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA PER EDIFICI PREFABBRICATI

La normativa vigente prende in considerazione le seguenti tipologie di sistemi strutturali:

- strutture a telaio;
- strutture a pareti;
- strutture miste telaio-pareti.

In aggiunta si considerano anche le seguenti categorie:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;

- strutture a pilastri isostatici (strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da appoggi fissi gravanti su pilastri isostatici).

I valori massimi di q_0 per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella seguente:

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Struttura a pannelli	3,0	4,0 α_w/α_1
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

Figura 1.7:

Tabella relativa ai fattore di struttura q_0 , per classi di duttilità "A" e "B"

Il fattore q deve essere ridotto del 50% nel caso in cui i collegamenti non rispettino le indicazioni specifiche fornite dalle norme e non può assumere un valore maggiore di 1,5 per strutture che non rispettino le indicazioni.

1.3.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica di riferimento è definita a partire dai parametri a_g , F_0 e T_c^* individuati nell'allegato B alle NTC 2008 in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia e del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R . I punti del reticolo sono in totale 10751 definiti in termini di latitudine e longitudine.

Quale che sia il periodo di ritorno e quindi lo stato limite considerato, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle relazioni:

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

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

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

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

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione $S=S_s \cdot S_t$;

S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica;

- S_t il coefficiente di amplificazione topografica, per categoria topografica T_1 ovvero per superfici pianeggianti, pendii e rilevati isolati con inclinazione media inferiore ai 15° . La scelta del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s dipende invece dalla categoria di sottosuolo;
- T_C è il periodo corrispondente alla fine del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da $T_C = C_c \cdot T_c^*$ in cui C_c è funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, pari a $T_B = T_C/3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4,0(a_g/g)+1,6$.

Gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali del sisma sono valutati con riferimento ad uno smorzamento convenzionale del 5 %.

1.4 APPROCCI PER LA DIFESA SISMICA

Le costruzioni in zona sismica devono essere in grado di soddisfare tre requisiti fondamentali:

- la salvaguardia della vita umana;
- il contenimento dei danni alle strutture;
- il mantenimento della funzionalità delle strutture strategiche, ossia quelle opere necessarie all'immediato intervento sul territorio in caso di terremoto.

Per raggiungere tali obiettivi si possono utilizzare sostanzialmente due metodologie, caratterizzate da due approcci completamente opposti:

- 1) il primo metodo consiste nel raggiungere la difesa sismica del fabbricato attraverso la duttilità della struttura, in modo tale che in caso di sisma possa entrare in campo plastico, usufruendo delle riserve di resistenza;
- 2) il secondo metodo prevede di diminuire le azioni telluriche in modo che la struttura possa rimanere in campo elastico.

[5]

1.4.1 APPROCCIO DELLA DISSIPAZIONE

L'approccio della dissipazione (1) è solitamente utilizzato per le costruzioni ordinarie, per le quali è ammesso che la struttura si deformi oltre il limite elastico accettando anche danneggiamenti rilevanti, che porterebbero alla successiva demolizione e ricostruzione dell'edificio, purché conservi la capacità portante degli elementi ai carichi verticali, anche dopo l'ingresso in campo plastico, evitando così fenomeni di rotture locali e crolli per instabilità.

I tre concetti fondamentali per questa strategia progettuale sono:

- Rigidità: definita come relazione tra forze e corrispondente spostamento della struttura;

- Resistenza: ovvero la massima forza che la struttura (o un singolo elemento) è in grado di sopportare;
- Duttilità: è la capacità dell'elemento di deformarsi anelasticamente, dissipando energia, definita come rapporto tra la deformazione ultima che l'elemento può subire e la deformazione a snervamento.

Progettare la struttura in modo che sia duttile, permette di evitare rotture di tipo fragile, che giungono in maniera improvvisa, dissipare energia tramite cicli isteretici, aumentare i periodi propri di vibrazione e avere vantaggi economici, in quanto risulterebbe molto oneroso dimensionare la struttura affinché la risposta al sisma avvenga in campo elastico. Questo obiettivo viene conseguito mediante la gerarchia delle resistenze. Essa prevede una gerarchizzazione degli elementi portanti della struttura, in modo da indirizzare la formazione delle cerniere plastiche nei punti voluti dal progettista, al fine di massimizzare la dissipazione di energia, evitando così la formazione di meccanismi di rottura fragile e la formazione di cerniere plastiche in punti che causerebbero collassi per instabilità o con modalità scarsamente dissipative. (Figura 2)

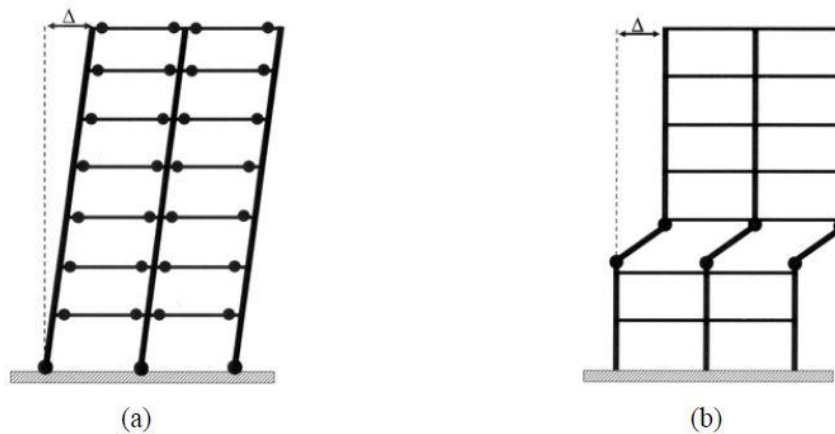


Figura 1.8:

- (a) Deformazione di una struttura a telaio progettata correttamente, con formazione delle cerniere plastiche alla base dei pilastri ed alle estremità delle travi;
- (b) Deformazione di una struttura a telaio progettata non correttamente, con meccanismo di collasso a "piano soffice".

1.4.2 APPROCCIO DELL'ISOLAMENTO

La tecnica dell'isolamento è una tecnologia innovativa che si è diffusa negli ultimi decenni. Essa prevede il disaccoppiamento tra il moto della struttura ed il moto del terreno, mediante l'inserimento di appositi dispositivi. Gli isolatori tendono pertanto ad avere elevata deformabilità per i moti orizzontali, mentre risultano molto rigidi rispetto alle azioni verticali. Tali dispositivi portano ad un aumento del periodo proprio della struttura, con conseguente allontanamento dalla zona di picco dello spettro elastico di progetto, che subirà quindi delle forze inerziali minori. Le

sollecitazioni sugli elementi della struttura risultano ridursi molto, rispetto al caso di un edificio non isolato, permettendo di ridurre le dimensioni delle sezioni degli elementi portanti.

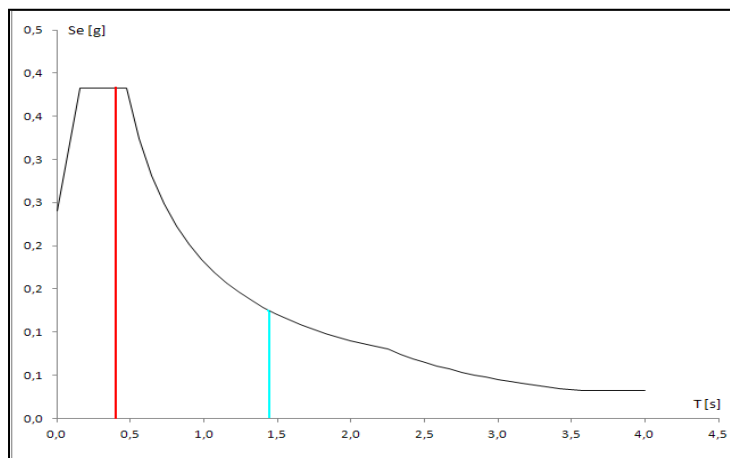


Figura 1.9:

Effetto della variazione del periodo proprio di vibrazione della struttura sulla valutazione di S_e , a seconda che la struttura non sia isolata (linea rossa) o per struttura isolata (linea azzurra)

La sovrastruttura, in caso di terremoto, viene quindi a muoversi quasi come un elemento rigido, essendo gli spostamenti localizzati quasi interamente sugli isolatori. Anche le deformazioni interpiano risultano particolarmente ridotte, riducendo di conseguenza il danneggiamento anche degli elementi non strutturali. (Figura 1.10)

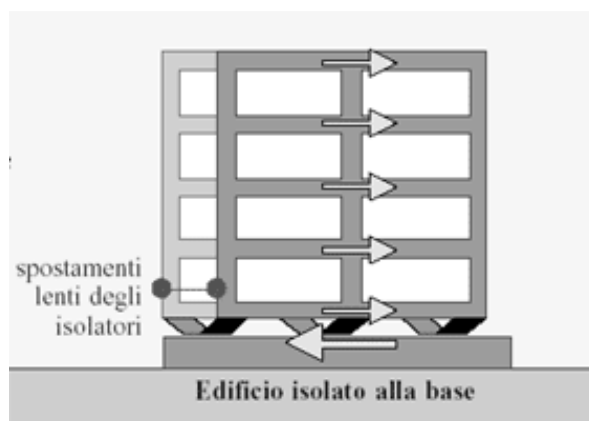


Figura 1.10:

Comportamento sismico di un edificio isolato alla base.

CAPITOLO 2

LE STRUTTURE PREFABBRICATE

2.1 CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE

La prefabbricazione è il procedimento produttivo attraverso il quale gli elementi costituenti la struttura vengono realizzati in stabilimento o a piè d'opera, e successivamente trasportati ed assemblati in sito, a costituire il fabbricato.

La grande differenza tra le strutture realizzate in opera e le strutture prefabbricate, è nei nodi di collegamento trave-pilastro e impalcato-trave, in quanto in opera si ha la monoliticità del nodo, mentre nel prefabbricato si hanno dei punti di discontinuità a causa della presenza di elementi semplicemente appoggiati.

Nel territorio Nazionale, a partire dagli anni '50 la prefabbricazione si è sviluppata principalmente per la costruzione di edifici industriali, ma con il passare del tempo grazie anche alla grande richiesta del mercato, questa tipologia di strutture si è ampiamente diffusa. Infatti, con l'avvento di materiali più leggeri, l'utilizzo della precompressione e il miglioramento delle tecniche in stabilimento, è stata utilizzata anche in settori quali l'edilizia commerciale e direzionale. [6] [7]

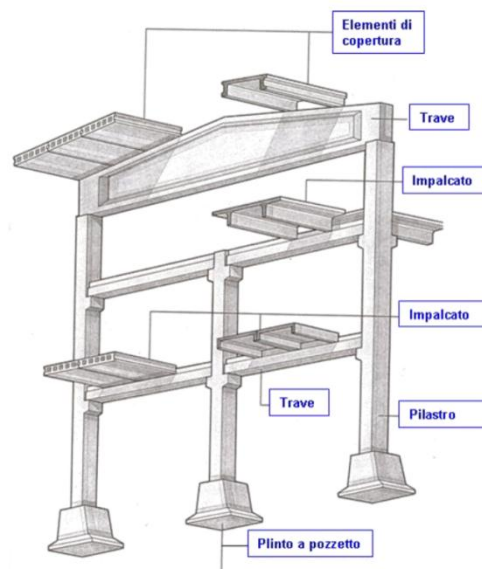


Figura 2.1:

Tipica struttura realizzata con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p.

Tra i motivi di questa larga diffusione vi sono i numerosi vantaggi che offre, tra cui i principali:

- Elevata velocità di costruzione, dovuta alla quasi totale assenza di getti in opera di elementi in c.a.;

- Ridotto numero di personale richiesto in stabilimento ed in cantiere;
- Maggiore controllo sulla qualità dei materiali e degli elementi (pilastri, travi, tegoli di copertura, ecc.), in quanto realizzati in stabilimento con procedimenti industrializzati;
- Maggiore durabilità, grazie alla migliore qualità produttiva;
- Adattabilità degli elementi, che possono essere utilizzati per la realizzazione di edifici a diversa destinazione d'uso (industriali, commerciale, agricolo, terziario, residenziale);
- Possibilità di utilizzare la tecnica di post-compressione per ottenere la continuità strutturale tra diversi elementi.

A fronte di quanto appena esposto, si hanno anche i seguenti svantaggi:

- Richiesta di macchinari specifici per la posa in opera degli elementi;
- Maggior onere economico per garantire la continuità strutturale;
- La discontinuità nei nodi è il fattore di criticità nel caso di evento sismico in quanto si ha il rischio di perdita di appoggio degli elementi orizzontali, che risulta tra le cause più frequenti di collasso;
- Le giunzioni tra gli elementi devono essere ottenute con tecniche costruttive con elevato grado di dettaglio.

2.2 SCHEMI STATICI

Lo schema statico è una caratteristica fondamentale delle strutture, che ne determina il comportamento sotto l'azione dei carichi statici e, molto più importante, il comportamento sotto l'azione delle forze dinamiche, come le forze inerziali orizzontali in caso di evento sismico.

Per quanto riguarda le strutture prefabbricate si possono sostanzialmente individuare due schemi statici ricorrenti:

- *Sistemi a telaio*: in questo caso deve essere fatta particolare attenzione alla realizzazione delle connessioni, che devono essere eseguite in modo tale da garantire caratteristiche di rigidità, duttilità e resistenza, per dare continuità alla struttura, portando ad avere un comportamento tipico delle strutture in c.a. Il raggiungimento di queste caratteristiche può avvenire con giunti ad emulazione del comportamento monolitico o con soluzioni progettuali innovative compatibili definite dal bollettino FIB n. 27 del 2003 come Jointed System;
- *Schema a pilastri isostatici*, questo sistema riguarda solitamente le costruzioni per uso industriale, in cui le colonne risultano essere incastrate alla base e le strutture orizzontali, quali travi, traversi e copertura, risultano semplicemente appoggiati. Si ha quindi uno schema pendolare. Questo schema prevede quindi una discontinuità flessionale a livello dei giunti ma risulta essere estremamente sensibile alle forze orizzontali, che causano eccessivi spostamenti laterali.

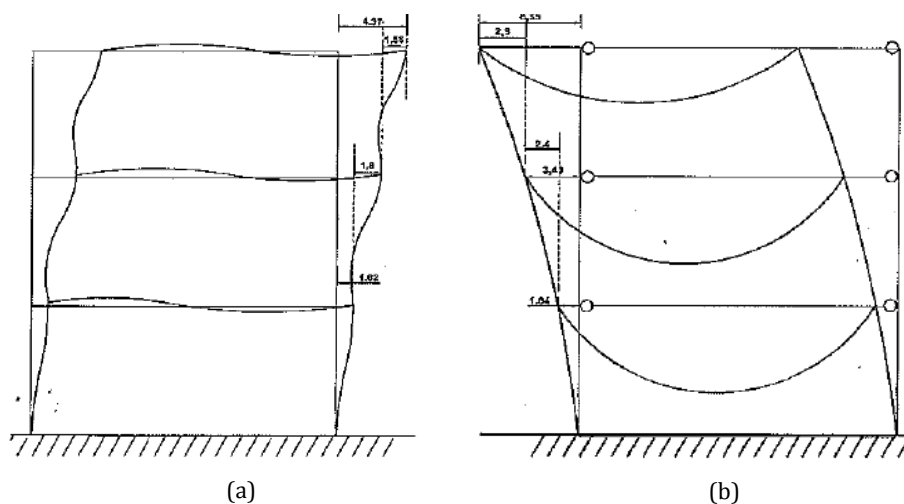


Figura 2.2:

(a) Schema statico a telaio

(b) Schema statico a pilastri isostatici

La maggioranza delle strutture prefabbricate realizzate in passato, hanno spesso utilizzato lo schema statico pendolare isostatico *(b)*. Gli eccessivi spostamenti laterali, già citati in precedenza, costituiscono una grossa limitazione per quanto riguarda le verifiche allo stato limite di danno ed allo stato limite ultimo, portando a effetti del secondo ordine spesso non trascurabili.

Introducendo nei nodi tra gli elementi ei dispositivi o delle soluzioni costruttive in grado di riprodurre la continuità strutturale, si passa allo schema a telaio *(a)*. Tale schema ha il vantaggio, grazie alla sua iperstaticità, di permettere una redistribuzione delle forze interne, con una diminuzione dei valori massimi delle sollecitazioni, consentendo pertanto di utilizzare pilastri e travi con sezioni resistenti minori. Associato a tale vantaggio, si ottengono anche la riduzione degli spostamenti orizzontali e, rilevante in condizioni sismiche, l'incremento del numero di nodi in grado di dissipare energia.

Ad una prima analisi quindi lo schema a telaio appare più vantaggioso. Bisogna però osservare che, per tale tipologia costruttiva, il progetto strutturale risulta più complesso in quanto deve essere definito con un elevato grado di dettaglio, soprattutto con riferimento alle connessioni tra i diversi elementi costituenti la struttura. Esse infatti devono essere in grado di trasmettere gli sforzi flessionali, rispecchiando così nella situazione reale quanto definito in fase di progettazione. Inoltre, tale funzionamento è difficile da realizzare in entrambe le direzioni principali dell'edificio.

Risulta evidente come la scelta dello schema statico influenzi le caratteristiche dei componenti portanti della struttura; e come la definizione di tale schema sia collegata direttamente alle tipologie di connessione che intercorrono tra gli elementi

a sviluppo verticale e gli elementi orizzontali, e quelle tra gli elementi orizzontali stessi.

2.3 CARATTERISTICHE DEI NODI DI CONNESSIONE

Con questa breve introduzione sugli edifici prefabbricati si è voluto sottolineare come l'elemento chiave di queste strutture siano le connessioni, in particolare per la determinazione dello schema statico e conseguentemente per la risposta agli eventi sismici.

Gli studi effettuati in seguito ai terremoti dimostrano come sicuramente non sia possibile affidare la trasmissione delle forze orizzontali alle sole forze di attrito dovute ai carichi gravitazionali, poiché nelle strutture così progettate si è osservato il danneggiamento o il collasso per perdita di appoggio.

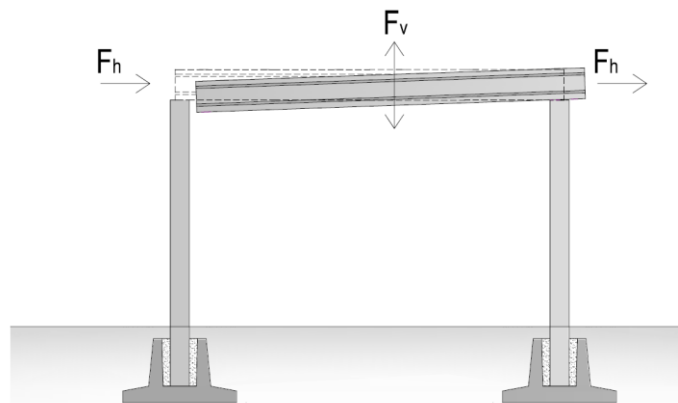


Figura 2.3:
Meccanismo di collasso per perdita di appoggio

Infatti, già con il DM 3 Dicembre 1987 “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”, il punto 2.4.1 inerente gli appoggi recita “... in zona sismica non sono consentiti appoggi nei quali la trasmissione di forze orizzontali sia affidata al solo attrito ...”. Tale prescrizione, viene ripresa e ribadita più recentemente anche dall’OPCM 3274/2003 e dalle NTC2008.

Per ovviare a tale problematica si è ricorsi a connessioni di tipo meccanico. Bisogna considerare che in alcuni casi, riscontrati anche nel recente sisma dell’Emilia-Romagna, anche le connessioni meccaniche trave-pilastro non si sono dimostrate sufficienti, risultando meccanismi deboli e portando così al collasso della struttura per rottura del copriferro e espulsione dello spinotto. Anche in presenza di dispositivi di connessione di tipo meccanico, è necessario procedere ad un adeguato computo delle forze orizzontali, che ne permettano un corretto dimensionamento.

Il DM 3 Dicembre 1987, già citato, prescrive che gli appoggi siano calcolati tenendo conto delle condizioni peggiori, determinate dalla combinazione delle tolleranze di

produzione e di montaggio. Gli appoggi inoltre devono soddisfare le condizioni di resistenza dell'elemento appoggiato, dell'eventuale apparecchio di appoggio e del sostegno, tenendo conto delle variazioni termiche, della deformabilità delle strutture e dei fenomeni lenti.

Per elementi di solaio o simile deve essere garantita una profondità dell'appoggio a posa avvenuta, non inferiore a 3 cm se è prevista in opera la formazione della continuità dell'unione, non inferiore a 5 cm se definitiva. Per appoggi discontinui, nervature e denti, i valori precedenti vanno raddoppiati.

Per le travi, la profondità minima dell'appoggio definitivo deve essere superiore a 8 cm + $l/300$, con l = luce netta della trave.

Tutti i valori appena elencati sono da considerarsi al netto di tolleranze e deformazioni strutturali.

La normativa vigente (*NTC2008*) individua tre diversi tipi di collegamento alle quali associa un differente criterio di dimensionamento:

- a) Collegamenti al di fuori delle zone di previsto comportamento anelastico, che non modificano le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- b) Collegamenti situati nelle zone critiche, alle estremità di travi e pilastri, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
- c) Collegamenti situati nelle zone critiche, alle estremità di travi e pilastri, dotati delle necessarie caratteristiche, in termini di duttilità ed energia dissipabile.

Per le strutture intelaiate, il dimensionamento dei collegamenti prevede tre soluzioni:

- a) Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalle estremità dell'elemento, trave o pilastro, pari alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione. La resistenza del collegamento deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo. Per il momento si assume il maggiore tra il valore derivante dall'analisi ed il valore ricavato, con la gerarchia delle resistenze, dai momenti resistenti delle zone critiche adiacenti moltiplicati per il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} . Il taglio di calcolo è determinato con le regole della gerarchia delle resistenze. Si utilizza un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,10$ per strutture in CD"B", un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,20$ per strutture in CD"A";
- b) Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti per le strutture monolitiche, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura che ne

assicurino la prevista duttilità. Si utilizza un fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}=1,20$ per strutture in CD" B", un fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}=1,35$ per strutture in CD" A". Le armature longitudinali delle connessioni devono essere completamente ancorate prima delle sezioni terminali delle zone critiche. Le armature delle zone critiche devono essere completamente ancorate fuori delle connessioni. Per strutture in CD" A" non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi e delle zone critiche;

- c) Previa dimostrazione analitica che il funzionamento del collegamento è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico. L'idoneità di giunzioni atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio ed a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente alle CD "A" e "B" può essere desunta da normative di comprovata validità oppure da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di struttura q , effettuate su sotto-insiemi strutturali significativi.

Per le strutture a pilastri isostatici, la normativa italiana prevede un collegamento di tipo fisso (rigido o elastico) oppure scorrevole. Le travi in semplice appoggio devono essere connesse ai pilastri o alle pareti di supporto. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza di taglio pari alla maggiore delle due quantità seguenti:

- La forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore $\gamma_{Rd} = 1.35$ per classe CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1.20$ per classe CD" B";
- La forza di taglio derivante dall'analisi della struttura con un'azione sismica valutata con un fattore di struttura (q) pari a 1.

I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno spostamento pari a

$$\Delta = (d_e^2 + d_r^2)^{1/2}$$

dove:

d_e è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura collegata dall'apparecchio scorrevole;

d_r è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate.

CAPITOLO 3

DANNEGGIAMENTO ED ADEGUAMENTO DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE ESISTENTI

3.1 PRINCIPALI CAUSE DI DANNO NEGLI EDIFICI PREFABBRICATI MONOPIANO ESISTENTI

Le cause di danneggiamento, riscontrate maggiormente dopo gli eventi sismici, e individuate dall'Art.3 del D.L. n°74 del 2012 come i nodi fondamentali da risolvere per rendere nuovamente agibili le strutture danneggiate, sono le seguenti: [18]

- Mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali e elementi strutturali orizzontali, e tra questi ultimi;
- Presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali;
- Presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso.

Bisogna osservare che le diverse problematiche che si riscontrano in queste strutture sono causate dalla progettazione effettuata con normative di diversi periodi storici, che evidenziano una rilevante disparità nel computo delle azioni sismiche, e delle azioni orizzontali in genere.

Le principali cause di danno negli edifici prefabbricati monopiano sono:



Figura 3.1:

Caduta degli elementi di copertura per perdita di appoggio

Perdita di appoggio: nella maggior parte dei casi per assenza di vincolo meccanico dei nodi trave-colonna, la cui progettazione era avvenuta con collegamenti per attrito, ormai non più eseguibili come già detto nei capitoli precedenti, oppure per

l'inadeguato dimensionamento dei vincoli di tipo meccanico la cui causa può essere ricondotta alla diversa zonizzazione sismica e quindi ad un diverso valore dell'azione di progetto.

Collasso degli elementi di tamponatura: per la maggior parte degli edifici prefabbricati monopiano il sistema di chiusura è costituito da pannelli prefabbricati in c.a. che vengono collegati a pilastri e/o travi. Le maggiori fonti di danno si sono evidenziate a causa del collasso dei collegamenti dei pannelli, causato spesso dal fenomeno di martellamento. In alcuni casi è risultato evidente come un'errata realizzazione del collegamento dei pannelli di tamponatura con la struttura principale, fissati rigidamente, è andato a modificare lo schema statico, portando a comportamenti durante l'azione sismica diversi da quelli previsti in fase di progetto. Era infatti prassi comune considerare le pareti all'interno della massa partecipante, non considerando il loro contributo alla rigidità del sistema strutturale, che non era più a telaio.



Figura 3.2:

Collasso dei pannelli di tamponatura di un capannone per rottura dei sistemi di ancoraggio

Danneggiamento dei pilastri: in questo tipo di strutture i pilastri risultano solitamente incastrati alla base e quindi possono essere considerati come mensole incastrate in quanto alla loro estremità superiore presentano vincoli di semplice appoggio o di carrello, lasciando libere le rotazioni oltre che alcuni spostamenti. Il vincolo di incastro alla base viene realizzato attraverso il bicchiere, ossia un alloggiamento posto superiormente alla fondazione, in cui viene inserito successivamente il pilastro prefabbricato.

Sotto l'azione sismica il punto critico risulta quello all'estradosso del bicchiere del plinto, nel quale viene a formarsi la zona di cerniera plastica. In alcuni casi vi è anche la perdita di verticalità dell'elemento a causa della rotazione del plinto di fondazione.



Figura 3.3:
Bicchieri prefabbricati per alloggiamento del pilastro

3.2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Essendo il panorama italiano composto da un notevole numero di tipologie strutturali che portano ad un'elevata complessità nella definizione dei metodi di verifica e di progetto, le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (NTC2008) prevedono al capitolo 8 l'introduzione di prescrizioni per gli edifici esistenti a seconda della loro tipologia. Le norme distinguono tre tipi di intervento: [5]

- *Adeguamento*: sono quegli interventi atti al conseguimento di livelli di sicurezza previsti dalle norme vigenti;
- *Miglioramento*: quegli interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme;
- *Riparazione*: sono interventi locali che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Al paragrafo § 8.2, che tratta i criteri generali degli interventi sopra descritti, vengono individuati i seguenti aspetti:

la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione; possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione; la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti; le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;

la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali

stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Per quanto concerne la valutazione della sicurezza, le norme indicano di fare riferimento agli soli SLU. Tale valutazione deve essere fatta dal progettista in un'apposita relazione, descrivendo in particolare i livelli di sicurezza prima e dopo l'intervento, nella quale vi è anche la possibilità di imporre delle limitazioni nell'uso del fabbricato. Questo giudizio è svolto stabilendo se la struttura è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto, oppure a determinare il valore massimo delle azioni che l'edificio è in grado di sostenere con i margini di sicurezza richiesti.

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche

una delle seguenti situazioni:

- *riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;*
- *provati gravi errori di progetto o di costruzione;*
- *cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;*
- *interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.*

La procedura per la valutazione della sicurezza si compone di diverse fasi:

- *Analisi storico-critica:* ai fini dell'individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è fondamentale conoscere il suo processo di realizzazione e le eventuali successive modifiche subite nel tempo;
- *Rilievo:* il rilievo geometrico e strutturale deve riferirsi sia alla geometria della struttura nel suo insieme che a quella dei singoli elementi costruttivi, con particolare attenzione anche alle eventuali strutture in aderenza. È importante tenere presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costruttivi, oltre all'individuazione di eventuali dissesti, con particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno;

- *Caratterizzazione meccanica dei materiali*: per delineare la conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si basa sulla documentazione disponibile, su sopralluoghi in sito e su indagini sperimentali. Le resistenze dei materiali vengono valutate sulla base dei risultati direttamente ottenuti, a prescindere dalle classi previste per le nuove costruzioni;
- *Livelli di conoscenza e fattori di confidenza*: Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i “livelli di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello;
- *Azioni*: le azioni di progetto e le loro combinazioni sono quelle definite dalle norme per le nuove costruzioni. Per quanto concerne i coefficienti di sicurezza parziali per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico e dei materiali può consentire di adottare valori più bassi, fornendo adeguate motivazioni.

A seguito del recente sisma che ha colpito la zona dell'Emilia-Romagna è stato emanato il D.L. n°74 del 2012 che all'Art. 3 Comma 5 sancisce per quanto riguarda gli edifici esistenti che *“In analogia a quanto disposto in occasione di precedenti eventi sismici che hanno interessato vaste porzioni del territorio nazionale, il livello di sicurezza dovrà essere definito in misura pari almeno al 60% della sicurezza richiesta ad un edificio nuovo. Tale valore dovrà essere comunque raggiunto nel caso si rendano necessari interventi di miglioramento sismico. Gli interventi eventualmente richiesti per il conseguimento del miglioramento sismico dovranno essere eseguiti entro ulteriori diciotto mesi.”* Tale D.L. sancisce al primo comma dell'art. 1 che *“le disposizioni del presente decreto sono volte a disciplinare gli interventi per la ricostruzione, l'assistenza alle popolazioni e la ripresa economica nei territori dei comuni delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, interessate dagli eventi sismici dei giorni 20 e 29 maggio 2012, per i quali e' stato adottato il decreto del Ministro dell'economia e delle finanze 1° giugno 2012 di differimento dei termini per l'adempimento degli obblighi tributari, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 130 del 6 giugno 2012, nonche' di quelli ulteriori indicati nei successivi decreti adottati ai sensi dell'articolo 9, comma 2, della legge 27 luglio 2000, n. 212.”*. Comprendendo che l'applicabilità di tale Decreto Legge è limitata alle zone colpite dal sisma del maggio 2012, esso fornisce comunque delle indicazioni utili nella trattazione degli interventi di miglioramento sismico.

3.2.1 VALUTAZIONE DEL GRADO DI SICUREZZA DEGLI EDIFICI

Nella valutazione della sicurezza della struttura va posta particolare attenzione agli aspetti che riguardano la duttilità. Si devono assumere le informazioni necessarie a

valutare se i dettagli costruttivi, i materiali ed i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere ulteriori cicli di sollecitazioni e deformazioni, anche dopo il superamento della soglia di plasticizzazione o di frattura.

Nelle costruzioni esistenti in C.A. o C.A.P. soggetti alle azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e degli eventuali meccanismi resistenti, che possono essere definiti “duttili” o “fragili”. I meccanismi duttili possono localizzarsi in alcune porzioni critiche oppure essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione. Poiché la plasticizzazione di uno o più elementi non comporta il collasso della struttura, diversamente dai meccanismi di rottura fragile che potrebbero provocare il collasso improvviso, è evidente che risultano preferibili meccanismi di rottura duttile.

L’analisi sismica deve consentire di valutare, in maniera quanto più appropriata, sia la resistenza che la duttilità disponibile. Nel caso il progettista impieghi metodi di calcolo lineari è necessaria un’opportuna definizione del fattore di struttura, in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali.

I meccanismi duttili vengono verificati controllando che la richiesta in termini di deformazione non superi la capacità del sistema. I meccanismi fragili, diversamente, vengono verificati in termini di capacità resistente, rimanendo in campo elastico.

3.3 CRITERI D’INTERVENTO

Al fine di evitare la variazione della distribuzione delle rigidità e delle resistenze, per le tipologie delle costruzioni esistenti gli interventi di consolidamento vanno applicati in modo il più possibile regolare ed uniforme. Qualora non fosse possibile, l’esecuzione di interventi su porzioni limitate deve essere adeguatamente motivato e giustificato. La progettazione dell’intervento, quindi la scelta della tecnica mira principalmente a contrastare lo sviluppo di meccanismi fragili locali e a migliorare il comportamento globale. Dovranno quindi essere presi in considerazione i seguenti aspetti: [18]

- riparazione di eventuali danni presenti;
- riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa (“duttilità”) di singoli elementi;
- riduzione delle condizioni che determinano situazioni di forte irregolarità degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidità, anche legate alla presenza di elementi non strutturali;
- riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d’uso;
- riduzione dell’impegno degli elementi strutturali originari mediante l’introduzione di sistemi d’isolamento o di dissipazione di energia;
- riduzione dell’eccessiva deformabilità degli orizzontamenti;
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali;

- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali;
- realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli urti;
- miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario.

Qualora vi fossero parti non strutturali che in caso di collasso metterebbero a rischio la vita degli occupanti, è opportuno prevedere interventi per ridurre quanto più possibile tale rischio.

Per tutti gli interventi di adeguamento e miglioramento, il progetto deve comprendere:

- verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto);
- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

I principali criteri da seguire negli interventi di adeguamento sismico, per sopperire alle carenze elencate in precedenza e ottenere quindi il livello di sicurezza richiesto nel processo di verifica, sono:

- In primo luogo si devono creare vincoli efficaci tra i diversi elementi strutturali, avendo l'accortezza di non modificare lo schema statico causando una diversa distribuzione delle sollecitazioni all'interno della struttura, e di non incrementare la rigidità della strutturale che porterebbe ad un aumento delle forze sismiche e alla crisi delle sezioni alla base dei pilastri;
- I nuovi collegamenti travi-pilastro e travi-elementi di copertura, devono essere effettuati in modo tale da non introdurre momenti flettenti maggiori di quelli per cui gli elementi sono stati progettati; ecco perché i vincoli di semplice appoggio possono essere trasformati in cerniere. Nel caso di vincoli a carrello, gli spostamenti orizzontali devono essere opportunamente limitati mediante ritegni correttamente dimensionati;
- Devono essere evitati fenomeni torsionali su travi e pilastri;
- E' opportuno predisporre dispositivi in grado di eliminare o ridurre il rischio di docking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro;

- Nel caso in cui risulti necessario modificare la risposta strutturale, deve essere utilizzato il metodo della gerarchia delle resistenze in modo tale da evitare meccanismi di rottura fragile; in questo caso i collegamenti devono essere duttili.
- Per evitare fenomeni di perdita di appoggio si devono limitare gli spostamenti relativi tra la sommità dei pilastri;
- Per quanto riguarda i collegamenti dei pannelli di tamponatura devono essere effettuate connessioni deformabili, per evitare l'incremento della collaborazione nel piano della struttura portante; vanno previsti anche collegamenti di ritenuta anti-ribaltamento, per evitare i pericoli ed i danni conseguenti al distacco ed alla caduta dei pannelli.

Questi punti rappresentano i criteri da seguire per qualsiasi tipo di intervento si esegua; infatti a seconda della tipologia costruttiva, dell'età della struttura, e di conseguenza della normativa con cui è stata progettata, e in funzione degli elementi che la compongono, si dimostrano necessari diversi interventi di adeguamento. Di seguito verrà riportata una breve descrizione degli interventi più frequenti, che in ogni caso devono mirare a soddisfare i suddetti criteri. Mentre per quanto riguarda i dispositivi di dissipazione utilizzati, si rimanda ai capitoli successivi per una descrizione più dettagliata.

3.4 INTERVENTI VOLTI AD EVITARE LA PERDITA DI APPOGGIO

Il fenomeno della perdita di appoggio viene contrastata con diverse tipologie di intervento, anche a seconda degli elementi che devono essere messi in sicurezza, nodi trave-pilastro o trave-tegolo di copertura. [18]

3.4.1 AUMENTO DELLA SUPERFICIE D'APPOGGIO

Aumentando la superficie di appoggio continuano ad essere ammessi gli spostamenti orizzontali ma viene aumentata la base di appoggio; deve in ogni caso essere valutata la componente verticale del sisma.

3.4.2 MECCANISMI DI CONNESSIONE MECCANICI

Sono elementi di collegamento, applicati ai nodi, realizzati tramite l'utilizzo di piatti metallici o di squadrette e piastre bullonate, o di funi d'acciaio. Sono comunque da evitare le squadrette fissate all'intradosso della trave che modificano la capacità rotazionale della stessa. L'inserimento di tali elementi deve essere accompagnato da un confinamento locale del pilastro, tramite incravattatura o fasciatura con guaina FRP. Solitamente questi meccanismi vengono accoppiati a dispositivi di

dissipazione, che vengono dimensionati in modo da essere gli unici a danneggiarsi in caso di sisma, salvaguardando così l'integrità degli elementi strutturali.

Gli interventi con meccanismi di connessione meccanici vengono in genere applicati su travi semplicemente appoggiate prive di qualsiasi dispositivo meccanico che ne eviti la caduta, o in presenza di perni sottodimensionati rispetto alle azioni orizzontali di progetto.

Le caratteristiche principali che devono possedere sono:

- semplicità esecutiva;
- velocità di messa in opera;
- mantenimento dello schema statico.

Si possono individuare sostanzialmente tre tipi di interventi:

1. Collegamento nodo trave-pilastro con perno in acciaio

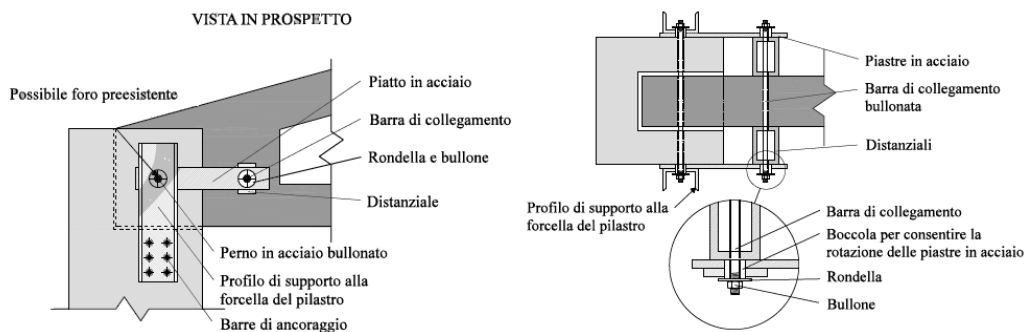


Figura 3.4:
Sistema di ancoraggio con piastre metalliche e perni passanti

2. Collegamento nodo trave-pilastro con funi in acciaio

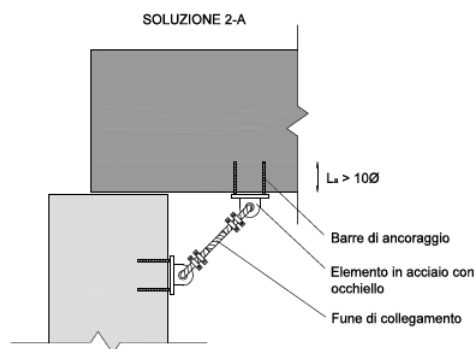


Figura 3.5:
Sistema di ancoraggio con fune metallica

3. Collegamento nodo trave-pilastro con connettori bullonati e confinamento

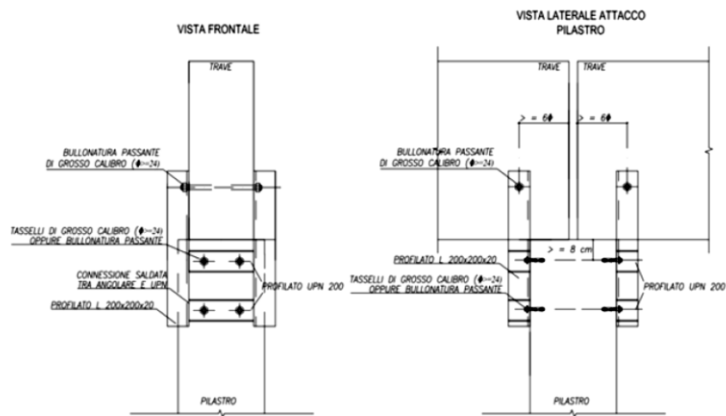


Figura 3.6:
Sistema di ancoraggio con connettori bullonati

3.4.3 COLLEGAMENTO DELLE TESTE DEI PILASTRI

In questo caso la perdita di appoggio viene contrastata diminuendo gli spostamenti relativi tra le testate dei pilastri. Ciò si ottiene collegando le sommità dei pilastri con cavi d'acciaio o profili metallici di tipo IPE o UPN.

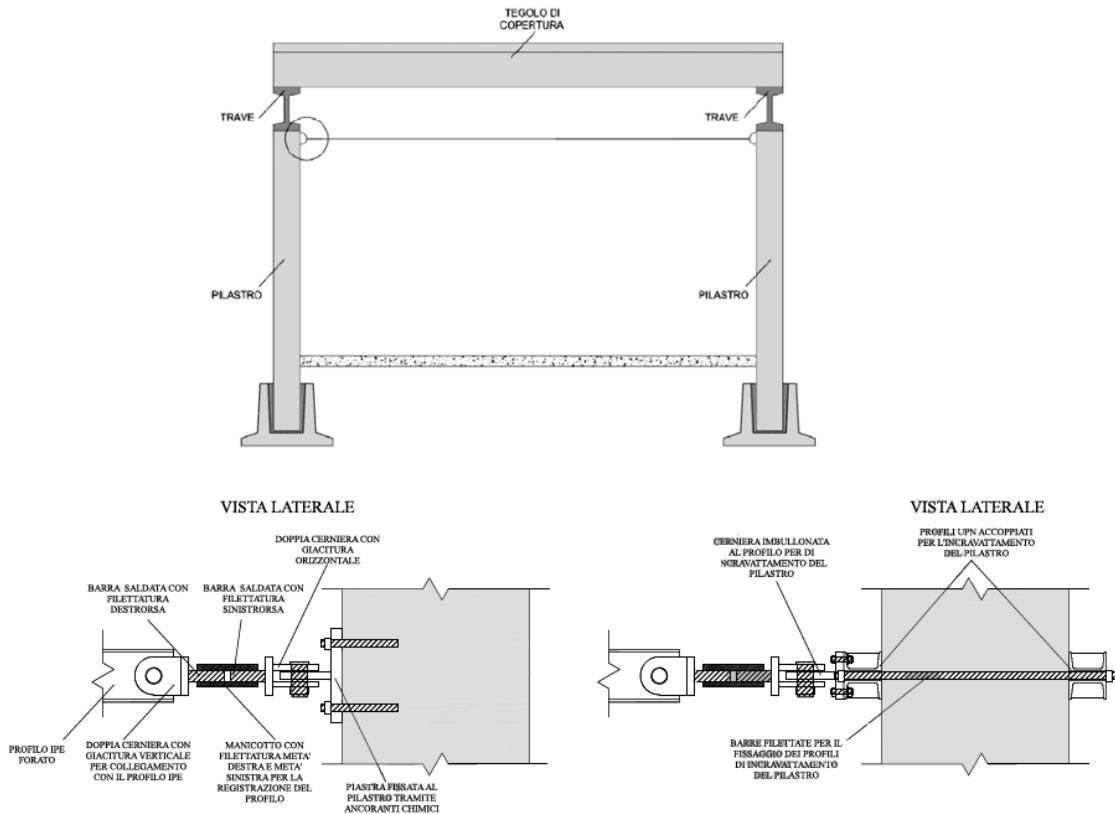


Figura 3.7:
Particolari di due tipi di ancoraggio della fune alla testata del pilastro

3.5 INTERVENTI PER IL RINFORZO DEGLI ELEMENTI VERTICALI

Per i pilastri, che solitamente soffrono nella sezione di base in cui viene a formarsi la cerniera plastica si possono individuare sostanzialmente tre tipi di intervento: [16]

- il ringrosso della sezione;
- l'incamiciatura;
- rinforzo con fibre o "fasciatura".

3.5.1 RINGROSSO DELLA SEZIONE

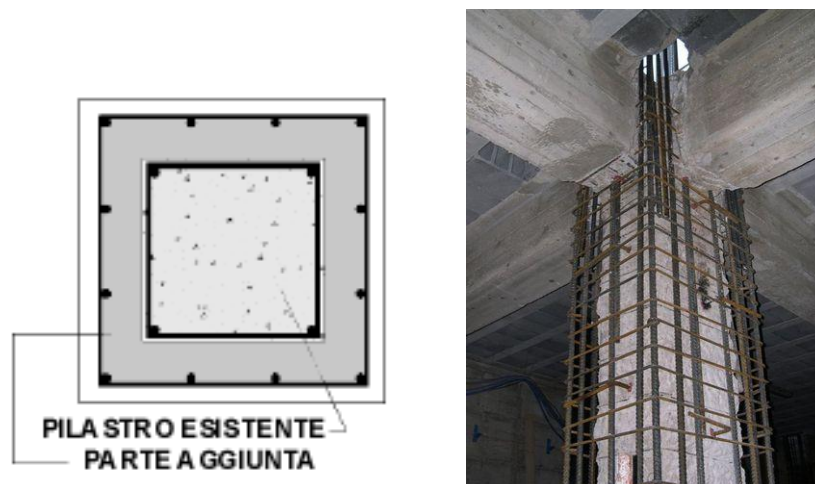


Figura 3.8

Particolari armatura per il ringrosso di pilastri

Il ringrosso della sezione aumenta la resistenza a taglio e a flessione, e inoltre porta ad un aumento della rigidità e della duttilità. Questa tecnica consiste nell'aumentare la sezione trasversale mediante colatura di calcestruzzo entro

casseri che circondano il pilastro oggetto dell'intervento. Lo spessore del ringrosso non deve essere inferiore a 70-100 mm. Tale intervento deve essere effettuato previa rimozione di eventuale calcestruzzo ammalorato. All'interno del cassero vengono inserite anche nuove armature longitudinali e staffe orizzontali, opportunamente ancorate al pilastro esistente.

3.5.2 INCAMICIATURA

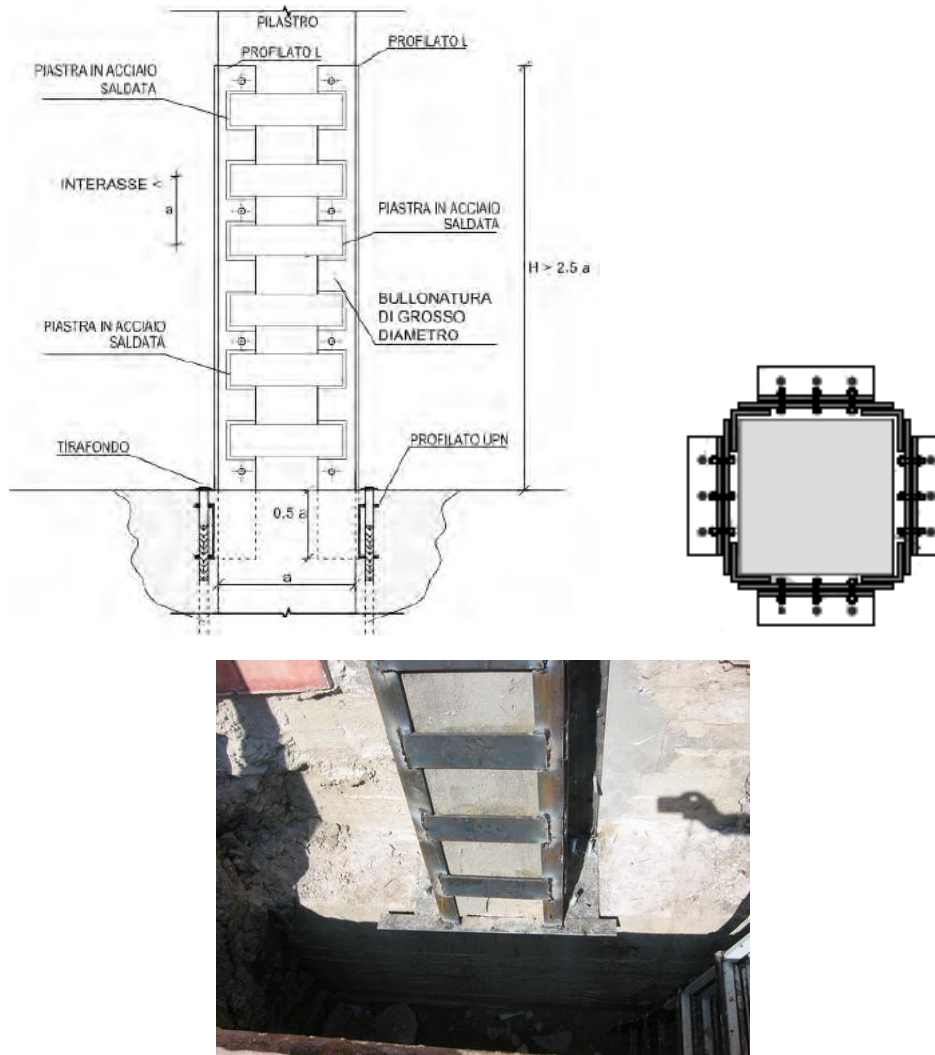


Figura 3.9

Intervento di incamiciatura del pilastro, con profili metallici imbullonati e piastre saldate

Consiste nel creare una gabbia metallica all'esterno del pilastro per migliorarne la resistenza e aumentarne la duttilità. La camicia viene opportunamente ancorata al pilastro mediante bullonatura e connessa alle fondazioni. Quando si esegue questo tipo intervento bisogna preliminarmente operare azioni di ripristino atte ad eliminare eventuali danneggiamenti presenti nel calcestruzzo, e si deve evitare di

danneggiare l'armatura del pilastro quando si effettuano i fori per i tasselli di fissaggio della camicia. Alla base del pilastro possono essere fissati profili ad L lungo tutto il perimetro della sezione per aumentarne la stabilità.

3.5.3 RINFORZO CON FIBRE O “FASCIATURA”

Questa tecnica ha il vantaggio di essere facilmente eseguibile ma di contro offre solo un incremento della duttilità, a differenza di quelle esposte precedentemente che portano anche ad un aumento della resistenza. In questo caso il pilastro viene fasciato con un composito fibrorinforzato (FRP) a base di fibre di carbonio in forma di tessuto unidirezionale ad elevato modulo elastico ed alta resistenza meccanica a trazione, che viene posto in opera a secco.

La fasciatura con FRP può essere parziale o completa, portando in entrambi i casi a limitati aumenti della rigidezza, ma ottenendo nel secondo caso anche un aumento della resistenza all'azione tagliente sul pilastro.



Figura. 3.10:
Diverse tipologie di fasciatura dei pilastri con guaine in FRP

Nella realizzazione degli interventi bisogna fare attenzione a fasciare il pilastro fino in fondo, ovvero fino all'innesto con la fondazione. Diversamente, se la fasciatura raggiunge solo il pavimento, si ha un miglioramento delle caratteristiche del pilastro nella parte trattata, ma esso rimane insufficiente nella parte sottostante, rimanendo esposto al rischio di rottura.

Gli interventi di fasciatura con FRP sono caratterizzati da un alto livello tecnologico, e presentano anche un alto livello di costo.

3.5.4 CONFRONTO TRA I DIVERSI INTERVENTI

Si riporta di seguito, nella Tabella 3.11, un breve raffronto tra le caratteristiche degli interventi appena descritti, rilevando per ciascuno gli effetti locali e globali che si

ottengono, i costi d'interventi, l'impatto sulla struttura ed il livello tecnologico dell'intervento.

Tecnica	Effetti Locali	Effetti globali	Costo	Impatto	Livello tecnico	Considerazioni
Ringrosso della sezione	Incremento di rigidezza, resistenza e duttilità.	Modifica della risposta sismica. Se applicate ai pilastri, sposta la richiesta plastica verso le travi	Basso	Da medio a alto	Basso	Può porre rimedio ai casi di "piano soffice". Se interessa pochi piani, può spostare tale meccanismo ai piani superiori.
Incamicatura	Incremento di duttilità, resistenza a taglio e rigidezza.	Incremento della capacità di deformazione globale	Medio	Basso	Medio	Efficace ove il principale problema sia scarsa armatura trasversale. Veloce installazione.
Fasciatura parziale con FRP	Sensibile incremento di duttilità. Limitati effetti su resistenza e rigidezza.	Incremento della capacità di deformazione globale	Alto	Basso	Da medio a alto	Soluzione adeguata quando il costo non è un criterio predominante.
Fasciatura completa con FRP	Notevole incremento di duttilità e resistenza a taglio. Piccolo incremento di rigidezza.	Distribuzione delle rigidzze invariata. Sensibili effetti in termini di distribuzione delle resistenze	Alto	Basso	Da medio a alto	

Tabella. 3.11:
Differenti tipologie di intervento dei pilastri

3.6 INTERVENTI SUI PANNELLI DI TAMPONATURA

L'obiettivo che si rincorre negli interventi sui pannelli di tamponatura è quello di evitarne il collasso durante il terremoto. Dall'osservazione sulle strutture colpite dal sisma risulta evidente come la resistenza delle connessioni tra pannelli e struttura risultino inadeguate alle sollecitazioni indotte in tali eventi.

Ecco perché le nuove connessioni non dovranno essere progettate per soddisfare i valori delle sollecitazioni agli SLD, ma soprattutto per sopportare le deformazioni agli SLV. I tipi di intervento risultano pressoché uguali sia per i pannelli orizzontali che per i pannelli verticali. Le nuove connessioni che si realizzano per l'adeguamento devono rispettare i seguenti requisiti:

- Impedire il ribaltamento dei pannelli;
- Consentire gli spostamenti relativi tra struttura e pannello.

3.6.1 COLLEGAMENTO MEDIANTE FUNI

Questo intervento può essere suddiviso in due casi a seconda che:

- Il collegamento del pannello risulti integro;
- Il collegamento del pannello risulti danneggiato o insufficiente alle prescrizioni.

Nel primo caso si provvede a collegare il pannello agli elementi verticali mediante funi d'acciaio (fig. 3.11). Tale intervento ha il vantaggio di mantenere inalterato lo schema statico e consentire le deformazioni, mantenendo così inalterata la rigidità del sistema.

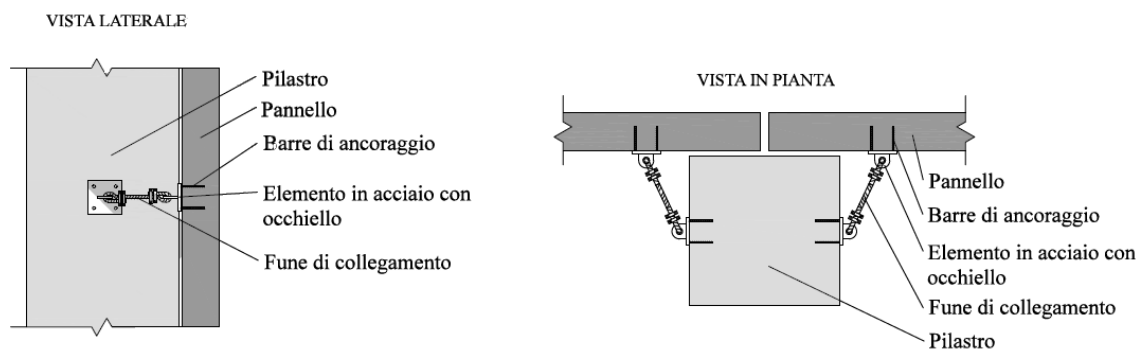


Figura. 3.11:
Differenti tipologie di fasciatura dei pilastri con guaine in FRP

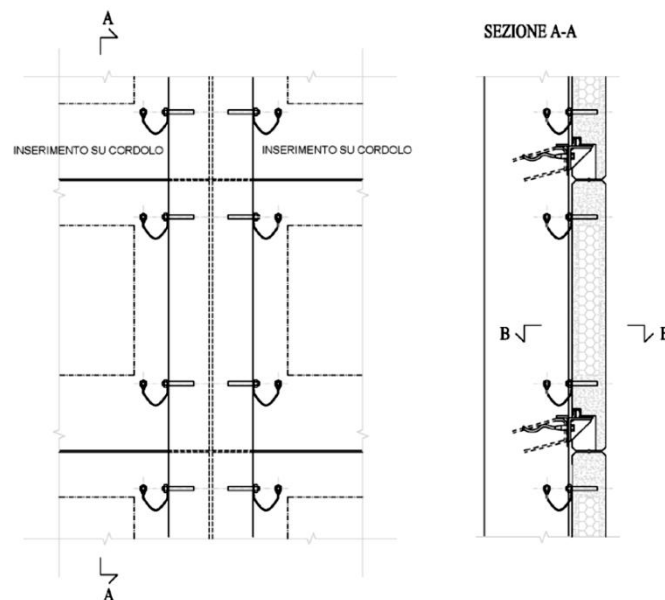


Figura 3.12:
Differenti tipologie di fasciatura dei pilastri con guaine in FRP

Il secondo intervento si realizza collegando il pannello a pilastri e travi mediante l'utilizzo di cavi d'acciaio, ancorati con l'ausilio di tasselli. L'unico obiettivo è quello di evitare la caduta del pannello (fig. 3.12).

Essendo l'obiettivo dell'intervento unicamente quello di evitare la caduta dei pannelli, bisogna fare attenzione a disporre i cavi in maniera che non risultino già tesi, evitando così che entrino in tiro prima della rottura dei collegamenti, per non modificare lo schema statico esistente.

3.6.2 COLLEGAMENTO MEDIANTE SQUADRETTE D'ACCIAIO

Questo tipo di intervento si effettua qualora i dispositivi di ancoraggio risultino danneggiati. I pannelli vengono ancorati alle travi di bordo o ai tegoli mediante squadrette metalliche provviste di fori asolati in cui vengono inserite apposite barre di ancoraggio, fissate mediante resina agli elementi prefabbricati. Il fatto che i fori debbano essere asolati, per permettere gli spostamenti orizzontali, fa sì che gli elementi metallici risultino di dimensioni notevoli con conseguenza di avere costi elevati.

Con tale intervento non deve essere modificato lo schema statico originario della struttura, né si deve aumentare la rigidità del sistema.

Nel caso dei pannelli verticali però 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.

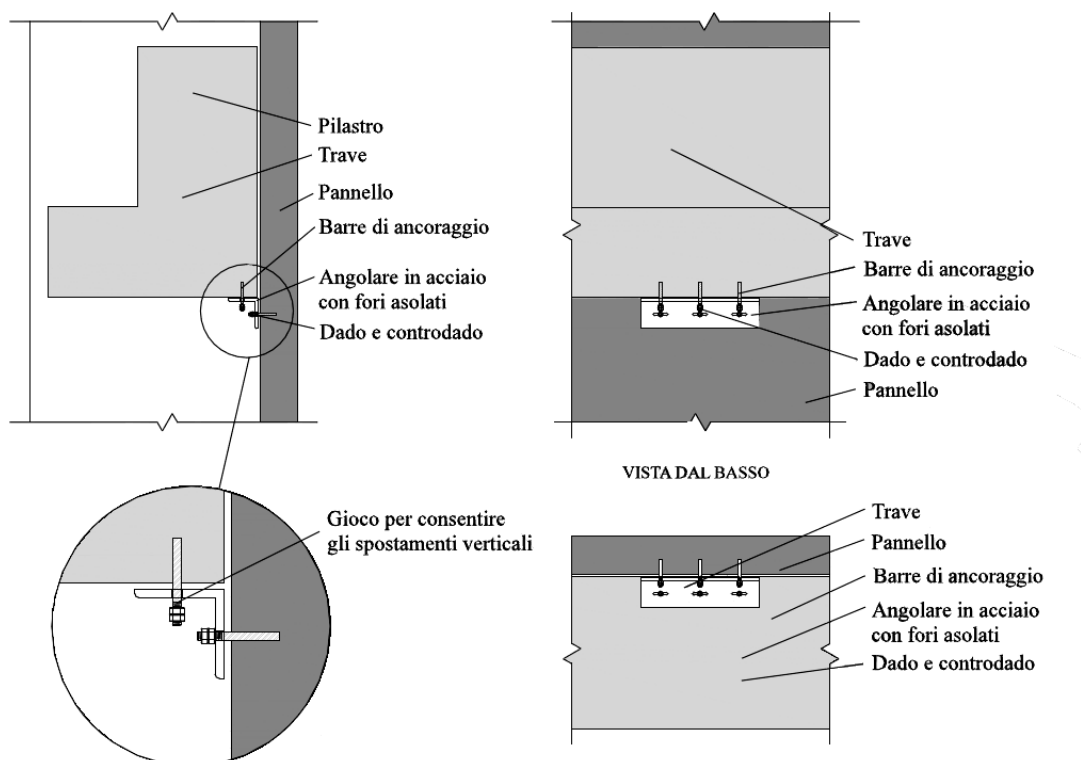


Figura. 3.13:
 Differenti tipologie di fasciatura dei pilastri con guaine in FRP

CAPITOLO 4

NUOVI DISPOSITIVI DI CONNESSIONE PER L'ADEGUAMENTO SISMICO

4.1 INTRODUZIONE

I sistemi di connessione e dissipazione sono progettati al fine di costituire un collegamento meccanico in grado di fissare i diversi elementi prefabbricati che vanno a costituire la struttura, oltre che per consumare una certa porzione dell'energia sismica indotta dal terremoto. La dissipazione meccanica di energia concentrata nei nuovi dispositivi riduce la richiesta di dissipazione energetica agli elementi strutturali, riducendo di conseguenza la risposta dinamica di questi ultimi durante un evento sismico. Lo studio dei sistemi passivi di dissipazione energetica ha inizio circa 30 anni fa in Nuova Zelanda, con Kelly (1972) e Skinner (1975).

Essendo stati gli elementi di connessione il punto critico e la causa del collasso di molte strutture prefabbricate, negli ultimi anni si sono attivate molte ricerche per determinare il comportamento ciclico dei collegamenti tra gli elementi prefabbricati. Gli studi si sono concentrati soprattutto sui collegamenti trave-pilastro e tegolo-trave, trascurando invece i nodi pannello-struttura. Ne è una dimostrazione il maggior numero di pubblicazioni che si possono trovare in letteratura riguardanti il primo caso rispetto al secondo.

La progettazione degli elementi di collegamento, qualunque essi siano, può seguire tre differenti approcci:

1. *Approccio tradizionale*: basato sulla capacità dissipativa dei pilastri, che sono in grado di formare una cerniera plastica alla base. Ciò comporta però un danneggiamento eccessivo di tali elementi in seguito agli eventi sismici, dovuto agli anche effetti del secondo ordine. La progettazione deve quindi prevedere elementi di collegamento che devono essere sufficientemente rigidi e sovreresistenti da permettere la trasmissione degli sforzi agli elementi più duttili, che in questo caso sono i pilastri;
2. *Approccio ibrido*: In questo caso la dissipazione di energia viene suddivisa tra gli elementi strutturali e i dispositivi di connessione, ciò permette di limitare il danneggiamento della struttura;
3. *Approccio dissipativo*: Con questo approccio si prevede che tutta la capacità di dissipare energia sia affidata alla connessione, che avendo la possibilità di entrare in campo plastico, permettono di progettare la struttura affinché rimanga in campo elastico. Con questo metodo le deformazioni plastiche sono concentrate sui dissipatori, che dopo un evento sismico potranno essere fortemente danneggiati e quindi dovranno essere sostituiti. Per tali

dispositivi, è pertanto opportuno tenere conto in fase di progettazione, della facilità di messa in opera e della successiva eventuale sostituzione.

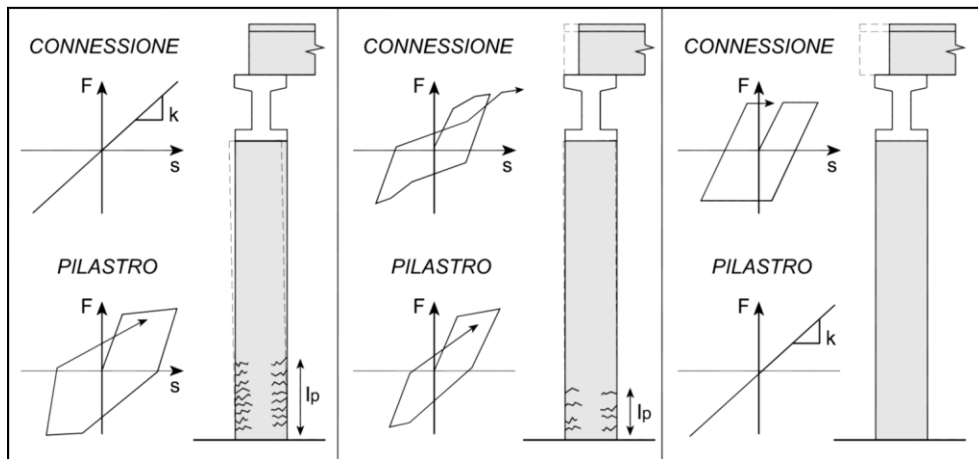


Figura 4.1:

Raffronto tra il comportamento del pilastro e della connessione pilastro-trave nei 3 diversi approcci: tradizionale, ibrido e dissipativo.

Qualunque sia la scelta progettuale dell’elemento, questa non può esimersi da una visione globale degli effetti che tali connessioni producono sulla struttura, sia per quanto riguarda eventuali variazioni dello schema statico sia per gli effetti locali sul singolo nodo in cui vengono applicate. Osservando la situazione attuale, si evidenzia che molto spesso quest’ultimo punto risulta trascurato, provocando l’insorgere di problematiche non previste in fase di progetto a livello locali nei nodi, che possono anche avere ripercussioni sull’intera struttura, portando ad esempio al collasso dei pannelli di tamponamento. È buona norma perciò, quando si pensa ad un elemento di connessione, tenere in considerazione la gerarchia delle resistenze anche a livello locale, ossia tra tutti i meccanismi resistenti che si attivano nel singolo dispositivo.

A titolo esemplificativo, si riporta uno tra i casi maggiormente presente nelle costruzioni esistenti, ossia il sistema di fissaggio a canale (“anchor channel”), che nel suo funzionamento attiva un’ampia gamma di meccanismi resistenti. Per gli altri dispositivi che verranno considerati in questo elaborato potranno essere presenti anche altri meccanismi oltre a quelli qui riportati:

- *Collasso per formazione di un cono di calcestruzzo;*
- *Collasso per spacco;*
- *Collasso per blow-out;*
- *Collasso per sfilamento;*
- *Collasso per formazione di un cono laterale;*
- *Azione spinotto;*
- *Collasso per scalzamento.*

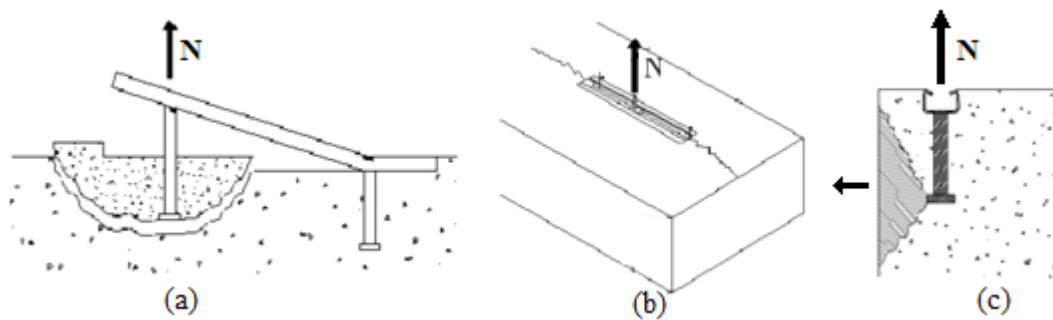


Figura 4.2:

Alcuni meccanismi di collasso:

(a) Formazione di un cono di calcestruzzo; (b) Spacco; (c) Blow-out

Questo breve descrizione ha lo scopo di focalizzare l'attenzione sulle numerose variabili che devono essere computate, e che possono alterare la funzionalità dei sistemi di ancoraggio. Risulta evidente che se un meccanismo secondario si attiva prima del meccanismo principale previsto dal progettista, questo viene by-passato, arrivando ad un collasso imprevisto ed in molti casi particolarmente dannoso. La progettazione secondo la gerarchia delle resistenze ha come unico fine quello di far sì che il meccanismo di collasso sia conosciuto e determinato in fase di progetto, potendo in questo modo essere calibrato. È evidente che tra i meccanismi di collasso vanno privilegiati quelli a carattere duttile, che permettono quindi di sfruttare le riserve di resistenza fornite dagli altri meccanismi secondari oltre che avere un contributo alla dissipazione di energia.

Oltre a questi aspetti puramente tecnici, le connessioni devono soddisfare anche altre caratteristiche di tipo pratico ed economico, tra le quali:

- Semplicità e velocità di messa in opera;
- Bloccaggio rapido dell'elemento da connettere;
- Possibilità di aggiustamenti successivi;
- Durabilità;
- Costo ridotto.

4.2 DISPOSITIVI DI CONNESSIONE TEGOLO-TRAVE E TRAVE-PILASTRO

4.2.1 INTERVENTI CON SQUADRETTE METALLICHE

Uno dei primi metodi utilizzati per l'adeguamento sismico dei nodi trave-pilastro e tegolo-trave mira fissare gli elementi della struttura per mezzo di squadrette metalliche, munite di fori asolati per consentire le dilatazioni termiche. Mentre per i collegamenti tegolo-trave questa soluzione offre buoni risultati, senza aver fin ora evidenziato particolari problematiche, per quanto riguarda i nodi trave-pilastro si deve invece porre particolare attenzione sul posizionamento della squadretta. Nel

caso questi dispositivi vengano utilizzati per l'adeguamento, essi infatti potrebbero modificare la rigidità flessionale del nodo, portando alla nascita di ulteriori momenti che potrebbero causare il danneggiamento del pilastro.

In entrambi i casi, in fase di foratura degli elementi strutturali, per l'inserimento della bullonatura o dei tasselli di ancoraggio, si deve prestare particolare attenzione a non danneggiare le armature presenti, soprattutto quelle da precompressione presenti nei tegoli e nelle travi.

Si osserva che questa tipologia d'intervento comporta un aumento di rigidità della struttura e una maggior energia dissipata.

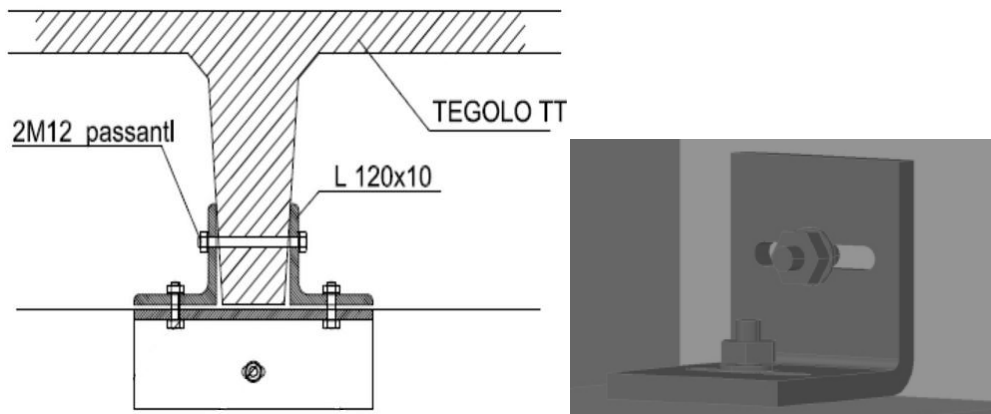


Figura 4.2:
Collegamento tegolo-trave mediante squadrette

Come conseguenza si ottiene:

- una diminuzione dei valori di spostamento in testata del telaio;
- una diminuzione delle sollecitazioni alla base del pilastro, a causa della dissipazione di energia;
- un più facile soddisfacimento delle verifiche θ .

Di contro però, aumentando la rigidità, diminuisce il periodo proprio della struttura, che andrebbe a posizionarsi in un'ordinata dello spettro di progetto in cui le pseudo-accelerazioni al suolo sono maggiori. Inoltre si modifica lo schema statico, in quanto le connessioni così sviluppate possono essere considerate come semi-incastri, e anche in questo caso la conseguenza è un aumento delle sollecitazioni flettenti sul nodo e sugli elementi ad esso connessi.

4.2.2 DISPOSITIVI DI DISSIPAZIONE E RICENTRAGGIO

Applicando un approccio legato al controllo dello spostamento massimo, per ridurre tale spostamento si può ricorrere a dispositivi di dissipazione passiva. Questi dispositivi svolgono la duplice azione di fornire uno smorzamento maggiore al sistema, riducendo di conseguenza le forze sismiche, ed aumentare il grado di

vincolo nella connessione trave-pilastro. I dispositivi che verranno descritti di seguito sono applicabili su telai prefabbricati di tipo incernierato.

Le caratteristiche che dovranno risultare soddisfatte da tali elementi sono:

- compatibilità con la tipologia strutturale e le modalità costruttive dell'edificio;
- posizionamento ai lati delle travi, per evitare ingombri eccessivi;
- capacità dissipativa indipendente dallo sforzo di taglio alle estremità delle travi;
- il dispositivo di dissipazione deve rappresentare l'unico elemento che si danneggia e che va sostituito in caso di evento sismico;
- il dispositivo deve avere un comportamento di tipo elasto-plastico.

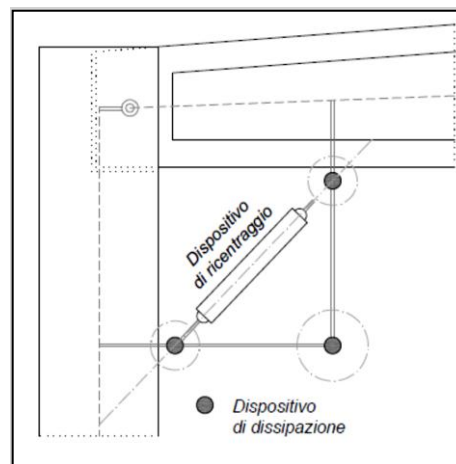


Figura 4.3:

Possibile schema di installazione di dispositivi di dissipazione e ricentraggio

Il sistema può essere costituito abbinando i dispositivi di dissipazione ed i dispositivi di ricentraggio.

4.2.2.1 DISPOSITIVO DI DISSIPAZIONE

Il dispositivo di dissipazione può essere formato da piatti interposti di acciaio e ottone, che dissipa energia per attrito, aumentando lo smorzamento isteretico del sistema. Inoltre l'alternanza di dischi di diverso materiale aumenta l'attrito statico e minimizza la differenza con quello dinamico, che valgono rispettivamente 0.51 e 0.44, rendendo così più omogenea la risposta. Per una prestazione strutturale soddisfacente, il valore della resistenza del dispositivo dovrebbe essere tarato in modo tale che la dissipazione di energia venga attivata prima che la colonna raggiunga il suo limite plastico. [12]

Il dispositivo si attiverà quando:

$$M = \frac{2}{3} \mu NR$$

dove:

- μ coefficiente d'attrito statico
- N azione normale alla superficie di scorrimenti
- R raggio del disco di ottone

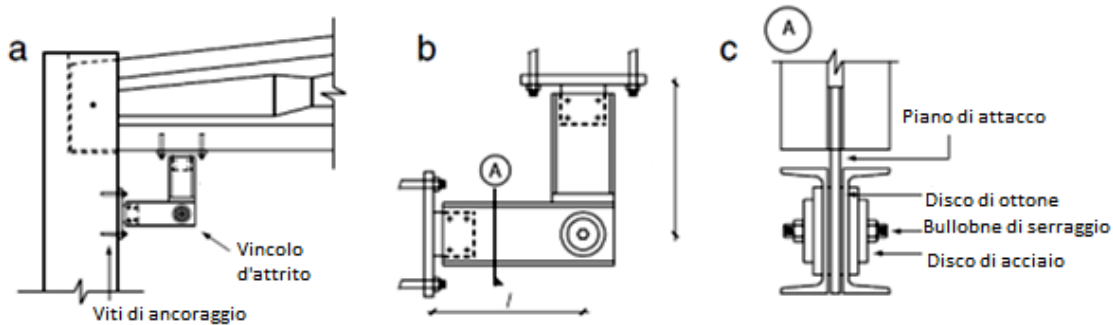


Figura 4.4:
Dispositivo di dissipazione a dischi acciaio-ottone

Per le strutture a portale, tipiche degli edifici prefabbricati monopiano, da studi analitici è risultato che l'incremento percentuale di forza fornito da inserimento del dissipatore è pari a:

$$r = \frac{M_1}{M_0}$$

dove:

- M_1 è momento plastico del dispositivo;
- M_0 è momento plastico della colonna.

In questo caso, al rapporto tra i momenti M_1 e M_0 plastici, corrisponde il rapporto tra i momenti $M_{1,el}$ e $M_{0,el}$, determinati attraverso un'analisi elastica e calcolati assumendo una forza orizzontale unitaria applicata alla sommità della colonna, considerando la continuità nel punto in cui è posizionato il dispositivo:

$$r = \frac{M_{1,el}}{M_{0,el}} = \frac{M_1}{M_0}$$

Si riportano in Figura 4.5 i grafici ottenuti da P. Martinelli e M.G. Mulas nella ricerca "An innovative passive control technique for industrial precast frames", in cui si mettono in relazione con la variazione del momento plastico caratteristico del dispositivo i parametri: a) spostamento massimo; b) momento sollecitante; c) forza di taglio; d) energia isteretica.

In particolare si osserva un effetto positivo circa lo spostamento massimo, infatti al crescere del momento plastico esso si riduce. Riguardo le sollecitazioni non si

ottengono miglioramenti, con il taglio che addirittura ha un piccolo incremento. L'energia dissipata invece cresce rapidamente all'inizio, arrivando ad raggiungere un massimo, per poi discendere.

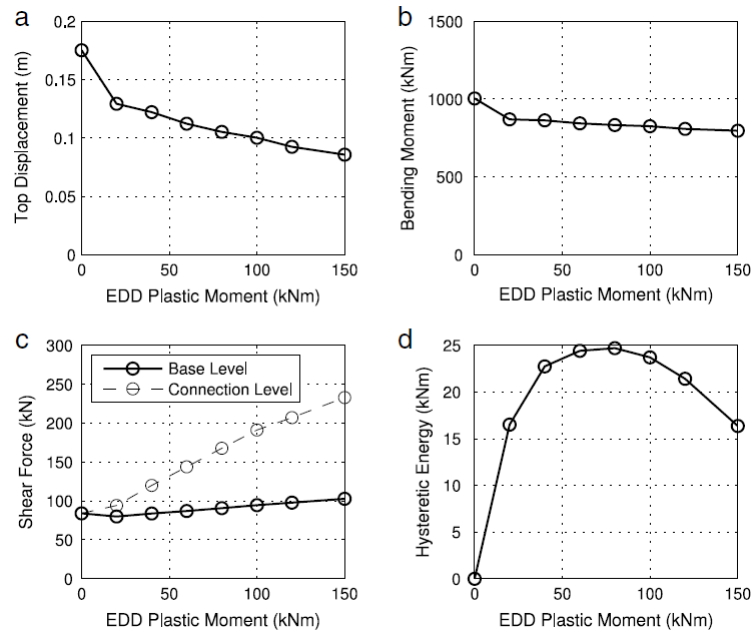


Figura 4.5:

Influenza del momento plastico del dispositivo di dissipazione sui risultati ottenuti

4.2.2.2 DISPOSITIVO DI RICENTRAGGIO

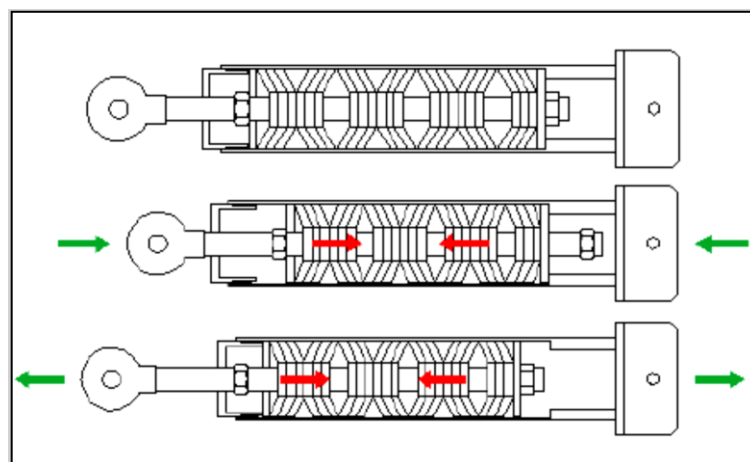


Figura 4.6:

Funzionamento di un dispositivo di ricentraggio a molle coniche precomprese

Il sistema di ricentraggio è composto da una serie di molle a tazza precomprese. E' in grado di limitare le deformazioni residue e crea, inoltre, un grado d'incastro maggiore rispetto ai dispositivi di dissipazione. Il pacchetto di molle interno

risulterà sempre in compressione sia per forze di trazione che di compressione, come illustrato nella figura seguente. Il dispositivo va dimensionato in modo tale da raggiungere gli spostamenti massimi prima che molle esauriscano la loro corsa. [11]

4.2.2.3 UTILIZZO COMBINATO DI DISPOSITIVI DI DISSIPAZIONE E RICENTRAGGIO

I dispositivi sopra descritti possono essere utilizzati contemporaneamente, ottenendo un sistema che porta sia alla riduzione delle sollecitazioni sia alla diminuzione delle deformazioni residue.

Il legame momento rotazione di questo sistema composto diventa a bandiera, come illustrato qui in seguito in figura.

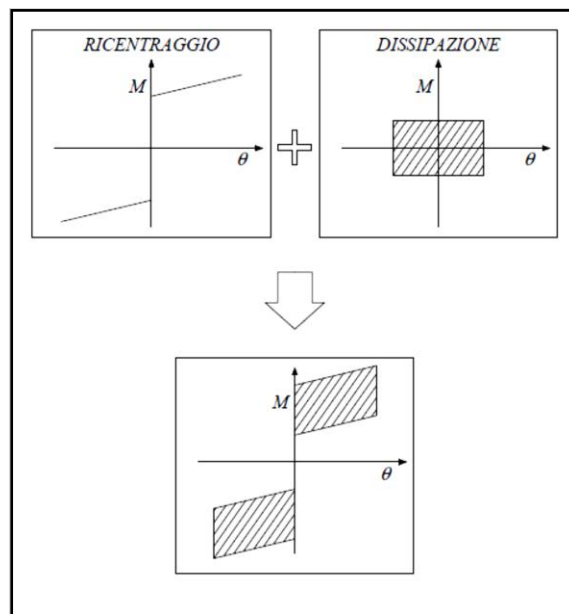


Figura 4.7:

Diagramma Momento-Rotazione per un sistema di connessione ottenuto utilizzando i dispositivi di dissipazione e di ricentraggio.

Per le strutture esistenti la miglior risposta si ottiene con i sistemi di dissipazione, in quanto non vanno a modificare la distribuzione delle forze, e non rendono quindi necessari interventi di rinforzo sulla struttura.

I dispositivi di ricentraggio invece creano vincoli di semi-incastro e portano ad una concentrazione delle sollecitazioni in sommità del pilastro, che in questo caso dovrà essere opportunamente rinforzato per resistere alle nuove e maggiori sollecitazioni. Tale considerazione porta a preferire l'applicazione di questi ultimi su strutture di nuova costruzione.

In entrambi i casi si ha una crescita della rigidità del sistema ed il passaggio graduale da vincolo a cerniera a vincolo di incastro.

4.2.3 INTERVENTI CON “MINIBIB”

Il “MiniBIB” (da Buckling Inhibited Brace) [4] è un dissipatore sismico dalle dimensioni molto contenute, che appartiene alla categoria dei dissipatori metallici, attivati dallo spostamento relativo tra gli elementi strutturali a cui è fissato, ed è stato progettato per lavorare con sforzi e deformazioni assiali. Questo dispositivo sfrutta le proprietà isteretiche del materiale metallico di cui è composto, dissipando energia sotto forma di calore. Esso viene utilizzato unicamente per i collegamenti tegolo-trave. Il dispositivo è composto da:

- un elemento dissipatore posto nella zona centrale e costituito da una barra di acciaio che plasticizzandosi dissipa energia;
- due elementi di collegamento posti alle estremità per permettere l'aggancio con la struttura;
- un tubo esterno metallico che evita fenomeni di instabilità dell'elemento di dissipazione in fase di compressione;
- un elemento di riempimento composto da resina epossidica che rende solidale il tubo esterno con l'elemento di dissipazione.

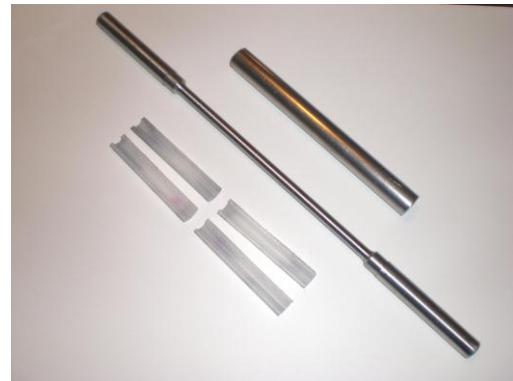


Figura 4.8:
Composizione del dispositivo MiniBIB

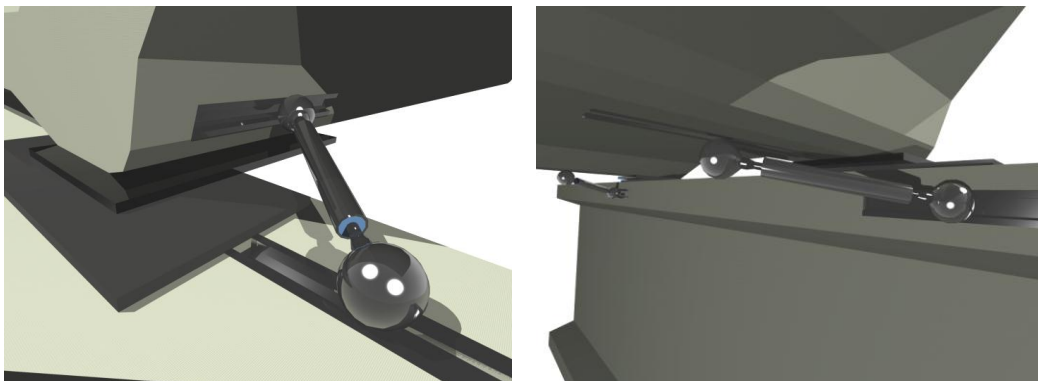


Figura 4.9:
Modalità di applicazione del dispositivi “MiniBIB”

La corretta progettazione del MiniBIB richiede che si faccia lavorare il dissipatore, durante l'evento sismico in fase post elastica. Ciò significa dover progettare il dispositivo affinché venga sfruttato l'intervallo di stress che va dallo stress di snervamento a quello a rottura, cercando di rimanere cautelativamente abbastanza lontani da quest'ultimo.

I dispositivi "Minibib" offrono diversi vantaggi:

- le modeste dimensioni, infatti l'intero dispositivo misura circa 30 cm;
- la facilità di montaggio e la facile sostituzione in caso di danneggiamento;
- un costo contenuto, in quanto la sua realizzazione è estremamente semplice.

A questi vantaggi associa però il fenomeno d'instabilità della barra dissipatrice che mina l'affidabilità del dispositivo e che ha ancora margini di perfezionamento. Inoltre, il meccanismo di dissipazione entra in funzione solo se vi è lo scorrimento relativo tra i due elementi collegati. Anche se di facile montaggio, il suo posizionamento deve essere sufficientemente preciso, in modo tale da essere inclinato di 45° rispetto all'asse longitudinale dell'elemento di copertura.

4.2.4 INTERVENTI CON DISPOSITIVO "NEXFUSE"

Questo dispositivo è un dissipatore ad attrito che può essere catalogato in letteratura come una connessione innovativa, infatti è stata studiata e realizzata nel 2007. [20]

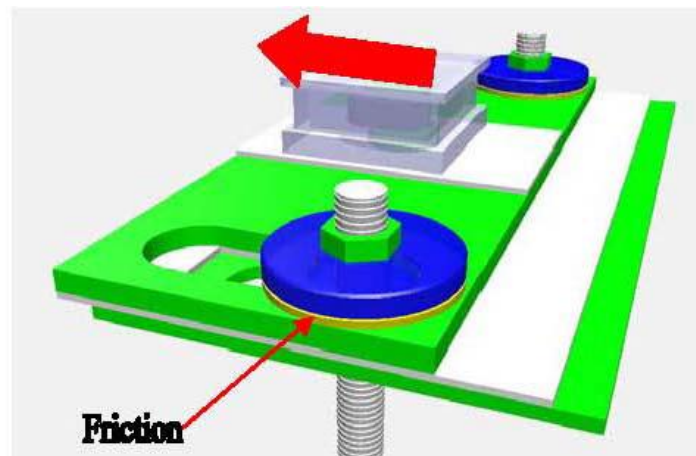


Figura 4.10:
Rappresentazione del dispositivo "Nexfuse"

Il dispositivo può essere suddiviso in tre parti principali:

- una scatola cava, da fissare alla facciata di appoggio del tegolo;
- due piastre metalliche, la prima appoggiata alla trave di sostegno e la seconda collegata allo spinotto metallico a testa allargata, che può scorrere grazie all'interposizione di un foglio in materiale a basso attrito;

- un sistema composto da due viti M20, in cui sotto al dado di fissaggio sono posti un disco di neoprene e un disco di materiale dissipativo. Fondamentale per il corretto funzionamento è la coppia di serraggio, che determina anche l'energia dissipata. Oltre ad avere la funzione di collegare le due piastre, esse impongono anche un carico di precompressione sugli elementi dissipativi.

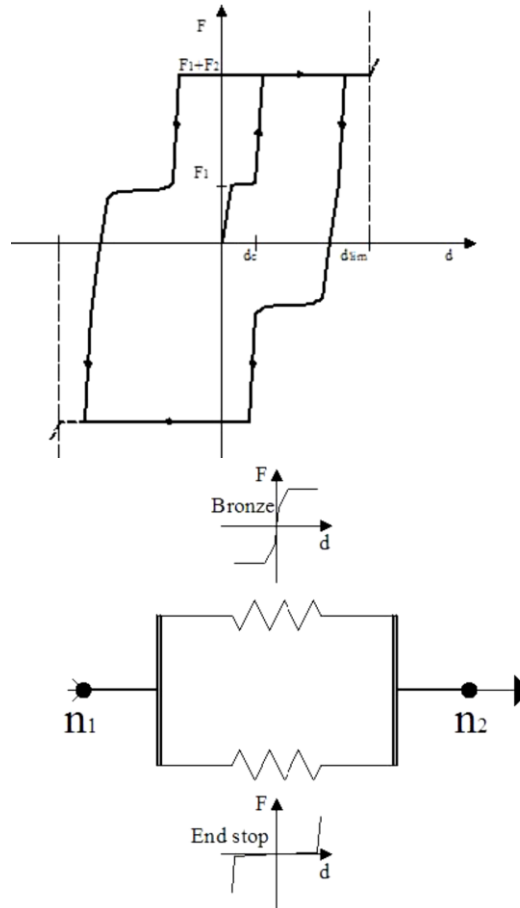


Figura 4.11:
Ciclo isteretico e schema di funzionamento del dispositivo "Nexfuse".

Tra la superficie di contatto delle due lamine metalliche (rappresentate nella figura in verde) è inserito uno strato di polietilene a basso attrito (in bianco), caratterizzato da un coefficiente d'attrito che varia dal 4% al 6% a seconda del materiale e del carico verticale agente. La scatola metallica ha lo scopo di assorbire le deformazioni dei fenomeni lenti, come le variazioni termiche, in quanto può consentire spostamenti relativi fino a 9 mm; tale scorrimento consentito evita che entrino in funzione gli elementi dissipativi. Quando viene raggiunto lo spostamento limite lo spinotto viene a contatto con la piastra superiore attivando così gli elementi dissipativi (in giallo), innescando così un ciclo di dissipazione isteretico. I dischi di dissipazione hanno un coefficiente di attrito compreso tra il 15% e il 18,8%.

Il comportamento del dispositivo è descritto nella figura seguente, che raffigura i cicli isteretici e rappresenta lo schema di funzionamento del dispositivo.

Questo dispositivo inoltre evita il sollevamento del tegolo grazie allo spinotto posto all'interno della scatola. L'azione di taglio trasversale è trasmessa sia dallo spinotto che dalle due piastre. A fronte di questo funzionamento, il collegamento può essere definito a comportamento semi-rigido. L'utilizzo di questo meccanismo porta ad un aumento dell'energia dissipata e ad una diminuzione degli spostamenti, oltre che ad una riduzione delle sollecitazioni che agiscono alla base dei pilastri e nelle fondazioni.

La connessione "Nexfuse" è studiata e dimensionata in modo che, a seguito di un evento sismico, si debba provvedere alla sostituzione dei soli dischi di dissipazione.

4.2.5 DISPOSITIVI DI DISSIPAZIONE AD ARCHETTO

I dissipatori ad archetto possono essere catalogati nella categoria dei dissipatori metallici attivati dallo spostamento relativo tra gli elementi a cui sono collegati. Questo tipo di connessioni sfrutta il comportamento isteretico del metallo con cui sono realizzati, quando quest'ultimo viene deformato nel suo range post-elastico.

[10] [13]

In figura 4.12 è descritto il legame σ/ε di un elemento in acciaio, soggetto a carichi ciclici. La linea rossa rappresenta il caso di tensione monotona crescente.

Quando l'acciaio viene portato a regimi di stress superiori al suo limite di snervamento elastico σ_y , il materiale plasticizza ed esibisce quello che viene definito "plateau di snervamento". Se il materiale viene sollecitato ulteriormente, questo entra in una fase detta di "Strain-Hardening", sviluppando il fenomeno dell'incrudimento, associato a tensioni crescenti.

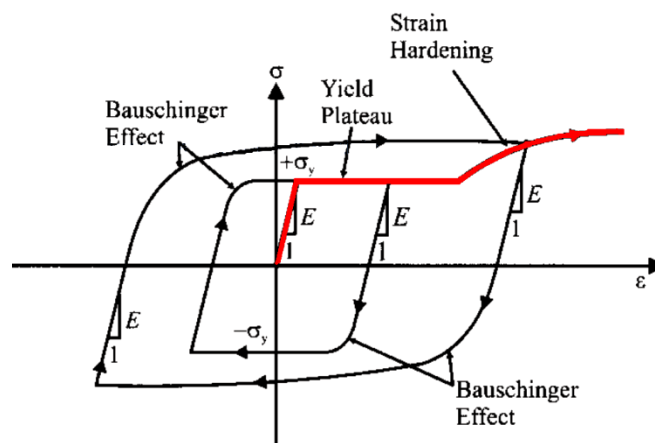


Figura 4.12:
Comportamento di un elemento in acciaio

L'area sottesa dalla curva sforzo/deformazione, nel diagramma σ/ε , corrisponde all'energia isteretica dissipata per unita di volume. La capacita dell'acciaio di sopportare un grande numero di cicli di carico-scarico in campo inelastico prima di andare incontro alla rottura, e perciò di dissipare una grande quantità di energia, è stata sfruttata per sviluppare dissipatori isteretici.



Figura 4.32
Raffigurazione del dispositivo ad archetto

I dispositivi ad archetti di acciaio sono stati studiati per realizzare i collegamenti a secco tra le travi ed i tegoli. Sono dapprima stati sviluppati a partire da tipologie già esistenti e in seguito migliorati, aumentando la capacità dissipativa e la resistenza, oltre a ridurre le sollecitazioni indotte all'interno della struttura.

Come per la maggior parte dei dispositivi dissipativi, si prevede che in essi venga localizzato tutto il danneggiamento, e quindi che dopo l'evento sismico siano gli unici da sostituire.

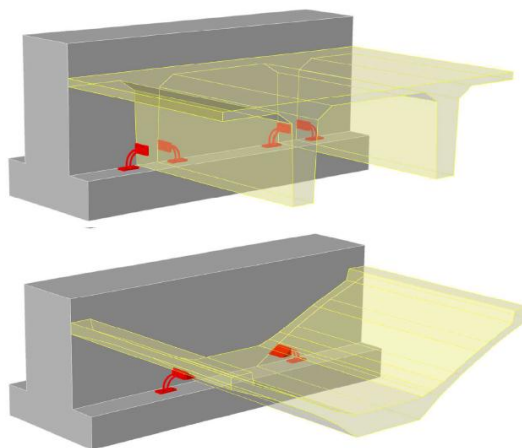


Figura 4.14:
Esempi di connessioni tegolo-trave con dispositivi ad archetto

Il collegamento, di cui in seguito verrà studiato approfonditamente il comportamento, mediante l'utilizzo di programmi di calcolo agli elementi finiti, è costituito da due elementi curvilinei di acciaio S235 di sezione circolare, saldati a due piastre, che avranno la funzione di garantire il collegamento con la trave e con il tegolo. Il diametro della sezione e la conformazione dei due elementi curvilinei verranno fatti variare al fine di "tarare" il dispositivo e di ottenere il comportamento voluto, in termini di rigidità e di forza di snervamento.

Il dispositivo così composto è stato pensato affinché gli elementi curvilinei garantiscano la possibilità di sviluppare elevate deformazioni tra gli elementi strutturali collegati, ma allo stesso tempo limitino l'azione trasmessa dal tegolo alla trave, che non può superare il valore della forza di snervamento. Perché questo meccanismo funzioni correttamente si deve fare in modo di ridurre al minimo l'attrito tra il tegolo e la trave, in modo tale che non vi sia trasmissione degli sforzi per attrito, ma si attivi subito il meccanismo di dissipazione isteretica per deformazione ciclica dell'acciaio. Questo è anche il motivo per cui questi dispositivi non possono essere utilizzati ove siano stati realizzati collegamenti con getti di completamento che rendono così solidali gli elementi strutturali.

4.2.6 SISMOCELL®

Il dispositivo SismoCell®, prodotto brevettato da Reglass Spa e sviluppato in collaborazione con l'Università di Bologna, è un tubo in acciaio ricoperto da fibre di carbonio, a plasticità controllata, applicabile ai nodi trave-pilastro, nell'ambito degli interventi di adeguamento degli edifici prefabbricati in c.a.

È dotato alle estremità di teste in acciaio con foro centrale per consentire l'inserimento di una barra filettata che ha la funzione di guida e di sostegno. L'ancoraggio alla trave ed al pilastro avviene per mezzo di piastre metalliche. Per ogni nodo trave-pilastro, vanno installati due SismoCell®, sostenuti da un'unica barra filettata separati dall'elemento di collegamento alla trave, in modo tale che l'azione sismica possa essere assorbita in entrambe le direzioni

Questo dispositivo costituisce una soluzione alla carenza di vincolo meccanico nel caso la trave sia semplicemente appoggiata al pilastro, affrontando il problema in maniera innovativa. Oltre alla funzione di collegamento dei due elementi strutturali, abbina anche l'effetto di dissipazione energetica, dovuto alla combinazione metallo-fibra di carbonio in sezioni circolari. Il sistema prevede che lo scorrimento della trave rispetto al pilastro, fino ad un valore prefissato di spostamento, determini la compressione del dispositivo contro le teste d'acciaio, dissipando quindi energia durante lo schiacciamento.

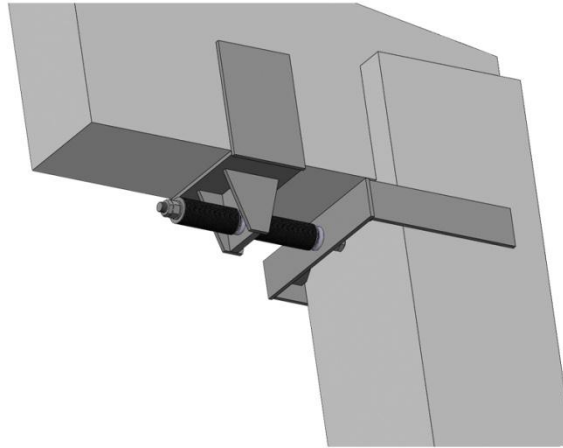


Figura 4.15:
Sistema di connessione SismoCell®

Tra i vantaggi di questa connessione si osserva quello di non alterare lo schema statico originale e di non realizzare un nodo rigido, che potrebbe comportare un notevole trasferimento di sforzi in altre zone della struttura, quindi con la necessità di ulteriori interventi di rinforzo, ad esempio alla base dei pilastri.

Dalle prove sperimentali, svolte presso il laboratorio del CIRI – Edilizia e Costruzioni, si è potuto ricavare il grafico forza-accorciamento, osservando un comportamento che si può schematizzare sostanzialmente come di tipo elastoplastico. Dopo il picco del ramo elastico, la curva presenta un andamento pressoché orizzontale, garantendo quindi la dissipazione di energia. Il valore massimo di spostamento consentito è quantificato in modo da evitare il collasso per perdita di appoggio della trave. Raggiunto tale valore di spostamento limite, il nodo si comporta in modo rigido nei confronti dello spostamento longitudinale della trave.

Tra i vantaggi di questo dispositivo, indicati dal produttore, troviamo:

- il carattere dissipativo della connessione;
- il mantenimento dello schema statico originario;
- la conoscenza a priori del valore massimo di forza trasferita dalla trave alla testa del pilastro;
- la non necessità di interventi di rinforzo alla base dei pilastri ed alle fondazioni;
- la presenza del fine corsa, corrispondente al completo schiacciamento del dispositivo;
- la possibilità di adattarsi a diversi sistemi di applicazione, secondo le scelte del progettista;
- la facilità di montaggio;
- la durabilità nel tempo;
- i limitati costi d'intervento.

4.3 DISPOSITIVI PER PANNELLI

Come per gli elementi portanti della struttura, anche i pannelli di tamponamento necessitano di uno studio approfondito per determinare la tipologia dei collegamenti e degli interventi atti a superare le carenze dei vincoli interni, oltre che per osservare quale configurazioni fornisca le migliori garanzie per la struttura soggetta all'azione sismica.

Per quanto riguarda la tipologia dei collegamenti pannello-trave, la letteratura offre una gamma di tipologie di connessioni piuttosto limitata, costituita essenzialmente da squadrette metalliche e mensole di sostegno. [2] [3]

Anche le tecniche di miglioramento, descritte ad esempio nelle linee d'indirizzo fornite della Protezione Civile (redatte in collaborazione con ReLuis, Consiglio Nazionale degli Ingegneri e Assobeton) per quanto concerne l'adeguamento degli edifici industriali monopiano, si limitano alla sola prevenzione della caduta e non del mantenimento della funzionalità e dell'integrità della struttura. Tale scelta si basa sulla valutazione economica della problematica da affrontare e delle sue possibili soluzioni. Nelle strutture esistenti infatti, porre in opera un intervento di adeguamento completo della struttura che interessi anche i pannelli di tamponamento sarebbe molto oneroso, così oneroso al punto da renderlo economicamente sconsigliato. Si preferisce quindi garantire quello che è il requisito fondamentale, ossia la salvaguardia della vita umana, mediante dei cavi anticaduta che evitano il collasso e la caduta dei pannelli, accettando che in caso di sisma i tamponamenti del capannone si danneggino pesantemente. Diversamente, nei nuovi edifici, è possibile sviluppare strategie di protezione dal sisma, integrate in maniera organica nella struttura del capannone, che vengono ad avere un impatto economico molto minore ottenendo peraltro risultati migliori. [18]

Per quanto riguarda le connessioni pannello-struttura, bisogna anche osservare che un approccio non corretto nella progettazione, spesso messa in secondo piano, può comportare una variazione della rigidità della struttura e del suo schema statico rispetto a quelli preventivati dal progettista, con conseguente variazione delle sollecitazioni sugli elementi strutturali e degli stati deformativi, in particolare delle deformazioni differenziali tra gli elementi. Per esempio, vincoli di collegamento troppo rigidi andrebbero a realizzare uno schema a pareti, anziché il classico schema a telaio.

L'approccio progettuale utilizzato finora non ha cercato di sviluppare connessioni dissipative o a comportamento non lineare, ma ha mirato semplicemente a realizzare dei dispositivi che garantissero la necessaria resistenza e consentissero gli spostamenti associati ad i gradi di libertà desiderati dal progettista.

I pannelli di tamponamento possono essere classificati essenzialmente in due tipologie:

- pannelli a orditura orizzontale;

- pannelli a orditura verticali.

Mentre quest'ultimi si considerano sempre vincolati superiormente ad una trave di bordo e inferiormente appoggiati al suolo, e quindi scaricano totalmente il loro peso al suolo, per i pannelli orizzontali si possono distinguere due casi, a seconda della tipologia di vincolo utilizzata: in un primo caso i pannelli poggiano uno sull'altro e scaricano a terra il proprio peso, risultando vincolati ai pilastri solamente per quanto riguarda gli spostamenti orizzontali, nel loro piano e fuori dal piano; nel secondo caso i pannelli risultano appesi ai pilastri per mezzo di mensole, che vincolano anche lo spostamento verticale.

4.3.1 CONNESSIONI ESISTENTI

Tra i dispositivi di connessione pannello-struttura esistenti, la quasi totalità non è stata pensata per resistere all'azione di carichi ciclici o dinamici derivante dall'azione sismica, né per avere comportamento non lineare o dissipativo.

Come già detto, l'approccio progettuale della sovra resistenza, mantenuto finora, è stato finalizzato a produrre dispositivi che liberassero i gradi di libertà voluti dal progettista, mirando a garantire la resistenza, con un determinato coefficiente di sicurezza, nei confronti degli altri gradi di vincolo. Tali dispositivi risultano generalmente essere molto rigidi e in alcuni casi arrivano al collasso per rottura fragile.

Qui di seguito si riporta una breve descrizione delle tipologie di connessioni più utilizzate e maggiormente diffuse nelle costruzioni esistenti, individuando il tipo di vincolo che esse realizzano con la struttura.

In via generale, si possono comunque distinguere due famiglie di collegamenti, a seconda che vengano utilizzati per vincolare pannelli verticali o per pannelli orizzontali.

4.3.2 PANNELLI VERTICALI

I pannelli verticali vengono ancorati superiormente alle travi di bordo e scaricano il loro peso a terra, sul cordolo reggi-pannello appositamente realizzato. L'appoggio a terra vincola gli spostamenti in tutte e tre le direzioni, oltre che la rotazione del pannello nel suo piano. Il vincolo superiore sulla trave di bordo, deve evitare il ribaltamento del pannello, ma consentire gli spostamenti relativi tra pannello e trave, nel piano della trave. [2]

Il fissaggio viene eseguito nella maggior parte dei casi mediante un dispositivo che prevede l'inserimento di una guida sul pannello ("anchor channel"), mentre i pattini sono fissati alla trave. Questo meccanismo realizza un vincolo in grado di contrastare le forze ortogonali alla superficie del pannello, mentre dovrebbe consentire gli scorrimenti nel proprio piano, in senso longitudinale e trasversale. Il

medesimo meccanismo può essere concretizzato anche impiegando delle squadrette con fori asolati, che però hanno lo svantaggio di consentire drift pannello-trave limitati a valori di molto inferiori.

I collegamenti così realizzati dovrebbero, durante un evento sismico, garantire la possibilità che si sviluppino questi spostamenti relativi tra i diversi elementi, senza che ci siano danneggiamenti o che insorgano sforzi imprevisti, almeno fino al valore limite massimo di spostamento fissato in fase di progetto. Le osservazioni che hanno seguito gli eventi sismici hanno però evidenziato due gravi carenze di questi dispositivi: la prima riguarda lo slabbramento della canaletta di scorrimento, insufficiente a resistere alle enormi forze che insorgono ortogonalmente al pannello, in parte direttamente dovute all'azione sismica e che si possono rilevare anche con le analisi numeriche dei modelli del fabbricato, ed in parte dovute anche alla non perfetta perpendicolarità che viene a crearsi tra la canaletta ed il bullone con testa ancorata che ci scorre dentro; la seconda carenza riguarda la luce di scorrimento che in molti casi si è dimostrata insufficiente. Gli spostamenti relativi in sommità, tra pannelli e struttura, risultano essere infatti molto rilevanti.

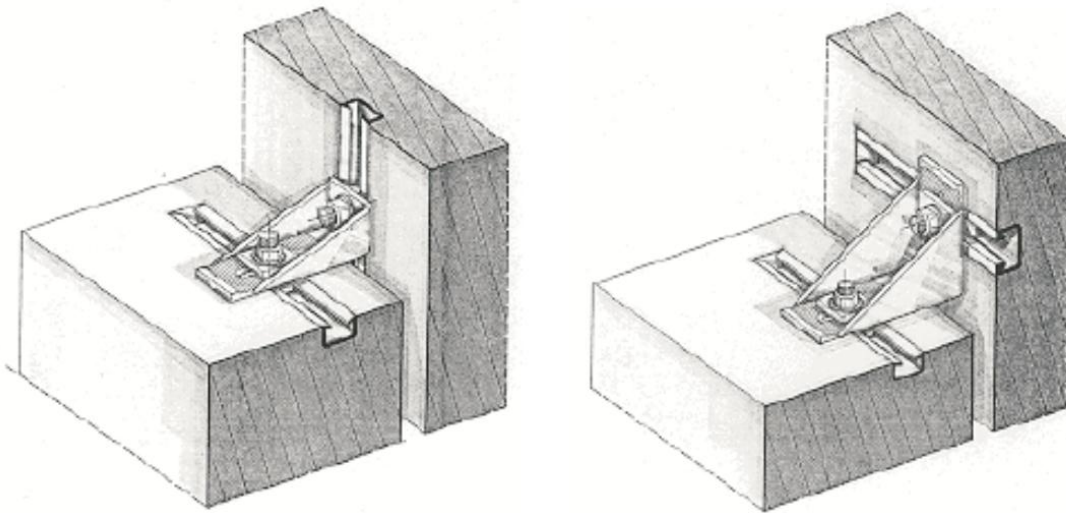


Figura 4.16:
Ancoraggi con "anchor channel"

Allo stato attuale, appare impensabile realizzare vincoli di tipo elastico che possano consentire spostamenti di tale ordine resistendo al contempo agli sforzi fuori dal piano che insorgono. Ecco perché la tecnica si sta muovendo verso la ricerca e l'ideazione di dispositivi di dissipazione, che dissipando energia riducono la richiesta di capacità di spostamento relativo tra gli elementi.

4.3.3 PANNELLI ORIZZONTALI

I pannelli orizzontali possono essere suddivisi in due tipologie, distinti a seconda che siano pannelli appesi o pannelli appoggiati, che scaricano il loro peso a terra. Sostanzialmente lo schema statico è quello indicato in fig. 4.16, con la sola differenza che nel secondo caso le cerniere inferiori consentono lo spostamento verticale, quindi i pannelli vengono messi in opera poggiandoli uno sull'altro, anziché essere sostenuti da mensole fissate ai pilastri.

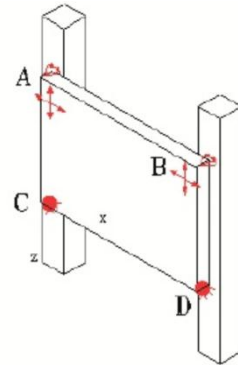


Figura 4.17:
Schema di vincolo tra pannello orizzontale e pilastro

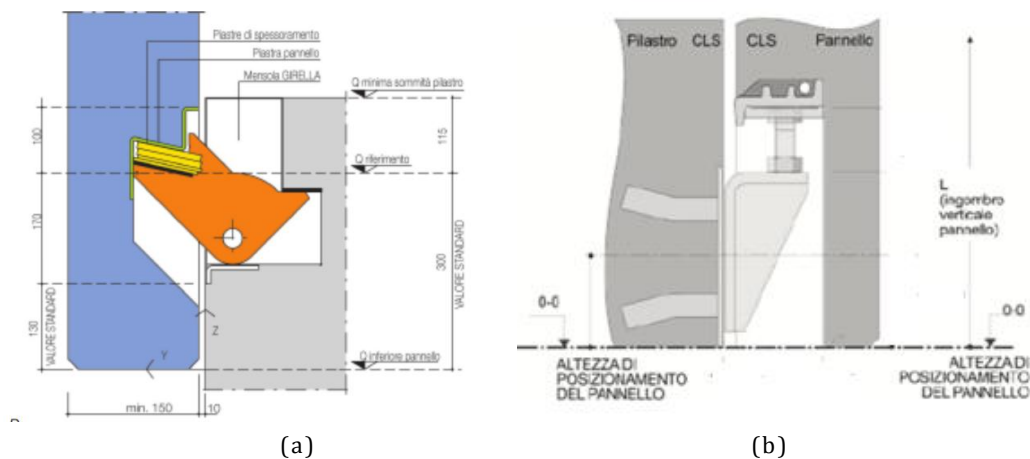


Figura 4.18:
(a) Mensola a girella (b) Appoggio regolato dal bullone

In entrambi i casi, i pannelli con la loro massa partecipano (nel piano x-y orizzontale) alla definizione dei modi di vibrare e delle frequenze naturali della struttura. Bisogna però considerare che se i pannelli scaricano il loro peso a terra, essendo appoggiati l'uno sull'altro, quindi all'interfaccia di appoggio tra i diversi pannelli insorge il fenomeno dell'attrito, che si oppone al moto di scorrimento relativo tra essi. L'attrito infatti rende più rigida la struttura e fa sì che le frequenze naturali si spostino nello spettro di risposta elastico in zone con periodi più piccoli, associate ad pseudo-accelerazioni maggiori. Vi è però il lato positivo che tale

fenomeno è a carattere dissipativo, cioè comporta una riduzione delle sollecitazioni, e che porta ad una riduzione degli spostamenti: sia gli spostamenti assoluti il sommità della struttura, sia gli spostamenti relativi tra gli elementi strutturali ed i pannelli di tamponamento.

4.3.4 NUOVE CONNESSIONI

Negli edifici esistenti e nei cataloghi dei produttori sono presenti svariate tipologie di connessione, sia che realizzano il vincolo di cerniera che il vincolo a carrello, ma in entrambi i casi sono concepite per un funzionamento in campo elastico, basando l'approccio progettuale sul concetto della sovrarresistenza. Come si è riscontrato nella realtà però tale metodologia progettuale non offre adeguate garanzie.

Il concetto di sovrarresistenza prevede di progettare il dispositivo perché resista ad uno sforzo maggiore rispetto ad un prefissato valore di progetto. In questo modo però, se avvenisse un terremoto di entità maggiore rispetto a quello utilizzato come riferimento per la progettazione, si potrebbero avere fenomeni di collasso fragile dei collegamenti e quindi caduta dei pannelli, con il pericolo che direttamente ne consegue. Si osserva anche che, con connessioni sovrarresistenti e rigide, si hanno notevoli sollecitazioni sui collegamenti, perché si va a modificare lo schema statico della struttura.

Appare invece più corretto procedere alla progettazioni di nuove connessioni secondo il concetto della gerarchia delle resistenze a livello locale, ossia tra i diversi meccanismi resistenti che si attivano nel funzionamento del dispositivo di vincolo. In questo modo è ammesso che si arrivi al carico ultimo per un determinato meccanismo resistente, ma si fa in modo che i primi meccanismi resistenti ad arrivare alla condizione limite siano a carattere duttile, ottenendo il duplice vantaggio di poter sfruttare le riserve di resistenza offerte dagli altri meccanismi, oltre che avere un piccolo contributo di dissipazione energetica.

A differenza delle connessioni tegolo-trave o trave-pilastro, per le quali sono già disponibili sul mercato diverse soluzioni moderne, per i collegamenti pannello-struttura non sono ancora state sviluppate connessioni innovative. Lo studio delle nuove connessioni, oltre a tenere conto della gerarchia delle resistenze a livello locale, descritta qui sopra, deve essere funzionale alla risposta strutturale voluta, in termini sia di resistenza che di rigidità, che di gradi di libertà consentiti.

Il funzionamento ottimale a cui dovrebbe mirare il dispositivo di connessione è quello di rendere indipendenti gli spostamenti della struttura e dei pannelli. Questa soluzione però risulta di difficile se non addirittura impossibile realizzazione, in quanto le i dispositivi dovrebbero essere in grado di garantire spostamenti relativi notevoli: si pensi che per pannelli verticali agli SLV è richiesta una capacità di spostamento orizzontale pari al 3% di H, che per un pannello alto 10 m significherebbe uno spostamento di circa ± 30 cm, ossia 60 cm totali. Ammettendo

che sia realizzabile, un dispositivo con tali caratteristiche risulterebbe sicuramente estremamente costoso.

L'altra soluzione, con approccio completamente opposto, è quella di fissare totalmente i pannelli alla struttura, mediante la realizzazione di vincoli rigidi, come succede già oggi per i vincoli sovradimensionati. In questo modo il pannello orizzontale è fissato ai pilastri con 4 vincoli a cerniere, anziché avere superiormente 2 carrelli ed inferiormente 2 cerniere. Questa soluzione comporta però un aumento della massa partecipante in caso di terremoto, oltre che un notevole aumento della rigidezza della struttura. Ci si avvicina così ad uno schema a pareti, anziché a telaio. Le sollecitazioni in questo caso aumenterebbero e porterebbero a condizioni più gravose per il dimensionamento degli elementi portanti, come travi e pilastri e, fattore non secondario, si dovrebbero considerare i pannelli come elementi strutturali e non più come soli elementi portati di tamponamento. In questo modo cambierebbe completamente l'approccio progettuale dell'edificio, ed evidentemente questa soluzione potrebbe essere applicata solamente su nuove strutture.

La soluzione più percorribile è scegliere una strada intermedia, nella quale i collegamenti rivestano oltre alla funzione di ancoraggio anche quella di dissipazione, sviluppata attraverso meccanismi duttili al loro interno, in grado di assorbire parte delle sollecitazioni dovute ai carichi ciclici e nel contempo permettere gli spostamenti relativi tra gli elementi, che risultano più contenuti.

In ogni caso le nuove soluzioni, oltre a rispettare i parametri puramente ingegneristici, devono essere competitive dal punto di vista economico.

Qui di seguito vengono riportati dei possibili nuovi dispositivi di vincolo, alcuni di nuova ideazione ed altri ottenuti modificando ancoraggi già disponibili in commercio.

4.3.4.1 ANCORAGGIO TIPO 1

Questo dispositivo è ideato partendo da uno già disponibile in commercio e modificandolo inserendo una rondella teflon, con lo scopo di ottenere una forza d'attrito controllata, con la possibilità di agire sul precarico del bullone. La piastra metallica va fissata al pilastro per mezzo di tasselli di ancoraggio. L'anchor channel, disposto come in figura 4.18, permette gli spostamenti verticali. Una soluzione alternativa, e probabilmente di maggiore affidabilità, potrebbe essere ottenuta eliminando l'anchor channel e fissando il bullone al pannello direttamente in fase di getto. La capacità di spostamento verticale potrebbe essere realizzata asolando i fori sulla piastra di ancoraggio al pilastro.

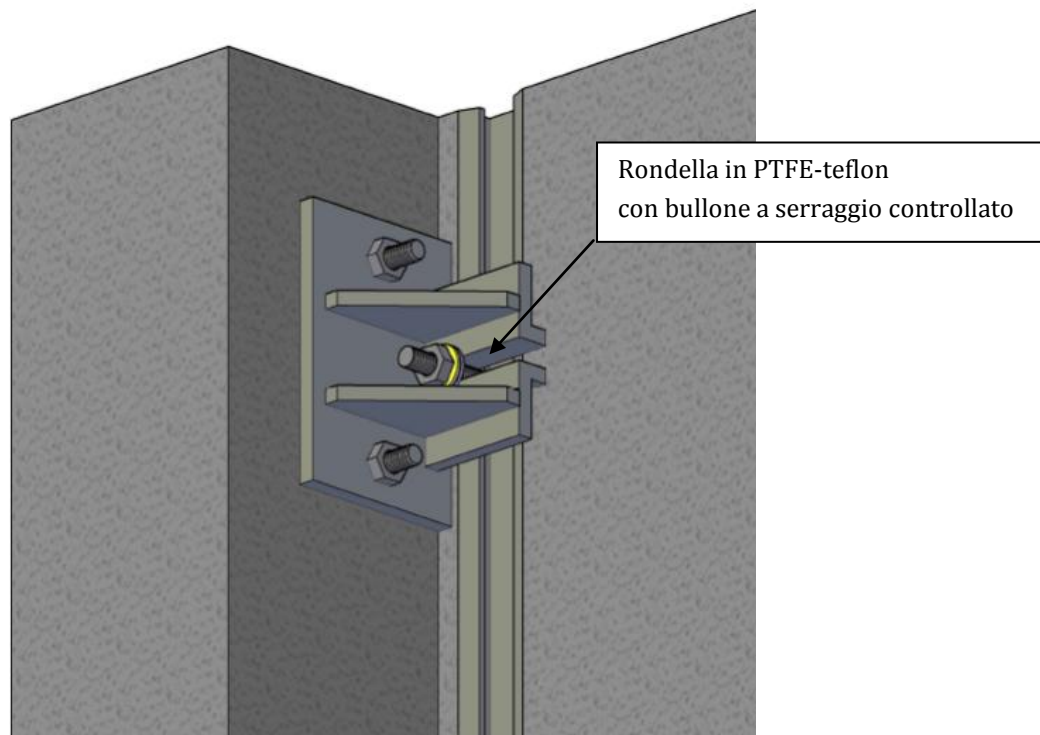


Figura 4.19:
Ancoraggio tipo 1

Come schema di vincolo, esso realizza un carrello sia orizzontalmente che verticalmente, fornendo un vincolo per lo spostamento fuori dal piano. Il suo funzionamento, si presta per l'utilizzo nel caso di pannelli orizzontali, appoggiati l'uno sull'altro.

Tale dispositivo potrebbe essere utilizzato anche nel caso di pannelli verticali, fissando la piastra inferiormente alla trave di bordo, consentendo lo scorrimento orizzontale per mezzo dell'anchor channel.

La guida metallica dovrà essere adeguatamente sovradimensionata, in modo tale che in caso di formazione di un meccanismo duttile, questo si formi sulla vite, evitando lo slabbramento della canaletta con collasso di tipo fragile.

Il dispositivo ha il vantaggio di essere facilmente raggiungibile, in quanto è applicato sulla superficie laterale del pilastro o a quella inferiore della trave.

4.3.4.2 ANCORAGGIO TIPO 2

Questo tipo di dispositivo è ampiamente diffuso nei prefabbricati esistenti.

Studi sugli effetti del terremoto in Emilia hanno evidenziato come tale connessione risulti avere comportamento fragile se i bulloni superiori sono molto più rigidi di quelli di ancoraggio al pilastro. Diversamente, nei casi in cui i bulloni verticali avevano una lunghezza utile del gambo maggiore, e quindi maggiore duttilità, questi

si sono snervati entrando in campo de formativo plastico e prevenendo il collasso del dispositivo e quindi la caduta dei pannelli.

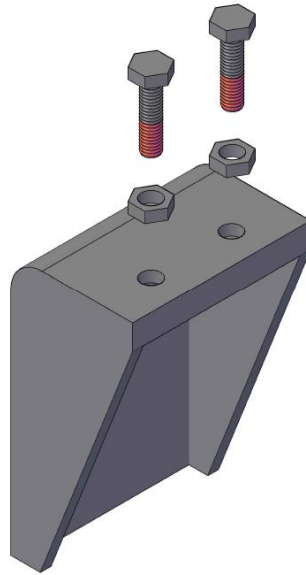


Figura 4.20:
Ancoraggio tipo 2

Si è pensato quindi che stimando una lunghezza sufficiente del gambo questo possa sviluppare deformazioni plastiche assumendo comportamento duttile, fornendo anche un piccolo contributo di dissipazione energetica, limitando al contempo gli sforzi massimi trasmessi tra pannelli e pilastri.

Questo dispositivo però ha lo svantaggio di essere applicato alla facciata esterna del pilastro e inserito in una nicchia del pannello. Questo fa sì che non si può raggiungere dopo la messa in opera, ed in caso di sisma per essere sostituito si dovrebbe provvedere alla rimozione del pannello.

4.3.4.3 ANCORAGGIO TIPO 3

Questo tipo di ancoraggio, già utilizzato nella realizzazione di edifici prefabbricati, è stato modificato inserendo un cuscinetto di neoprene, con lo scopo di ottenere un meccanismo di dissipazione capace di sopportare carichi ciclici. I fori asolati inoltre permettono l'adattamento verticali nella fase di montaggio e consentono anche piccoli spostamenti verticali in fase di esercizio. Questo tipo di ancoraggio può essere utilizzato per pannelli orizzontali, sia appesi sia che scaricano il loro peso a terra.

Staticamente, esso realizza un vincolo a carrello bidirezionale.

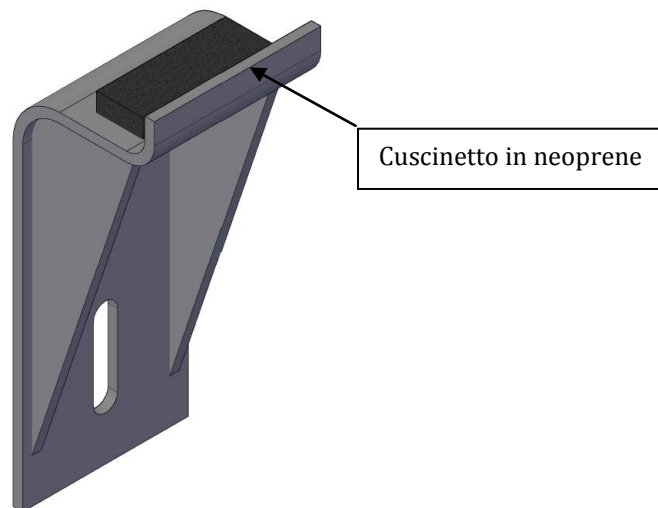


Figura 4.21:
Ancoraggio tipo 3

4.3.4.4 ANCORAGGIO TIPO 4

L'ancoraggio tipo 4 è costituito da una squadretta metallica, che sostiene superiormente un bullone, posto in opera con funzione di ancoraggio al pannello. La capacità di spostamento orizzontale è assicurata per mezzo dello scorrimento della testa del bullone entro l'anchor channel.

Esso consente grandi spostamenti orizzontali, quindi risulterebbe particolarmente conveniente impiegarlo per il vincolo superiore dei pannelli verticali, che hanno una richiesta di spostamento relativo notevole. Per i pannelli orizzontali può ancora avere la funzione di carrello per il vincolo superiore.

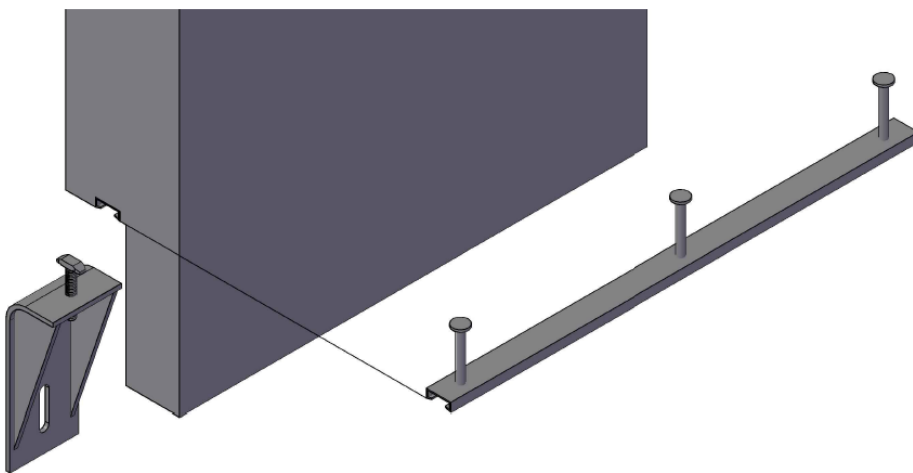


Figura 4.22:
Ancoraggio tipo 4

CAPITOLO 5

CASO OGGETTO DI STUDIO

Il caso oggetto del presente elaborato ricalca un tipico capannone monopiano realizzato con elementi prefabbricati.

Osservandola in pianta, la struttura è composta da due file di 3 pilastri esterni ciascuna, posti tra loro ad interasse di 10 m, quindi per un interasse tra i primi e gli ultimi pilastri di 20 m. Questa disposizione in pianta dei pilastri è stata considerata per poter osservare nel pilastro centrale le sollecitazioni e gli spostamenti tipici di un pilastro perimetrale in un capannone prefabbricato monopiano. Al fine di poter analizzare e comprendere anche il comportamento dei pilastri d'angolo, si è scelto di "chiudere" il capannone anche sugli altri due lati. Si realizzano così delle facciate, lunghe 26 m, costituite da altri 2 pilastri ciascuna oltre a quelli d'angolo. Essi sono posti in essere con la funzione di sostenere i pannelli di tamponamento e di definire un'apertura centrale della luce di 6 m. L'unica navata ha pertanto una luce di 26 m. I pilastri hanno un'altezza di 9 m.

Longitudinalmente sono disposte delle travi a I di dimensioni 60x100 cm, lunghe 9.80 m, che poggiano ciascuna su 2 pilastri laterali. Sulle travi laterali trovano appoggio a tegoli di copertura, aventi una luce di 26 m, e caratterizzati da una sezione a TT alta 100 cm. La quota di sotto trave corrisponde quindi a quella di sommità dei pilastri, ovvero 9 m, mentre la quota di sotto tegolo corrisponde a 10 m.

Sui pilastri che costituiscono le due facciate trovano appoggio due travi reggi-pannello, a sezione rettangolare e con dimensioni 40x60 cm. Esse hanno la sola funzione di sostenere i pannelli di tamponamento. I pannelli di tamponamento realizzano la chiusura laterale del fabbricato fino all'altezza di 11.25 m.

Per il calcolo dell'azione sismica si assume che la struttura sia posta nel comune di Cittadella, in provincia di Padova.

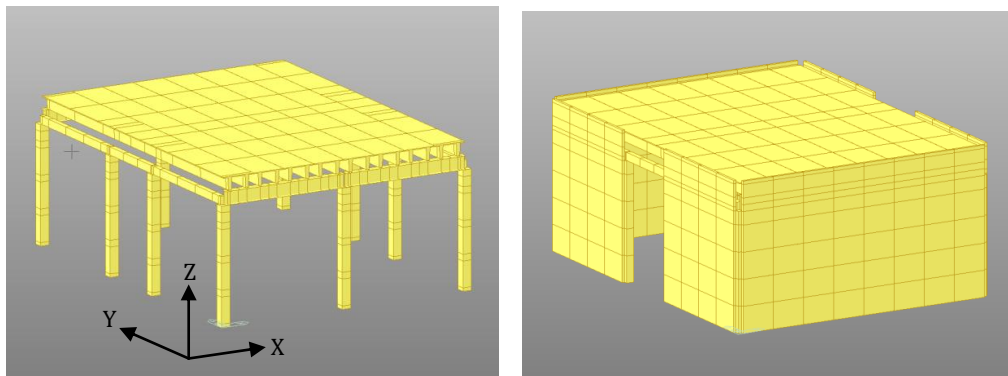


Figura 5.1:
Rappresentazione del caso oggetto di studio

5.1 GEOMETRIA DELLE SEZIONI

Allo scopo di determinare le caratteristiche inerziali dei diversi elementi strutturali (tegoli, travi e pilastri) si è preliminarmente svolta una fase di predimensionamento, facendo riferimento alle normative vigenti in Italia negli anni '80-'90.

In particolare, le normative a tal fine considerate sono:

- CNR 10025-1984 - Prefabbricazione e strutture prefabbricate;
- DM 3-12-1987 - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate;
- DM 14-2-1992 – Norme tecniche per l'esecuzione delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche;
- DM 9-1-1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture delle opere in cemento armato normale e precompresso, e per le strutture metalliche.

Questa scelta è stata fatta con lo scopo di ottenere un capannone con caratteristiche il più possibile simili a quelli esistenti (che necessitano di interventi migliorativi e di adeguamento), in modo di poter comprendere il comportamento ed analizzare gli effetti degli interventi migliorativi di seguito proposti.

Elementi	Sezioni[cm]
Pilastri	60x60
Travi	Tipo a I 60x100
Tegoli	Tipo TT100/25
Pannelli verticali	250x20x1125
Pannelli orizzontali	250x20x1000

Tabella 5.2:
Tabella di riepilogo delle sezioni degli elementi strutturali

5.2 ANALISI DEI CARICHI

I carichi ottenuti dall'analisi delle sezioni e dei materiali, ed utilizzati per il predimensionamento degli elementi, vengono riassunti in maniera sintetica nella tabella 5.3, suddividendoli in permanenti e variabili.

CARICHI PERMANENTI			
Peso permanente appeso (sui tegoli)	Q_{appeso}	1.00	kN/m ²
		2.50	kN/m
Peso proprio tegoli	Q_{tegiolo}	17.03	kN/m
Peso proprio pannelli	Q_{pannello}	3.10	kN/m ²
		7.74	kN/m
Peso proprio travi	Q_{trave}	9.00	kN/m
Peso proprio pilastri	Q_{pilastro}	12.25	kN/m
CARICHI VARIABILI			
Neve	q_{neve}	1.50	kN/m ²
		3.75	kN/m
Vento ($c_p=0.8$)	q_{vento1}	0.64	kN/m ²
		1.60	kN/m
Vento ($c_p=0.4$)	q_{vento2}	0.32	kN/m ²
		0.80	kN/m
Effetto termico	$\pm \Delta T$	25	°C

Tabella 5.3:
Tabella di riepilogo dei carichi permanenti e variabili

5.3 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'azione sismica di progetto viene individuata in accordo con la normativa vigente, secondo le prescrizioni fornite dalle N.T.C. 2008, attraverso i dati relativi al sito in cui sorge l'opera e alle caratteristiche della costruzione stessa.

Componente orizzontale		
SLV parametri indipendenti		
a_0	0.164	g
F_0	2.393	
T_C^*	0.302	s
S_S	1.465	
C_C	1.558	
S_T	1.000	
q	1.000	
SLV parametri dipendenti		
S	1.465	
η	0.667	
T_B	0.157	s
T_C	0.471	s
T_D	2.255	s

Tabella 5.4:
Tabella dei parametri indipendenti e dipendenti, rappresentativi dell'azione sismica

Per il capannone in questione si hanno i seguenti dati:

- Zona 3,
- Vita Nominale 50 anni

- Classe d'uso II
- Classe suolo C

I dati di in-put, qui riportati, permettono di individuare una seconda serie di parametri, indipendenti e dipendenti, direttamente connessi allo spettro elastico di progetto orizzontale:

Qui di seguito, nel grafico 5.5, l'azione sismica viene rappresentata graficamente, attraverso lo spettro elastico di progetto, nelle sue componenti orizzontali e verticali.

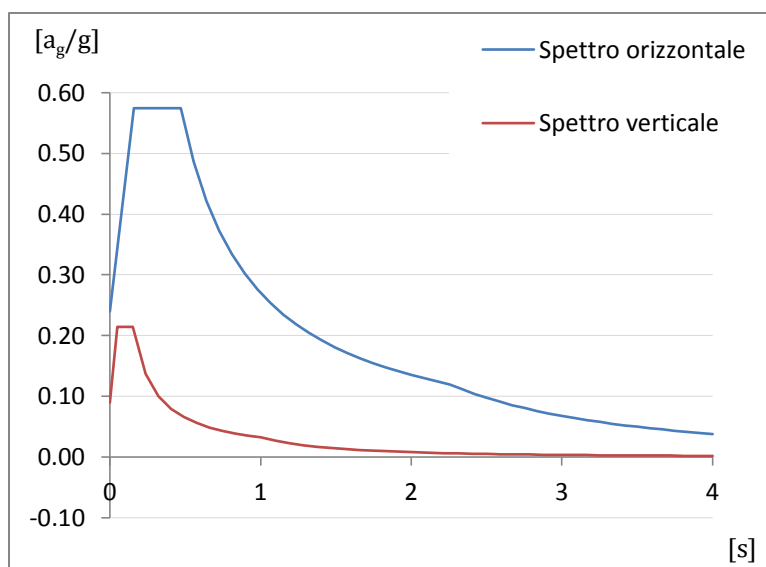


Grafico 5.5:

Rappresentazione dell'azione sismica: componenti orizzontali e verticali

5.4 I METODI DI ANALISI E L'ANALISI DINAMICA, LINEARE E NON LINEARE

Esistono diversi tipi di analisi con cui si può valutare il comportamento sismico di una struttura. Essi differiscono in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente, oltre che a secondo a che l'analisi sia lineare o non lineare.

Come descritto dalle NTC §7.3.1, *l'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.*

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli

precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

Le NTC §7.3.2 stabiliscono che oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto... In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare, si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto.

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente ("analisi non lineare statica") modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente o dinamicamente ("analisi non lineare dinamica") modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.

Nel nostro caso, per analizzare la struttura ed il suo comportamento in presenza di un sisma si utilizza l'analisi dinamica, con accelerogrammi, lineare o non lineare.

In particolare, l'analisi non lineare verrà utilizzata nelle singole analisi che prenderanno in considerazione sistemi dissipativi e non lineari, per materiale e geometria, come nel caso in cui verranno considerati i vincoli interni tra i diversi elementi modellati in modo da rappresentare l'attrito, oppure quando si provvederà a collegare tegoli e travi, o travi e pilastri, con sistemi di connessione che potranno entrare in campo plastico.

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e rappresentando l'azione sismica per opera degli accelerogrammi.

Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

I modelli strutturali da utilizzare devono consentire una corretta rappresentazione del comportamento degli elementi strutturali in termini di resistenza, anche in funzione di possibili fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche, e di comportamento post-elastico.

5.5 ACCELEROGRAMMI SPETTRO-COMPATIBILI

Ai fini di svolgere le analisi oggetto di questo studio, che mirano a comprendere ed analizzare il comportamento della struttura e delle nuove connessioni, si è reso necessario svolgere delle analisi *Time-History*, ovvero delle analisi dinamiche transitorie con integrazione al passo, lineari o non lineari a seconda dei singoli casi.

Tali analisi dinamiche non possono essere svolte facendo riferimento allo spettro di risposta 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.

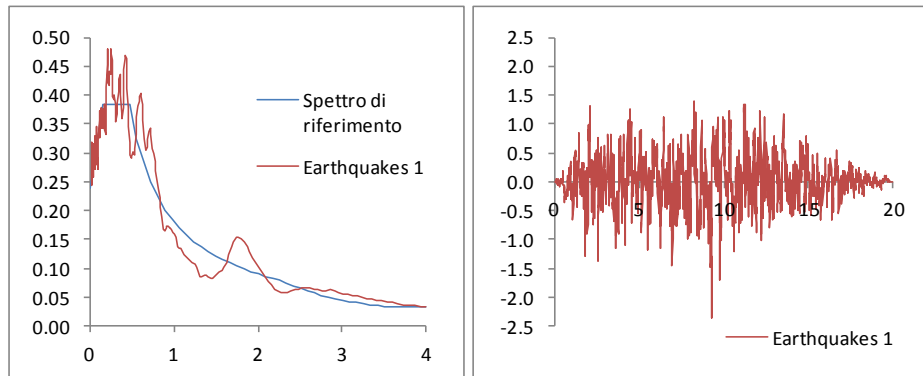
Si è quindi provveduto, utilizzando il software *SimQke-Gelfi* a determinare 7 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili con lo spettro di risposta elastico di progetto descritto al precedente paragrafo.

Come disposto dalle NTC2008 §3.2.3.6, 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 α 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 $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0,15 s \div 1,5 T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio.

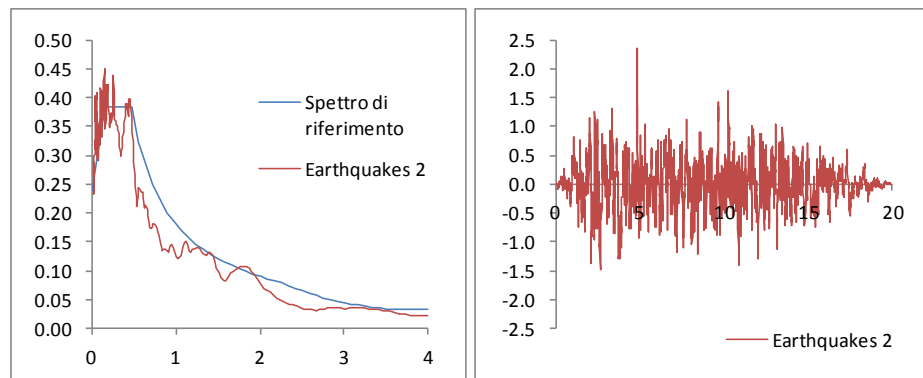
Si raffigurano di seguito le 7 azioni sismiche di riferimento, ovvero e 7 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili, riportando a sinistra il grafico di confronto tra lo spettro di risposta fornito dalla normativa e quello compatibile

generato artificialmente e a destra l'accelerogramma derivante dallo spettro artificiale.

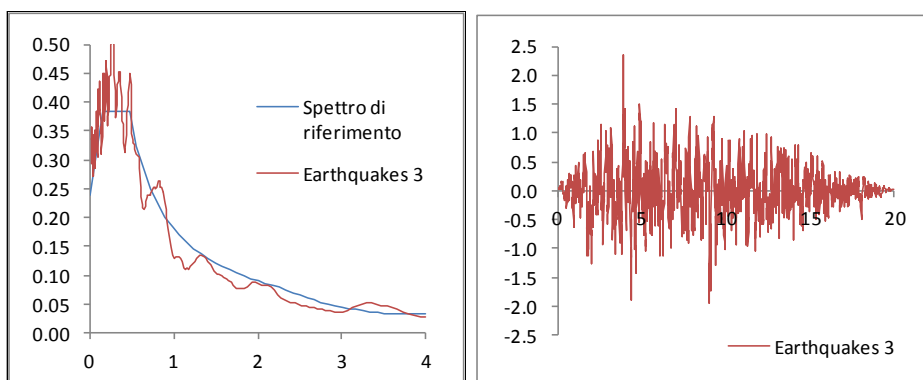
Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.1



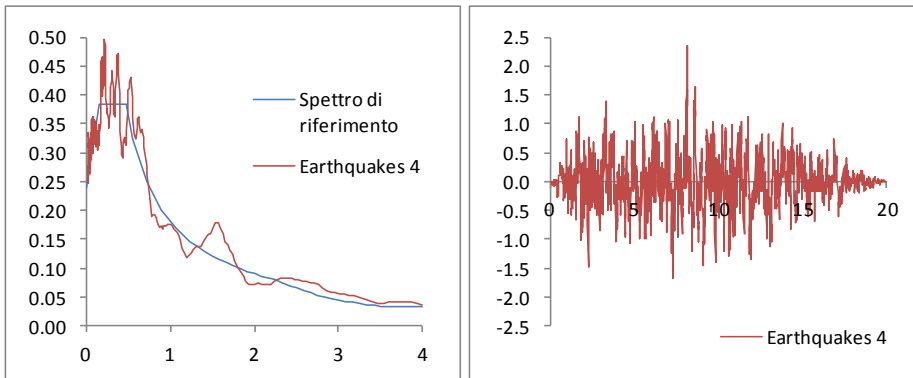
Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.2



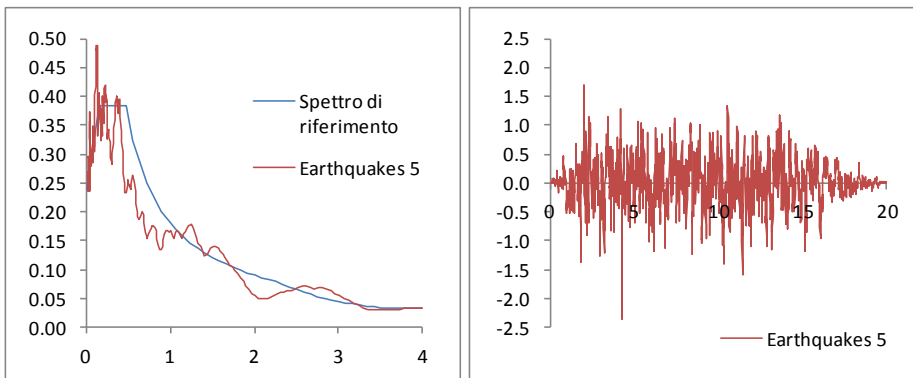
Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.3



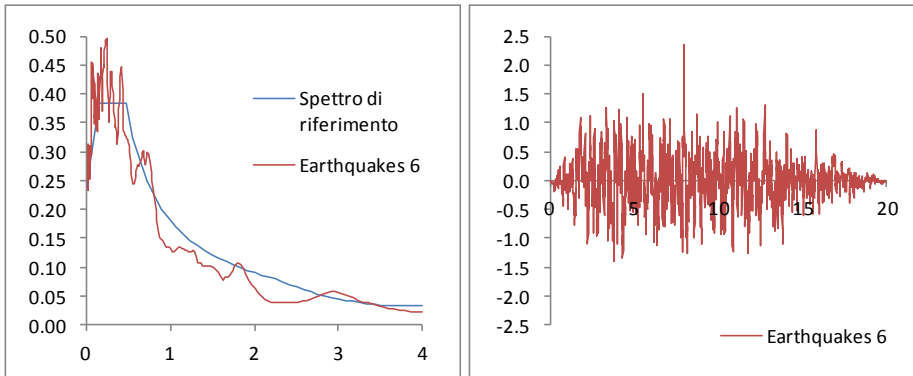
Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.4



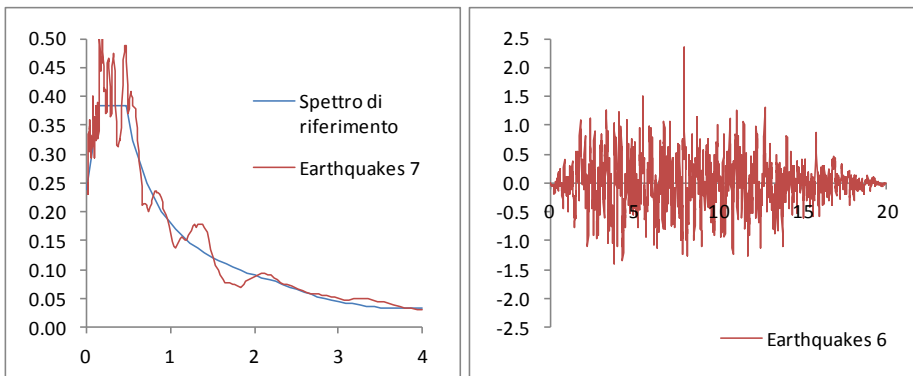
Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.5



Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.6



Accelerogramma artificiale spettro-compatibile n.7



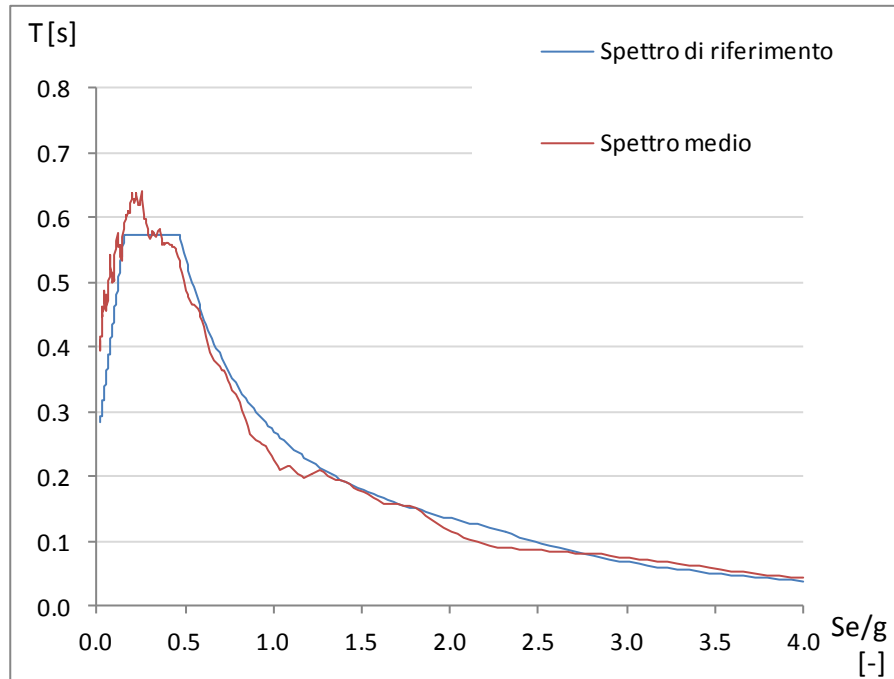


Grafico 5.6:

Confronto tra la media degli spettri relativi ai 7 accelerogrammi artificiali e lo spettro di risposta elastico di riferimento

È stata verificata la coerenza con lo spettro di risposta elastico di riferimento controllando che la media delle ordinate spettrali relative ai 7 accelerogrammi artificiali non presenti uno scarto in difetto maggiore al 10%. Nello specifico, si ottiene uno scarto medio del -2.4%.

Ad ogni buon conto, la verifica di coerenza viene implicitamente soddisfatta se si considera gli accelerogrammi artificiali vengono determinati dal software utilizzato in maniera da soddisfare i requisiti di coerenza stessi.

CAPITOLO 6

STRUTTURA CON VINCOLI AD ATTRITO

Come abbiamo descritto in precedenza, le normative vigenti in Italia negli scorsi decenni prevedevano la possibilità di realizzare nella struttura i vincoli interni, trave-pilastro e tegolo-trave, in semplice appoggio, sfruttando come unico vincolo orizzontale il solo attrito tra gli elementi. I recenti eventi sismici dell’Aquila e soprattutto dell’Emilia-Romagna hanno però evidenziato come tale tipologia di vincolo risulti inefficace nei confronti delle sollecitazioni sismiche, anche a causa della presenza nel sisma di una componente verticale di accelerazione. Appare evidente infatti che la componente verticale del sisma fa variare la reazione vincolare verticale esercitata agli appoggi, rispettivamente dei tegoli sulle travi e delle travi sui pilastri, fino al limite anche ad annullarla in alcuni momenti. In tal caso l’attrito, essendo proporzionale alla componente di reazione verticale, si azzerava e non è quindi in grado di offrire alcuna resistenza. Risulta evidente pertanto la necessità di porre rimedio a queste carenze strutturali.

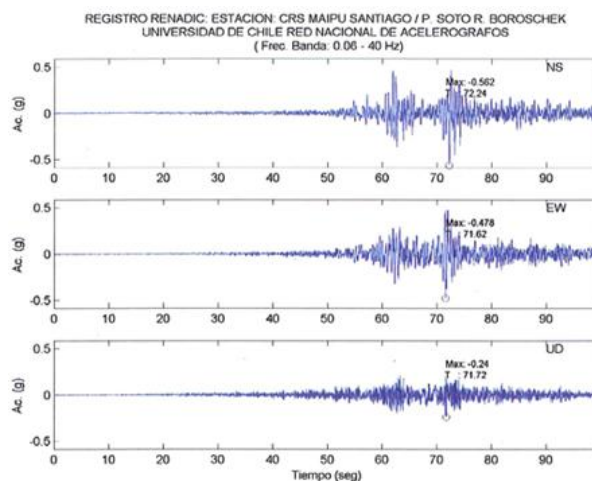


Figura 6.1:
Componenti orizzontali e verticali di un accelerogramma

Queste considerazioni fanno emergere l’esigenza di analizzare in dettaglio il comportamento dinamico di questo tipo di connessioni all’interno di una struttura sollecitata da un terremoto.

6.1 COMPORTAMENTO REALE DELLE CONNESSIONI AD ATTRITO

L’analisi del funzionamento di queste connessioni può essere effettuata osservando dapprima il comportamento verticale, e successivamente quello nel piano orizzontale.

Appare chiaro che, essendo la trave semplicemente appoggiata sul pilastro, analogamente a quanto avviene per i tegoli sulle travi, questa connessione è in grado di trasmettere la componente della forza peso oltre a tutte le altre forze verticali dirette verso il basso, che porterebbero all'abbassamento della trave. Non essendo però provvista di collegamenti meccanici che ne realizzino la continuità, essa non è in grado di bloccare il sollevamento della trave, e quindi non può opporsi alle azioni dinamiche in direzione verticale dirette verso l'alto.

Per quanto riguarda il comportamento orizzontale, esso è governato esclusivamente dal fenomeno dell'attrito.

L'attrito è una forza dissipativa che si esercita fra due superfici a contatto tra loro, opponendosi al loro moto relativo. Nel caso di due superfici in condizioni statiche si sviluppa l'attrito di tipo statico, diversamente in presenza di moto relativo tra le due superfici l'attrito è di tipo dinamico.

La reazione vincolare orizzontale che tale fenomeno è in grado di fornire è valutata direttamente proporzionale alla forza verticale esercitata nel punto di appoggio, ed è descritta dalla relazione:

$$F_H = \mu \cdot F_V$$

dove:

F_H è la forza limite d'attrito nel piano orizzontale;

μ è il coefficiente d'attrito;

F_V è la reazione verticale tra le superfici.

Il valore di μ è influenzato da diversi parametri, tra i quali:

- il tipo di attrito, cioè statico o dinamico;
- i diversi materiali delle superfici che si trovano a contatto;
- la velocità di spostamento relativo.

Si noti anche che in presenza di forze verticali rivolte verso l'alto, che si oppongono all'effetto dei carichi gravitazionali, come già detto in precedenza, vanno a ridurre la forza che si esercita tra le due superfici a contatto, fino al limite ad azzerarla. Con il medesimo andamento, anche la forza d'attrito quindi si riduce via via fino ad annullarsi completamente.

Risulta evidente come in condizioni sismiche la reazione orizzontale d'appoggio fornita dall'attrito risulti poco affidabile, in quanto può venire completamente meno nel caso di terremoti che abbiano componente di accelerazione verticale. È per tali motivazioni che le normative in vigore prevedono, nelle zone sismiche, che i vincoli tra i diversi elementi costituenti la struttura, non possano essere affidati al solo attrito, ma debbano essere costituiti anche da un collegamento di tipo meccanico.

6.2 MODELLAZIONE DELLE CONNESSIONI AD ATTRITO

Per le analisi numeriche si è utilizzato il software agli elementi finiti *MidasGen 7.2.1*. Non essendo implementato nel programma un elemento di vincolo che descriva il comportamento ad attrito secondo la legge appena descritta, legando quindi la reazione orizzontale a quella verticale, si è deciso di realizzare due modelli che rappresentano le condizioni limite che si possono venire a creare, ossia un modello in cui la reazione orizzontale d'attrito è nulla, ed un altro in cui è costante. Il caso reale si troverà quindi in una condizione intermedia tra queste due.

6.2.1 MODELLAZIONE AD ATTRITO NULLO

Il primo modello rappresenta la condizione di attrito nullo, che si realizza quando la reazione verticale dovuta ai carichi gravitazionali viene meno. Per schematizzare tale comportamento nel piano orizzontale si sono collegati i nodi della trave e del pilastro, e i nodi d'appoggio del tegolo e della trave, con delle molle caratterizzate da una bassissima rigidezza, 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. I collegamenti verticali invece sono stati modellati con dei *rigid-link*, che fissano gli spostamenti verticali relativi tra i due nodi degli elementi strutturali.

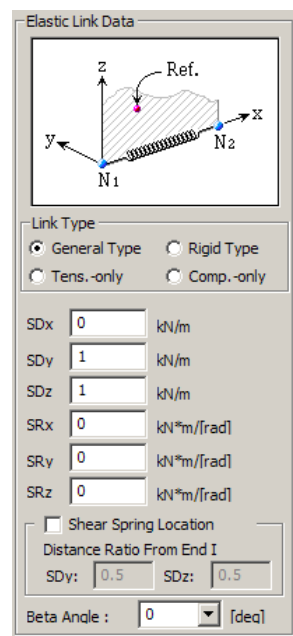


Figura 6.2:
Elastik-link

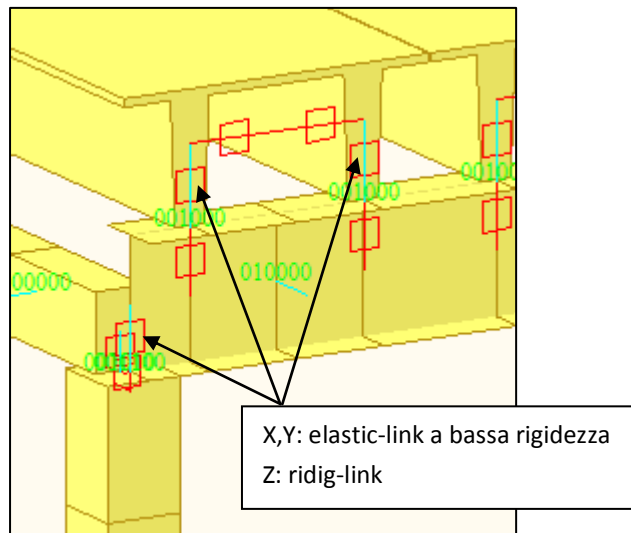


Figura 6.3:
Modellazione delle connessioni ad attrito nullo

6.2.2 MODELLAZIONE AD ATTRITO COSTANTE

In questo secondo modello si è supposto che gli appoggi forniscano una reazione limite d'attrito orizzontale costante. Per stimare tale azione di vincolo si è fatto riferimento all'azione verticale che si esercita in condizioni statiche, e fare una valutazione del coefficiente d'attrito tra l'elemento prefabbricato in calcestruzzo ed un cuscinetto in neoprene, solitamente utilizzato interponendolo tra gli elementi della struttura nel realizzarne gli appoggi interni.

La reazione di vincolo verticale si è ricavata per i tegoli computando il loro peso proprio, oltre ai carichi portati, per la lunghezza del singolo tegolo, diviso in numero di 4 appoggi. Nel caso delle travi, si è considerato che ciascuna sostiene 4 tegoli, scaricando questi metà dei carichi di loro pertinenza su ciascuna trave di bordo, oltre naturalmente al peso proprio delle travi stesse. Tale azione viene ripartita equamente nei due appoggi che le travi hanno sui pilastri. Si è pertanto ricavato che le reazioni verticali di riferimento sono di 253.9 kN e 1060.6 kN, rispettivamente per l'appoggio dei tegoli sulle travi e per quello delle travi stesse sui pilastri.

Quindi si è dovuto procedere alla stima del coefficiente d'attrito, eseguendo dapprima una ricerca delle diverse formulazioni disponibili in letteratura, osservando che non sono disponibili molte trattazioni al riguardo. Tra quelle più interessanti possiamo rilevare le indicazioni contenute nella CNR 10018 (1999), nella UNI-EN 1337:3 (2005), negli studi di Schrage (1981), nel PCI Design Handbook (1985) e nel dottorato di ricerca in rischio sismico "Comportamenti sismico dei collegamenti nelle strutture prefabbricate" di V. Capozzi, presso l'Università degli Studi di Napoli Federico II.

Le formulazioni proposte dai diversi autori mantengono la medesima forma, suggerendo però valori numerici differenti per i coefficienti.

La formulazione proposta dalla CNR 10018 relazione il coefficiente di attrito gomma-calcestruzzo μ alla componente verticale di tensione di contatto tra le superfici σ_v , espressa in N/mm^2 , secondo la formula

$$\mu = 0.1 + \frac{0.2}{\sigma_v}$$

La UNI-EN 1337:3 mantiene la stessa forma

$$\mu = 0.1 + \frac{1.5 k_f}{\sigma_v}$$

dove σ_v è ancora espressa in N/mm^2 , e assume il valore minimo di $3 N/mm^2$;

k_f vale 0.6 nel caso del calcestruzzo, e 0.2 per altre superfici. Nel caso dell'appoggio gomma-calcestruzzo diventa

$$\mu = 0.1 + \frac{0.9}{\sigma_v}$$

La ricerca svolta dal ricercatore tedesco Schrage, presso l'Università di Aachen, pubblicata sull'ACI nel 1981, ha suggerito l'equazione

$$\mu = 0.05 + \frac{0.4}{\sigma_v}$$

caratterizzata dalla medesima forma, seppur con valori numerici diversi per i coefficienti. σ_v assume il medesimo significato.

Anche negli USA sono stati compiute, tra il 1983 e il 1984, delle ricerche riguardo la resistenza a taglio-compressione degli appoggi ROF, per valutarne il comportamento e determinare delle leggi che potessero adeguatamente descriverlo. I risultati ricavati hanno fornito la legge riportata nel PCI Design Handbook (1985)

$$\mu = 0.04 + \frac{0.26}{\sigma_v}$$

Infine riportiamo la formulazione proposta da Capozzi per valutare il coefficiente di attrito calcestruzzo-neoprene:

$$\mu = 0.49 \quad \text{per } \sigma_v < 0.14 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu = 0.1 + \frac{\beta}{\sigma_v} \quad \text{per } 0.14 < \sigma_v < 5 \text{ N/mm}^2$$

dove σ_v è ancora lo sforzo normale di compressione espresso in N/mm^2 , mentre β è un coefficiente che assume il valore di 0.055.

Qui di seguito si riportano le tabelle di calcolo per la stima del coefficiente di attrito calcestruzzo-neoprene e quindi per la quantificazione della forza di attrito, per la connessione tegolo-trave e per la connessione trave-pilastro.

Appoggio tegolo-trave			
Numero appoggi	n_{appoggio}	4	-
Larghezza appoggio	B_{appoggio}	240	mm
Lunghezza appoggio	L_{appoggio}	300	mm
Area appoggio	A_{appoggio}	72000	mm^2
Reazione vincolare del tegolo dovuta ai carichi permanenti	V	253902	N
Tensione unitaria sull'appoggio	σ_v	3.53	N/mm^2
Stima del coef d'attrito (cls-neoprene) secondo diversi autori	μ_{CNR10018}	0.1567	-
	$\mu_{\text{UNIEN1337:3}}$	0.3552	-
	μ_{Schrage}	0.1634	-
	μ_{PCI1985}	0.1137	-
	μ_{Capozzi}	0.1156	-
Coef d'attrito assunto	μ	0.13	-
Stima della forza d'attrito (cls-neoprene) secondo diversi autori	H_{CNR10018}	39790	N
	$H_{\text{UNIEN1337:3}}$	90190	N
	H_{Schrage}	41495	N
	H_{PCI1985}	28876	N
	H_{Capozzi}	29350	N
Forza d'attrito assunta	H	33007	N

Tabella 6.3:

Determinazione della forza limite di attrito per la connessione tegolo-trave

Appoggio trave-pilastro			
Numero appoggi	n_{appoggio}	2	-
Larghezza appoggio	B_{appoggio}	600	mm
Lunghezza appoggio	L_{appoggio}	300	mm
Area appoggio	A_{appoggio}	180000	mm ²
Reazione vincolare del tegolo dovuta ai carichi permanenti	V	1060609	N
Tensione unitaria sull'appoggio	σ_v	5.89	N/mm ²
Stima del coef d'attrito (cls-neoprene) secondo diversi autori	μ_{CNR10018}	0.1339	-
	$\mu_{\text{UNIEN1337:3}}$	0.2527	-
	μ_{Schrage}	0.1179	-
	μ_{PCI1985}	0.0841	-
	μ_{Capozzi}	0.1093	-
Coef d'attrito assunto	μ	0.11	-
Stima della forza d'attrito (cls-neoprene) secondo diversi autori	H_{CNR10018}	142061	N
	$H_{\text{UNIEN1337:3}}$	268061	N
	H_{Schrage}	125030	N
	H_{PCI1985}	89224	N
	H_{Capozzi}	115961	N
Forza d'attrito assunta	H	116667	N

Tabella 6.4:

Determinazione della forza limite di attrito per la connessione trave-pilastro

I coefficienti di attrito sono stati assunti pari a 0.13 e a 0.11, rispettivamente per la connessione tegolo-trave e trave-pilastro. Conseguentemente, avendo per i medesimi appoggi degli sforzi verticali pari a 253.9 kN e a 1060.6 kN, lo sforzo limite d'attrito che si ottiene risulta nei due casi pari a 33.01 kN e a 116.67 kN.

Si è quindi potuto procedere alla modellazione della struttura con i vincoli interni ad attrito costante. Le connessioni sono state modellate per mezzo di elementi *general-link*, caratterizzati da un comportamento a carattere isteretico, definito nel software *hysteretic system*. Questa tipologia di vincolo interno è definita per mezzo di una serie di parametri:

- *Stiffness (k)*, cioè la rigidezza, espressa in kN/m;
- *Yield Strenght (Fy)*, 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 rigidezze in campo elastico e duttile;
- *Yielding Exponent (s)*;
- *Hysteretic Loop Parameter (a) e (b)*.

Sia per gli appoggi tegolo-trave che trave pilastro, la rigidezza elastica è stata definita in modo da attivare la plasticità per uno spostamento di 1 mm, ossia per avere un comportamento “rigido”-duttile.

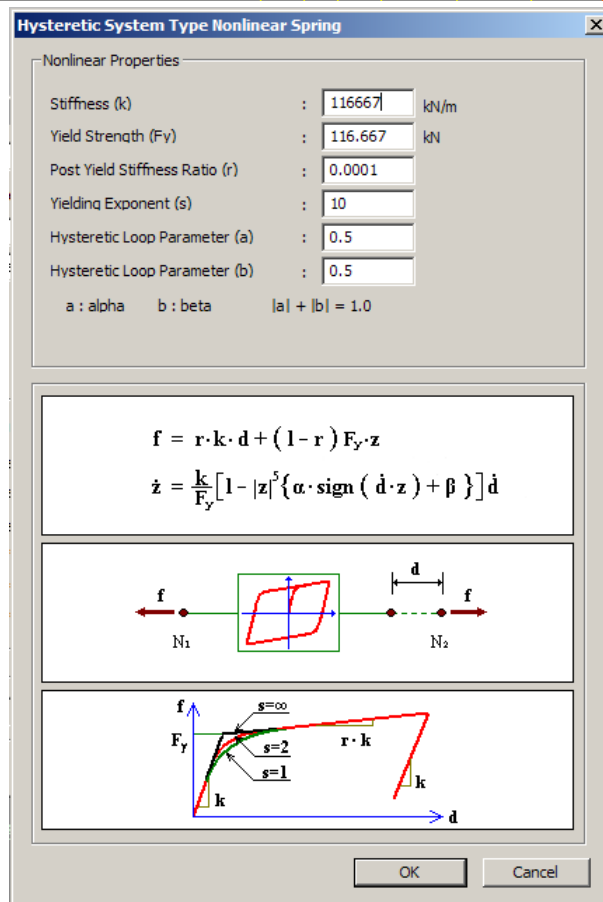
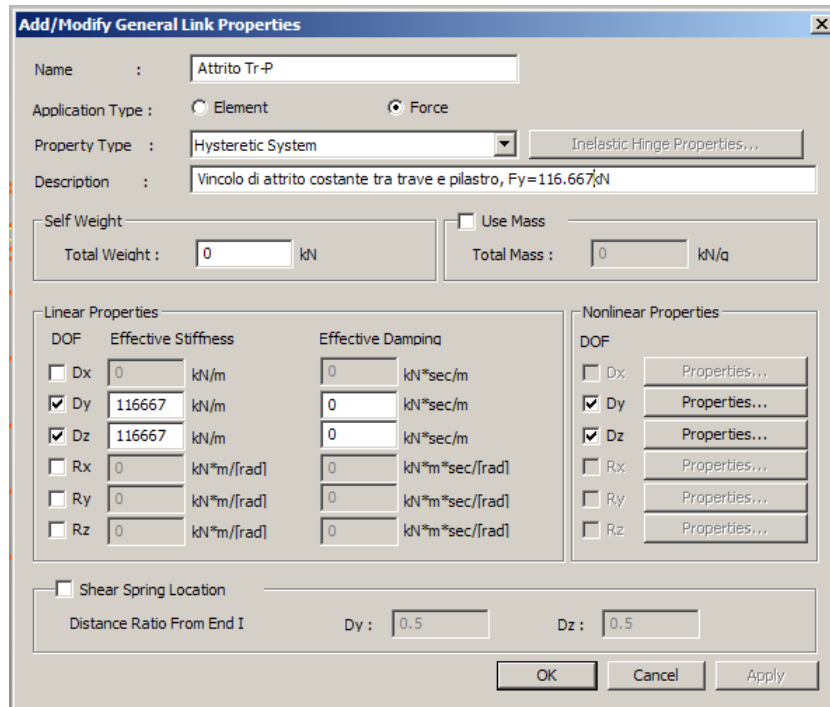


Figura 6.5: Parametrizzazione dei vincoli tegolo-trave con elementi “general-link”, di tipo “hysteretic system”, per la modellazione ad attrito costante.

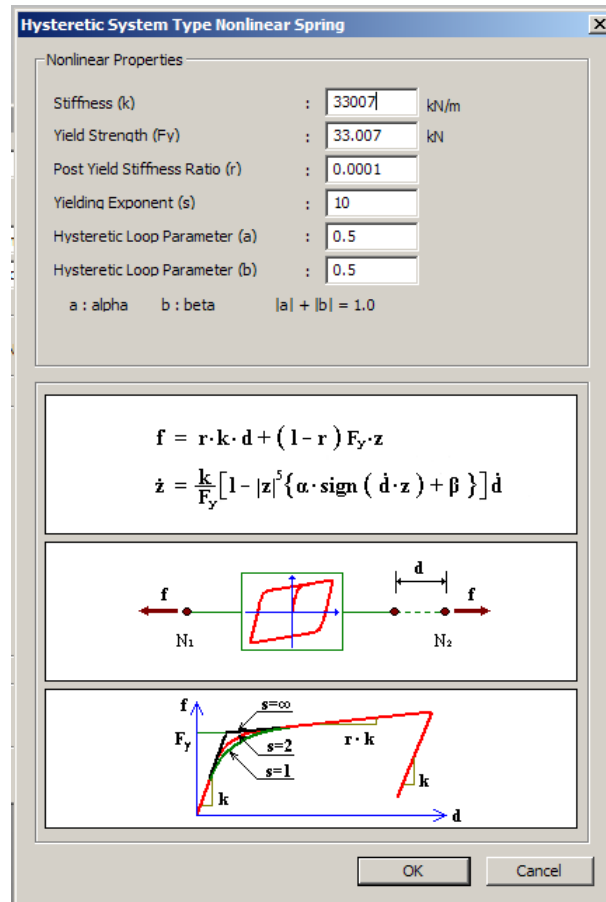
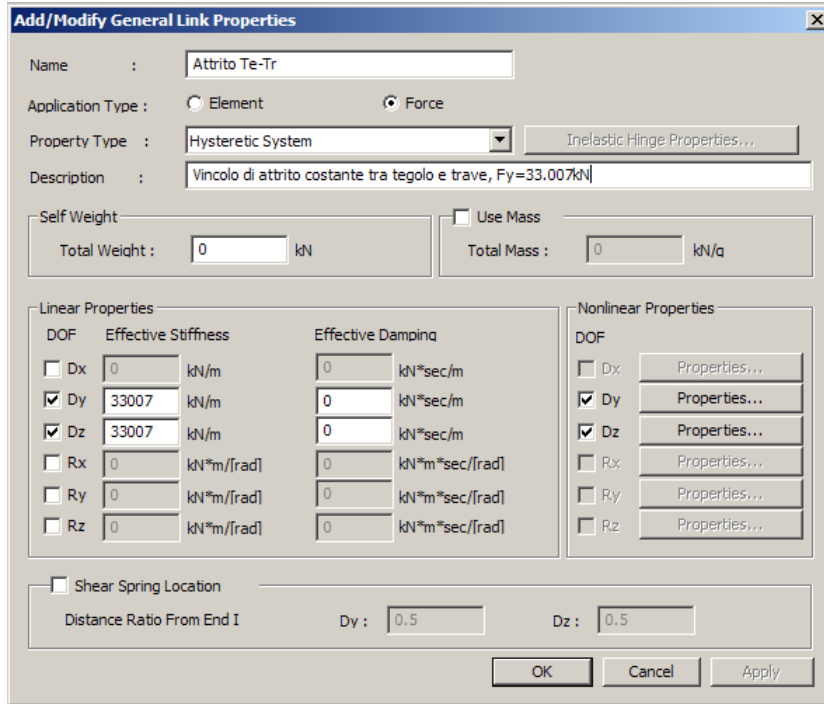


Figura 6.6:

Parametrizzazione dei vincoli trave-pilastro con elementi “general-link”, di tipo “hysteretic system”, per la modellazione ad attrito costante.

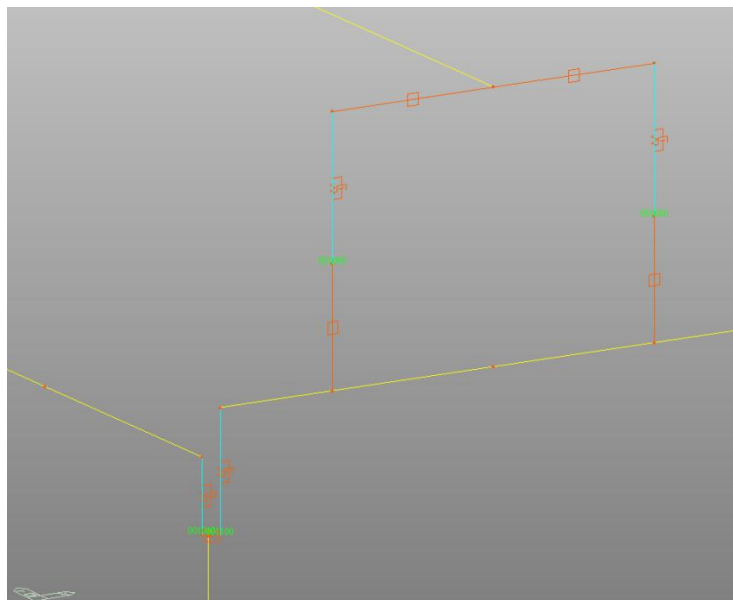


Figura 6.7:

Modellazione dei vincoli tegolo-trave e trave pilastro ad attrito costante con elementi “general-link”

Anche in questo caso il vincolo agli spostamenti relativi verticali tra i nodi degli elementi strutturali è stato descritto per mezzo di un *rigid-link*.

6.3 MODELLI DI CALCOLO

Per analizzare il comportamento della struttura con i vincoli tra gli elementi interni ad attrito, nullo o costante, vengono analizzati 6 modelli:

- *Modello 1.1*, con attrito nullo sia per le connessioni tegolo-trave che per i nodi trave-pilastro;
- *Modello 1.2*, con entrambe le tipologie di connessioni modellate con *general-link* di tipo *hysteretic system*, a rappresentare l’attrito costante;
- *Modello 1.3*, per studiare specificamente l’effetto sulla struttura dell’annullamento dell’attrito negli appoggi tegolo-trave, mentre i nodi trave pilastro sono modellati come cerniere interne;
- *Modello 1.4*, per studiare specificamente l’effetto sulla struttura dell’attrito costante negli appoggi tegolo-trave, mentre i nodi trave-pilastro sono modellati come cerniere interne;
- *Modello 1.5*, per studiare specificamente l’effetto sulla struttura dell’annullamento dell’attrito negli appoggi trave-pilastro, mentre i nodi tegolo-trave sono modellati come cerniere interne;
- *Modello 1.6*, per studiare specificamente l’effetto sulla struttura dell’attrito costante negli appoggi trave-pilastro, mentre i nodi tegolo-trave sono modellati come cerniere interne;

- *Modello 2*, realizzato per poter avere termine di confronto nella valutazione ed osservazione dei risultati dei 6 precedenti modelli. In questo modello le connessioni sono state modellate con elementi *rigid-link*, al fine di rappresentare il comportamento di tali vincoli interni a cerniera. Le connessioni tegolo-trave, per ciascuna testa dei tegoli, vengono modellate fissando in uno dei due appoggi gli spostamenti relativi nelle tre direzioni, mentre nell'altro solamente è fissato solo nella direzione verticale z. I vincoli trave-pilastro invece sono modellati fissando i tre spostamenti, oltre alla rotazione corrispondente alla torsione della trave. Se così non fosse, la trave risulterebbe labile.

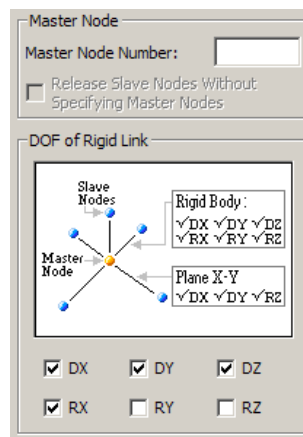


Figura 6.8:

Caratterizzazione dei vincoli a cerniera per le connessioni trave-pilastro nel Modello 2

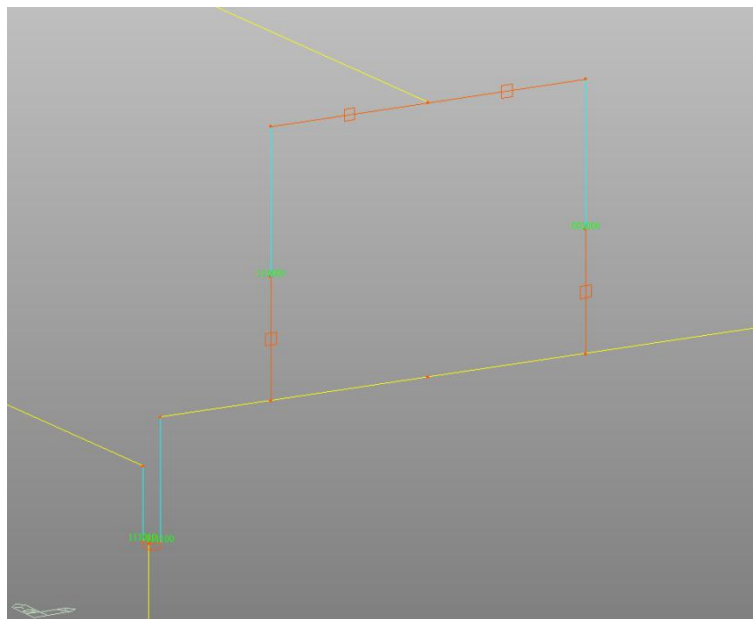


Figura 6.9:

Modellazione dei vincoli tegolo-trave e trave pilastro a cerniere interne nel Modello 2

6.4 RISULTATI OTTENUTI

Qui di seguito sono riportati i risultati ottenuti per i diversi modelli appena citati, rilevando per ciascuno i dati più significativi.

6.4.1 MODELLO 2, CONNESSIONI A CERNIERE

Esponiamo per primi i risultati ottenuti dall'analisi del modello 2, in modo da poterli utilizzare, dove conveniente, come termini di paragone per gli altri modelli.

Il modello 2 è caratterizzato da una modellazione a carattere elastico e può essere valutato con un'analisi lineare, in quanto le connessioni tra gli elementi strutturali sono schematizzabili con delle cerniere, e non presentano quindi alcun comportamento a carattere duttile.

I principali modi di vibrare della struttura risultano avere un periodo di 1.4481s in direzione *x* e 1.77626 s in *y*, con una massa percentuale partecipante pari al 71.20% e al 65.57% rispettivamente.

Vengono esposti qui di seguito i risultati ottenuti dall'analisi del modello, in termini di sollecitazioni alla base del pilastro tipo, ossia di un pilastro perimetrale che sostiene due travi, e del pilastro d'angolo, oltre che in termini di spostamenti in sommità dei medesimi due pilastri.

Modello 2 - Sollecitazioni alla base dei pilastri							
Pilastro d'angolo				Pilastro tipo			
Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)	Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
X - Earthquakes 1(all)	710.77	302.39	2151.96	X - Earthquakes 1(all)	1215.42	275.51	2045.05
X - Earthquakes 2(all)	715.83	400.66	2929.54	X - Earthquakes 2(all)	1216.44	374.89	2862.92
X - Earthquakes 3(all)	717.04	460.99	3339.29	X - Earthquakes 3(all)	1215.81	442.91	3250.84
X - Earthquakes 4(all)	724.07	530.26	4104.57	X - Earthquakes 4(all)	1215.59	466.20	3914.48
X - Earthquakes 5(all)	716.95	417.94	3009.94	X - Earthquakes 5(all)	1215.37	381.99	2870.38
X - Earthquakes 6(all)	707.99	236.23	1685.11	X - Earthquakes 6(all)	1215.95	193.03	1535.86
X - Earthquakes 7(all)	718.38	465.47	3484.28	X - Earthquakes 7(all)	1216.52	415.71	3334.27
Media	715.86	401.99	2957.81	Media	1215.87	364.32	2830.54
Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)	Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)
Y - Earthquakes 1(all)	695.50	255.66	2341.36	Y - Earthquakes 1(all)	1218.69	862.75	6909.72
Y - Earthquakes 2(all)	694.30	145.80	1298.24	Y - Earthquakes 2(all)	1217.69	518.08	4325.05
Y - Earthquakes 3(all)	694.49	259.01	1973.79	Y - Earthquakes 3(all)	1217.89	606.05	4525.84
Y - Earthquakes 4(all)	694.77	224.36	1656.43	Y - Earthquakes 4(all)	1218.28	518.29	4083.12
Y - Earthquakes 5(all)	695.27	186.47	1383.08	Y - Earthquakes 5(all)	1218.28	457.35	3553.82
Y - Earthquakes 6(all)	694.46	213.92	1526.73	Y - Earthquakes 6(all)	1218.02	581.78	4565.38
Y - Earthquakes 7(all)	694.39	208.96	1770.44	Y - Earthquakes 7(all)	1217.33	467.08	3577.57
Media	694.74	213.45	1707.15	Media	1218.03	573.05	4505.79

Tabella 6.10:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nel modello 2 (cerniere interne)

È evidente che non vi sono spostamenti relativi tra i nodi di connessione dei diversi elementi della struttura.

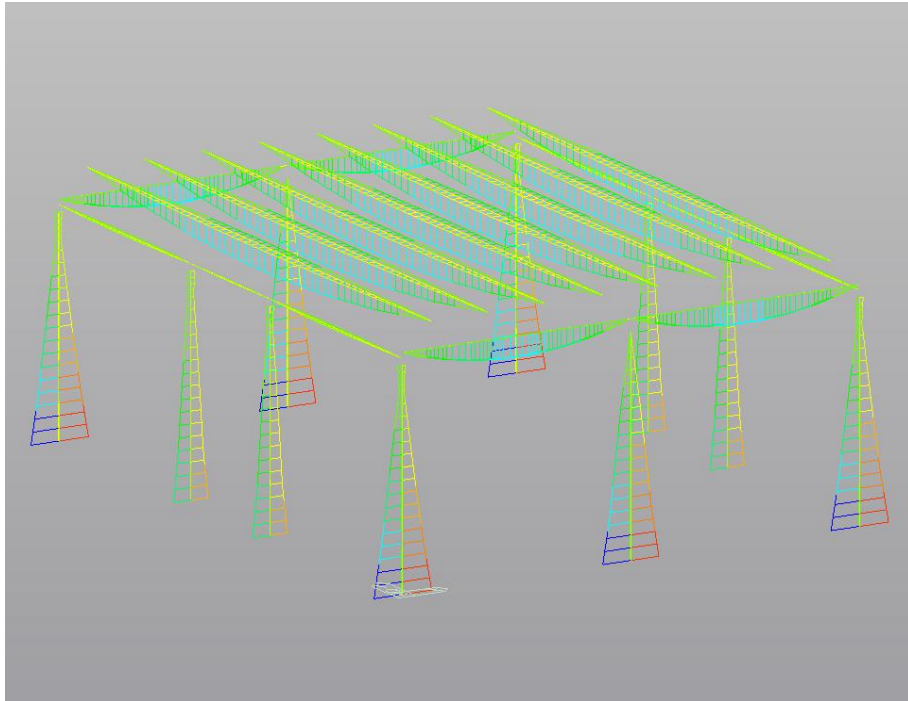


Figura 6.11:
Diagramma dei momenti per la struttura soggetta al sisma in direzione X

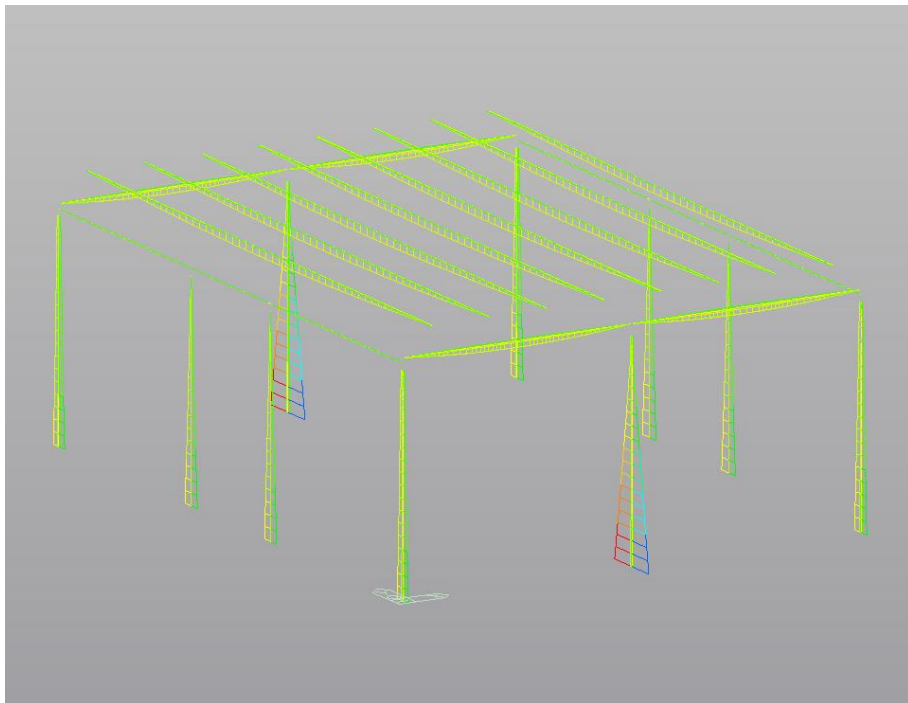


Figura 6.12:
Diagramma dei momenti per la struttura soggetta al sisma in direzione Y

Modello 2 - Spostamenti in sommità dei pilastri			
Pilastro d'angolo			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	144.2	Y - Earthquakes 1(all)	182.9
X - Earthquakes 2(all)	202.9	Y - Earthquakes 2(all)	102.9
X - Earthquakes 3(all)	228.7	Y - Earthquakes 3(all)	148.9
X - Earthquakes 4(all)	289.0	Y - Earthquakes 4(all)	118.4
X - Earthquakes 5(all)	204.0	Y - Earthquakes 5(all)	101.5
X - Earthquakes 6(all)	113.3	Y - Earthquakes 6(all)	112.2
X - Earthquakes 7(all)	244.3	Y - Earthquakes 7(all)	134.1
Media	203.8	Media	128.7
Pilastro tipo			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	144.3	Y - Earthquakes 1(all)	498.7
X - Earthquakes 2(all)	202.9	Y - Earthquakes 2(all)	315.3
X - Earthquakes 3(all)	228.8	Y - Earthquakes 3(all)	313.9
X - Earthquakes 4(all)	289.1	Y - Earthquakes 4(all)	291.3
X - Earthquakes 5(all)	204.0	Y - Earthquakes 5(all)	252.7
X - Earthquakes 6(all)	113.4	Y - Earthquakes 6(all)	324.4
X - Earthquakes 7(all)	244.4	Y - Earthquakes 7(all)	249.1
Media	203.8	Media	320.8

Tabella 6.13:
Spostamenti in sommità dei pilastri nel modello 2 (cerniere interne)

6.4.2 MODELLO 1.1, CONNESSIONI AD ATTRITO NULLO

Il modello 1.1 viene sviluppato con lo scopo di analizzare il caso limite in cui non vi sia attrito né nelle connessioni tegolo-trave né in quelle trave-pilastro. Come già descritto in precedenza, i nodi terminali degli elementi vengono vincolati per quanto riguarda gli spostamenti relativi verticali con dei *rigid-link*, mentre per non creare una labilità nel piano orizzontale vengono utilizzati *elastik-link* caratterizzati da una bassissima rigidità. La struttura presenta quindi due “sconnessione” nella trasmissione delle azioni orizzontali, tra la trave ed il pilastro oltre che tra tegolo e trave. È pertanto prevedibile attendersi, rispetto al modello 2, un grande aumento dei periodi principali di vibrazione in entrambe le direzioni del piano orizzontale, un notevole incremento degli spostamenti ed un rilevante riduzione delle sollecitazioni alla base dei pilastri. La diminuzione delle sollecitazioni è una conseguenza diretta di dette sconessioni, che fanno sì che tegoli e travi si spostino orizzontalmente in maniera autonoma rispetto ai pilastri, non partecipando con le loro masse alla vibrazione degli stessi.

In questo caso i principali modi di vibrare della struttura risultano avere un periodo superiore ai 50s in entrambe le direzioni del piano orizzontale, con una massa percentuale partecipante pari al 45.06% e al 63.25% rispettivamente in X e Y. Tali lunghi periodi sono diretta conseguenza della ridottissima rigidità delle connessioni. La copertura è in sostanza labile nei confronti delle azioni orizzontali.

Modello 1.1 - Sollecitazioni alla base dei pilastri							
Pilastro d'angolo				Pilastro tipo			
Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)	Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
X - Earthquakes 1(all)	692.30	80.41	514.26	X - Earthquakes 1(all)	1214.91	80.54	492.31
X - Earthquakes 2(all)	692.32	127.74	668.14	X - Earthquakes 2(all)	1214.91	127.81	658.76
X - Earthquakes 3(all)	692.30	195.89	1166.23	X - Earthquakes 3(all)	1214.91	196.14	1145.31
X - Earthquakes 4(all)	692.31	105.62	613.58	X - Earthquakes 4(all)	1214.91	105.57	590.08
X - Earthquakes 5(all)	692.32	174.04	992.40	X - Earthquakes 5(all)	1214.91	173.95	972.88
X - Earthquakes 6(all)	692.30	178.84	996.16	X - Earthquakes 6(all)	1214.91	178.89	982.20
X - Earthquakes 7(all)	692.32	170.66	968.97	X - Earthquakes 7(all)	1214.91	170.79	947.49
Media	692.31	147.60	845.68	Media	1214.91	147.67	827.00
Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)	Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)
Y - Earthquakes 1(all)	692.28	80.61	493.97	Y - Earthquakes 1(all)	1214.91	80.53	492.44
Y - Earthquakes 2(all)	692.28	127.68	658.21	Y - Earthquakes 2(all)	1214.91	127.52	660.06
Y - Earthquakes 3(all)	692.28	196.06	1146.15	Y - Earthquakes 3(all)	1214.91	196.08	1145.28
Y - Earthquakes 4(all)	692.28	105.89	594.15	Y - Earthquakes 4(all)	1214.91	105.75	592.14
Y - Earthquakes 5(all)	692.28	173.76	974.02	Y - Earthquakes 5(all)	1214.91	173.87	972.03
Y - Earthquakes 6(all)	692.28	179.28	983.55	Y - Earthquakes 6(all)	1214.91	179.14	983.32
Y - Earthquakes 7(all)	692.28	170.41	945.55	Y - Earthquakes 7(all)	1214.91	170.53	945.69
Media	692.28	147.67	827.94	Media	1214.91	147.63	827.28

Tabella 6.14:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nel modello 1.1 (connessioni ad attrito nullo)

In questo modello gli spostamenti in sommità dei pilastri risultano di scarso interesse, assumendo comunque valori ridotti. Risulta molto più interessante osservare gli spostamenti relativi tra travi e pilastri e tra tegoli e travi.

Si riportano qui di seguito anche i due grafici raffiguranti l'andamento nel tempo degli spostamenti relativi tra trave e pilastro in direzione x e tra tegolo e trave in direzione y , ottenuti applicando il primo accelerogramma nelle medesime direzioni. Si ritengono particolarmente rilevanti queste due direzioni rispettivamente nei due casi, perché sono le direzioni nelle quali eccessivi spostamenti potrebbero portare al fenomeno della perdita di appoggio.

Dal primo dei due grafici time-history si può osservare, come era prevedibile, che la frequenza di vibrazione del pilastro risulta molto più veloce rispetto a quella della trave, avendo questa un moto completamente autonomo.

Per quanto concerne la connessione tra tegolo e trave, per l'andamento degli spostamenti relativi si può fare un'analoga considerazione, osservando una lunga osservazione, con ampiezza crescente durante l'accelerogramma, che andrà poi smorzandosi.

La tabella dei valori massimi degli spostamenti relativi denota valori maggiori per la connessione trave-pilastri, rispetto a quella tegolo-trave. Questo è dovuto al fatto che la prima costituisce l'interfaccia tra un elemento (pilastro) su cui è applicato il sisma ed un elemento (trave) orizzontalmente sconnesso dall'azione sismica, mentre la seconda è relativa a due elementi entrambi orizzontalmente sconnessi dal

suolo. Gli spostamenti sono comunque in entrambi i casi molto rilevanti e tali da indurre il collasso per perdita di appoggio.

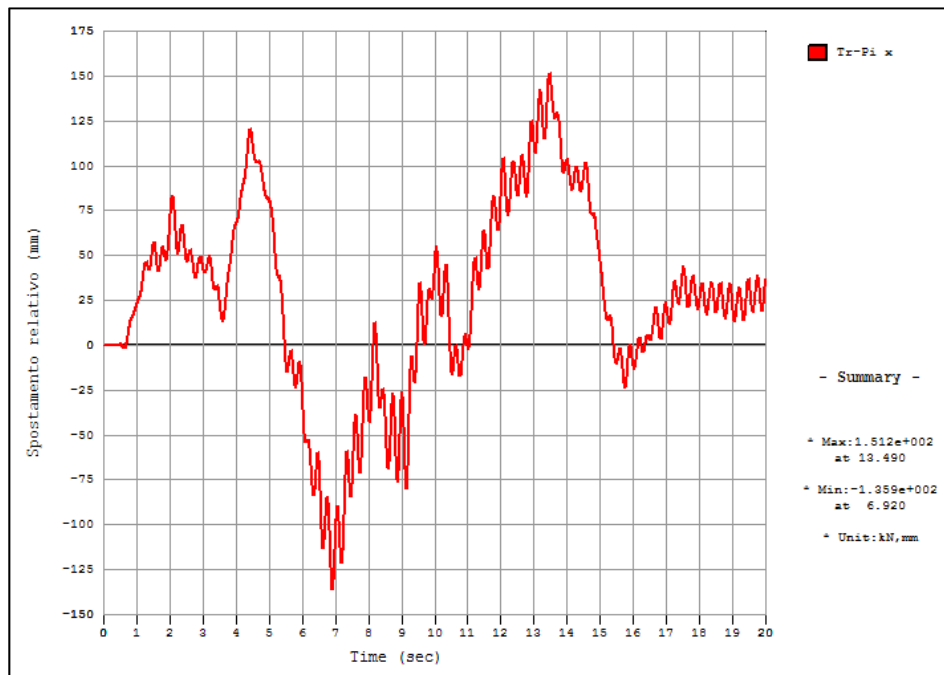


Grafico 6.15:

Grafico time-history degli spostamenti relativi tra trave e pilastro per il modello 1.1 in direzione X, per il primo accelerogramma applicato in direzione X

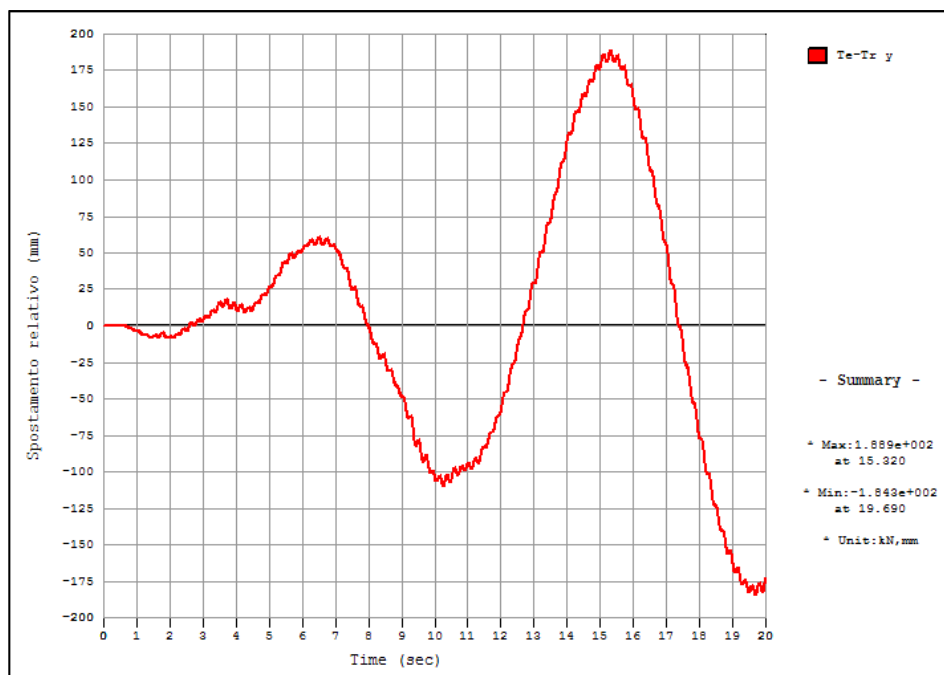


Grafico 6.16:

Grafico time-history degli spostamenti relativi tra tegolo e trave per il modello 1.2 in direzione Y, per il primo accelerogramma applicato in direzione Y

Modello 1.1 - Spostamenti relativi			
Connessione tegolo-trave			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	59.1	Y - Earthquakes 1(all)	188.9
X - Earthquakes 2(all)	109.8	Y - Earthquakes 2(all)	95.6
X - Earthquakes 3(all)	72.5	Y - Earthquakes 3(all)	172.1
X - Earthquakes 4(all)	64.0	Y - Earthquakes 4(all)	105.2
X - Earthquakes 5(all)	117.6	Y - Earthquakes 5(all)	136.0
X - Earthquakes 6(all)	43.6	Y - Earthquakes 6(all)	140.9
X - Earthquakes 7(all)	134.4	Y - Earthquakes 7(all)	137.0
Media	85.8	Media	139.4
Connessione trave-pilastro			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	151.2	Y - Earthquakes 1(all)	217.7
X - Earthquakes 2(all)	159.2	Y - Earthquakes 2(all)	188.9
X - Earthquakes 3(all)	205.4	Y - Earthquakes 3(all)	271.0
X - Earthquakes 4(all)	108.6	Y - Earthquakes 4(all)	189.8
X - Earthquakes 5(all)	220.6	Y - Earthquakes 5(all)	281.7
X - Earthquakes 6(all)	167.9	Y - Earthquakes 6(all)	241.1
X - Earthquakes 7(all)	169.7	Y - Earthquakes 7(all)	265.1
Media	168.9	Media	236.5

Tabella 6.17:
Spostamenti relativi nel modello 1.1 (connessioni ad attrito nullo)

6.4.3 MODELLO 1.2, CONNESSIONI AD ATTRITO COSTANTE

Modello 1.2 - Sollecitazioni alla base dei pilastri							
Pilastro d'angolo				Pilastro tipo			
Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)	Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
X - Earthquakes 1(all)	702.03	158.24	1254.22	X - Earthquakes 1(all)	1214.91	186.73	1321.36
X - Earthquakes 2(all)	701.54	170.61	1290.59	X - Earthquakes 2(all)	1214.91	185.20	1464.02
X - Earthquakes 3(all)	702.51	169.97	1306.86	X - Earthquakes 3(all)	1214.91	182.28	1502.69
X - Earthquakes 4(all)	702.69	184.64	1369.01	X - Earthquakes 4(all)	1214.91	204.27	1632.78
X - Earthquakes 5(all)	701.36	178.16	1362.33	X - Earthquakes 5(all)	1214.91	204.54	1763.63
X - Earthquakes 6(all)	701.27	173.61	1270.70	X - Earthquakes 6(all)	1214.91	202.67	1464.41
X - Earthquakes 7(all)	702.11	177.08	1341.81	X - Earthquakes 7(all)	1214.91	190.92	1516.45
Media	701.93	173.19	1313.65	Media	1214.91	193.80	1523.62
Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)	Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)
Y - Earthquakes 1(all)	693.88	147.01	1351.71	Y - Earthquakes 1(all)	1217.88	311.03	2449.68
Y - Earthquakes 2(all)	693.39	102.72	917.52	Y - Earthquakes 2(all)	1216.86	192.75	1594.96
Y - Earthquakes 3(all)	693.36	89.68	828.88	Y - Earthquakes 3(all)	1216.76	166.09	1384.86
Y - Earthquakes 4(all)	693.30	120.32	1143.02	Y - Earthquakes 4(all)	1217.13	268.01	2241.90
Y - Earthquakes 5(all)	694.01	114.65	1030.99	Y - Earthquakes 5(all)	1218.57	212.84	1757.61
Y - Earthquakes 6(all)	694.07	93.56	872.32	Y - Earthquakes 6(all)	1218.64	174.14	1455.37
Y - Earthquakes 7(all)	693.27	84.12	744.70	Y - Earthquakes 7(all)	1216.97	141.45	1173.14
Media	693.61	107.44	984.16	Media	1217.54	209.47	1722.50

Tabella 6.18:
Sollecitazioni alla base dei pilastri nel modello 1.2 (connessioni ad attrito costante)

Il modello 1.2 è stato prodotto con lo scopo di valutare il caso ideale ad attrito costante. È semplice comprendere che tale comportamento risulta discostarsi da quello reale, a causa della presenza nel sisma di una componente di accelerazione verticale, ma comunque questa modellazione è utile per fare una valutazione delle sollecitazioni indotte alla base dei pilastri. Appare evidente infatti che il valore massimo del taglio indotto dagli elementi superiori, tegolo e trave, sugli elementi inferiori, rispettivamente trave e pilastro, sia superiormente limitato da quanto può essere al limite trasmesso dal fenomeno dell'attrito.

Confrontando le sollecitazioni agenti sui pilastri in questa modellazione con quanto ottenuto nel modello 2, si osserva, come facilmente prevedibile, una riduzione sia dei tagli che dei momenti flettenti a valori del 36-38% circa. Tale riduzione è dovuta alla limitazione dello sforzo massimo trasmesso dagli elementi superiori a quelli inferiori, per mezzo dell'attrito.

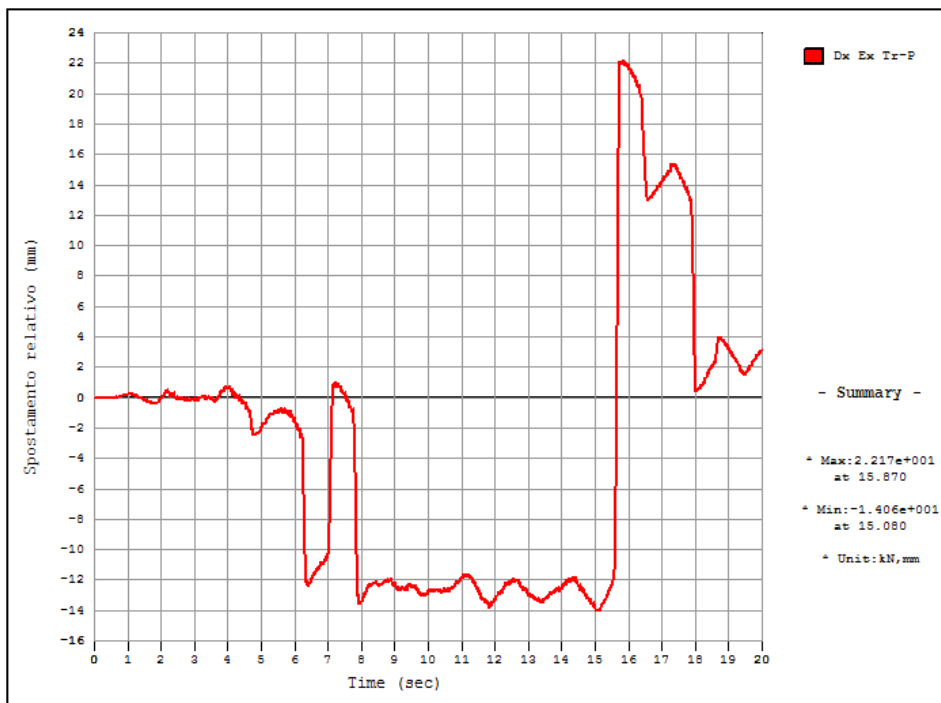


Grafico 6.19:

Grafico time-history degli spostamenti relativi tra trave e pilastro per il modello 1.2 in direzione X, per il primo accelerogramma applicato in direzione X

Analizzando qualitativamente l'andamento degli spostamenti relativi nella time-history, si osserva che la trave si sposta sostanzialmente solidalmente alla testa pilastro, vibrando rapidamente su di esso, fino ad un certo istante nel quale avviene uno scivolamento della stessa, quindi continua poi a muoversi con delle piccole vibrazioni mantenendo questa deformazione residua fino a quando non avvengono

altri fenomeni di scivolamento. Il tegolo analogamente ha un'oscillazione sulla trave, di maggiore ampiezza rispetto al caso precedente. Anche in questo caso si osservano fenomeni di scivolamento, che avvengono quando la forza che agisce sulla connessione supera la forza limite che l'attrito è in grado di trasmettere. Il diagramma poi mostra il mantenimento di una certa deformazione residua.

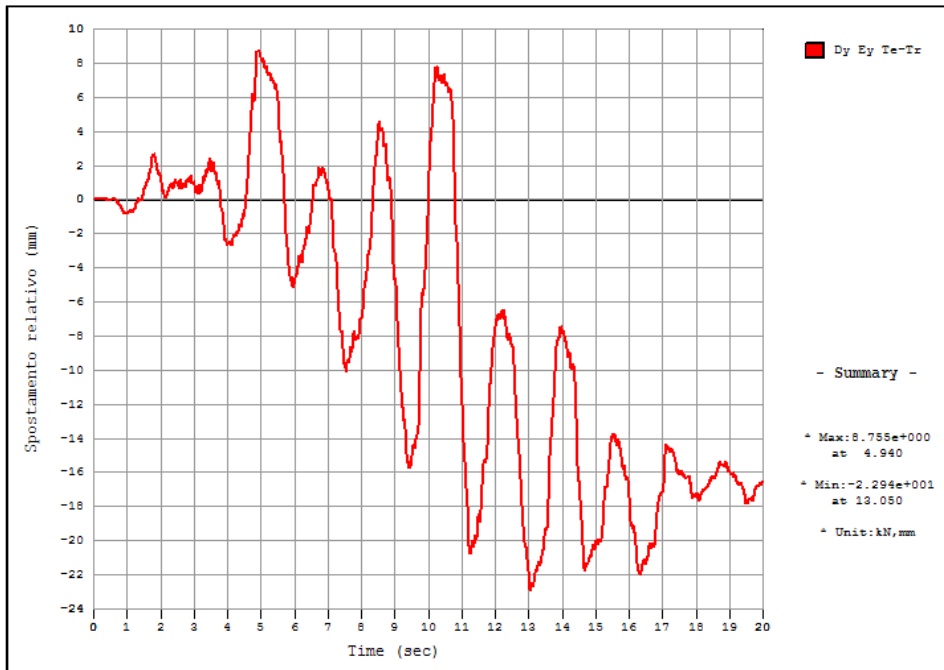


Grafico 6.20:

Grafico time-history degli spostamenti relativi tra tegolo e trave per il modello 1.2 in direzione Y, per il primo accelerogramma applicato in direzione Y

Gli spostamenti relativi ricavati dall'analisi di questo modello non risultano particolarmente significativi.

Ad ogni buon conto, è interessante osservare che l'attrito costante introdotto nelle connessioni tra gli elementi strutturali introduce una dissipazione di energia, che contribuisce ad avere un migliore comportamento della struttura, con una riduzione degli spostamenti, sia relativi negli appoggi interni, sia in termini di spostamenti assoluti. Tale comportamento a carattere dissipativo può essere osservando guardando il diagramma forza-spostamento relativo alla connessione trave-pilastro. Tale diagramma ha andamento caratterizzato da un comportamento rigido-duttile, che porta a ripide variazioni di forza associate a piccolissimi spostamenti, fino al raggiungimento della forza limite d'attrito, quindi si ha uno slittamento con crescita delle deformazioni associate ad una forza costante, fino al momento in cui si ha nuovamente un rapido calo della forza, mantenendo la deformazione accumulata. L'area sottesa nel grafico corrisponde all'energia dissipata nella connessione.

Modello 1.2 - Spostamenti relativi			
Connessione tegolo-trave			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	0.7	Y - Earthquakes 1(all)	8.8
X - Earthquakes 2(all)	0.7	Y - Earthquakes 2(all)	13.3
X - Earthquakes 3(all)	0.8	Y - Earthquakes 3(all)	7.9
X - Earthquakes 4(all)	0.7	Y - Earthquakes 4(all)	13.9
X - Earthquakes 5(all)	0.8	Y - Earthquakes 5(all)	11.1
X - Earthquakes 6(all)	0.8	Y - Earthquakes 6(all)	14.5
X - Earthquakes 7(all)	0.8	Y - Earthquakes 7(all)	11.7
Media	0.7	Media	11.6
Connessione trave-pilastro			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	22.2	Y - Earthquakes 1(all)	47.4
X - Earthquakes 2(all)	37.6	Y - Earthquakes 2(all)	1.0
X - Earthquakes 3(all)	39.2	Y - Earthquakes 3(all)	0.9
X - Earthquakes 4(all)	59.7	Y - Earthquakes 4(all)	2.1
X - Earthquakes 5(all)	64.1	Y - Earthquakes 5(all)	1.0
X - Earthquakes 6(all)	29.7	Y - Earthquakes 6(all)	0.9
X - Earthquakes 7(all)	50.7	Y - Earthquakes 7(all)	0.8
Media	43.3	Media	7.7

Grafico 6.21:
Spostamenti relativi nel modello 1.2 (connessioni ad attrito costante)

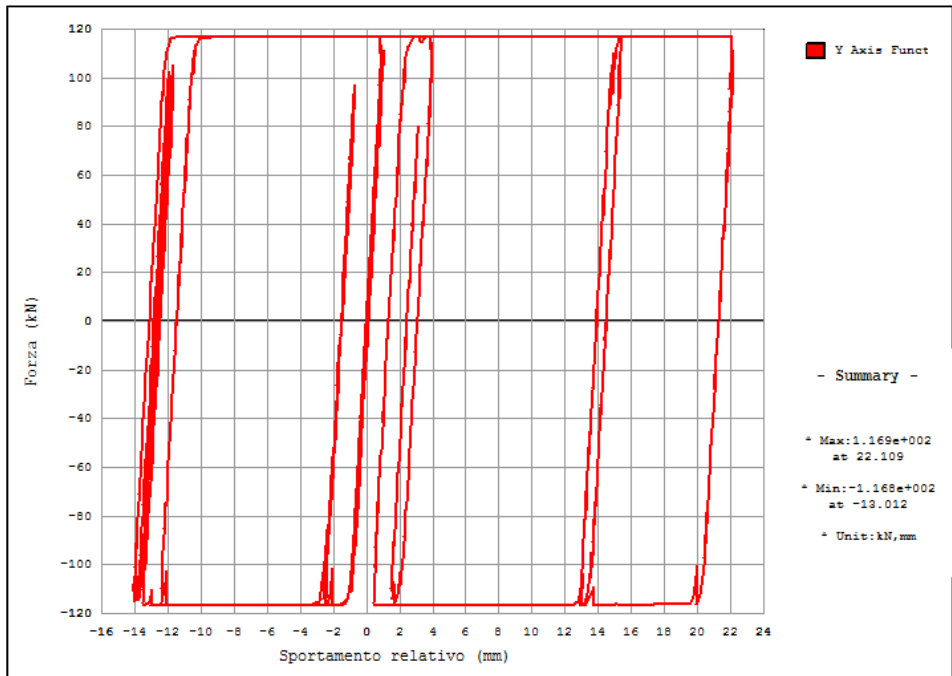


Grafico 6.22:
Grafico della forza di vincolo in direzione X rispetto agli spostamenti relativi tra trave e pilastro nella medesima direzione, per il modello 1.2 in direzione X, per il primo accelerogramma applicato in direzione X

6.4.4 MODELLO 1.3, CONNESSIONE TEGOLO-TRAVE AD ATTRITO NULLO

Si passa ora a considerare l'effetto dell'attrito solamente sulle connessioni tra tegolo e trave, assumendo che tra trave e pilastri vi sia un vincolo a cerniera ideale che fissi gli spostamenti relativi tra i due elementi.

In questo modello, analogamente a quanto detto per il modello 1.1, è presente una sconnessione orizzontale tra i tegoli e le travi. Questo fa sì che le travi si spostino rapidamente assieme ai pilastri, essendo sollecitati dall'azione sismica ed avendo un periodo proprio di frequenza rapido, mentre i tegoli assumono un moto scollegato da queste, essendo caratterizzati da periodi di vibrazione molto più lunghi.

La struttura nelle due direzioni del piano orizzontale ha dei periodi caratteristici di vibrazione superiori ai 22s, associati a delle masse partecipanti del 49.25% in X e del 45.05% in Y. Tali lunghi periodi sono diretta conseguenza della ridottissima rigidità delle connessioni. I tegoli risultano sostanzialmente labili nei confronti delle azioni orizzontali.

Modello 1.3 - Sollecitazioni alla base dei pilastri							
Pilastro d'angolo				Pilastro tipo			
Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)	Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
X - Earthquakes 1(all)	692.38	279.17	2190.46	X - Earthquakes 1(all)	1214.91	302.98	2245.59
X - Earthquakes 2(all)	692.34	152.05	1064.42	X - Earthquakes 2(all)	1214.91	181.96	1099.64
X - Earthquakes 3(all)	692.40	173.07	1168.33	X - Earthquakes 3(all)	1214.91	169.00	1159.72
X - Earthquakes 4(all)	692.35	130.35	919.29	X - Earthquakes 4(all)	1214.91	149.40	960.03
X - Earthquakes 5(all)	692.40	200.11	1560.32	X - Earthquakes 5(all)	1214.91	222.46	1588.88
X - Earthquakes 6(all)	692.36	202.61	1628.82	X - Earthquakes 6(all)	1214.91	209.66	1666.08
X - Earthquakes 7(all)	692.36	118.90	946.03	X - Earthquakes 7(all)	1214.91	133.11	977.62
Media	692.37	179.47	1353.95	Media	1214.91	195.51	1385.37
Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)	Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)
Y - Earthquakes 1(all)	692.28	94.85	813.62	Y - Earthquakes 1(all)	1214.91	330.99	2466.26
Y - Earthquakes 2(all)	692.28	115.34	975.45	Y - Earthquakes 2(all)	1214.91	283.91	2214.19
Y - Earthquakes 3(all)	692.28	264.72	2059.88	Y - Earthquakes 3(all)	1214.91	661.92	4975.86
Y - Earthquakes 4(all)	692.28	186.03	1383.58	Y - Earthquakes 4(all)	1214.91	414.31	2987.23
Y - Earthquakes 5(all)	692.28	168.85	1217.57	Y - Earthquakes 5(all)	1214.91	414.83	2936.66
Y - Earthquakes 6(all)	692.28	181.90	1314.24	Y - Earthquakes 6(all)	1214.91	428.80	3189.63
Y - Earthquakes 7(all)	692.28	241.92	1859.30	Y - Earthquakes 7(all)	1214.91	668.43	5139.85
Media	692.28	179.09	1374.81	Media	1214.91	457.60	3415.67

Tabella 6.23:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nel modello 1.3 (tegiolo-trave ad attrito nullo)

Gli spostamenti relativi tra tegolo e trave, il cui andamento nel tempo è illustrato qualitativamente nel diagramma time-history qui sopra riportato, evidenzia valori considerevoli e sicuramente non ammissibili, tali da indurre il collasso struttura per perdita di appoggio.

Per quanto riguarda l'appoggio tra trave e pilastro invece gli slittamenti locali risultano nulli, ovvia conseguenza della modellazione di tali connessioni.

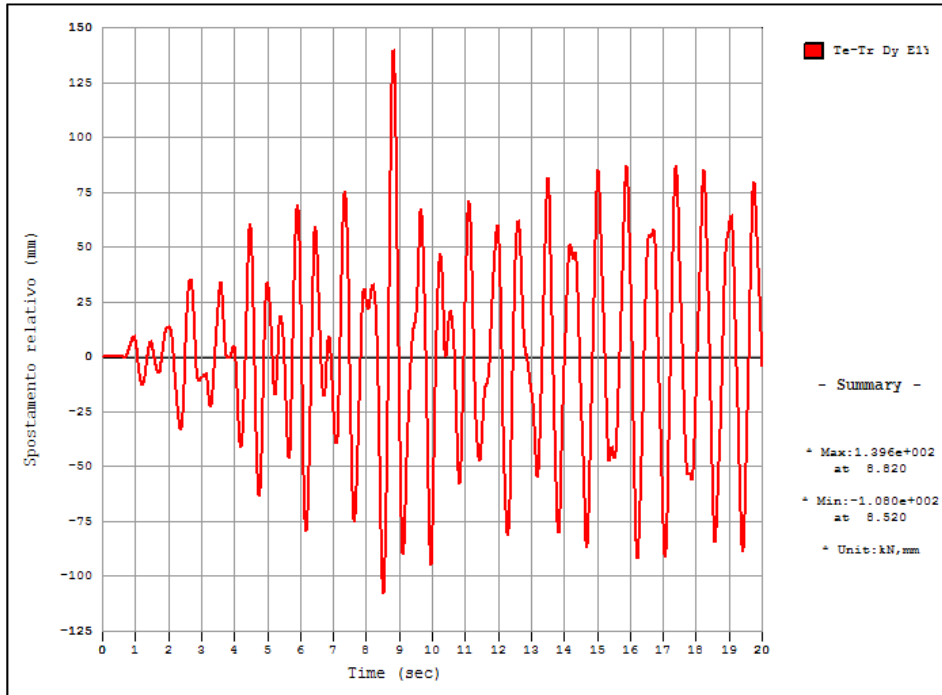


Grafico 6.24:

Grafico time-history degli spostamenti relativi tra tegolo e trave per il modello 1.3 in direzione Y, per il primo accelerogramma applicato in direzione Y

Modello 1.3 - Spostamenti relativi			
Connessione tegolo-trave			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	330.8	Y - Earthquakes 1(all)	225.5
X - Earthquakes 2(all)	202.3	Y - Earthquakes 2(all)	213.8
X - Earthquakes 3(all)	294.4	Y - Earthquakes 3(all)	412.7
X - Earthquakes 4(all)	162.3	Y - Earthquakes 4(all)	212.0
X - Earthquakes 5(all)	291.2	Y - Earthquakes 5(all)	296.3
X - Earthquakes 6(all)	248.2	Y - Earthquakes 6(all)	244.6
X - Earthquakes 7(all)	239.0	Y - Earthquakes 7(all)	297.3
Media	252.6	Media	271.7

Grafico 6.25:

Spostamenti relativi nel modello 1.3 (tegolo-trave ad attrito nullo)

6.4.5 MODELLO 1.4, CONNESSIONE TEGOLO-TRAVE AD ATTRITO COSTANTE

Il modello 1.4 descrive l'effetto che avrebbe sulla struttura l'attrito costante tra tegolo e trave. Anche in caso, analogamente a quando detto per il modello 1.2, non ci si attende di osservare il reale comportamento della struttura, ma si può ottenere una buona stima delle massime sollecitazioni che agiscono alla base del pilastro, indotte dall'attrito in sommità dello stesso.

Modello 1.4 - Sollecitazioni alla base dei pilastri							
Pilastro d'angolo				Pilastro tipo			
Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)	Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
X - Earthquakes 1(all)	705.75	245.49	1830.86	X - Earthquakes 1(all)	1214.91	218.62	1714.58
X - Earthquakes 2(all)	705.73	270.40	2064.43	X - Earthquakes 2(all)	1214.91	255.33	2058.43
X - Earthquakes 3(all)	705.81	299.36	2149.11	X - Earthquakes 3(all)	1214.91	259.35	2032.74
X - Earthquakes 4(all)	705.77	288.56	2233.46	X - Earthquakes 4(all)	1214.91	269.69	2161.90
X - Earthquakes 5(all)	705.69	269.97	2055.92	X - Earthquakes 5(all)	1214.91	236.57	1994.92
X - Earthquakes 6(all)	705.70	246.03	1713.48	X - Earthquakes 6(all)	1214.91	206.95	1569.90
X - Earthquakes 7(all)	705.73	299.36	2296.27	X - Earthquakes 7(all)	1214.91	277.73	2227.39
Media	705.74	274.17	2049.08	Media	1214.91	246.32	1965.69
Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)	Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)
Y - Earthquakes 1(all)	693.29	81.17	713.13	Y - Earthquakes 1(all)	1216.98	342.94	2915.00
Y - Earthquakes 2(all)	693.19	62.27	540.48	Y - Earthquakes 2(all)	1216.86	193.30	1568.30
Y - Earthquakes 3(all)	693.19	57.48	488.04	Y - Earthquakes 3(all)	1216.96	186.37	1540.03
Y - Earthquakes 4(all)	693.34	72.90	675.91	Y - Earthquakes 4(all)	1216.72	293.78	2417.69
Y - Earthquakes 5(all)	693.30	63.88	622.32	Y - Earthquakes 5(all)	1217.07	226.77	1902.97
Y - Earthquakes 6(all)	693.32	53.86	539.73	Y - Earthquakes 6(all)	1216.86	178.19	1462.24
Y - Earthquakes 7(all)	693.24	57.99	512.44	Y - Earthquakes 7(all)	1216.80	158.32	1292.43
Media	693.27	64.22	584.58	Media	1216.89	225.67	1871.24

Tabella 6.26:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nel modello 1.4 (tegolo-trave ad attrito costante)

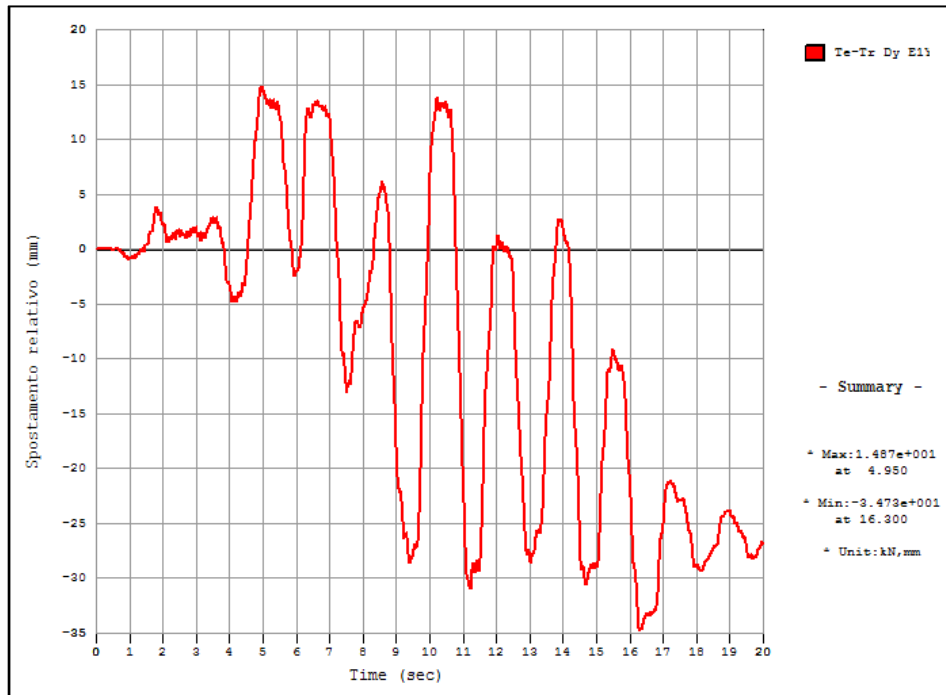


Grafico 6.27:

Grafico time-history degli spostamenti relativi tra tegolo e trave per il modello 1.4 in direzione Y, per il primo accelerogramma applicato in direzione Y

Analogamente a quanto osservato nel modello 1.2, si osserva per lo spostamento longitudinale del tegolo sulla trave una rapida vibrazione, associata a irregolari fenomeni di slittamento, caratterizzati da versi sequenzialmente alternati, che si

manifestano ogniqualvolta la richiesta di forza di vincolo orizzontale supera la forza limite d'attrito. Si rileva anche una deformazione residua al termine dell'arco temporale di indagine.

Modello 1.4 - Spostamenti relativi			
Connessione tegolo-trave			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	15.2	Y - Earthquakes 1(all)	34.7
X - Earthquakes 2(all)	34.7	Y - Earthquakes 2(all)	25.3
X - Earthquakes 3(all)	80.9	Y - Earthquakes 3(all)	19.6
X - Earthquakes 4(all)	56.0	Y - Earthquakes 4(all)	20.7
X - Earthquakes 5(all)	44.5	Y - Earthquakes 5(all)	33.0
X - Earthquakes 6(all)	8.0	Y - Earthquakes 6(all)	17.3
X - Earthquakes 7(all)	92.7	Y - Earthquakes 7(all)	21.7
Media	47.4	Media	24.6

Grafico 6.28:

Spostamenti relativi nel modello 1.4 (tegolo-trave ad attrito costante)

6.4.6 MODELLO 1.5, CONNESSIONE TRAVE-PILASTRO AD ATTRITO NULLO

Con questa modellazione si mira a considerare singolarmente l'effetto dell'assenza di attrito nell'appoggio trave-pilastro, assumendo un vincolo ideale nella connessione tra tegolo-trave.

Modello 1.5 - Sollecitazioni alla base dei pilastri							
Pilastro d'angolo				Pilastro tipo			
Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)	Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
X - Earthquakes 1(all)	692.31	80.36	513.86	X - Earthquakes 1(all)	1214.91	80.40	491.40
X - Earthquakes 2(all)	692.31	127.68	667.44	X - Earthquakes 2(all)	1214.91	127.73	659.91
X - Earthquakes 3(all)	692.33	195.88	1165.96	X - Earthquakes 3(all)	1214.91	196.16	1144.80
X - Earthquakes 4(all)	692.31	105.68	614.00	X - Earthquakes 4(all)	1214.91	105.72	591.05
X - Earthquakes 5(all)	692.32	174.09	992.33	X - Earthquakes 5(all)	1214.91	174.07	973.65
X - Earthquakes 6(all)	692.33	178.84	996.18	X - Earthquakes 6(all)	1214.91	178.93	982.31
X - Earthquakes 7(all)	692.33	170.63	968.66	X - Earthquakes 7(all)	1214.91	170.74	946.78
Media	692.32	147.59	845.49	Media	1214.91	147.68	827.13
Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)	Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)
Y - Earthquakes 1(all)	692.85	98.28	582.19	Y - Earthquakes 1(all)	1216.08	127.49	697.68
Y - Earthquakes 2(all)	693.04	172.72	950.75	Y - Earthquakes 2(all)	1216.03	199.52	1166.30
Y - Earthquakes 3(all)	692.96	209.70	1251.37	Y - Earthquakes 3(all)	1215.83	256.20	1484.61
Y - Earthquakes 4(all)	692.86	120.02	694.76	Y - Earthquakes 4(all)	1215.79	160.83	936.41
Y - Earthquakes 5(all)	692.87	120.53	638.83	Y - Earthquakes 5(all)	1215.92	143.42	828.68
Y - Earthquakes 6(all)	692.90	87.17	535.32	Y - Earthquakes 6(all)	1215.81	94.32	543.02
Y - Earthquakes 7(all)	692.90	128.13	726.58	Y - Earthquakes 7(all)	1215.75	160.42	905.58
Media	692.91	133.79	768.54	Media	1215.89	163.17	937.47

Tabella 6.29:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nel modello 1.5 (trave-pilastro ad attrito nullo)

I modi principali di vibrare assumono delle frequenze corrispondenti a periodi molto lunghi, vicini ai 50s sia in X che in Y, associati rispettivamente al 53.54% e al

57.38% di massa partecipante. Tali lunghi periodi sono diretta conseguenza della ridottissima rigidezza delle connessioni. La copertura risulta sostanzialmente labile nei confronti delle azioni orizzontali.

Come facilmente immaginabile, si ottengono delle sollecitazioni molto ridotte, avendo una trasmissione orizzontale di forze in testa del pilastro pressoché nulla.

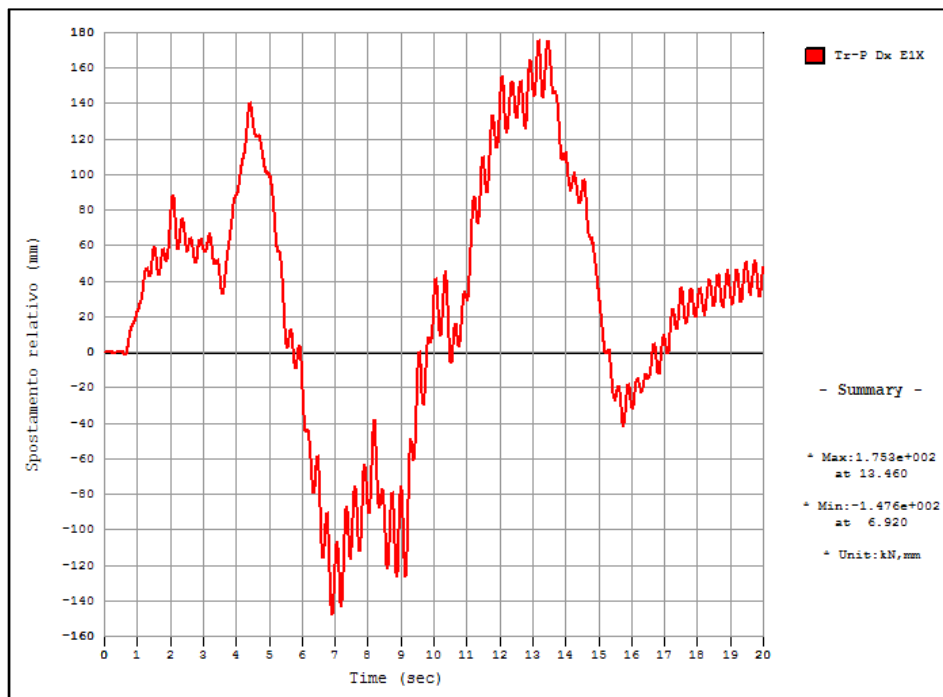


Grafico 6.30:

Grafico time-history degli spostamenti relativi tra trave e pilastro per il modello 1.5 in direzione X, per il primo accelerogramma applicato in direzione X

Analogamente a quanto descritto per il modello 1.1, lo spostamento relativo può essere visto come sovrapposizione di due vibrazioni, una più rapida e a più piccola oscillazione, corrispondente all'andamento nel tempo dello spostamento della testa del pilastro; ed una caratterizzata da periodi di oscillazione più lunghi e da una maggiore ampiezza dello spostamento massimo, corrispondente alla trave. Si osserva che i movimenti orizzontali dei due elementi strutturali appaiono autonomi uno rispetto all'altro.

Gli spostamenti relativi ricavati per questo modello mostrano valori eccessivi rispetto a quanto ammissibile. In particolare, lo spostamento in direzione X, direzione longitudinale della trave, è associato al fenomeno della perdita di appoggio.

Modello 1.5 - Spostamenti relativi			
Connessione trave-pilastro			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	175.3	Y - Earthquakes 1(all)	192.4
X - Earthquakes 2(all)	134.2	Y - Earthquakes 2(all)	145.7
X - Earthquakes 3(all)	233.9	Y - Earthquakes 3(all)	246.7
X - Earthquakes 4(all)	142.0	Y - Earthquakes 4(all)	166.9
X - Earthquakes 5(all)	190.3	Y - Earthquakes 5(all)	194.5
X - Earthquakes 6(all)	180.3	Y - Earthquakes 6(all)	142.8
X - Earthquakes 7(all)	186.8	Y - Earthquakes 7(all)	188.7
Media	177.5	Media	182.5

Grafico 6.31:

Spostamenti relativi nel modello 1.5 (trave-pilastro ad attrito nullo)

6.4.7 MODELLO 1.6, CONNESSIONE TRAVE-PILASTRO AD ATTRITO COSTANTE

Il modello 1.6 rappresenta il caso in cui l'appoggio della trave sul pilastro ha comportamento orizzontale governato dal fenomeno dell'attrito, assunto con valore costante. Detto modello permette una stima di massima delle sollecitazioni gravanti sul pilastro, nella sezione di base, assumendo che lo sforzo massimo di taglio gravante sul pilastro si limito da quanto è in grado di trasferire il solo fenomeno dell'attrito.

Modello 1.6 - Sollecitazioni alla base dei pilastri							
Pilastro d'angolo				Pilastro tipo			
Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)	Load	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
X - Earthquakes 1(all)	701.69	159.82	159.82	X - Earthquakes 1(all)	1215.87	170.53	1365.17
X - Earthquakes 2(all)	701.44	178.63	178.63	X - Earthquakes 2(all)	1215.56	186.32	1491.33
X - Earthquakes 3(all)	702.58	177.46	177.46	X - Earthquakes 3(all)	1215.53	222.33	1757.43
X - Earthquakes 4(all)	702.86	182.47	182.47	X - Earthquakes 4(all)	1215.49	219.32	1811.60
X - Earthquakes 5(all)	701.53	182.00	182.00	X - Earthquakes 5(all)	1215.61	215.22	1863.76
X - Earthquakes 6(all)	701.10	175.88	175.88	X - Earthquakes 6(all)	1215.31	173.61	1473.22
X - Earthquakes 7(all)	702.26	184.82	184.82	X - Earthquakes 7(all)	1215.60	188.36	1634.84
Media	701.92	177.30	177.30	Media	1215.57	196.53	1628.19
Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)	Load	N (kN)	Ty (kN)	Mx (kN*m)
Y - Earthquakes 1(all)	693.70	142.34	1245.77	Y - Earthquakes 1(all)	1215.60	293.74	2336.07
Y - Earthquakes 2(all)	693.16	117.89	981.47	Y - Earthquakes 2(all)	1215.55	259.15	2068.03
Y - Earthquakes 3(all)	693.03	100.61	838.71	Y - Earthquakes 3(all)	1215.29	232.39	1870.95
Y - Earthquakes 4(all)	693.29	130.35	1146.23	Y - Earthquakes 4(all)	1215.34	273.29	2231.32
Y - Earthquakes 5(all)	693.46	116.47	1060.58	Y - Earthquakes 5(all)	1215.38	271.50	2196.70
Y - Earthquakes 6(all)	693.35	98.05	847.97	Y - Earthquakes 6(all)	1215.28	249.47	1963.42
Y - Earthquakes 7(all)	693.20	93.19	791.31	Y - Earthquakes 7(all)	1215.62	226.82	1690.35
Media	693.31	114.13	987.43	Media	1215.44	258.05	2050.98

Tabella 6.32:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nel modello 1.6 (trave-pilastro ad attrito costante)

In maniera simile a quanto detto per il modello 1.2, si osserva dall'inizio del diagramma time-history una rapida vibrazione della trave sull'appoggio sul pilastro,

fino al momento in cui si ha uno scivolamento della stessa. Tale fenomeno di slittamento avviene quando la forza limite di attrito non è in grado

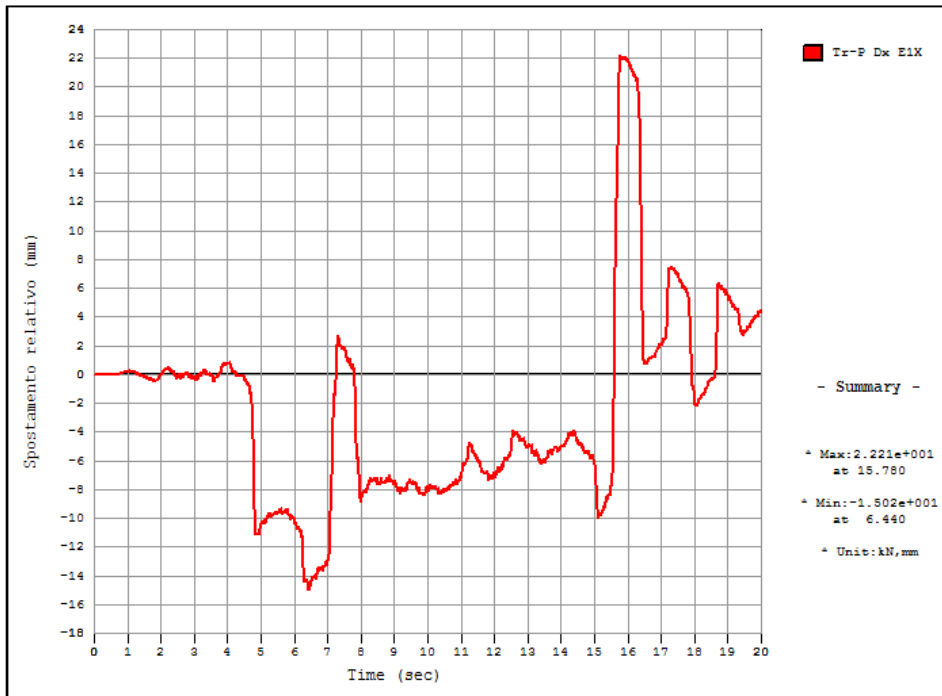


Grafico 6.33:

Grafico time-history degli spostamenti relativi tra trave e pilastro per il modello 1.6 in direzione X, per il primo accelerogramma applicato in direzione X

Modello 1.6 - Spostamenti relativi			
Connessione trave-pilastro			
Load	Dx (mm)	Load	Dy (mm)
X - Earthquakes 1(all)	22.2	Y - Earthquakes 1(all)	72.2
X - Earthquakes 2(all)	42.4	Y - Earthquakes 2(all)	1.5
X - Earthquakes 3(all)	62.0	Y - Earthquakes 3(all)	0.9
X - Earthquakes 4(all)	62.8	Y - Earthquakes 4(all)	27.8
X - Earthquakes 5(all)	67.8	Y - Earthquakes 5(all)	12.7
X - Earthquakes 6(all)	37.2	Y - Earthquakes 6(all)	0.9
X - Earthquakes 7(all)	59.4	Y - Earthquakes 7(all)	0.8
Media	50.5	Media	16.7

Tabella 6.34:

Spostamenti relativi nel modello 1.6 (trave-pilastro ad attrito costante)

6.4.8 OSSERVAZIONI

Alla luce di quanto detto, è possibile sviluppare alcune considerazioni utili a comprendere l'influenza delle connessioni tra gli elementi sul comportamento dell'intera struttura.

In termini di sollecitazioni sul pilastro tipo, si osserva come l'attrito contribuisca a ridurre le sollecitazioni, limitando il taglio massimo trasmesso in testa. Nel caso del modello 2 infatti, con vincoli interni a cerniera, tali sollecitazioni risultano maggiori, con valori più che doppi in direzione Y trasversale rispetto alla parete laterale del capannone, ovvero nella direzione longitudinale dei tegoli. Com'è già stato detto in precedenza, fornendo un maggiore grado di vincolo tra gli elementi tutta la massa partecipa alle vibrazioni dei pilastri, concomitando così alla formazione dei momenti flettenti; diversamente nel caso con vincoli ad attrito, quando le forze orizzontali superano un determinato valore, pari alla forza limite d'attrito, si crea una sconnessione tra le masse della copertura e la sottostruttura, che possono quindi avere movimenti indipendenti.

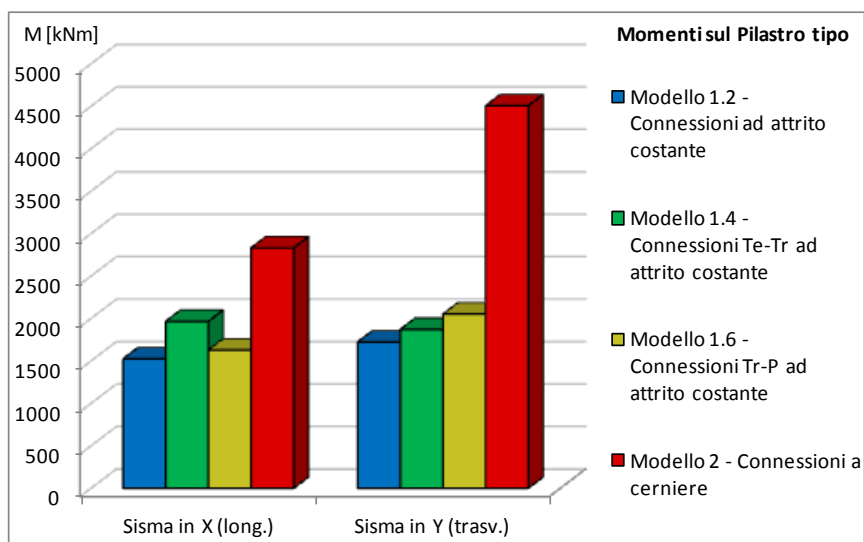


Grafico 6.35:

Momenti flettenti nel pilastro tipo, nei modelli ad attrito ed nel modello 2

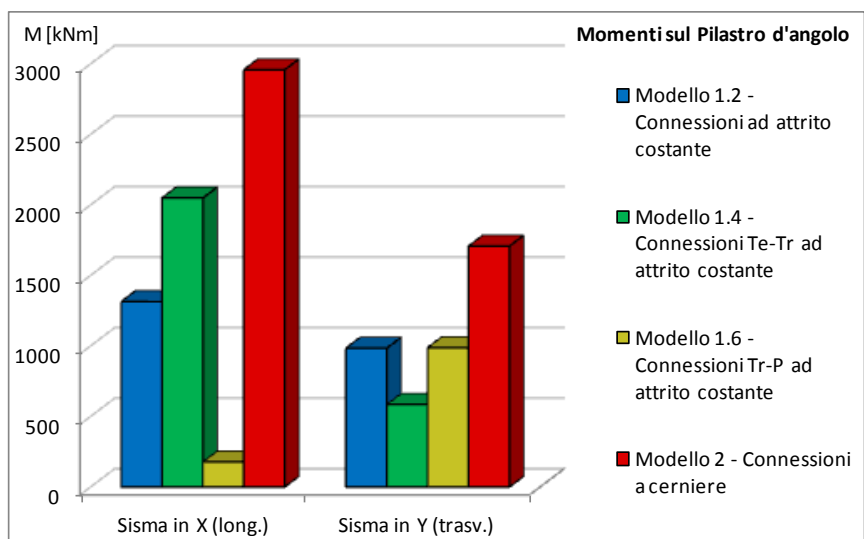


Grafico 6.36:

Momenti flettenti nel pilastro d'angolo, nei modelli ad attrito e nel modello 2

Nel caso del pilastro d'angolo non è più possibile individuare una direzione Y trasversale ed una X longitudinale rispetto alla parete. In questo caso infatti il confronto tra il modello 2 ed i modelli 1 ad attrito denota una variazione simile per entrambe le direzioni, con sollecitazioni maggiori nel caso delle connessioni a cerniere.

Confrontando il modello 1.4, con vincoli tegolo-trave ad attrito e trave-pilastro a cerniere, con il modello 1.6, con vincoli opposti rispetto al caso precedente, si osserva per il primo una sollecitazione maggiore per il sisma in direzione X (direzione longitudinale delle travi di bordo) mentre per il secondo è maggiore in direzione Y (longitudinale dei tegoli). Tale comportamento è imputabile proprio al differente comportamento dei vincoli, che nel secondo caso portano ad una sconnessione già in sommità del pilastro con tutta la copertura, mentre nel secondo le trave sono solidali ai pilastri, con sconnessione dei soli tegoli. Il caso trattato nei modelli 1.2, in cui ad entrambi i vincoli viene attribuito comportamento ad attrito, viene a porsi in una condizione intermedia tra le due condizioni precedenti.

Anche per quanto concerne gli spostamenti, è possibile fare delle considerazioni sui risultati ottenuti dai modelli di calcolo. Sappiamo infatti che la condizione reale di un vincolo interno della struttura in cui gli elementi strutturali sono semplicemente appoggiati si trova in una condizione intermedia rispetto ai due casi limite introdotti nella modellazione.

Sia per il vincolo tegolo-trave che per quello trave-pilastro, come prevedibile, si osservano spostamenti relativi maggiori nel caso di attrito assente rispetto al caso ad attrito costante. Nel primo caso infatti la modellazione assume un carattere molto cautelativo, mentre assumere l'attrito costante sarebbe un comportamento ottimale ben lontano dalla realtà.

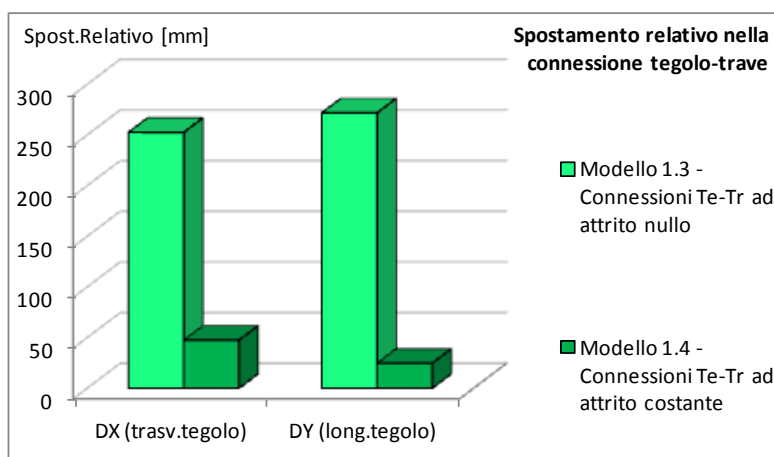


Grafico 6.37:

Confronto tra gli spostamenti relativi nella connessione tegolo-trave, ad attrito nullo (modello1.3) ed attrito costante (modello1.4)

In particolare trattando il comportamento ad attrito nullo, osservando nel primo caso il comportamento in direzione Y , longitudinale del tegolo, e nel secondo in direzione X , longitudinale della trave, si osservano valori degli spostamenti notevoli e tali da portare al collasso per perdita di appoggio. Con l'attrito costante i medesimi spostamenti assumono entità più contenuta, con valori tollerabili, ma come abbiamo già detto, e come è imposto dalla normativa, non è accettabile il solo attrito per vincolare adeguatamente gli appoggi della struttura.

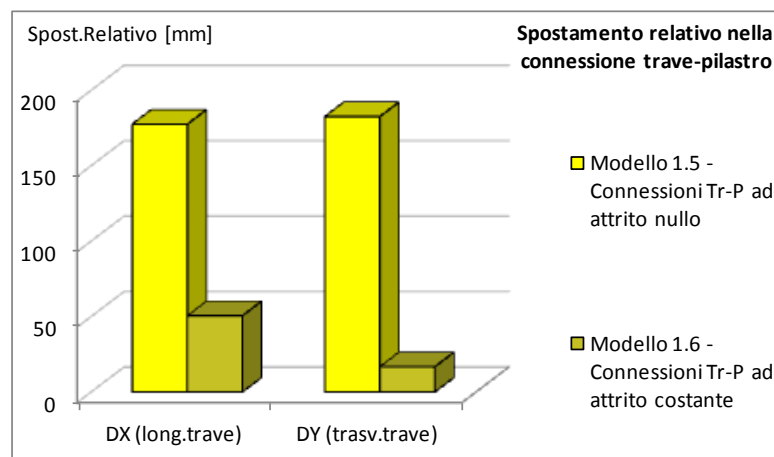


Grafico 6.38:

Confronto tra gli spostamenti relativi nella connessione trave-pilastro, ad attrito nullo (modello1.5) ed attrito costante (modello1.6)

È quindi opportuno sviluppare un'analisi sul comportamento della struttura con appoggi dotati di connessioni meccaniche, tali da ridurre gli spostamenti relativi tra gli elementi strutturali, in modo in particolare da evitarne il collasso per perdita di appoggio, tenendo in considerazione però la necessità di non indurre eccessive sollecitazioni sui pilastri e non apportare significative variazioni allo schema statico dell'edificio.

CAPITOLO 7

CONNESSIONI TEGOLO-TRAVE A COMPORTAMENTO DUTTILE

Alla luce di quanto rilevato nel precedente capitolo, relativo all'analisi di una struttura che affida la resistenza nelle connessioni interne al solo attrito, è emersa la necessità di porre in opera dei vincoli di carattere meccanico.

In questo capitolo si vuole pertanto studiare il comportamento di una struttura in cui i vincoli tra tegoli e trave abbiano un comportamento a carattere duttile. Al fine di studiare specificatamente l'influenza di questa connessione sul comportamento globale della struttura, si è scelto di modellare gli altri vincoli interni, tra trave-pilastro, schematizzandoli come cerniere interne.

Le motivazioni della scelta della tipologia duttile per la connessione si possono riassumere in due concetti principalmente:

- La limitazione massima delle sollecitazioni trasmesse dal tegolo alla trave, e conseguentemente del taglio in sommità del pilastro. Ciò porta quindi al contenimento del momento flettente massimo agente alla base del pilastro;
- Il contributo alla dissipazione di energia fornito da un vincolo a comportamento duttile soggetto a carichi ciclici.

7.1 STIMA DELLA FORZA SISMICA DI RIFERIMENTO

Preliminarmente rispetto allo studio del comportamento con la connessione duttile, è necessario fare delle valutazioni circa la forza sismica F_e da assumere come valore di riferimento per le successive analisi.

La normativa fornisce delle indicazioni utili al riguardo. Al paragrafo §7.3.3.2 delle NTC, relativo all'analisi statica lineare, viene definita la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione come

$$F_i = F_h z_i W_i / \sum_j z_j W_j$$

dove:

F_i è la forza da applicare alla i -esima massa;

$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$;

W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della i -esima e j -esima massa;

z_i e z_j sono le quote rispetto alla fondazione rispettivamente della i -esima e j -esima massa;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;

λ è un coefficiente pari a 0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e $T_1 < 2T_c$, vale 1 negli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Partendo da questa formulazione, è possibile ricavare la forza sismica da applicare al tegolo di copertura, svolgendo un'analisi statica lineare.

Si fa notare che la F_e di riferimento, essendo l'elemento tegolo vincolato orizzontalmente in due punti, corrisponde a metà della forza F_i relativa all'intera massa del tegolo.

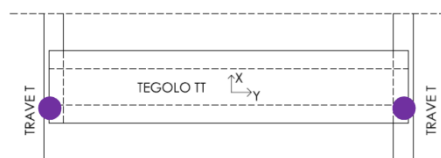


Immagine 7.1:
Punti di vincoli del tegolo alle azioni orizzontali

Considerando i modelli già descritti nel capitolo precedente, al fine di stabilire il valore della forza sismica di riferimento F_e agente sul vincolo tegolo-trave, possiamo assumere i dati ottenuti mediante l'analisi dinamica lineare del modello 2, che è caratterizzato da connessioni tra gli elementi con comportamento a cerniera.

Per ciascun accelerogramma, caricato in direzione Y, ovvero la direzione longitudinale dei tegoli, è stata letta la forza vincolare orizzontale tra tegole e trave, per poi mediare i valori ricavati per i 7 sismi, al fine di ottenere la forza sismica di riferimento.

Solicitazioni nel Modello 2, sulla connessione Tegolo-Trave		
E1Y	410.38	kN
E2Y	216.26	kN
E3Y	286.57	kN
E4Y	195.51	kN
E5Y	226.54	kN
E6Y	212.23	kN
E7Y	261.36	kN
media	258.41	kN

Tabella 7.2:
Forza vincolare massima in direzione Y nella connessione tegolo-trave, nel modello 2 (cerniere interne)

7.2 DEFINIZIONE DELLE FORZE DI SNERVAMENTO DELLA CONNESSIONE

Una volta determinato il valore di riferimento per la forza sismica applicata nella connessione tegolo-trave in direzione y, si può procedere a definire diversi valori della forza di snervamento. Essi saranno in seguito attribuiti alle connessioni a

comportamento duttile, realizzando diversi modelli di prova per indagare in che modo influisca questo parametro sul comportamento della struttura.

Viene definito r_y come rapporto tra la forza di snervamento F_y e la forza sismica di riferimento F_e

$$r_y = \frac{F_y}{F_e}$$

espresso in percentuale.

Assumendo per r_y dieci valori di prova, partendo dal 10% fino ad arrivare al 100% con incrementi del 10% ciascuno, è possibile ricavare i dieci valori di F_y da utilizzare nelle proprietà delle connessioni nei modelli di seguito descritti.

$$F_y = r_y F_e$$

Definizione di F_y per i Modelli 3		
F_e	258.41	kN
Modello	r_y	F_y [kN]
Modello 3.1	10%	25.841
Modello 3.2	20%	51.681
Modello 3.3	30%	77.522
Modello 3.4	40%	103.363
Modello 3.5	50%	129.204
Modello 3.6	60%	155.044
Modello 3.7	70%	180.885
Modello 3.8	80%	206.726
Modello 3.9	90%	232.566
Modello 3.10	100%	258.407

Tabella 7.3:

Determinazione dei valori di prova della forza di snervamento F_y da utilizzare nei modelli con vincolo tegolo-trave a comportamento duttile (Modelli 3)

7.3 MODELLI DI CALCOLO

Definizione della rigidezza K per i Modelli 3		
Modello	r_y	K [kN/mm]
Modello 3.1	10%	25.841
Modello 3.2	20%	51.681
Modello 3.3	30%	77.522
Modello 3.4	40%	103.363
Modello 3.5	50%	129.204
Modello 3.6	60%	155.044
Modello 3.7	70%	180.885
Modello 3.8	80%	206.726
Modello 3.9	90%	232.566
Modello 3.10	100%	258.407

Tabella 7.4:

Determinazione dei valori della rigidezza elastica K da utilizzare nei modelli di prova con vincolo tegolo-trave a comportamento duttile (Modelli 3)

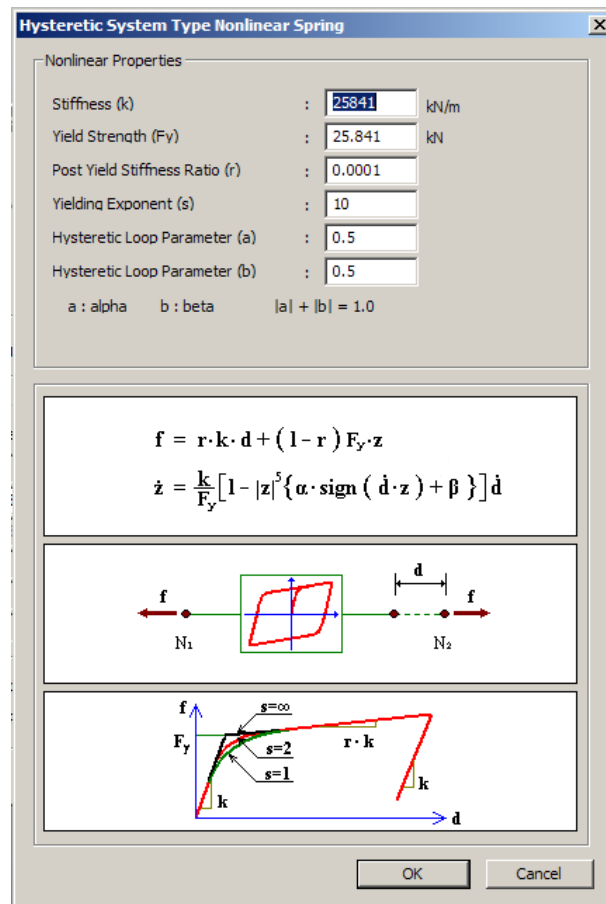
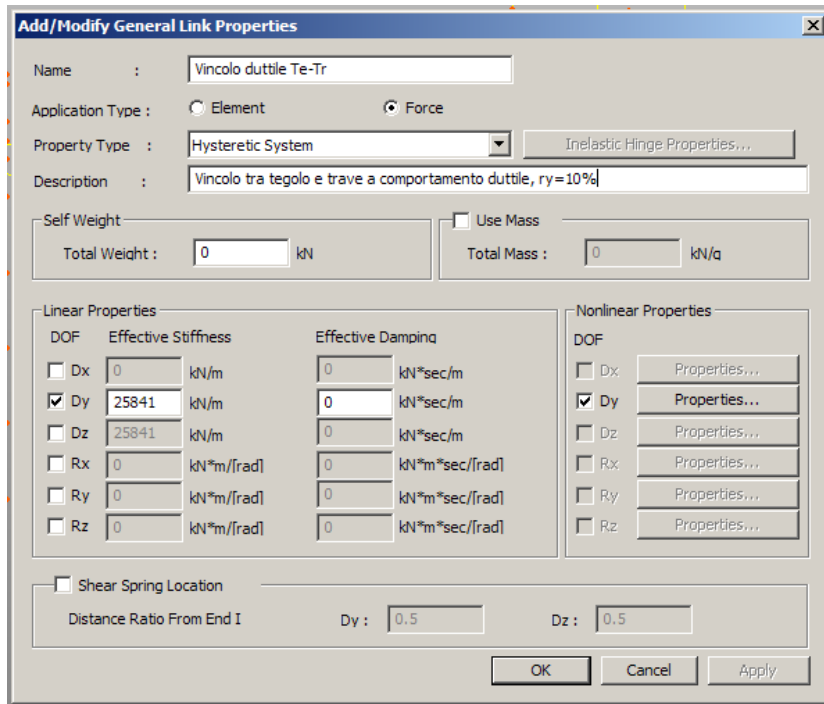


Figura 7.5: Modellazione dei vincoli duttili tegolo-trave con elementi “general-link”

Si può quindi passare alla modellazione della struttura, inserendo tra 2 nodi terminali dei tegoli ed i nodi di appoggio sulle travi degli elementi *general-link*, con lo scopo di schematizzare le connessioni a carattere duttile.

In particolare, vengono utilizzati elementi *general-link* del tipo *hysteretic system*, come raffigurati in figura 7.5. Non potendo definire un comportamento esattamente rigido-duttile, è necessario definire una rigidezza elastica lineare ed un successivo comportamento duttile. Al fine di rispecchiare bene il comportamento voluto, tale rigidezza elastica viene determinata facendo sì che al raggiungimento della forza di snervamento corrisponda uno spostamento relativo orizzontale di 1 mm, assumendo quindi delle vibrazioni a carattere elastico di ampiezza inferiore al millimetro.

La modellazione è analoga a quella descritta al paragrafo 6.2.2, sviluppata per rappresentare i vincoli ad attrito costante.

7.4 RISULTATI OTTENUTI

Una volta realizzati i dieci modelli della serie 3, si può procedere alla loro analisi dinamica non lineare con integrazione al passo, ovvero alla *time-history*. I dati significativi ottenuti riguardano le sollecitazioni alla base dei pilastri, in termini di momento e di taglio nella direzione di applicazione del sisma, oltre agli spostamenti relativi tra tegolo e trave e a quelli assoluti in testa del pilastro.

Si riportano qui di seguito le tabelle di riepilogo dei risultati, nelle quali sono riportati i valori numerici ricavati per ogni modello come media di quelli relativi ai 7 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili di riferimento.

Per maggiore chiarezza si riportano i medesimi risultati anche in forma di grafici, nei quali essi vengono posti in relazione con r_y , così da poter osservare l'influenza di detto parametro sulle sollecitazioni agenti sui pilastri e sugli spostamenti, in termini assoluti dei pilastri e relativi nella connessione oggetto specifico di studio.

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo					
Modello	r_y (%)	N (kN)	T_y (kN)	M_x (kN*m)	
Modello 3. 1	10%	694.41	56.54	477.81	
Modello 3. 2	20%	694.60	75.25	689.81	
Modello 3. 3	30%	695.38	100.27	965.61	
Modello 3. 4	40%	695.15	120.76	1141.94	
Modello 3. 5	50%	695.08	137.62	1312.70	
Modello 3. 6	60%	694.65	151.95	1447.00	
Modello 3. 7	70%	694.53	169.29	1540.30	
Modello 3. 8	80%	694.50	184.49	1612.10	
Modello 3. 9	90%	694.54	184.11	1645.46	
Modello 3. 10	100%	694.44	187.34	1664.48	

Tabella 7.6:

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo nei modelli 3, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo				
Modello	r_y (%)	N (kN)	T_y (kN)	M_x (kN*m)
Modello 3. 1	10%	1218.42	199.04	1539.14
Modello 3. 2	20%	1218.68	303.36	2469.39
Modello 3. 3	30%	1220.26	392.12	3218.89
Modello 3. 4	40%	1219.10	444.87	3663.49
Modello 3. 5	50%	1218.81	481.32	3954.19
Modello 3. 6	60%	1217.92	511.34	4175.53
Modello 3. 7	70%	1217.81	528.17	4308.33
Modello 3. 8	80%	1217.91	538.87	4392.55
Modello 3. 9	90%	1217.81	543.52	4427.39
Modello 3. 10	100%	1217.79	549.83	4450.02

Tabella 7.7:

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo nei modelli 3, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Spostamenti relativi massimi Te-Tr		
Modello	r_y (%)	D_y (mm)
Modello 3. 1	10%	210.14
Modello 3. 2	20%	168.11
Modello 3. 3	30%	133.57
Modello 3. 4	40%	83.28
Modello 3. 5	50%	45.28
Modello 3. 6	60%	31.21
Modello 3. 7	70%	19.17
Modello 3. 8	80%	7.81
Modello 3. 9	90%	4.18
Modello 3. 10	100%	1.92

Tabella 7.8:

Spostamento relativo tra tegolo e trave nei modelli 3, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Spostamenti massimi sommità pilastri		
Modello	r_y (%)	D_y (mm)
Modello 3. 1	10%	39.04
Modello 3. 2	20%	56.96
Modello 3. 3	30%	78.74
Modello 3. 4	40%	92.39
Modello 3. 5	50%	106.97
Modello 3. 6	60%	116.80
Modello 3. 7	70%	122.73
Modello 3. 8	80%	125.89
Modello 3. 9	90%	128.11
Modello 3. 10	100%	129.33

Tabella 7.9:

Spostamento massimo in sommità del pilastro nei modelli 3, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

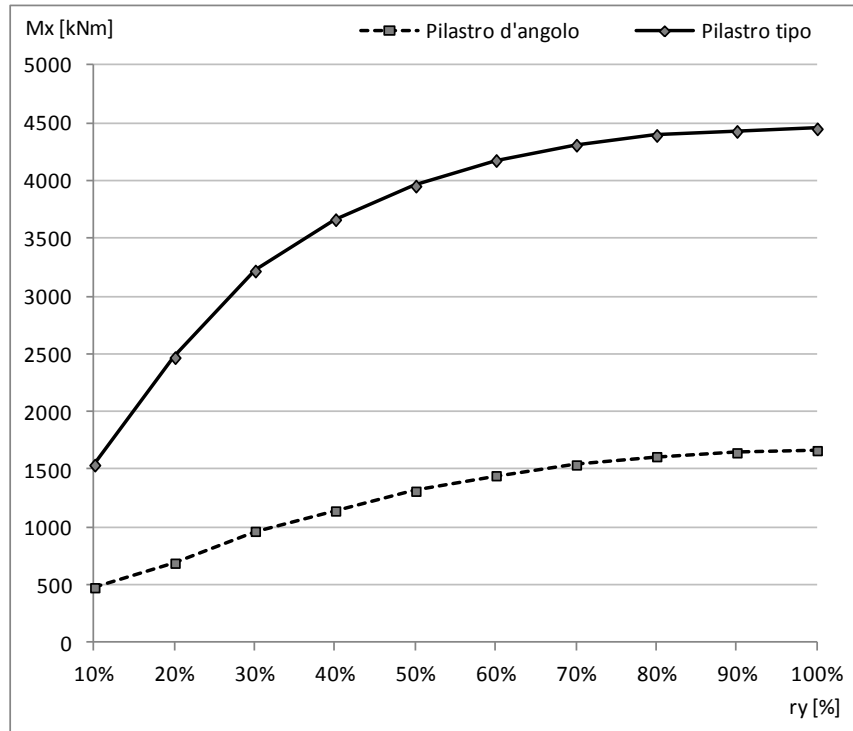


Grafico 7.10:
Momenti flettenti alla base dei pilastri nei modelli 3,
per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

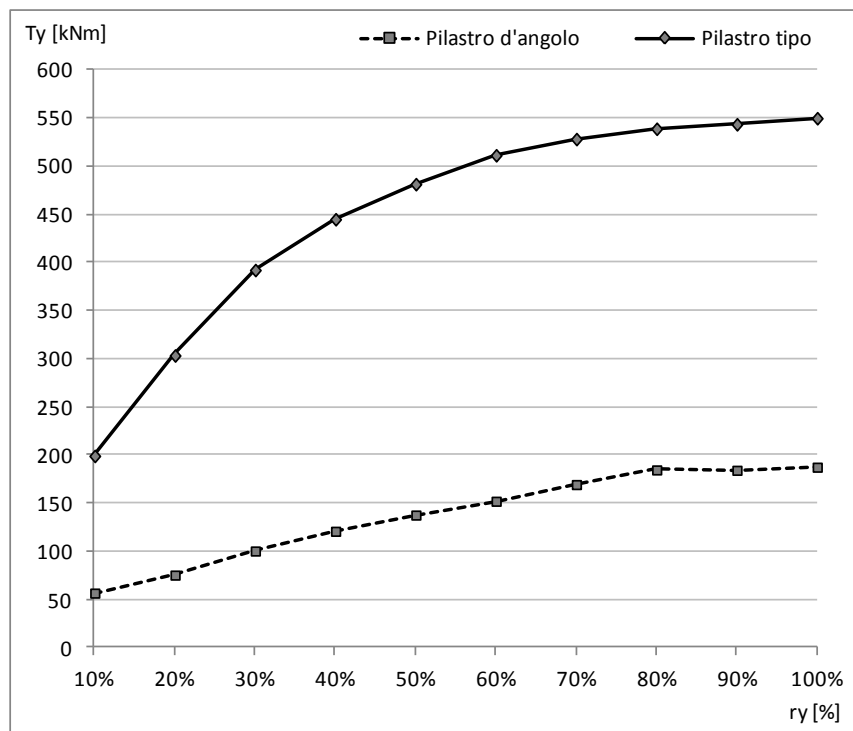


Grafico 7.11:
Sforzi taglianti alla base dei pilastri nei modelli 3,
per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

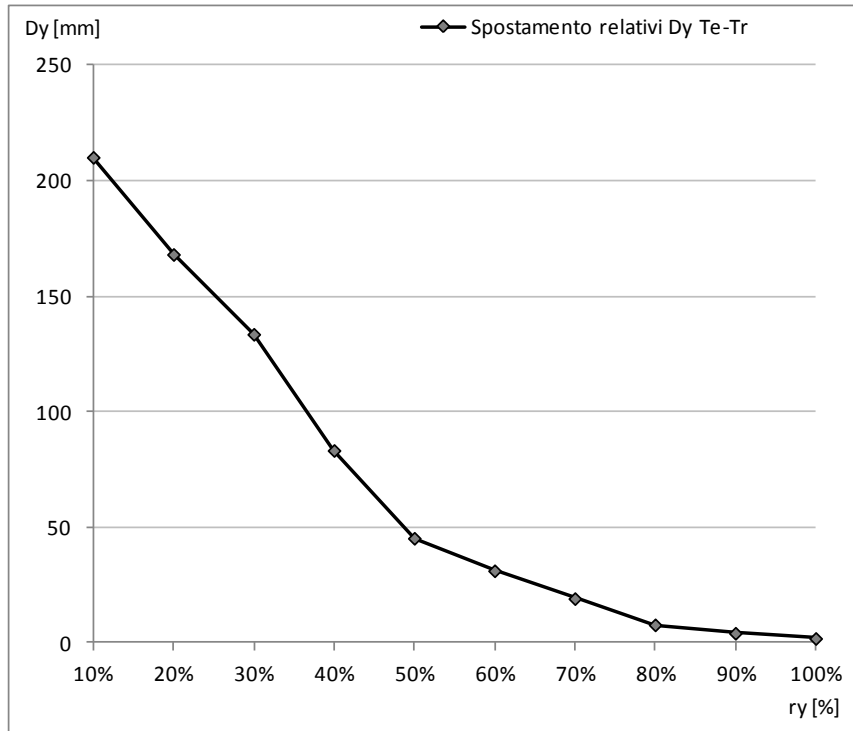


Grafico 7.12:

Diagramma dello spostamento relativo tra tegolo e trave nei modelli 3 in funzione del parametro r_y , per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

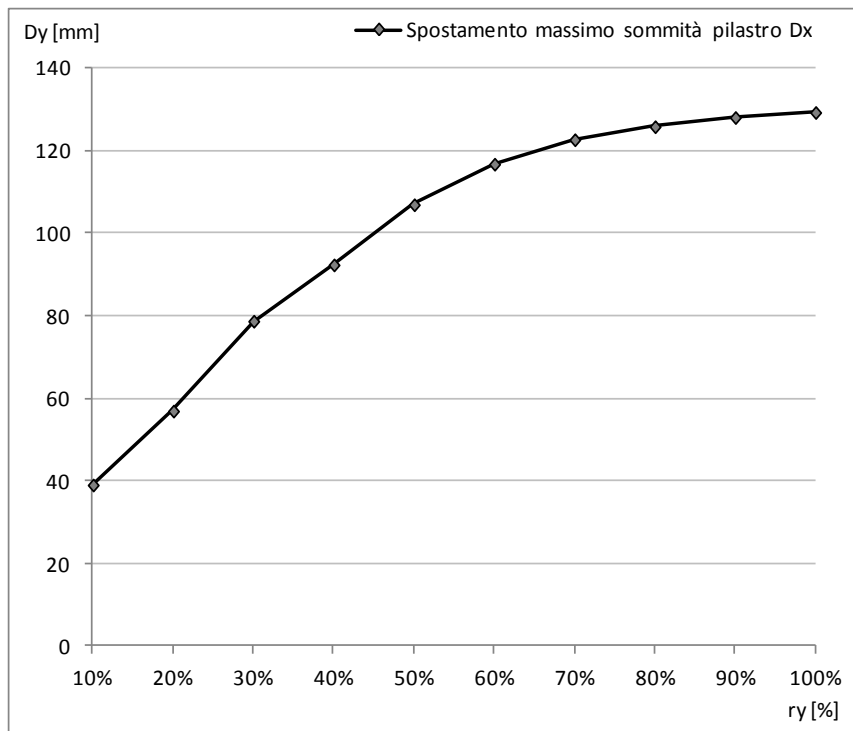


Grafico 7.13:

Diagramma dello spostamento massimo in sommità del pilastro nei modelli 3 in funzione del parametro r_y , per il sisma agente in direzione Y

7.5 OSSERVAZIONI

Come era prevedibile, si osserva che incrementando il parametro r_y si ha un aumento delle sollecitazioni sui pilastri. Dapprima l'incremento appare avere una crescita lineare, per poi assumere un andamento asintotico per valori superiori al 70-80%, tendendo alle sollecitazioni osservate nella configurazione del modello 2. Nei modelli 3 infatti si osserva, per basse forze di snervamento, un comportamento simile a quello del modello 1.3, caratterizzato da connessioni tegolo-trave ad attrito nullo, mentre per r_y tendenti al 100%, come appena detto, si approssima il modello 2.

Per quanto concerne gli spostamenti relativi tegolo-trave in direzione y l'andamento invece risulta inverso, ovvero al crescere delle forze di snervamento si riduce tale spostamento, inizialmente con andamento piuttosto ripido ed a carattere lineare, con una progressiva riduzione della pendenza della curva, fino a tendere ad annullare gli spostamenti. Anche queste osservazioni risultano rispecchiare quanto atteso. Basti pensare infatti che aumentando la F_y che il vincolo tra gli elementi è in grado di sopportare si incrementa il grado di vincolo reciproco.

In termini di spostamenti assoluti della sommità del pilastro, si osserva un legame direttamente proporzionale tra r_y e il D_y , inizialmente con andamento lineare, per poi proseguire con una graduale riduzione della pendenza, fino ad assumere un andamento orizzontale in prossimità del 100%.

Quanto detto appare giustificato dal fatto che per connessioni duttili caratterizzate da basse forze di snervamento, la struttura tende alla configurazione del modello 1.3, avente connessioni ad attrito nullo. In questo caso la massa dei tegoli risulta orizzontalmente sconnessa dalla struttura sottostante, quindi si muove con una vibrazione propria e non partecipa alla formazione delle sollecitazioni dei pilastri, che infatti risultano essere poco sollecitati ed avere piccole deformazioni. Gli spostamenti relativi viceversa risultano avere valori notevoli, proprio in conseguenza del fatto che le connessioni non sono in grado di porre un adeguato vincolo tra gli elementi, che quindi hanno spostamenti diversi tra loro.

Al contrario, per valori di r_y tendenti al 100%, la struttura tende ad approssimare il modello 2, in cui nelle connessioni sono bloccate le traslazioni relative tra i nodi degli elementi strutturali. Si osservano infatti, sia in termini di sollecitazioni che di spostamenti della sommità del pilastro valori assai simili a quelli riportati nel paragrafo

6.4.1.

Oltre a quanto già descritto in termini di sollecitazioni e spostamenti relativi, è possibile rilevare anche il contributo della connessione duttile in relazione alla dissipazione energetica. Com'è noto infatti l'area racchiusa dai cicli isteretici rappresenta il lavoro compiuto dalle forze che inducono la deformazione plastica.

Tale lavoro corrisponde all'energia che viene irreversibilmente dissipata. A titolo illustrativo, per meglio osservare tale fenomeno si riporta il grafico 7.14 raffigurante l'andamento forza-spostamento orizzontale di una connessione tegolo-trave nel modello 3.5, caratterizzato da un valore del parametro r_y pari al 50%, soggetta alla sollecitazione data dal secondo sisma di riferimento applicato in direzione Y . È stato scelto di riportare il grafico relativo a tale sisma perché offre valori che avvicinano la media dei risultati dei 7 accelerogrammi utilizzati.

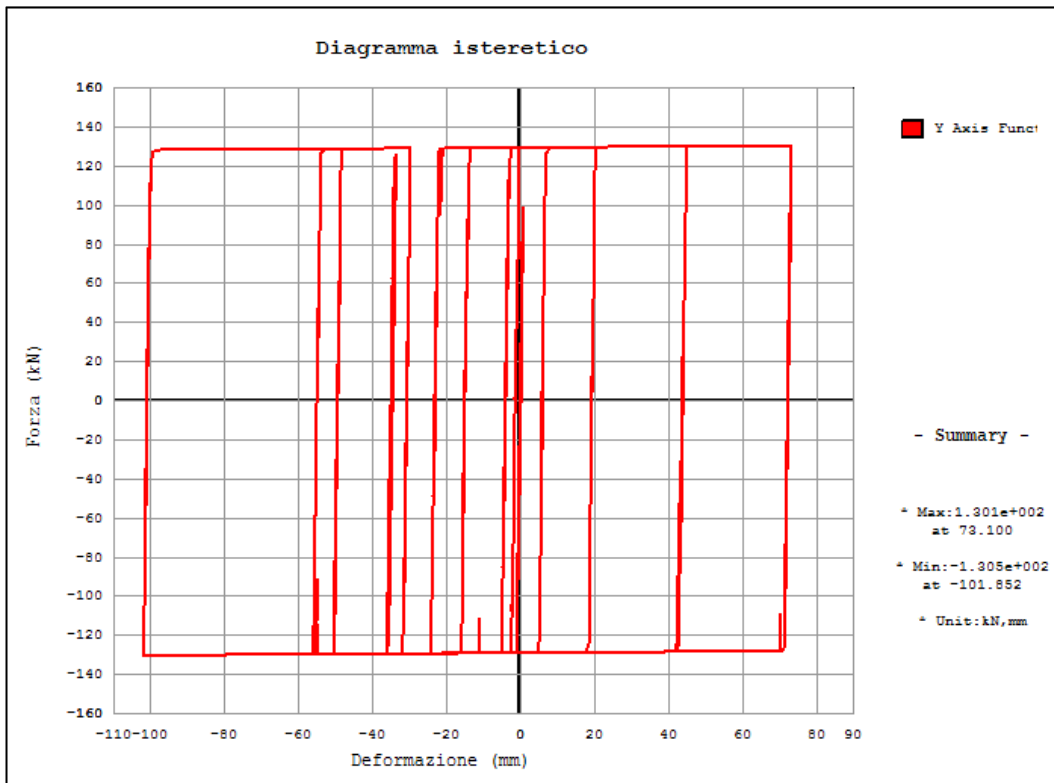


Grafico 7.14:

Diagramma isteretico forza-deformazione di una connessione tegolo-trave, relativa al secondo accelerogramma applicato in direzione Y nel modello 3.5 ($r_y=50\%$)

Per completezza, bisogna rilevare che oltre a considerare r_y , che risulta avere un'influenza assolutamente fondamentale sui risultati ottenuti modificando la connessione, bisogna tener conto anche di un altro parametro, ovvero della rigidità iniziale elastica del dispositivo. Risulta infatti molto difficile avere una connessione a comportamento esattamente rigido-duttile. Pare comunque assolutamente ragionevole attendersi un legame di dipendenza diretta tra la rigidità del dispositivo e le sollecitazioni gravanti sui pilastri, ed un legame invece inverso tra la rigidità stessa e gli spostamenti relativi. Assumendo, com'è lecito attendersi, che crescendo la forza di snervamento di una connessione cresca anche in maniera analoga la sua rigidità, si può dire che tali parametri siano concordi nell'indurre lo stesso andamento di effetti sulla struttura.

Alla luce di quanto osservato in questo capitolo, si può concludere che di fronte alla necessità di ridurre gli eccessivi spostamenti relativi tra tegolo e trave senza peraltro indurre eccessive sollecitazioni sui pilastri, ci si trova nella proverbiale situazione della coperta corta, e si dovrà per forza di cose andare incontro ad una scelta di compromesso.

CAPITOLO 8

CONNESSIONI TRAVE-PILASTRO A COMPORTAMENTO DUTTILE

In maniere analoga al lavoro di analisi sviluppato nel capitolo 7, in questa sede si vuole studiare nello specifico l'influenza delle connessioni a carattere duttile sul comportamento globale della struttura, questa volta però con riferimento agli appoggi trave-pilastri. I vincoli tegolo-trave invece, per non avere influenza sul risultato ottenuti vengono modellati come cerniere, fissando gli spostamenti relativi tra i nodi degli elementi. Appare chiaro che questa trattazione ha un carattere puramente teorico, essendo che non ha senso pensare di fissare i tegoli e alle travi e lasciare invece le connessioni tra trave e pilastro svincolate.

Diversamente dal caso precedente in cui le travi erano solidali ai pilastri ed i tegoli risultavano fissati in modo duttile, in questo capitolo si considera di portare la sconnessione plastica ad un livello inferiore, cioè all'interfaccia trave-pilastro. Si avranno quindi le travi solidali ad i tegoli. In questo caso quindi si avranno un numero ridotto di connessioni a carattere duttile su cui graveranno forze maggiori, che sosterranno perciò nel loro insieme le forze orizzontali agenti sull'intera copertura, contrariamente a quanto trattato nel capitolo 7 in cui si aveva un maggior numero di connessioni a carattere duttile, che lavorando a coppie sopportando le azioni orizzontali dovuto al singolo tegolo.

8.1 STIMA DELLA FORZA SISMICA DI RIFERIMENTO

Anche in questa analisi, occorre preliminarmente quantificare la forza sismica F_e da assumere come valore di riferimento nella successiva trattazione, al fine di poter avere un parametro di confronto per valutare le forze di snervamento F_y e tarare le percentuali r_y .

Sollecitazioni nel Modello 2, sulla connessione Trave-Pilastro		
E1X	289.96	kN
E2X	365.19	kN
E3X	399.85	kN
E4X	487.05	kN
E5X	368.65	kN
E6X	249.56	kN
E7X	423.29	kN
media	369.08	kN

Tabella 8.1:
Forza vincolare massima in direzione X nella connessione trave-pilastro, nel modello 2 (cerniere interne)

Come già descritto al paragrafo 7.1, per determinare la forza da usare come raffronto per le F_y si può fare riferimento all'analisi statica lineare, così come descritta dalle NTC §7.3.3.2, e ricavare la F_i da applicare all'intera massa della copertura. Costituita dai tegoli e dalle travi, oltre ai carichi permanenti appesi, ed alla quota parte della massa dei pannelli verticali che sono superiormente vincolati sulle travi di bordo.

In alternativa è anche semplicemente possibile, disponendo già delle analisi svolte per il modello 2, andare a riprendere i dati relativi alle forze massime che si esercitano nei vincoli trave-pilastro in direzione X, mediando i valori ottenuti per i 7 accelerogrammi considerati, così come riportato in tabella 8.1.

8.2 DEFINIZIONE DELLE FORZE DI SNERVAMENTO DELLA CONNESSIONE

Quand'è noto il valore di riferimento della forza sismica F_e , si può procedere a definire la forza di snervamento F_y da utilizzare. Tali valori saranno utilizzati come parametri di definizione per le proprietà delle connessioni duttili trave-pilastro, al fine di indagare gli effetti della variazione del grado di vincolo di questa connessione circa la risposta sismica della struttura.

Definendo ancora il rapporto di snervamento come

$$r_y = \frac{F_y}{F_e}$$

ed assumendo per r_y dieci valori di prova, con partenza al 10% e successivi incrementi del 10% ciascuno, è possibile definire i valori di prova della forza di snervamento F_y come

$$F_y = r_y F_e$$

Definizione di F_y per i Modelli 4		
F_e	369.08	kN
Modello	r_y	F_y [kN]
Modello 4.1	10%	36.908
Modello 4.2	20%	73.816
Modello 4.3	30%	110.724
Modello 4.4	40%	147.631
Modello 4.5	50%	184.539
Modello 4.6	60%	221.447
Modello 4.7	70%	258.355
Modello 4.8	80%	295.263
Modello 4.9	90%	332.171
Modello 4.10	100%	369.079

Tabella 8.2:

Determinazione dei valori di prova della forza di snervamento F_y da utilizzare nei modelli con vincolo trave-pilastro a comportamento duttile (modelli 4)

8.3 MODELLI DI CALCOLO

Prima di passare alla effettiva modellazione della struttura con le connessioni duttili bisogna definire anche la rigidezza elastica da attribuire ai vincoli. Non potendo infatti modellare il comportamento rigido-duttile come si vorrebbe, si sceglie di utilizzare elementi *general-link* del tipo *hysteretic system*, quindi a comportamento elasto-plastico.

Definizione della rigidezza K per i Modelli 4		
Modello	r_y	K [kN/mm]
Modello 3.1	10%	36.908
Modello 3.2	20%	73.816
Modello 3.3	30%	110.724
Modello 3.4	40%	147.631
Modello 3.5	50%	184.539
Modello 3.6	60%	221.447
Modello 3.7	70%	258.355
Modello 3.8	80%	295.263
Modello 3.9	90%	332.171
Modello 3.10	100%	369.079

Tabella 8.3:

Determinazione dei valori della rigidezza elastica K da utilizzare nei modelli con vincolo trave-pilastro a comportamento duttile (modelli 4)

La rigidezza elastica viene definita associando alla forza di snervamento uno spostamento di 1 mm. Oltre tale spostamento si entrerà in campo plastico, con accumulo da parte del vincolo di deformazioni permanenti.

Tale rigidezza viene inserita nelle *linear properties*, come *effective stiffness*.

Successivamente nelle *nonlinear properties* vano impostati:

- *stiffness (k)*, la rigidezza iniziale, espressa in kN/m o kN/mm;
- *yield strength (Ky)*, la forza di snervamento, espressa in kN;
- *post yield stiffness ratio (r)*, rapporto tra la rigidezza elastica e quella plastica, a rappresentare l'eventuale incrudimento;
- *yielding exponent (s)*;
- *hysteretic loop parameter (a) e (b)*.

Una volta definiti tali parametri si può procedere alla modellazione delle connessioni e della struttura.

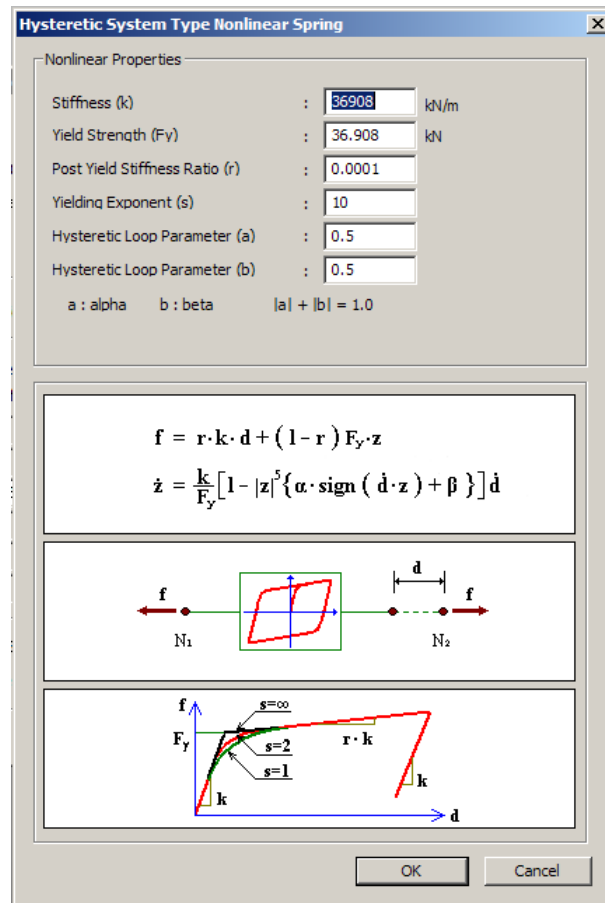
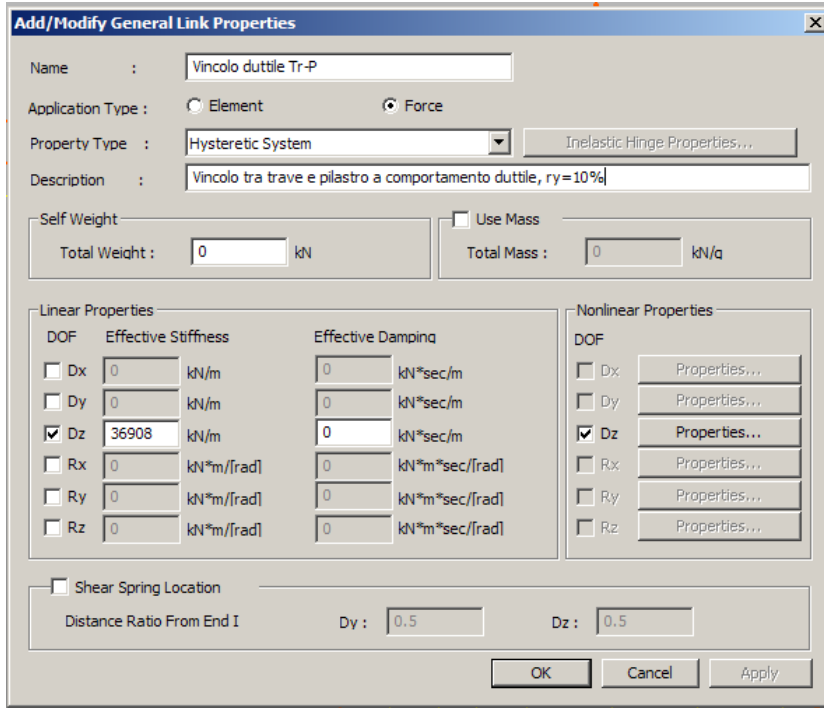


Figura 8.4: Modellazione dei vincoli duttili trave-pilastro con elementi “general-link”

8.4 RISULTATI OTTENUTI

Si realizzano quindi i dieci modelli della serie 4, e si procede alla loro analisi, con il metodo dell'integrazione al passo per l'analisi dinamica non lineare. Si ricavano in ciascun modello i dati relativi all'analisi di ognuno dei 7 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili caricati come sollecitazioni di riferimento, sia in direzione X che Y, e successivamente si determinano le sollecitazioni e gli spostamenti di calcolo assumendo i valori ottenuti dalla media aritmetica delle 14 condizioni di carico.

I dati di interesse, che verranno qui di seguito riportati sono riferiti alle sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo e del pilastro tipo, e gli spostamenti relativi tra trave e pilastro oltre agli spostamenti assoluti della sommità del pilastro. Al fine di comprendere a pieno l'influenza del parametro r_y oggetto di studio, si producono anche in questa sede dei grafici raffiguranti i dati maggiormente significativi ricavati dall'analisi, rapportandoli proprio con il rapporto di snervamento.

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo				
Modello	r_y (%)	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
Modello 4. 1	10%	696.28	103.34	718.39
Modello 4. 2	20%	699.39	140.13	1006.52
Modello 4. 3	30%	701.81	183.69	1358.28
Modello 4. 4	40%	704.25	218.16	1632.68
Modello 4. 5	50%	706.42	256.25	1951.04
Modello 4. 6	60%	709.06	295.44	2215.98
Modello 4. 7	70%	711.00	332.26	2483.05
Modello 4. 8	80%	712.42	363.30	2699.08
Modello 4. 9	90%	713.74	375.59	2804.09
Modello 4. 10	100%	714.65	380.73	2871.76

Tabella 8.5:

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo nei modelli 4, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo				
Modello	r_y (%)	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
Modello 4. 1	10%	1215.35	97.19	785.80
Modello 4. 2	20%	1215.42	159.11	1268.99
Modello 4. 3	30%	1215.87	211.08	1637.21
Modello 4. 4	40%	1215.61	243.20	1915.61
Modello 4. 5	50%	1215.55	248.87	2002.75
Modello 4. 6	60%	1215.52	284.23	2235.13
Modello 4. 7	70%	1215.51	307.65	2466.96
Modello 4. 8	80%	1215.54	339.87	2687.04
Modello 4. 9	90%	1215.52	341.72	2742.14
Modello 4. 10	100%	1215.44	343.10	2756.03

Tabella 8.6:

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo nei modelli 4, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

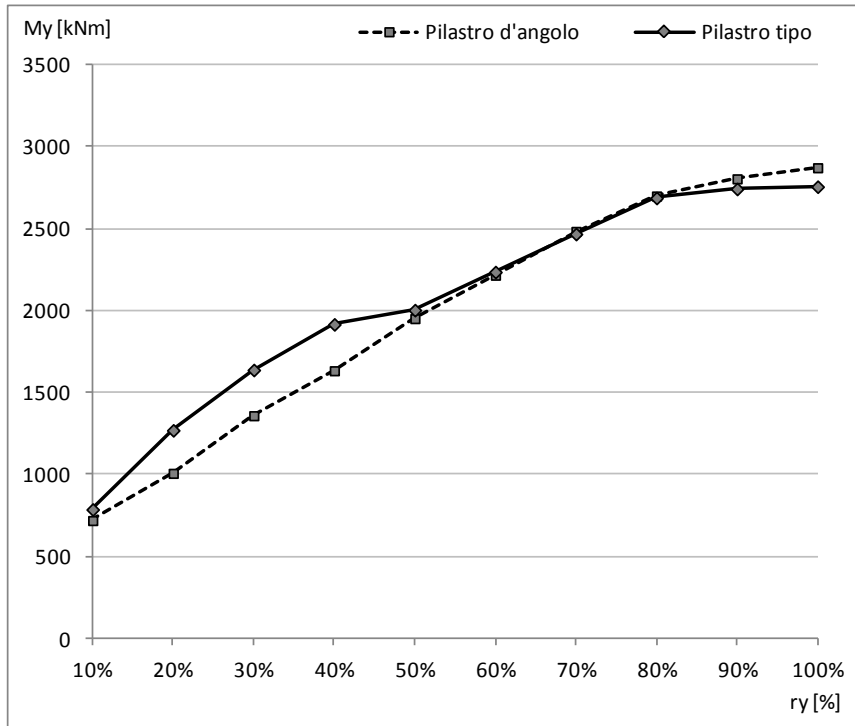


Grafico 8.7:
Momenti flettenti alla base dei pilastri nei modelli 4,
per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

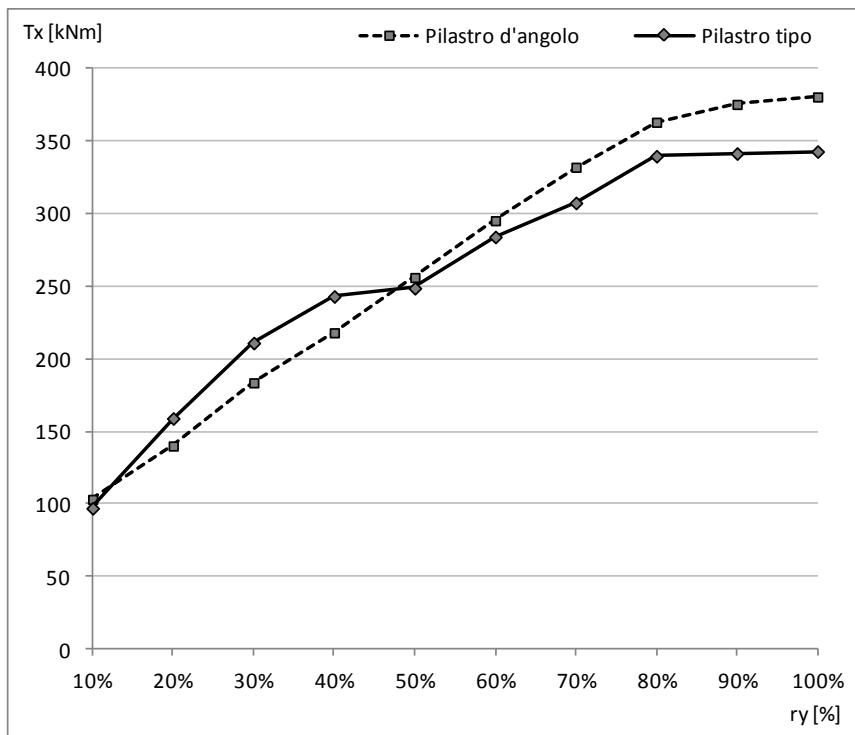


Grafico 8.8
Sforzi taglianti alla base dei pilastri nei modelli 4,
per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

Spostamenti relativi massimi Tr-P		
Modello	r_y (%)	Dx (mm)
Modello 4. 1	10%	78.25
Modello 4. 2	20%	74.90
Modello 4. 3	30%	66.48
Modello 4. 4	40%	56.76
Modello 4. 5	50%	37.88
Modello 4. 6	60%	33.28
Modello 4. 7	70%	33.85
Modello 4. 8	80%	35.29
Modello 4. 9	90%	23.10
Modello 4. 10	100%	10.60

Tabella 8.9:
Spostamento relativo tra trave e pilastro nei modelli 4,
per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

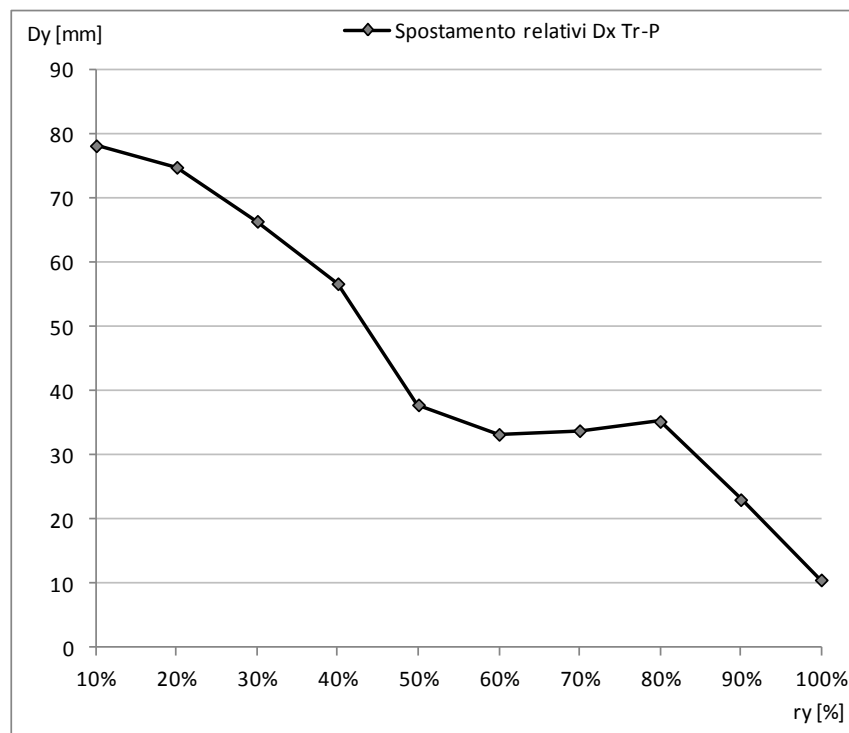


Grafico 8.10:
Diagramma dello spostamento relativo tra tegolo e trave nei modelli 4 in funzione del
parametro r_y , per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

Spostamenti massimi sommità pilastri		
Modello	r_y (%)	Dx (mm)
Modello 4. 1	10%	49.67
Modello 4. 2	20%	71.76
Modello 4. 3	30%	94.77
Modello 4. 4	40%	115.60
Modello 4. 5	50%	138.01
Modello 4. 6	60%	155.76
Modello 4. 7	70%	172.89
Modello 4. 8	80%	186.03
Modello 4. 9	90%	194.03
Modello 4. 10	100%	199.47

Tabella 8.11:

Spostamento massimo in sommità del pilastro nei modelli 4, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

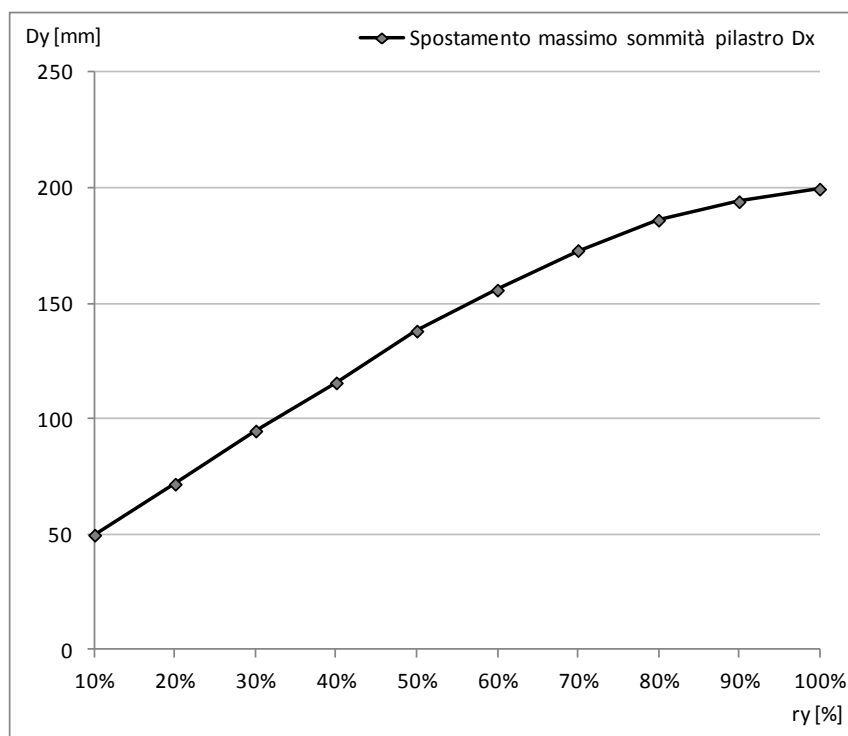


Grafico 8.12:

Diagramma dello spostamento in sommità del pilastro nei modelli 4 in funzione del parametro r_y , per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

8.5 OSSERVAZIONI

Al variare della percentuale di snervamento delle connessioni duttili trave-pilastro si osservano diversi comportamenti della struttura.

Analizzando l'andamento dei grafici relativi alle sollecitazioni flettenti e taglianti dei pilastri si rileva un legame diretto tra r_y ed essi. Inizialmente l'incremento pare seguire una legge lineare, tendendo poi a ridurre via via la pendenza con cui cresce,

fino ad assumere un andamento prossimo all'orizzontale. Per basso rapporto di snervamento i momenti ed i tagli tendono ad approssimare quelli ricavati per il modello 1.5, con connessioni trave-pilastro ad attrito nullo, mentre per valori dei rapporti prossimi all'unità tendono a quelli del modello 2, a cerniere.

Esaminando gli spostamenti relativi invece il legame appare inverso, con andamento all'incirca lineare, ad esclusione di un tratto irregolare compreso tra il 50 ed il 70%. Per valori bassi della forza di snervamento si ricavano spostamenti longitudinali rispetto alla trave che assumono valori non accettabili se associati al fenomeno della perdita di appoggio.

Lo spostamento massimo della sommità del pilastro cresce in maniera direttamente proporzionale con il rapporto di snervamento, con un andamento particolarmente regolare, riducendo l'incremento tra un modello e l'altro per r_y crescente.

Si osserva che per valori piccoli del parametro r_y , i risultati ottenuti tendono a quelli riportati nel paragrafo 6.4.6 relativamente al modello 1.5 con connessioni trave-pilastro ad attrito nullo; viceversa, per r_y che tende al 100% ci si avvicina al modello 2, descritto al paragrafo 6.4.1. Ciò appare assolutamente ragionevole, se si pensa che riducendo il rapporto di snervamento della connessione tegolo-trave si riduce il grado di vincolo orizzontale reciproco tra i due elementi, fino al limite ad eliminarlo completamente come appunto nel modello 1.5. Aumentandolo all'opposto si fissano gli elementi, approssimando il comportamento di una cerniera, che impedisce gli spostamenti relativi.

È chiaro che aumentando il grado di vincolo la massa della copertura incide maggiormente sulla risposta sismica dei pilastri, inducendo quindi maggiori sollecitazioni e maggiori spostamenti, ed avendo quindi una minore possibilità di scorrimento relativo orizzontale.

Anche in questo caso, così come osservato a conclusione del capitolo precedente, si rileva un contributo della connessione duttile alla dissipazione energetica.

Considerando che l'andamento del diagramma forza-deformazione della connessione rispecchia qualitativamente quello illustrato in figura 7.14, essendo costituito da tratti ad andamento verticale che rappresentano deformazioni a carattere elastico, caratterizzate da un legame lineare tra la forza agente sul vincolo e la sua deformazione orizzontale, corrispondenti a fasi di carico e scarico, ed anche da tratti orizzontali che rappresentano un rapido aumento della deformazione sotto l'azione di un carico costante. Tale deformazione è a carattere plastico permanente, e non viene recuperata al termine dei cicli di carico. Si osserva che il lavoro compiuto per indurre la deformazione plastica corrisponde all'energia dissipata dalla connessione durante il sisma. Tale energia può essere individuata graficamente come l'area racchiusa dal diagramma durante i cicli di carico-scarico.

Si osserva quindi la necessità di porre in opera un vincolo di carattere meccanico, qualora la struttura ne fosse sprovvista, al fine di evitare il collasso per perdita di appoggio della trave. Tale vincolo non dovrebbe essere tale da indurre variazioni dello schema statico, bloccando ad esempio le rotazioni tra trave e pilastro nel piano verticale longitudinale della trave, né essere sovraresistente al punto da indurre maggiori sollecitazioni alla base del pilastro. Comparando però il momento flettente agente sul pilastro tipo ricavata nel capitolo precedente per il sisma in direzione Y (trasversale) e quella ricavata in questa sede, sempre sul medesimo pilastro, per il sisma applicato in direzione X (longitudinale) anche nel caso di $r_y=100\%$, si osserva essere più gravosa la prima. Se si pensa che nella quasi totalità dei casi i pilastri sono armati in maniera simmetrica ed uguale in entrambe le direzioni del piano, risulterebbe accettabile ammettere di collegare in modo traslazionalmente rigido il nodo trave-pilastro.

Tale scelta trova giustificazione considerando che al contempo si possono disporre connessioni a comportamento duttile nei vincoli tra tegoli e travi, in questa maniera l'azione della massa della copertura verrebbe comunque controllata, senza andare ad agire interamente sui pilastri, presentando un certo grado di sconnessione orizzontale nei momenti di massima sollecitazione.

Un'ulteriore motivazione alla scelta di questa tipologia di vincolo della trave può essere trovata in questo specifico caso di studio anche nella configurazione dei tamponamenti. I pannelli infatti sono disposti verticalmente, appoggiati inferiormente al suolo e vincolati superiormente alle travi di bordo. Si pensi infatti che se la trave avesse la possibilità di avere spostamenti relativi sul pilastro, al termine del sisma si riscontrerebbero delle deformazioni residue, che potrebbero causare anche il dissesto dei pannelli e dei loro dispositivi di vincolo alle travi stesse.

CAPITOLO 9

CONNESSIONI TEGOLO-TRAVE CON DISPOSITIVI AD ARCHETTI

Alla luce di quanto osservato nei tre capitoli precedenti, si procede in questa sede allo studio di un dispositivo di connessione tra i tegoli e le travi a comportamento duttile, assumendo di fissare gli spostamenti relativi nei nodi trave-pilastro con dispositivi che realizzino uno schema di funzionamento a cerniera.

Nella progettazione degli elementi di connessione tra tegolo e trave si possono utilizzare tre diversi approcci:

- L'approccio tradizionale definisce dispositivi di vincolo sovreresistenti, attribuendo tutta la capacità dissipativa ai pilastri, che in corrispondenza della sezione di base dove si formano le cerniere plastiche manifestano alla fine del sisma notevoli danneggiamenti, che obbligano ad interventi di ripristino assai costosi;
- Un secondo approccio, di carattere più innovativo, prevede di fissare i tegoli alle travi con dispositivi a carattere dissipativo. In questo tutta la dissipazione di energia è affidata alla connessione, attraverso la sua plasticizzazione. Si localizza la deformata, e quindi tutto il danneggiamento, sul collegamento. In questa maniera al termine del sisma esso sarà l'unico elemento su cui intervenire, con costi ridotti per il solo intervento di sostituzione del dispositivo di connessione;
- Un approccio alternativo considera invece una situazione intermedia, in cui la dissipazione energetica viene attribuita in parte alle connessioni ed in parte agli elementi strutturali. In questa maniera si ha comunque una limitazione, seppur in maniera minore, degli spostamenti in sommità dei pilastri, e conseguentemente anche dei danneggiamenti.

Ad ogni modo è opportuno considerare che, per interventi del secondo tipo, che propongono connessioni dissipative, è necessario intervenire anche per eliminare o ridurre quanto più possibile l'attrito. La presenza incontrollata dell'attrito infatti potrebbe bloccare gli spostamenti relativi tra gli elementi ed inibire il funzionamento del dissipatore, rendendolo di fatto inutile.

In letteratura sono disponibili diverse ricerche svolte recentemente circa il comportamento ciclico dei collegamenti nei nodi trave-pilastro, mentre risultano numericamente più scarse quelle relative alle connessioni tegolo-trave.

Alcuni studi sui collegamenti tegolo-trave realizzati con prodotti disponibili in commercio, costituiti essenzialmente da angolari in acciaio fissati agli elementi

prefabbricati per mezzo di tasselli metallici, sono stati svolti al fine di comprenderne il comportamento e migliorarne le proprietà, sia in termini di resistenza che di capacità dissipativa, intervenendo sul diametro dei bulloni dei collegamenti, variando le coppie di serraggio e rinforzando le saldature, mantenendo la medesima morfologia iniziale del dispositivo. Tra queste ricerche si possono citare “*Comportamento sismico di connessioni tegolo-trave in strutture prefabbricate*” di M.L. Beconcini, P. Croce e P. Formichi, e “*Analisi sperimentale del comportamento statico e ciclico di connessioni tegolo-trave di strutture prefabbricate*” di M.L. Beconcini, P. Crone, R. Del Corso, P. Formichi, M. Previdero e R. Taccola” [6].

Riprendendo lo “*Studio sperimentale del comportamento isteretico di una connessione tegolo-trave per strutture prefabbricate*”, di C. Beschi, G. Metelli, P. Riva e G. Luitrandi, si vuole in questa sede valutare la risposta sismica di una struttura dotata di dispositivi di collegamento progettati secondo il terzo approccio qui sopra descritto, costituiti da elementi curvilinei in acciaio. [11] [12]

9.1 DESCRIZIONE DEL DISPOSITIVO DI CONNESSIONE

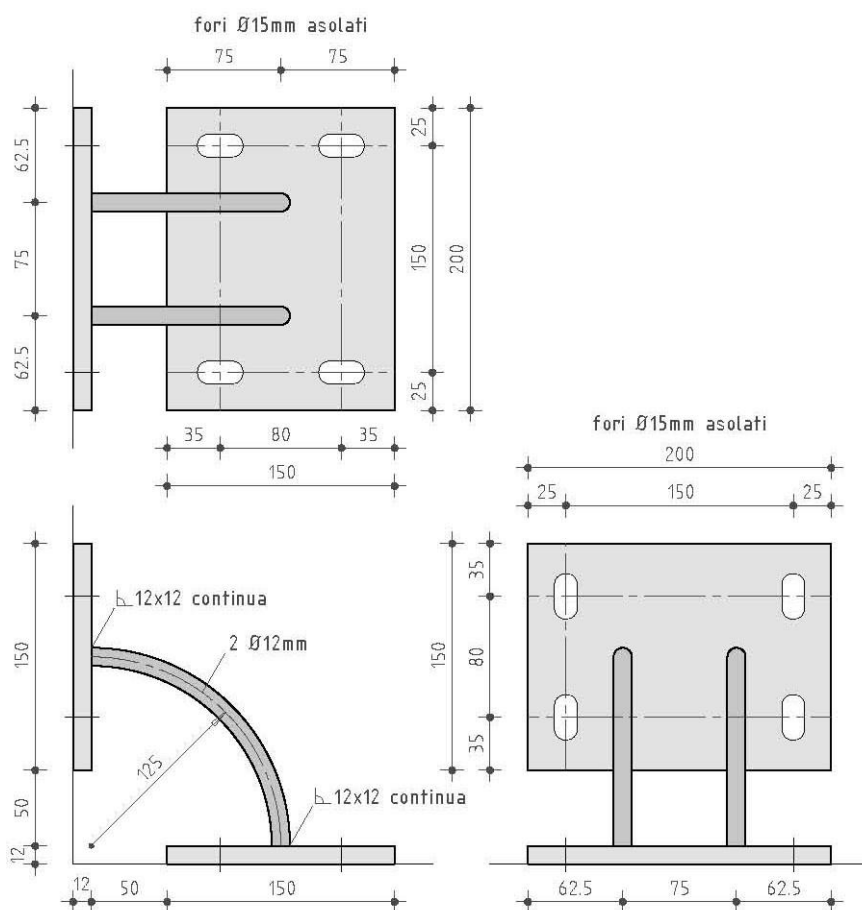


Figura 9.1:
Dispositivo di vincolo ad archetti metallici

Il dispositivo proposto e studiato rientra nella tipologia introdotta al paragrafo 4.2.5. La connessione è costituita da due elementi curvilinei in acciaio S235 di sezione circolare, saldati a due piastre metalliche che andranno fissate una al tegolo e l'altra alla trave. Il diametro dei tondini metallici viene modificato da 12 a 24 mm a secondo del modello di prova considerato; esso infatti è la variabile su cui si interviene per tarare il dispositivo.

Il sistema è progettato in modo che, quando è soggetto alle intense azioni tipiche del sisma, si giunga alla plasticizzazione degli elementi curvilinei metallici, sfruttando le proprietà isteretiche tipiche dell'acciaio. In questo modo c'è la possibilità di sviluppare notevoli deformazioni a carattere duttile, limitando al contempo l'azione massima trasmessa tra i tegoli e le travi. È importante, nella fase di progettazione, verificare che gli spostamenti relativi massimi raggiunti non siano tali da portare alla perdita di appoggio del tegolo, ma al contempo non risultano troppo piccoli, al punto da rendere non efficace il dispositivo di connessione a carattere dissipativo, che si attiva deformandosi.

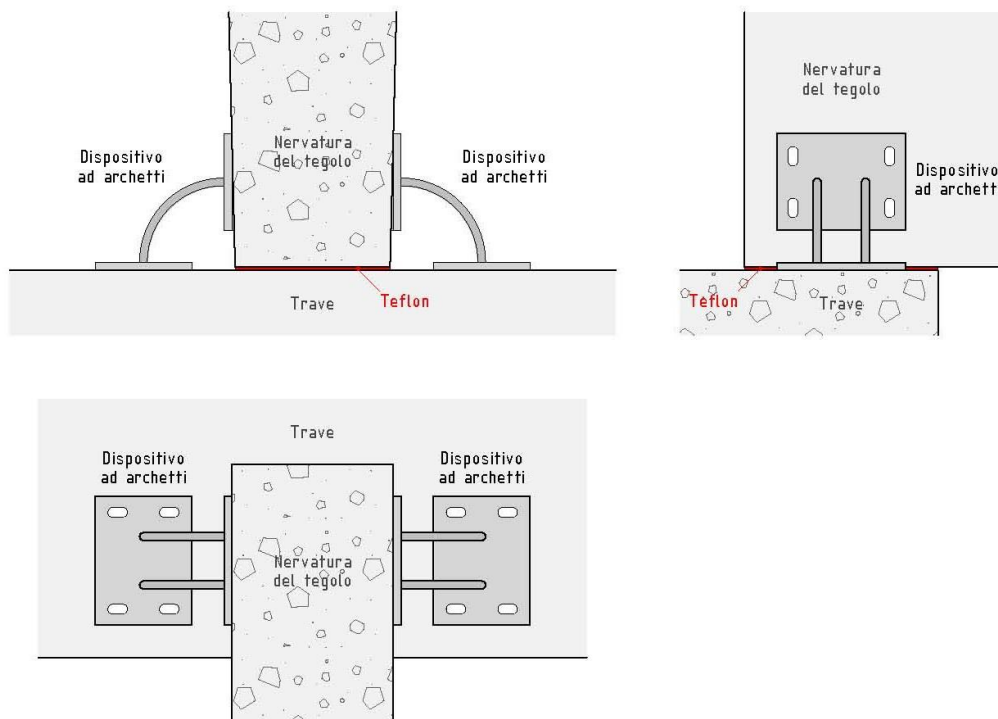


Figura 9.2:
Applicazione dei dispositivi di vincolo ad archetti metallici

Affinché si attivi correttamente il dispositivo, è necessario ridurre al massimo l'attrito dovuto all'appoggio del tegolo sulla trave. Si è pensato quindi di disporre un foglio di teflon PTFE all'interfaccia tra i due elementi. In questo modo l'attrito non ha la possibilità di bloccare gli spostamenti relativi orizzontali tra i due elementi, se

non per forze limitate. Per le medesime motivazione è da evitare l'applicazione di questo sistema assieme a collegamenti di tipo rigido, come ad esempio getti di completamento, perché il dispositivo non potrebbe assolvere alle funzioni per cui viene progettato e quindi diverrebbe inutile.

A questo riguarda, si precisa sin da ora che nella fase di modellazione relativa alla trattazione sviluppata in questo capitolo, avendo inserito il foglio di teflon per eliminare/ridurre l'attrito tra tegolo e trave, si assume di trascurare l'attrito per comprendere a pieno il comportamento delle connessioni ad archetti e la loro influenza sulla risposta sismica dell'intera struttura. Nel capitolo successivo invece si prenderà in considerazione l'attrito associato al teflon ($\mu=0.1$) per comprenderne l'effetto e verificare se è effettivamente trascurabile.

Il dispositivo nella configurazione trattata in questa sede è pensato per l'applicazione ai tegoli del tipo a TT, ma può essere facilmente adattato anche per i tegoli alari o gli shed.

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 metalli, cioè tasselli ancorati con resina adesiva fluida nella trave e barre filettate passanti nelle nervature dei tegoli, oppure con resina adesiva in pasta. Per quanto riguarda le modalità di fissaggio è bene tenere in considerazione la futura necessità di sostituzione della connessione, in quanto come è già stato detto il dispositivo viene progettato in modo che in caso di sisma sia l'unico elemento a subire danneggiamenti, necessitando quindi in seguito di un intervento di ripristino mettendo in opera un nuovo analogo dispositivo.

I nuovi dispositivi si dispongono su una sola tra le due nervature, su entrambe le estremità del tegolo, secondo lo schema illustrato anche in figura 9.2.

Le prestazioni attese da questo dispositivo, alcune delle quali già descritte, riguardano la capacità di vincolare il tegolo alla trave consentendo tuttavia notevoli deformazioni di carattere plastico, localizzando in questo elemento quindi il danneggiamento della struttura, minimizzando di conseguenza i costi di ripristino a seguito del sisma.

Tra le principali funzioni della connessione troviamo anche la dissipazione di energia, sviluppata sfruttando il comportamento isteretico proprio degli elementi in acciaio. In questo modo vengono a ridursi anche le sollecitazioni indotte dal tegolo sulla trave, e quindi sui pilastri. Si pensi infatti che quando le forze sismiche diventano molto intense gli archetti arrivando allo snervamento ed avendo un comportamento plastico, si deformano in modo duttile limitando nel contempo l'azione trasmessa alla sottostruttura.

Tra le altre caratteristiche sono rilevabili anche la rapidità di messa in opera e di fissaggio, la possibilità di regolazione e di sostituzione. La semplicità di questo dispositivo consente infatti di adattarlo a diverse configurazioni di messa in opera. Essi infatti possono essere utilizzati sia disponendoli per funzionare a taglio, cioè in modo che uno spostamento del tegolo lungo il suo asse longitudinale sia associato ad una deformazione laterale degli archetti, sia per funzionare a trazione/compressione, in maniera che il medesimo spostamento del tegolo porti ad un allungamento/accorciamento della connessione. Oltre per la variazione di configurazione di messa in opera, essi possono anche essere adattati anche per l'utilizzo con tegoli (e travi) di diversa tipologia, sia TT che alari e shed.

Un'altra importante caratteristica è l'economicità del dispositivo, oltre che della sua fase di messa in opera. Esso infatti è costituito in acciaio comune S235, quindi disponibile ed economico, ed è realizzabile con operazioni di normale carpenteria metallica. È sufficiente difatti saldare i tondini, precedentemente incurvati secondo il raggio di curvatura stabilito, a due piastre forate.

9.2 COMPORTAMENTO DEL DISPOSITIVO DI CONNESSIONE

Al fine di analizzare il comportamento della struttura dotata delle connessioni oggetto di studio, ed in particolare di tarare il dispositivo, si sono considerati archetti realizzati con tondini curvilinei di diverso diametro, variandolo da 12mm sino a 24mm.

Per ricavare le proprietà del collegamento da utilizzare nel modello dell'intero capannone si è dovuto procedere per fasi.

Dapprima si è considerata la sezione del tondino valutando, per ogni diametro considerato, le caratteristiche geometriche della sezione: l'area, il momento d'inerzia e il modulo di resistenza. Quindi con le semplici equazioni della scienza delle costruzioni si sono ricavati i parametri meccanici fondamentali della sezione, cioè la forza di snervamento a trazione, il momento flettente di snervamento ed il momento flettente resistente ultimo.

Caratteristiche della sezione									
diámetro tondino dell'archetto	∅	mm	12	14	16	18	20	22	24
momento d'inerzia	J	mm ⁴	1018	1886	3217	5153	7854	11499	16286
area	A	mm ²	113	154	201	254	314	380	452
modulo di resistenza	W	mm ³	170	269	402	573	785	1045	1357
forza di snervamento a trazione della sezione	F _y	N	40150	54648	71377	90336	111527	134947	160598
		kN	40.15	54.65	71.38	90.34	111.53	134.95	160.60
momento a snervamento della sezione	M _y	Nmm	60224	95634	142754	203257	278816	371105	481795
		kNmm	60.22	95.63	142.75	203.26	278.82	371.10	481.79
momento ultimo della sezione	M _u	Nmm	120449	191268	285508	406514	557633	742209	963589
		kNmm	120.45	191.27	285.51	406.51	557.63	742.21	963.59

Tabella 9.3:

Proprietà meccaniche del tondino di acciaio, al variare del diametro

Una volta noti questi parametri si è potuto realizzare un semplice modello che analizzasse il comportamento del singolo archetto di connessione, considerando quindi un solo tondino. Esso è stato sottoposto ad un'analisi statica non lineare incrementale, ovvero un'analisi *pushover*.

L'analisi *pushover* è un metodo proposto dalla nuova normativa sismica, ma si presta anche per l'uso in altri ambiti. Il metodo consiste semplicemente nell'applicare una forzante via via crescente, in modo da valutare la risposta elasto-plastica della struttura che si sta studiando, fino ad un termine prestabilito o al collasso globale o locale.

Al fine di poter utilizzare questo metodo d'analisi per indagare il comportamento dell'archetto, è stato quindi necessario introdurre nel software le proprietà meccaniche non lineari della sezione, in termini di non linearità del materiale, cioè considerando la formazioni di cerniere plastiche.

La modellazione dell'archetto è stato fatta utilizzando elementi *beam*, che vanno a rappresentare il tondino ad andamento curvilineo. Esso è stato discretizzando suddividendolo in 20 *beam*, della lunghezza di 10mm circa ciascuno. Naturalmente ai beam sono state assegnate le proprietà relative al diametro del caso, calcolate in maniera automatica dal software utilizzato, MidasGen. Alle due estremità, si sono schematizzate le saldature alle due piastre vincolando adeguatamente i nodi terminali. Da una parte si sono bloccati tutti gli spostamenti e le rotazioni, realizzando un incastro, dall'altra si sono fissati ancora tutti i gradi di libertà ad esclusione però della sola traslazione trasversale, che è stata lasciata libera perché corrispondente alla deformazione dovuta allo sforzo tagliante che si vuole valutare.

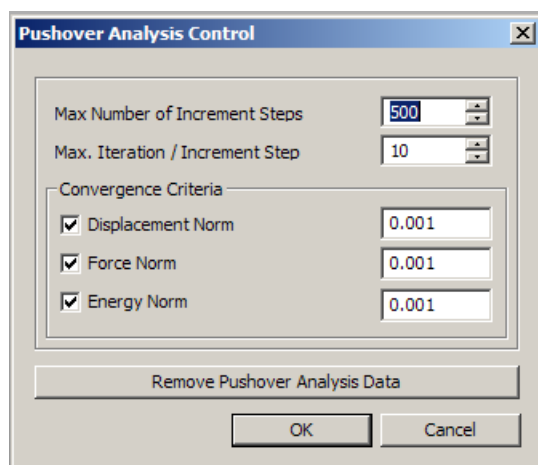


Figura 9.4:
Definizione dei parametri nella "pushover analysis control"

Nella funzione *pushover analysis control* è necessario definire in quanti step di carico va divisa la forzante applicata, ovvero lo spostamento unitario per ogni passo d'integrazione, ed impostare il numero massimo di iterazione per ogni step. È

possibile impostare la convergenza in termini di forza, di spostamento e/o di energia.

Pushover Load Cases

Load Case Name :

Description :

Increment Method

Load Control Displacement Control

Control Option

Global Control

Maximum Translational Displacement : mm

Master Node Control

Master Node :

Master Direction :

Maximum Displacement : mm

Analysis Option

None P-Delta Large Deformation

Use Initial Load

Load Pattern

Load Pattern

Load Case Scale Factor :

Load	Scale
Taglio 1kN	1

Add
Modify
Delete

OK Cancel

Figura 9.5:
Definizione dei parametri del “pushover load case” per il caso di studio a taglio

Si procede quindi alla definizione del *pushover load cases*, ovvero del caso di studio nell’analisi *pushover*. L’analisi viene svolta in controllo dello spostamento, ovvero la forzante è definita in termini di spostamento di un nodo. In particolare, si definisce lo scorrimento massimo di 50mm del nodo terminale dell’archetto in direzione trasversale, e si associa tale *pushover load case* ad una forza equivalente allo sforzo di taglio unitario. Ancora nella *pushover load cases*, si può impostare l’analisi anche come non lineare per geometria, spuntando l’opzione *large deformation*.

Si sono quindi modellate le cerniere plastiche, per mezzo della funzione *define hinge properties*, con la quale vengono introdotte le caratteristiche del comportamento meccanico ricavate in precedenza. Si considera in questo modo la non linearità per materiale. Tali cerniere plastiche vengono quindi successivamente attribuite agli elementi, per mezzo della funzione *assign hinge properties*.

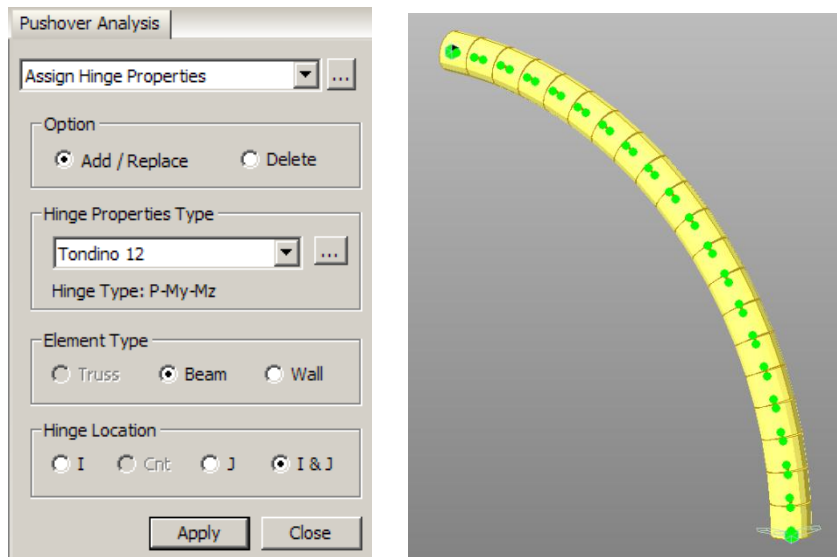


Figura 9.6:
Modellazione dell'archetto e inserimento delle cerniere plastiche

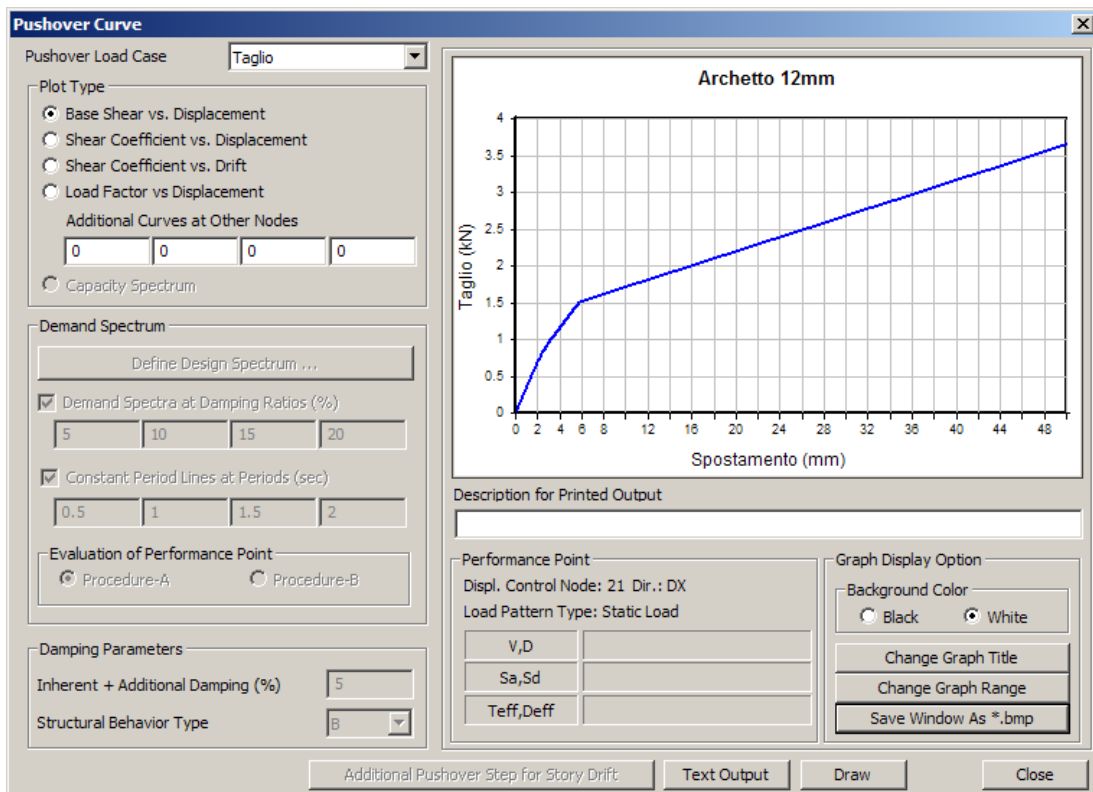


Figura 9.7:
Diagramma taglio-deformazione per il singolo archetto di diametro 12mm

I risultati dell'analisi appena descritta sono i diagrammi sforzo tagliante-spostamento del singolo archetto, denominati nel software *pushover curve*, dei quali

viene riportato a titolo dimostrativo il diagramma ricavato per il singolo archetto di diametro 12mm soggetto ad un'azione tagliante.

Ricordando che il diagramma ottenuto è riferito al comportamento del singolo archetto, per ricavare le proprietà della connessione che viene applicata alla nervatura del tegolo, ottenuta accoppiando due dispositivi disposti per lavorare a taglio nei confronti degli spostamenti longitudinali rispetto al tegolo, è sufficiente moltiplicare per quattro volte i parametri relativi al archetto esaminato singolarmente.

Al fine di valutare la bontà dei dati ottenuti, si può fare una valutazione comparativa con le prove sperimentali, con carico di taglio monotono crescente, ricavate da C. Beschi, G. Metelli, P. Riva e G. Luitrandi nell'ambito dello "*Studio sperimentale del comportamento isteretico di una connessione tegolo-trave per strutture prefabbricate*", già citato all'inizio di questo capitolo.

Nell'ambito di questo studio è stato valutato il comportamento di connessioni ad archetti aventi morfologia analoga a quella trattata, con diametri di prova di 12 e 14 mm, fissando uno spostamento di progetto per la prova a taglio di 25mm. I risultati delle prove mostrano un andamento inizialmente lineare elastico fino ad un valore di snervamento, in corrispondenza del quale si ha un ginocchio, e l'inizio della formazione di deformazioni plastiche, con andamento ad incrudimento crescente. Questo andamento appare giustificato dalla conformazione del dispositivo. Per grandi deformazioni infatti l'archetto, oltre ad essere sollecitato a taglio, viene ad essere sottoposto ad uno sforzo di trazione, tirando in ballo la rigidità assiale, che associa sforzi maggiori alle medesime deformazioni unitarie. Le prove di taglio svolte nell'ambito dello studio citato sono state interrotte per deformazioni pari a circa 85 mm, ben superiori al valore di progetto, e maggiori anche al valore limite dello spostamento a taglio assunto in questo caso pari a 50mm. Gli studi sperimentali hanno ricavato per il diametro di 12mm una rigidità elastica pari a 1.05 kN/mm, che peraltro ben si avvicina al valore ottenuto nell'analisi numerica (1.04kN/mm), ed un andamento che nel campo di interesse può essere ben approssimato con una bilatera, fissando cioè una rigidità elastica, uno sforzo di snervamento ed una rigidità costante in campo plastico. Confrontando i dati sperimentali con quelli numerici si osserva anche una corrispondenza circa lo sforzo di taglio associato alla deformazione di progetto delle prove, pari a 25mm, rispettivamente pari a 5.1kN e 4.87kN.

Si possono pertanto ricavare dalle analisi numeriche i parametri necessari alla successiva modellazione dei dispositivi ad archetti nell'intera struttura del fabbricato. Questi dati vengono riportati nella tabella 9.8.

diametro tondino dell'archetto	\varnothing	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 9.8:

Caratteristiche del comportamento a taglio del singolo archetto e dei dispositivi

Disponendo gli archetti di connessione come illustrato in figura 9.2, nel caso di spostamenti laterali del tegolo essi vengono sottoposti ad uno schema di funzionamento differente rispetto a quello di taglio appena valutato. Gli archetti posizionati nel lato verso il quale trasla il tegolo vengono sottoposti ad un'azione di compressione, mentre quelli del lato opposto si trova in un regime di trazione.

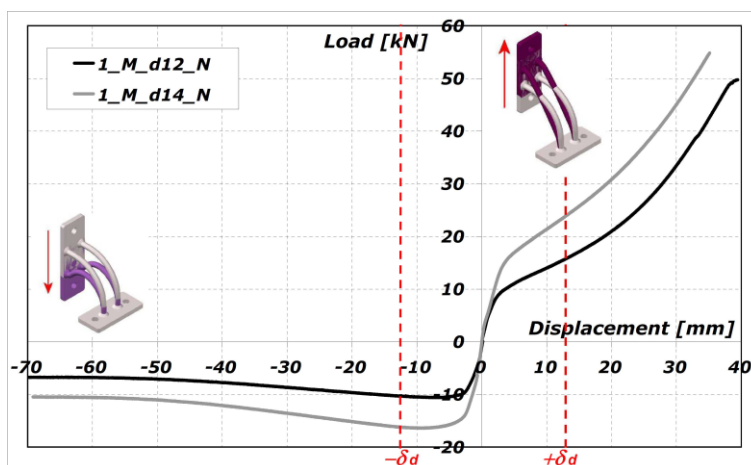


Figura 9.9:

Risultati della prova di carico monotona di trazione/compressione svolta nell'ambito dello "Studio sperimentale del comportamento isteretico di una connessione tegolo-trave per strutture prefabbricate" di C. Beschi, G. Metelli, P. Riva e G. Luitrandi, per un dispositivo di connessione ad archetti di diametro 12mm.

Analogamente a quanto appena descritto per il comportamento del dispositivo soggetto ad uno sforzo tagliante, si può ricavarne la risposta del dispositivo ad uno sforzo di trazione. In questo caso è opportuno tener conto che questo comportamento presenterà una maggiore rigidezza rispetto al caso del taglio, che sarà tale assai probabilmente da mantenere il funzionamento in caso di sisma in campo elastico o poco oltre, essendo il dispositivo dimensionato principalmente per

l'azione nella direzione longitudinale dei tegoli, avendo tra gli obiettivi primari quello di evitarne il collasso per perdita di appoggio.

Per quanto concerne il funzionamento dell'archetto a compressione ci si attende una rigidezza elastica iniziale paragonabile a quella a trazione. In questo caso però bisogna tener conto del fenomeno dell'instabilità, che risulta non trascurabile già per deformazioni dell'ordine del centimetro. Dopo la plasticizzazione, con formazione delle cerniere plastiche, si avrà una deformazione crescente associata ad uno sforzo di compressione circa costante. Il comportamento a compressione può essere quindi correttamente approssimato con un comportamento elasto-plastico.

diámetro tondino dell'archetto	∅	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

Tabella 9.10:

Caratteristiche del comportamento a trazione/compressione del singolo archetto e dei due dispositivi accoppiati

Nella tabella 9.10 vengono riportati i dati ricavati per il comportamento a trazione e compressione del singolo archetto, ed i parametri conseguentemente utilizzati nel modello dell'intera struttura per la rappresentazione dei dispositivi accoppiati, costituiti quindi da 4 archetti, 2 dei quali soggetti a trazione e 2 a compressione.

9.3 INSERIMENTO DEL DISPOSITIVO NEL MODELLO DELL'INTERA STRUTTURA

Una volta studiato il comportamento della singola connessione, si può passare alla modellazione dell'intera struttura inserendo nel modello i nuovi dispositivi, al fine di comprendere l'effetto che questi hanno sulla risposta sismica del capannone prefabbricato che si sta valutando.

Si ricorda ancora una volta, come già detto in precedenza, che in questo capitolo si assumerà di trascurare gli effetti dell'attrito tra tegolo e trave, avendo inserito il teflon ($\mu=0$) all'interfaccia tra i due elementi. Nel capitolo successivo verrà invece preso in considerazione, per valutare se in effetti sia trascurabile o meno.

La modellazione dei nuovi dispositivi viene fatta, analogamente a quanto già descritto ai capitoli 7 e 8 per le connessioni duttili, con elementi *general-link* del tipo

hysteretic system. In questo caso però si considera il comportamento elastico-duttile del collegamento sia in direzione Y, longitudinale rispetto al tegolo, quindi con elemento soggetto a taglio, sia in direzione X, trasversale, con azioni di trazione e compressione.

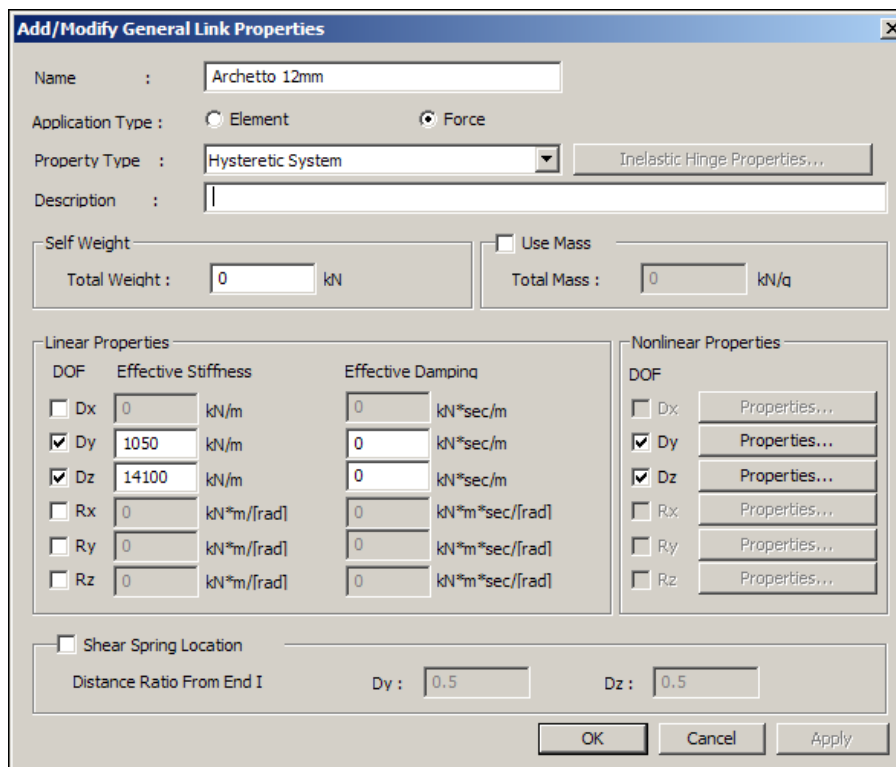


Figura 9.11: Modellazione delle nuove connessioni tegolo-trave con elementi “general-link”

Nelle figure 9.11, 9.12 e 9.13 vengono raffigurate le interfacce utilizzate nel software MidasGen per l’inserimento dei parametri rappresentativi del comportamento della nuova connessione, sia a taglio che ad trazione-compressione.

Vengono quindi realizzati 7 modelli di calcolo, ognuno per ogni diametro di prova degli archetti dei dispositivi. Questa serie viene denominata Modelli 5.

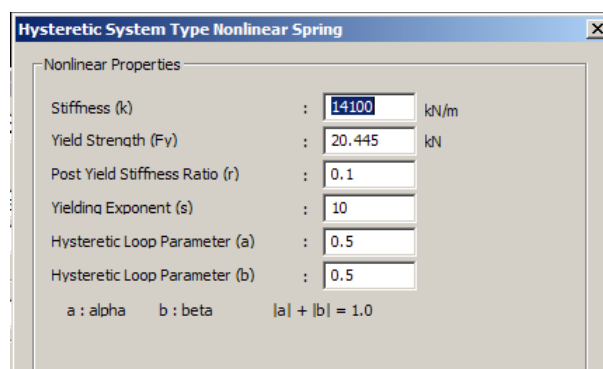


Figura 9.13: Proprietà non lineari dei “general-link” in direzione X (a trazione-compressione)

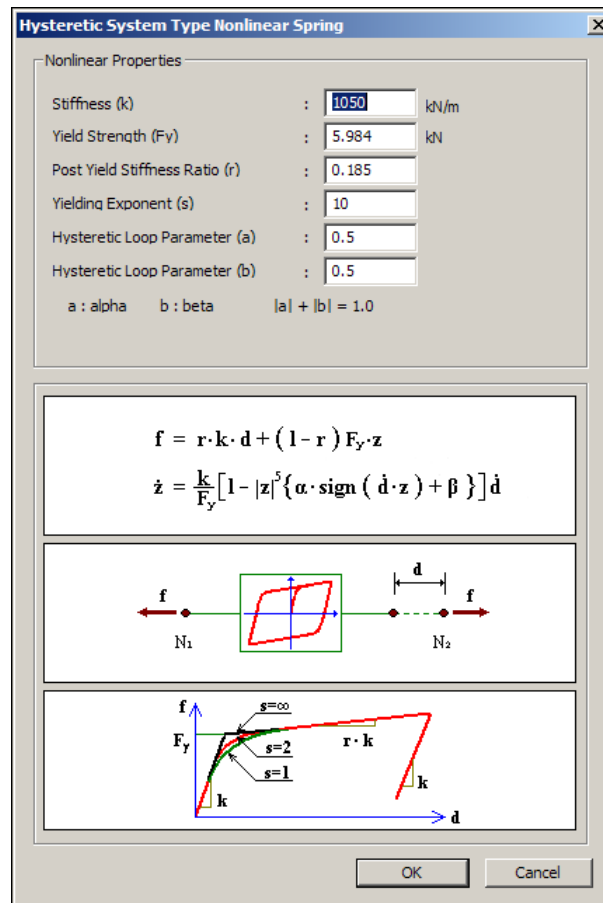


Figura 9.12:

Proprietà non lineari dei “general-link” delle nuove connessioni in y (a taglio)

9.4 RISULTATI OTTENUTI

Definiti i modelli di calcolo, si può procedere alla loro analisi dinamica non lineare con integrazione al passo.

I risultati maggiormente significativi che si possono ricavare dall’analisi dei modelli 5 riguardano le sollecitazioni alla base dei pilastri, gli spostamenti relativi tra tegolo e trave in corrispondenza dei nuovi dispositivi e gli spostamenti massimi della sommità del pilastro tipo.

I dati ottenuti vengono riassunti nelle tabelle di seguito riportate, al fine di confrontare l’influenza che ha il diametro degli archetti sui parametri di sollecitazione e spostamento.

Per maggiore chiarezza, i medesimi risultati vengono anche rappresentati in forma di grafico, relazionando sollecitazioni e spostamenti al diametro degli archetti ed al relativo rapporto di snervamento r_y .

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo - sisma Y					
Modello	\varnothing (mm)	r_y [%]	N (kN)	T_y (kN)	M_x (kN*m)
Modello 5. 12	12	2.33%	692.81	70.57	443.60
Modello 5. 14	14	3.71%	692.94	69.50	451.46
Modello 5. 16	16	5.49%	693.08	67.99	460.06
Modello 5. 18	18	7.88%	693.15	71.22	524.87
Modello 5. 20	20	10.86%	693.34	84.45	668.25
Modello 5. 22	22	14.38%	693.42	86.66	775.93
Modello 5. 24	24	18.51%	693.73	91.61	882.71

Tabella 9.15:

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo nei modelli 5, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo - sisma Y					
Modello	\varnothing (mm)	r_y [%]	N (kN)	T_y (kN)	M_x (kN*m)
Modello 5. 12	12	2.33%	1215.04	151.46	1093.57
Modello 5. 14	14	3.71%	1215.13	155.98	1192.98
Modello 5. 16	16	5.49%	1215.25	192.11	1516.89
Modello 5. 18	18	7.88%	1215.38	247.72	1986.25
Modello 5. 20	20	10.86%	1215.59	305.19	2447.30
Modello 5. 22	22	14.38%	1215.79	345.72	2852.07
Modello 5. 24	24	18.51%	1216.41	382.94	3170.22

Tabella 9.16:

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo nei modelli 5, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

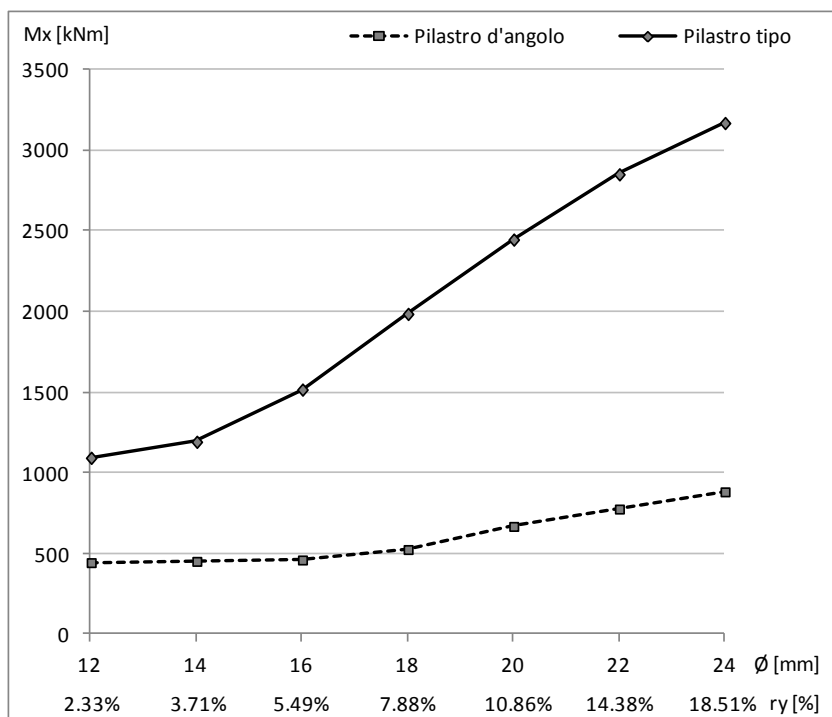


Grafico 9.17:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nei modelli 5, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo - sisma X					
Modello	Ø (mm)	r _y [%]	N (kN)	T _x (kN)	My (kN*m)
Modello 5. 12	12	2.33%	703.78	183.94	1398.05
Modello 5. 14	14	3.71%	706.23	226.59	1730.83
Modello 5. 16	16	5.49%	708.48	258.53	1984.85
Modello 5. 18	18	7.88%	710.55	299.89	2256.85
Modello 5. 20	20	10.86%	712.27	319.42	2469.60
Modello 5. 22	22	14.38%	713.28	342.56	2632.21
Modello 5. 24	24	18.51%	713.90	362.81	2778.47

Tabella 9.18:

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo nei modelli 5, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo - sisma X					
Modello	Ø (mm)	r _y [%]	N (kN)	T _x (kN)	My (kN*m)
Modello 5. 12	12	2.33%	1214.93	169.19	1360.72
Modello 5. 14	14	3.71%	1214.95	200.18	1648.22
Modello 5. 16	16	5.49%	1215.03	234.02	1903.11
Modello 5. 18	18	7.88%	1215.08	260.22	2145.29
Modello 5. 20	20	10.86%	1215.05	283.00	2347.29
Modello 5. 22	22	14.38%	1215.05	300.63	2501.34
Modello 5. 24	24	18.51%	1215.09	317.47	2636.35

Tabella 9.19:

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo nei modelli 5, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

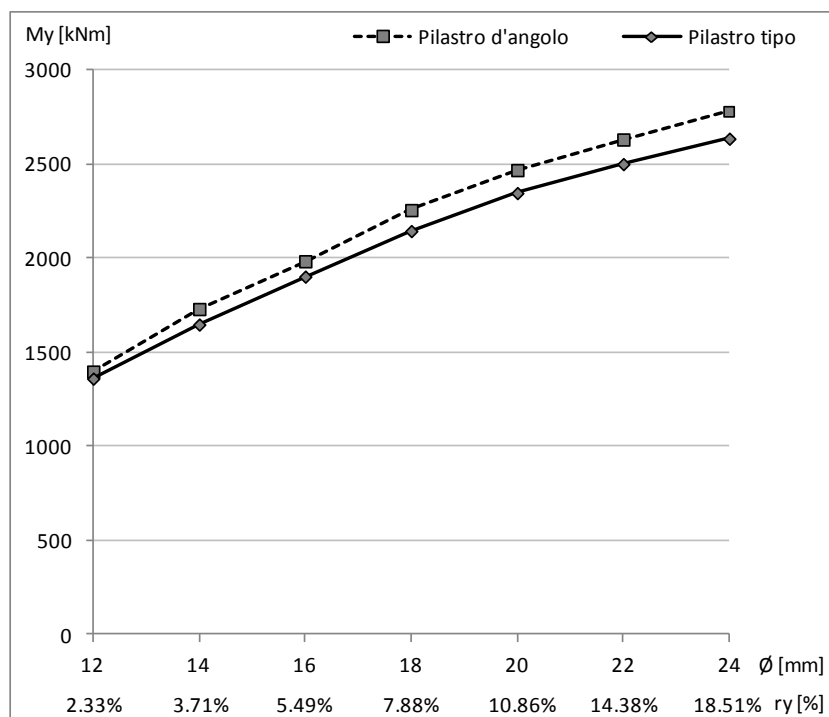


Grafico 9.20:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nei modelli 5, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

Spostamenti relativi massimi Te-Tr - sisma Y			
Modello	\emptyset (mm)	r_y [%]	Dy (mm)
Modello 5. 12	12	2.33%	87.07
Modello 5. 14	14	3.71%	58.23
Modello 5. 16	16	5.49%	38.27
Modello 5. 18	18	7.88%	26.82
Modello 5. 20	20	10.86%	20.38
Modello 5. 22	22	14.38%	15.11
Modello 5. 24	24	18.51%	10.83

Tabella 9.21:

Spostamento relativo tra tegolo e trave sui nuovi dispositivi nei modelli 5, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Spostamenti relativi massimi Te-Tr - sisma X			
Modello	\emptyset (mm)	r_y [%]	Dx (mm)
Modello 5. 12	12	2.33%	30.95
Modello 5. 14	14	3.71%	21.05
Modello 5. 16	16	5.49%	14.95
Modello 5. 18	18	7.88%	11.09
Modello 5. 20	20	10.86%	7.84
Modello 5. 22	22	14.38%	5.50
Modello 5. 24	24	18.51%	3.59

Tabella 9.22:

Spostamento relativo tra tegolo e trave sui nuovi dispositivi nei modelli 5, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

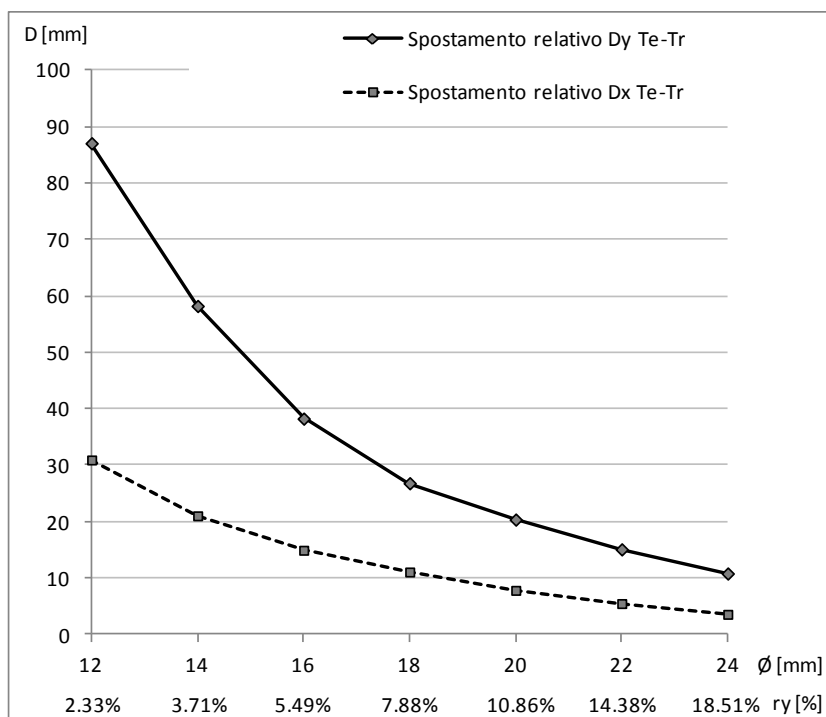


Grafico 9.23:

Spostamento relativo tra tegolo e trave sui nuovi dispositivi nei modelli 5

Spostamenti massimi sommità pilastri - sisma Y			
Modello	\varnothing (mm)	r_y [%]	Dy (mm)
Modello 5. 12	12	2.33%	76.23
Modello 5. 14	14	3.71%	85.26
Modello 5. 16	16	5.49%	108.71
Modello 5. 18	18	7.88%	143.66
Modello 5. 20	20	10.86%	177.77
Modello 5. 22	22	14.38%	208.19
Modello 5. 24	24	18.51%	231.36

Tabella 9.24:

Spostamento massimo della sommità del pilastro tipo nei modelli 5, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Spostamenti massimi sommità pilastri - sisma X			
Modello	\varnothing (mm)	r_y [%]	Dx (mm)
Modello 5. 12	12	2.33%	99.80
Modello 5. 14	14	3.71%	121.94
Modello 5. 16	16	5.49%	139.56
Modello 5. 18	18	7.88%	158.24
Modello 5. 20	20	10.86%	173.39
Modello 5. 22	22	14.38%	184.54
Modello 5. 24	24	18.51%	193.97

Tabella 9.25:

Spostamento massimo della sommità del pilastro tipo nei modelli 5, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

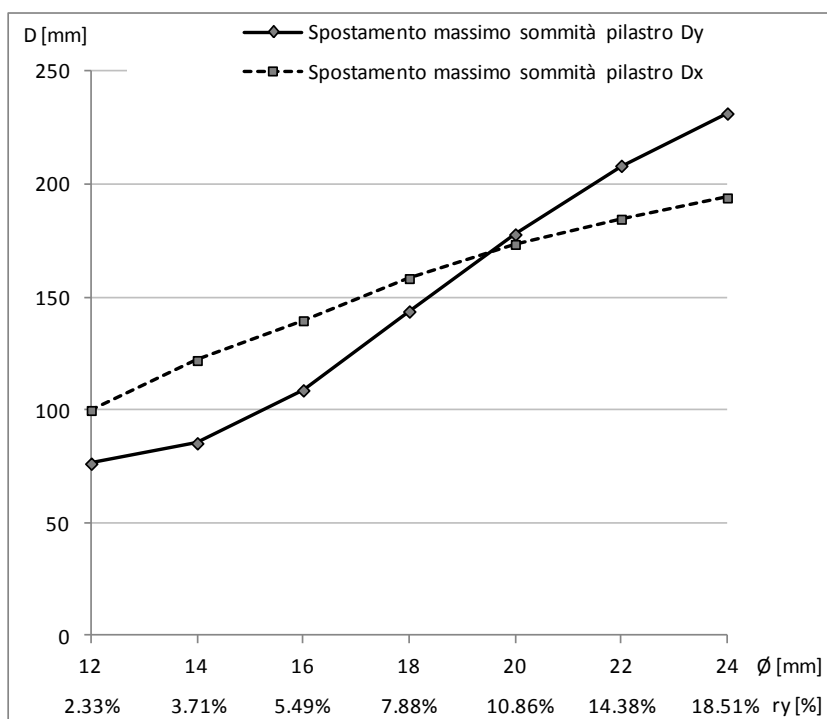


Grafico 9.26:

Spostamento massimo della sommità del pilastro tipo nei modelli 5.

9.5 OSSERVAZIONI

Le osservazioni che si possono desumere dai risultati appena riportati ricalcano quanto già rilevato al paragrafo 7.5, relativo alle connessioni tegolo-trave a comportamento duttile.

In particolare, si rileva:

- un relazione diretta tra le sollecitazioni alla base dei pilastri, tipo e d'angolo, ed il diametro degli archetti. In particolare si osserva una grande sensibilità alla variazione dei dispositivi per il momento alla base del pilastro tipo per il sisma applicato in direzione Y (trasversale rispetto al capannone), con valori che crescono da 1094kNm (per $\varnothing=12\text{mm}$) sino a 3170kNm (per $\varnothing=24\text{mm}$);
- una dipendenza inversa tra gli spostamenti relativi orizzontali tra tegolo e trave nei nuovi dispositivi di connessione, ed il diametro degli stessi, in entrambe le direzioni di applicazione degli accelerogrammi;
- un legame diretto tra il diametro dei dispositivi e gli spostamenti massimi in sommità del pilastro tipo in entrambe le direzioni, ma con maggiore sensibilità in Y (trasversale rispetto al capannone)

9.6 SCELTA DEL DIAMETRO OTTIMALE DEGLI ARCHETTI

La scelta del diametro ottimale degli archetti del dispositivo deve mirare ad assicurare un sufficiente grado di vincolo tra il tegolo e la trave, riducendo in questo modo gli spostamenti relativi tra gli elementi in direzione Y, al fine di evitare il collasso per perdita di appoggio. Bisogna però al contempo fare attenzione a non indurre eccessive sollecitazioni alla base dei pilastri, tali da mandarli in crisi di resistenza e richiedere conseguentemente onerosi interventi di rinforzo.

Alla luce di quanto esposto, si ritiene di realizzare le nuove connessioni tra tegoli e travi ponendo in opera due dispositivi accoppiati, così come rappresentati in figura 9.2, realizzati ciascuno con due archetti di diametro 16 mm. All'estremità di ciascun tegolo va vincolata solamente una delle due nervature, così da non determinare una configurazione a carattere iperstatico che indurrebbe ad una maggiore rigidità della struttura.

Il diametro 16 mm degli archetti risulta sufficiente a contenere lo spostamento relativo orizzontale in direzione Y nella connessione tegolo-trave ad un valore di 38.3mm, accettabile nei confronti del rischio di perdita d'appoggio e tale da non indurre eccessive deformazioni a taglio nei nuovi dispositivi.

In direzione X, con gli archetti soggetti ad un'azione di trazione/compressione, la deformazione risulta pari a 14.95mm.

Rapportando gli spostamenti relativi massimi appena riportati, relativi alla struttura con i dispositivi di connessione ad archetti, con gli stessi scorrimenti relativi al caso in cui i vincoli, meccanici sono assenti e tutta l'azione orizzontale è affidata al solo attrito, si osserva una grandissima riduzione rispetto al caso di attrito nullo. Tale

caso era stato considerato per ottenere una stima massima cautelativa del valore che possono assumere gli scivolamenti tra gli elementi. Ebbene si rileva che l’inserimento degli archetti permette di allontanare il pericolo di collasso per perdita di appoggio.

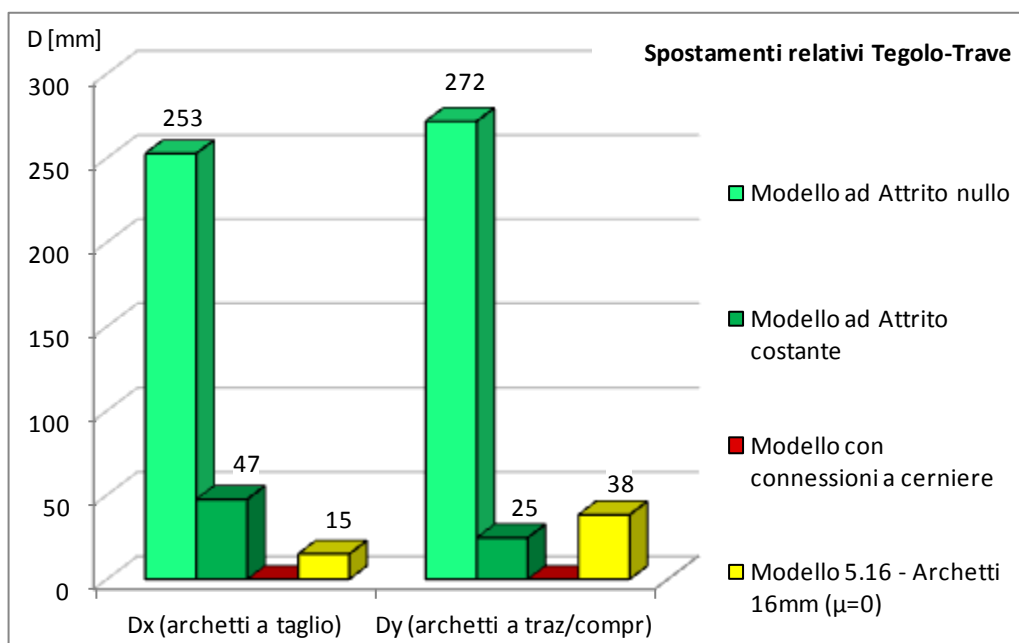


Grafico 9.27:
Confronto tra gli spostamenti relativi tegolo-trave

In termini di sollecitazioni, si ottengono alla base del pilastro tipo un momento flettente massimo di 1516.89kNm per il sisma applicato in direzione Y (trasversale rispetto al capannone) e 1903.11kNm per il sisma applicato in X (longitudinale), con dei tagli associati rispettivamente di 192.11kN e 234.02kN. Per il pilastro d’angolo gli sforzi flettenti da considerare ammontano a 460.06kNm in Y e 1984.85kNm in X, con le corrispondenti azioni taglianti pari a 67.99kN e 258.53kNm. Gli sforzi assiali di compressione per i due pilastri considerati risultano di 1215kN per il pilastro tipo e 701kN per quello d’angolo.

Gli spostamenti massimi della sommità del pilastro tipo risultano pari a 108.7mm in direzione Y (ortogonale ai di tamponamento) e 139.6mm in direzione X.

Si osserva che, con l’inserimento dei nuovi dispositivi di connessione tra tegoli e travi, e fissando gli spostamenti relativi nell’appoggio travi-pilastri con dispositivi a carattere rigido, si mantengono all’incirca gli stessi momenti agenti nel caso dell’attrito. Si hanno invece notevoli riduzioni rispetto al modello 2 in cui si immaginano i collegamenti come cerniere interne. Tale configurazioni viene a crearsi quando l’attrito è tale da bloccare gli spostamenti relativi tra gli elementi strutturali.

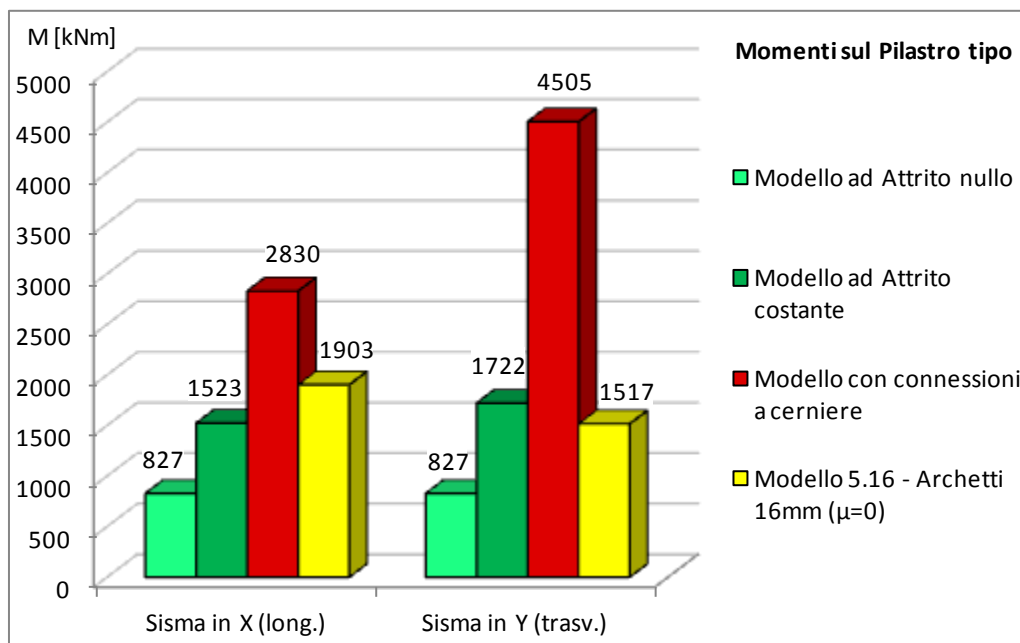


Grafico 9.28:
Confronto tra le sollecitazioni flettenti agenti alla base del pilastro tipo

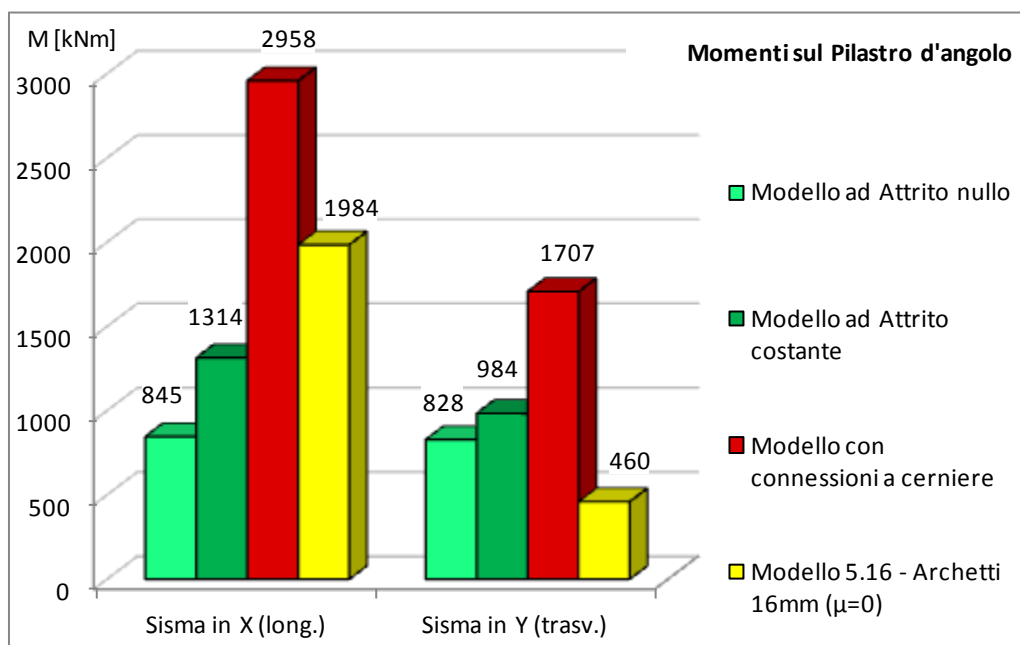


Grafico 9.29:
Confronto tra le sollecitazioni flettenti agenti alla base del pilastro d'angolo

I periodi di vibrazione caratteristici della struttura sono di 1.46s in direzione X e 1.83s in Y. La struttura diventa quindi leggermente meno rigida rispetto al modello 2, nel quale le connessioni tegolo-trave sono modellate fissando gli spostamenti relativi degli elementi (1.45s e 1.76s rispettivamente). Questa variazione è dovuta al comportamento dei nuovi dispositivi di connessione ad archetti, che collegano gli elementi della struttura consentendo però un ridotto movimento relativo tra essi.

Nel confronto invece con il modello 1.3 caratterizzato dalla modellazione ad attrito nullo per le connessioni tegolo-trave, in cui gli appoggi sono considerati come una sconnessione orizzontale, si osserva evidentemente un aumento della rigidezza.

A titolo esplicativo, si riporta qui anche un diagramma sforzo di taglio-spostamento relativo, inerente il comportamento di una connessione tegolo-trave e relativo ad un nuovo dispositivo di connessione ad archetti, per un accelerogramma applicato in direzione Y (longitudinale rispetto al tegolo).

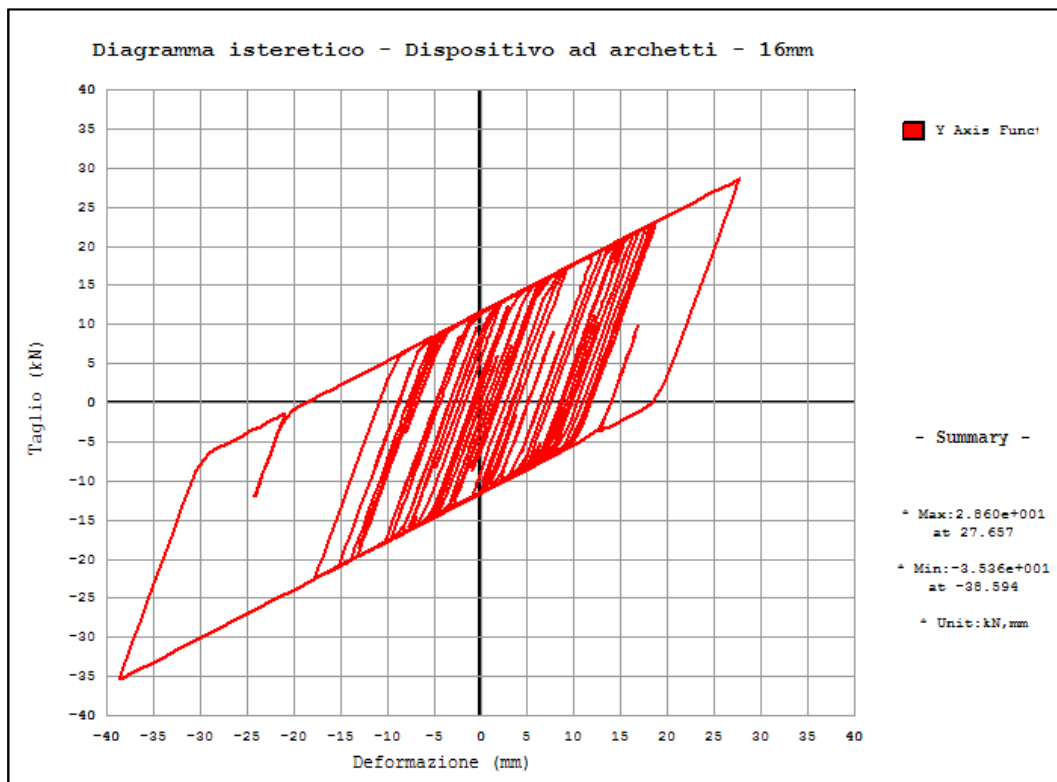


Grafico 9.30:

Diagramma taglio-deformazione di due dispositivi ad archetti accoppiati, disposti all'interfaccia tegolo-trave, per il 6° accelerogramma applicato in direzione Y

Nel grafico 9.30 è evidente il comportamento a carattere elasto-plastico degli archetti di connessione soggetti ad un'azione di taglio di tipo ciclico. Essi rispondono infatti all'azione sollecitante dapprima con una rigidezza elastica lineare, per giungere poi allo snervamento della sezione del tondino ed accumulare successivamente delle deformazioni plastiche permanenti. In questo modo, oltre a realizzare un vincolo tra gli elementi strutturali collegati, forniscono anche un contributo in termini di dissipazione energetica, che sarà pari al lavoro svolto dalle forze agenti per indurre le deformazioni duttili del dispositivo, rappresentato graficamente dall'area racchiusa dai cicli di carico.

CAPITOLO 10

CONNESSIONI AD ARCHETTI CON TEFLON

Nel capitolo precedente sono stati introdotti i nuovi sistemi di connessione ad archetti tra tegoli e travi, che permettono di escludere il rischio di collasso per perdita di appoggio dei tegoli. Essi infatti permettono di collegare meccanicamente gli elementi strutturali limitando al contempo lo sforzo massimo che il vincolo è in grado di trasmettere, assicurando così che le sollecitazioni alla base dei pilastri non assumano valori eccessivi.

La normativa vigente effettivamente impone nelle zone sismiche, ovvero su tutto il territorio nazionale, di realizzare le connessioni tra gli elementi strutturali con dispositivi meccanici, ed indica di svolgere le verifiche di sicurezza affidando la trasmissione degli sforzi orizzontali interamente a questi collegamenti, trascurando il contributo dell'attrito.

In accordo con queste disposizione, al capitolo 9, è stata sviluppata la modellazione trascurando l'attrito all'interfaccia tegolo-trave.

Procedendo in questo modo in effetti si svolge una valutazione in favore di sicurezza nei riguardi della perdita di appoggio, ma altrettanto non si può dire per quanto concerne le verifiche di sicurezza dei pilastri rispetto alle sollecitazioni indotte nella sezione di base. Si pensi infatti che l'azione dell'attrito ferma gli scorrimenti relativi all'interfaccia tra gli elementi, finché l'azione non supera il valore limite della forza d'attrito, impedendo ai nuovi dispositivi di connessione di agire secondo il proprio carattere elasto-plastico. In questo modo tegoli e travi possono risultare fissati l'uni agli altri, inducendo quindi maggiori sollecitazioni sulla sottostruttura, annullando l'effetto che ha il nuovo sistema di fissaggio di limitare le azioni massime trasmesse. È quindi facile comprendere che trascurare l'azione dell'attrito risulta a sfavore di sicurezza nello svolgimento delle verifiche di resistenza dei pilastri.

Per queste ragioni si vuole limitare l'azione dell'attrito all'interfaccia tegolo-trave, e per far ciò si dispone un foglio di teflon in corrispondenza dell'appoggio tra i due elementi. Così facendo si può assumere un coefficiente d'attrito pari a $\mu=0.1$, tipico del teflon.

Oltre a queste considerazioni, è opportuno ricordare quanto detto all'inizio del capitolo 6, circa la dipendenza della forza limite d'attrito orizzontale rispetto alla componente verticale del sisma. La presenza della componente verticale infatti causa delle variazioni d'intensità della forza d'appoggio verticale, tali al limite da azzerarla e causare il distacco delle facce degli elementi con saltellamenti a carattere irregolare. Ricordando che la forza d'attrito, statico o dinamico che sia, è direttamente proporzionale alla forza normale alla superficie, è semplice comprendere che in determinati momenti si può giungere al completo azzeramento

dell'azione dell'attrito. Disponendo però le nuove connessioni, oltre ad ottenere una trasmissione dell'azione orizzontale, si pone in opera anche un vincolo nei confronti degli spostamenti verticali, ed in particolare il dispositivo tende ad impedire il sollevamento del tegolo rispetto alla trave. In questo modo si mantiene un contatto più stabile tra le superfici dei due elementi, ed è quindi lecito attendersi che l'azione dell'attrito abbia un carattere più stabile rispetto a quando la connessione era priva di dispositivi di vincolo a carattere meccanico.

Per le ragioni qui descritte si ritiene pertanto opportuno svolgere un'ulteriore analisi per valutare gli effetti dell'attrito abbinato ai nuovi dispositivi di vincolo tra tegoli e travi, e comprenderne l'influenza che questo ha sul loro funzionamento e sulla risposta sismica dell'intera struttura.

10.1 VALUTAZIONE DELLA FORZA LIMITE D'ATTRITO PER IL TEFLON

Si procede quindi alla determinazione del valore della forza di attrito da assumere all'interfaccia tra tegoli e travi nelle quali viene disposto un foglio di teflon. La formulazione di riferimento è la medesima già riportata al paragrafo 6.1

$$F_H = \mu \cdot F_V$$

dove:

F_H è la forza limite d'attrito nel piano orizzontale;

μ è il coefficiente d'attrito;

F_V è la reazione verticale tra le superfici.

In questo caso, per il contatto con il teflon, il coefficiente d'attrito μ non viene a dipendere dalla tensione verticale di contatto, ma si assume costante e pari 0.10.

Appoggio tegolo-trave con teflon			
Reazione vincolare del tegolo dovuta ai carichi permanenti	V	253902	N
Coef d'attrito assunto per il teflon	μ	0.10	-
Forza d'attrito assunta	H	25390	N

Tabella 10.1:

Valutazione della forza d'attrito da assumere negli appoggi con il teflon

Si ottiene una forza d'attrito limite stimata in 25.39kN.

10.2 MODELLAZIONE DELL'ATTRITO TRA TEGOLI E TRAVI

Assumendo di modellare i dispositivi di connessione ad archetti nella stessa maniera utilizzata al capitolo 9, si procede alla rappresentazione nel modello anche dell'effetto dell'attrito.

Riprendendo quanto descritto al paragrafo 6.2.2 circa la modellazione dell'attrito costante, si utilizzano anche in questo caso elementi *general-link*, del tipo *hysteretic system*. Volendo attribuire anche in questa trattazione un andamento "rigido"-plastico al comportamento dell'attrito, è necessario determinare una rigidità elastica iniziale ed una forza di snervamento. La rigidità iniziale viene determinata associando l'attivazione della deformazione plastica ad uno spostamento di 1 mm, ottenendo quindi un valore pari a 25.39kN/mm. Si avranno quindi delle piccole vibrazioni, dovute a forze minori rispetto all'azione limite d'attrito, con deformazioni massime inferiori al millimetro, e scivolamenti invece a carattere permanente con entità maggiori al millimetro. La forza di snervamento viene fissata pari alla forza d'attrito determinata al paragrafo precedente, ovvero 25.39kN.

La modellazione presenterà quindi in corrispondenza dei nuovi dispositivi di vincolo due *general-link* sovrapposti, che andranno a collegare i nodi relativi ai tegoli ed alle travi:

- il primo recante le proprietà elastiche ed inelastiche delle connessioni ad archetti, con il comportamento a taglio in direzione Y (longitudinale rispetto ai tegoli) ed a trazione/compressione in direzione X;
- il secondo a rappresentare l'effetto dell'attrito, con il medesimo comportamento "rigido"-duttile in entrambe le direzioni del piano orizzontale.

I modelli così realizzati vengono denominati Modelli 6.

10.3 RISULTATI OTTENUTI

A completamento avvenuto della modellazione dell'attrito associato ai nuovi dispositivi, si può procedere a rilevare ed osservare i risultati ottenuti dall'analisi dinamica non lineare con integrazione al passo.

Qui di seguito vengono riportate le tabelle con i dati più significativi:

- sollecitazioni alla base dei pilastri, tipo e d'angolo;
- spostamenti relativi tra tegolo e trave in corrispondenza del nuovo sistema di connessione;
- spostamenti assoluti della sommità del pilastro tipo.

Oltre che nelle tabelle, per maggiore chiarezza ed intuitività interpretativa, i medesimi risultati vengono riportati anche in forma di grafico, relazionando di volta in volta le azioni sollecitanti e gli spostamenti ai diametri dei dispositivi di connessione, ed al relativo rapporto di snervamento r_y .

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo - sisma Y					
Modello	Ø (mm)	r_y [%]	N (kN)	T_y (kN)	M_x (kN*m)
Modello 6. 12	12	2.33%	693.95	62.36	589.71
Modello 6. 14	14	3.71%	694.03	65.02	603.65
Modello 6. 16	16	5.49%	694.07	68.35	617.15
Modello 6. 18	18	7.88%	694.30	66.69	630.97
Modello 6. 20	20	10.86%	694.19	66.83	647.94
Modello 6. 22	22	14.38%	694.62	69.53	675.26
Modello 6. 24	24	18.51%	694.74	70.39	697.85

Tabella 10.2:

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo nei modelli 6, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo - sisma Y					
Modello	Ø (mm)	r_y [%]	N (kN)	T_y (kN)	M_x (kN*m)
Modello 6. 12	12	2.33%	1218.39	235.16	1933.59
Modello 6. 14	14	3.71%	1218.32	235.99	1950.20
Modello 6. 16	16	5.49%	1218.20	237.94	1973.90
Modello 6. 18	18	7.88%	1218.52	237.90	1996.22
Modello 6. 20	20	10.86%	1218.21	242.72	2026.11
Modello 6. 22	22	14.38%	1218.73	249.21	2074.73
Modello 6. 24	24	18.51%	1219.16	254.35	2125.18

Tabella 10.3:

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo nei modelli 6, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

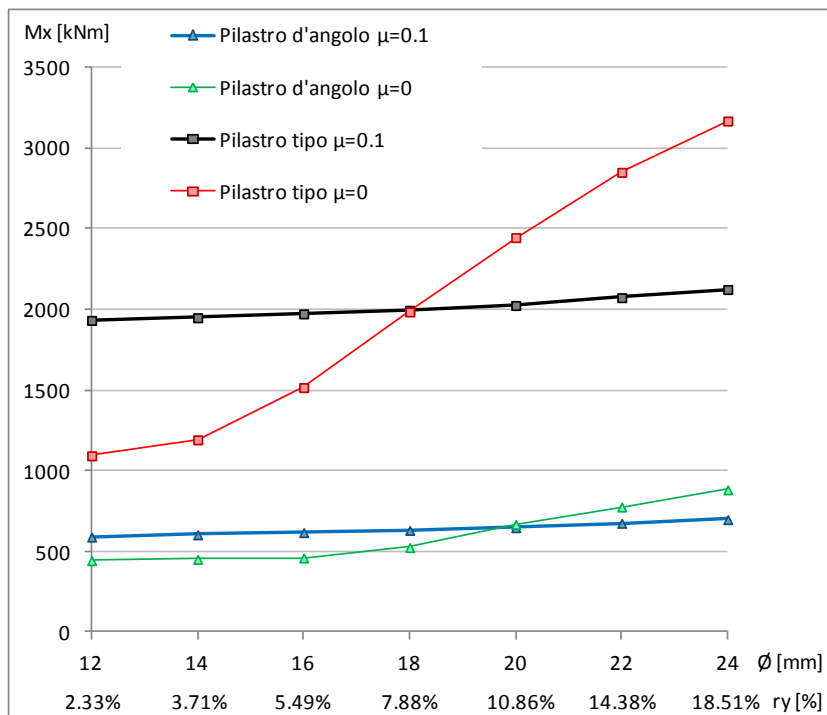


Grafico 10.4:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nei modelli 6, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo - sisma X					
Modello	\varnothing (mm)	r_y [%]	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
Modello 6. 12	12	2.33%	710.30	287.64	2157.81
Modello 6. 14	14	3.71%	711.75	316.80	2405.49
Modello 6. 16	16	5.49%	713.23	342.67	2619.37
Modello 6. 18	18	7.88%	714.38	367.87	2782.85
Modello 6. 20	20	10.86%	715.14	381.10	2881.09
Modello 6. 22	22	14.38%	715.83	390.62	2926.60
Modello 6. 24	24	18.51%	715.74	396.83	2946.46

Tabella 10.5:

Sollecitazioni alla base del pilastro d'angolo nei modelli 6, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo - sisma X					
Modello	\varnothing (mm)	r_y [%]	N (kN)	Tx (kN)	My (kN*m)
Modello 6. 12	12	2.33%	1214.96	254.26	2059.82
Modello 6. 14	14	3.71%	1214.97	284.57	2305.22
Modello 6. 16	16	5.49%	1214.98	303.14	2495.75
Modello 6. 18	18	7.88%	1215.07	321.34	2652.38
Modello 6. 20	20	10.86%	1215.01	337.60	2746.37
Modello 6. 22	22	14.38%	1215.04	348.24	2786.04
Modello 6. 24	24	18.51%	1215.04	352.92	2806.13

Tabella 10.6:

Sollecitazioni alla base del pilastro tipo nei modelli 6, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

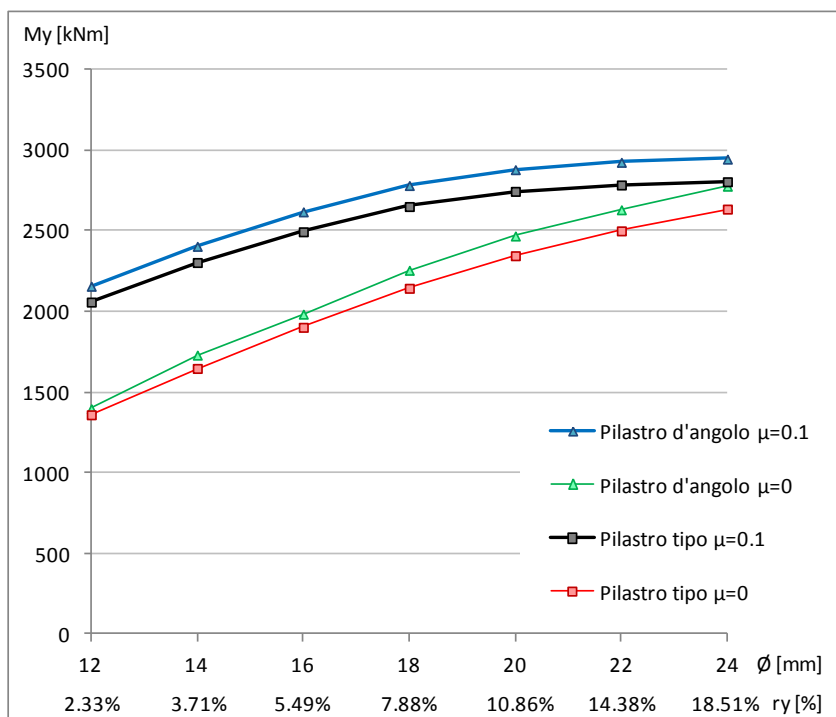


Grafico 10.7:

Sollecitazioni alla base dei pilastri nei modelli 6, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

Spostamenti relativi massimi Te-Tr - sisma Y			
Modello	Ø (mm)	r _y [%]	D _y (mm)
Modello 6. 12	12	2.33%	23.51
Modello 6. 14	14	3.71%	20.79
Modello 6. 16	16	5.49%	18.48
Modello 6. 18	18	7.88%	15.43
Modello 6. 20	20	10.86%	11.73
Modello 6. 22	22	14.38%	8.15
Modello 6. 24	24	18.51%	4.47

Tabella 10.8:

Spostamento relativo tra tegolo e trave sui nuovi dispositivi con il teflon nei modelli 6, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Spostamenti relativi massimi Te-Tr - sisma X			
Modello	Ø (mm)	r _y [%]	D _x (mm)
Modello 6. 12	12	2.33%	20.44
Modello 6. 14	14	3.71%	12.57
Modello 6. 16	16	5.49%	9.41
Modello 6. 18	18	7.88%	5.69
Modello 6. 20	20	10.86%	3.51
Modello 6. 22	22	14.38%	1.95
Modello 6. 24	24	18.51%	1.20

Tabella 10.9:

Spostamento relativo tra tegolo e trave sui nuovi dispositivi con il teflon nei modelli 6, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

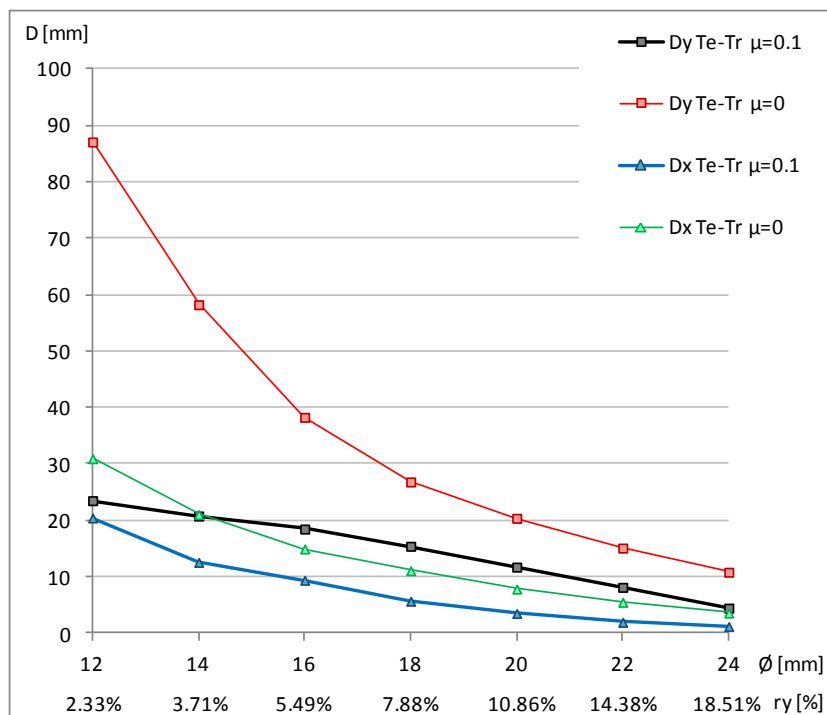


Grafico 10.10:

Spostamento relativo tra tegolo e trave sui nuovi dispositivi con il teflon nei modelli 6

Spostamenti massimi sommità pilastri - sisma Y			
Modello	\varnothing (mm)	r_y [%]	Dy (mm)
Modello 6. 12	12	2.33%	141.11
Modello 6. 14	14	3.71%	142.27
Modello 6. 16	16	5.49%	144.23
Modello 6. 18	18	7.88%	146.57
Modello 6. 20	20	10.86%	148.50
Modello 6. 22	22	14.38%	151.89
Modello 6. 24	24	18.51%	155.63

Tabella 10.11:
Spostamento massimo della sommità del pilastro tipo nei modelli 6, per il sisma agente in direzione Y (trasversale al capannone)

Spostamenti massimi sommità pilastri - sisma X			
Modello	\varnothing (mm)	r_y [%]	Dx (mm)
Modello 6. 12	12	2.33%	150.49
Modello 6. 14	14	3.71%	168.07
Modello 6. 16	16	5.49%	182.94
Modello 6. 18	18	7.88%	194.57
Modello 6. 20	20	10.86%	200.19
Modello 6. 22	22	14.38%	202.27
Modello 6. 24	24	18.51%	203.04

Tabella 10.12:
Spostamento massimo della sommità del pilastro tipo nei modelli 6, per il sisma agente in direzione X (longitudinale al capannone)

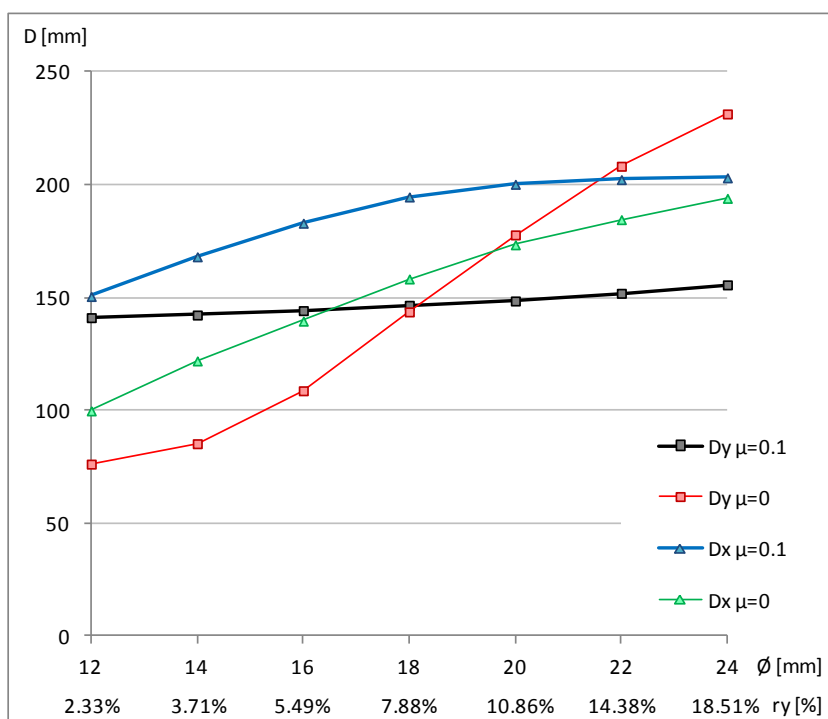


Grafico 10.13:
Spostamento massimo della sommità del pilastro tipo nei modelli 6

10.4 OSSERVAZIONI

Analizzando l'andamento delle sollecitazioni sul pilastro tipo, si osserva per il sisma applicato in direzione Y (trasversale al capannone), associato al funzionamento a taglio dei nuovi dispositivi di connessione, che l'attrito ha l'effetto di ridurre la variabilità del momento rispetto al diametro degli archetti. Rispetto al caso in cui non è considerato l'attrito, esso causa un aumento delle sollecitazioni per diametri inferiori a 18mm ed un aumento invece per dimensioni maggiori. Per i pilastri d'angolo, ancora nella stessa direzione, si ha un comportamento analogo, a confronto però di una situazione che già senza attrito aveva una minore variabilità dei momenti flettenti.

Nella direzione ortogonale X (longitudinale rispetto al capannone), associata al funzionamento a trazione/compressione degli archetti, la presenza dell'attrito porta ad un aumento delle azioni sollecitanti sulla sezione di base dei pilastri, senza però significative variazioni dell'andamento delle sollecitazioni relazionato ai diametri degli archetti. Ad ogni modo, gli incrementi risultano proporzionalmente più significativi nel caso di archetti di piccola dimensione.

Mettendo a confronto questi risultati con quelli già ottenuti, relativi alla struttura provvista di collegamenti meccanici tegolo-trave prima ed alla struttura con i nuovi dispositivi di connessione trascurando l'attrito all'interfaccia tra gli elementi, si può osservare in genere un aumento delle sollecitazioni dovuto alla presenza dell'attrito sul teflon, ma tale incremento non è tale da invalidare i buoni risultati ottenuti con l'inserimento degli archetti, sia in termini di riduzione delle sollecitazioni massime che di contributo alla dissipazione energetica, soprattutto nel caso del pilastro tipo soggetto al sisma applicato in direzione Y (fuori dal piano dei tamponamenti).

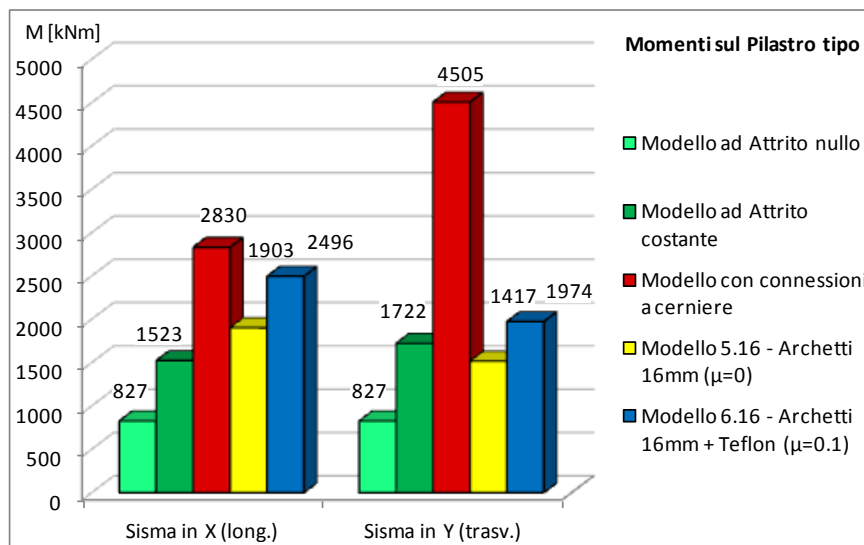


Grafico 10.14:
Confronto tra le azioni flettenti massime alla base del pilastro tipo

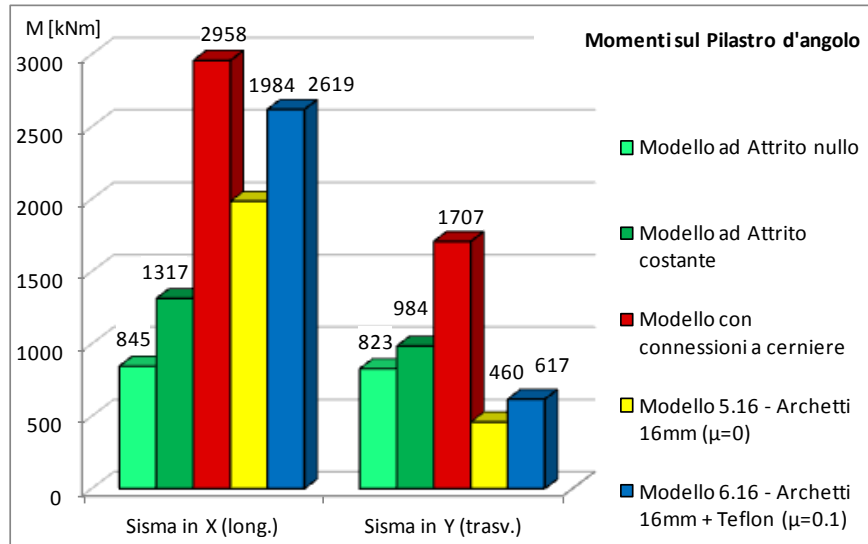


Grafico 10.15:
Confronto tra le azioni flettenti massime alla base del pilastro d'angolo

In termini di spostamenti relativi orizzontali tra tegolo e trave in corrispondenza dei dispositivi di connessione ad archetti, com'è facile attendersi, in presenza dell'attrito si evidenzia una riduzione degli scorrimenti tra gli elementi. Tali diminuzioni risultano di entità maggiore per piccoli diametri. (vedi Grafico 10.10)

Comparando nel Grafico 10.16 anche questi dati con quelli concernenti le analisi delle precedenti configurazioni studiate, si osserva che l'ulteriore contributo dell'attrito alla riduzione degli spostamenti relativi, tale da allontanare ancora di più il rischio di collasso per perdita di appoggio.

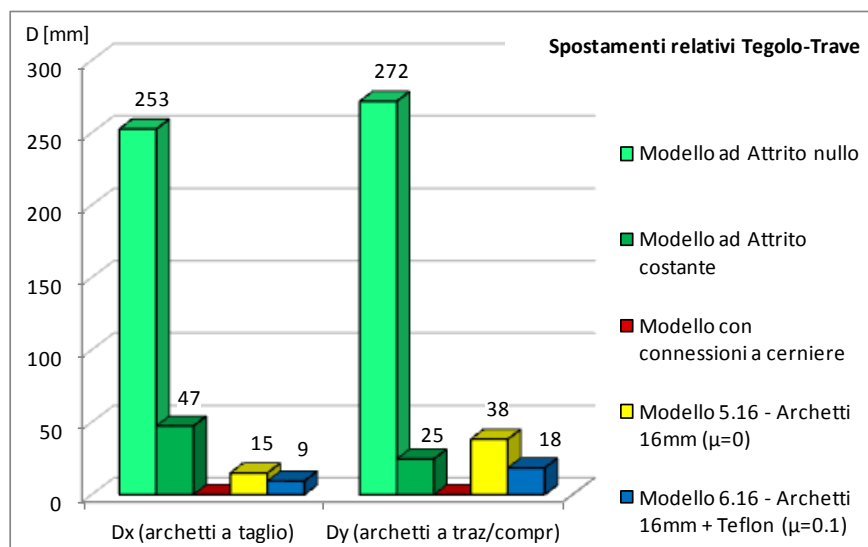


Grafico 10.16:
Confronto tra le azioni flettenti massime alla base del pilastro d'angolo

In relazione agli spostamenti della sommità del pilastro tipo, si osserva un comportamento analogo a quanto descritto per le corrispondenti sollecitazioni alla base. In particolare, in direzione Y fa sì che lo spostamento massimo sia meno sensibile alla variazione del diametro del dispositivo, ottenendo valori prossimi ai 145÷150 mm. In direzione X invece si osserva ancora una apprezzabile variabilità in relazione alla dimensione delle connessioni, rilevando al contempo che l'effetto dell'attrito porta ad un aumento degli spostamenti.

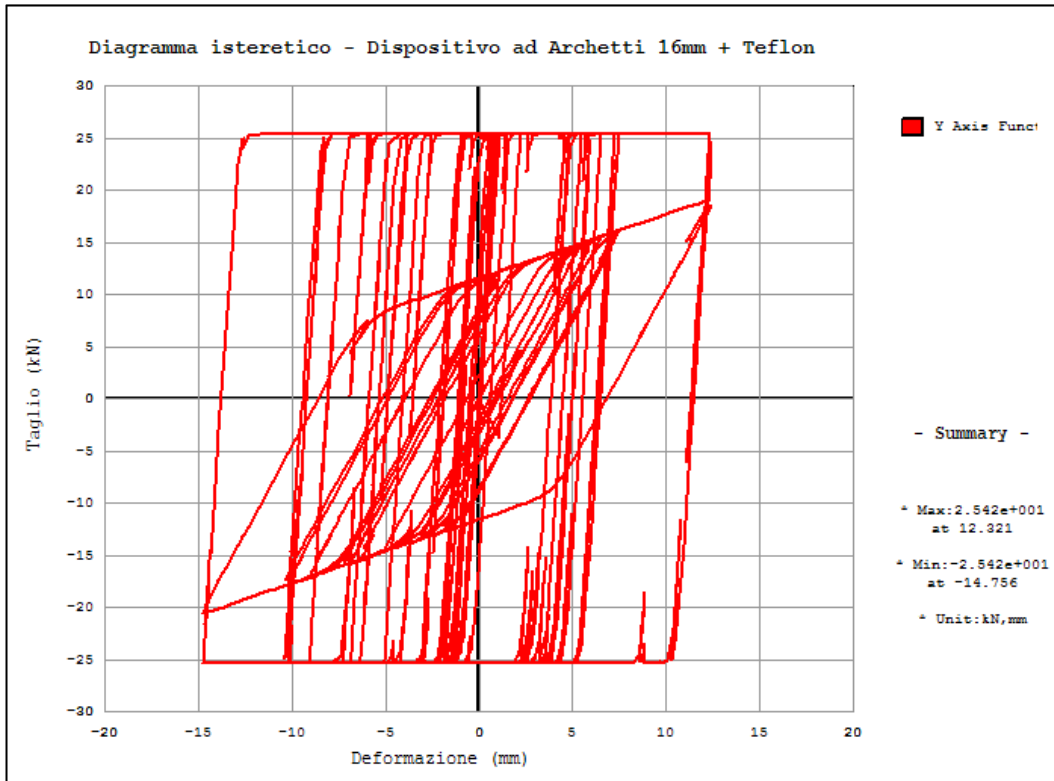


Grafico 10.17:

Grafico forza-deformazione di due dispositivi ad archetti da 16mm con l'attrito del teflon ($\mu=0.1$) in direzione Y (con gli archetti soggetti ad un'azione di taglio)

A titolo esplicativo, si riporta nel *Grafico 10.17* l'andamento forza-spostamento relativo alla connessione tegolo-trave in direzione Y, ricavato per il 6° accelerogramma artificiale spettro-compatibile (scelto perché fornisce risultati simili alla media dei 7 accelerogrammi).

Nel grafico si osserva il comportamento simultaneo dei 4 archetti di diametro 16mm, caratterizzato da tratti inizialmente elastici e successivamente plastici incrudenti, e dell'attrito sul teflon, schematizzato con comportamento "rigido"-plastico.

L'energia dissipata è rappresentata dalle aree graficamente racchiuse nei cicli di carico. Il contributo dell'attrito in termini di energia dissipata risulta molto maggiore rispetto a quello fornito dal dispositivo ad archetti.

CAPITOLO 11

CONCLUSIONI

Il lavoro svolto in questa tesi di laurea ha riguardato l'analisi della risposta sismica delle strutture prefabbricate in c.a. e c.a.p., e nello specifico lo studio dell'influenza delle connessioni tra gli elementi di copertura sul comportamento dell'intero edificio.

La necessità di sviluppare questo studio è emersa in maniera importante a seguito dei recenti sismi avvenuti in Italia, quello dell'Aquila nel aprile 2009 e soprattutto quello dell'Emilia nel maggio 2012, durante i quali si sono registrati i crolli di numerosi capannoni industriali realizzati con elementi prefabbricati, che hanno comportato anche diverse vittime.

Tra i motivi ricorrenti dei collassi possono essere individuate in particolare quattro cause:

- La mancanza di collegamenti tra elementi strutturali, ovvero tra tegoli e travi e tra travi e pilastri;
- La carenza strutturale dei pilastri, in termini di resistenza e di duttilità;
- La presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente vincolati alla struttura;
- La presenza di scaffalature non controventate, portanti materiali pesanti, che possono collassare coinvolgendo la struttura, causandone il danneggiamento o addirittura il crollo.

Tali carenze strutturali sono state recepite dalla normativa, che nel tempo ha subito un'evoluzione mirata a garantire una migliore risposta da parte delle strutture in occasione degli eventi sismici. Si pensi che nel corso degli anni vi è stato un progressivo ampliamento delle zone classificate come sismiche fino ad arrivare a comprendere l'intero territorio nazionale, ed in molti casi quelle già classificate come tali hanno visto un aumento della classe di pericolosità, con conseguente aumento delle azioni di riferimento nella progettazione.

Il presente lavoro, dopo aver introdotto le principali problematiche inerenti il comportamento sismico delle strutture prefabbricate, indicando anche possibili interventi migliorativi volti a ridurre o eliminare l'impatto di tali carenze, ha trattato in particolare il problema della mancanza di connessione orizzontale tra gli elementi strutturali.

Molti edifici prefabbricati monopiano costruiti all'epoca del boom economico negli anni '60-'70, ma anche alcuni risalenti ad epoche più recenti, presentano appoggi tra gli elementi strutturali che affidano la resistenza nei confronti delle azioni orizzontali al solo attrito tra gli elementi, essendo sprovvisti di alcun dispositivo di vincolo. Tale metodologia costruttiva era consentita dalle norme, che imponevano

l'obbligo di porre in opera collegamenti meccanici solamente nelle zone classificate come sismiche. Si è pertanto riscontrata la necessità di comprendere la risposta ad un sisma che possono avere le strutture costruite in questo modo, al fine di individuarne le problematiche che possono indurre il collasso e conseguentemente proporre degli interventi mirati ad eliminare tali rischi.

Le ricerche svolte hanno avuto lo strumento principale nell'analisi dinamica con integrazione al passo delle equazioni del moto, a carattere lineare o non lineare a seconda delle proprietà delle connessioni che venivano valutate nello specifico caso. I modelli di calcolo sono stati implementati con il software di calcolo agli elementi finiti *MidasGen* (versione 7.2.1). Gli elementi strutturali (pilastri, travi, tegoli e pannelli di tamponamento) sono stati rappresentati con elementi *beam*, attribuendo a ciascuno la propria massa. I pilastri vengono modellati come mensole verticali incastrate alla base, mentre i pannelli ad orditura verticale sono vincolati inferiormente con cerniere cilindriche e superiormente con carrelli ideali sulle travi. 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.

Si è dapprima mirato a comprendere il comportamento dinamico della strutture con in vincoli interni basati sul solo attrito.

L'attrito, com'è ben noto, è un fenomeno fisico che si sviluppa all'interfaccia di contatto tra due solidi e che si oppone al loro moto relativo. Come descritto al paragrafo 6.1, la forza limite d'attrito orizzontale è direttamente proporzionale alla forza verticale di contatto tra le superfici per mezzo del coefficiente d'attrito μ . Nel caso degli appoggi tra elementi in calcestruzzo realizzati con il neoprene, tale coefficiente viene a dipendere dalla tensione di contatto tra le due superfici σ_v , per mezzo di diverse relazioni secondo le varie teorie ed i vari studi sperimentali considerati. Ad ogni buon conto, si è stimato per gli appoggi dei tegoli sulle travi un coefficiente $\mu=0.13$, mentre per il caso del contatto tra le travi ed i pilastri un valore pari a 0.11. Si sono pertanto quantificate le forze limite d'attrito per le due connessioni rispettivamente in 33.01kN e 116.67kN.

Non avendo a disposizione nella libreria del software di calcolo degli elementi *link* che descrivessero in maniera adeguata il comportamento appena descritto, ci si è trovati nella condizione di sviluppare diversi modelli, ognuno relativo ad una condizione limite, andando a leggere in ciascuno alcuni specifici risultati.

In particolare:

- Nel modello 1.1 si è rappresentata la condizione di attrito assente in tutte le connessioni della struttura, per ottenere cautelativamente un stima di

massima di quali potrebbero essere gli spostamenti relativi tra gli elementi strutturali;

- Nel modello 1.2 si è descritta la condizione ideale di attrito costante, per determinare, seppur con una certa approssimazione, quali azioni sollecitanti potrebbero agire sui pilastri;
- Nei modelli 1.3 e 1.4 si sono studiate specificamente le connessioni tra tegoli e travi, rappresentando rispettivamente le condizioni di attrito nullo e attrito costante, fissando nei collegamenti tra travi e pilastri gli spostamenti relativi, costituendo quindi delle cerniere interne;
- Nei modelli 1.5 e 1.6 si è proceduto analogamente a studiare in particolare i vincoli tra travi e pilastri, incernierando le connessioni tegolo-trave;
- Nel modello 2 invece, con tutte le connessioni interne modellate a cerniere, si è voluto determinare quali sollecitazioni si avessero sui pilastri se si mirasse a risolvere la carenza strutturale dell'assenza di vincolo tra gli elementi disponendo in opera delle connessioni a carattere rigido, ed in ogni caso comprendere il comportamento che si avrebbe se l'attrito fosse sufficientemente forte da fissare gli elementi li uni agli altri.

Ad ogni buon conto, il modello 2 sarà utile nel proseguo a fornire anche un termine di confronto per osservare i risultati ottenuti dalle successive analisi.

Nella modellazione ad attrito nullo si mirava a lasciare libero lo spostamento relativo orizzontale tra gli elementi nei nodi considerati, ma non disponendo alcun vincolo in tal senso il software riconosce una labilità e ferma lo svolgimento dell'analisi. Si è quindi proceduto inserendo un *elastic-link*, ovvero una molla, a rigidità ridotta, tale non influire sul comportamento della struttura. Con questa descrizione dei vincoli si ottiene un sconnessione orizzontale. In questo caso l'analisi può essere svolta in maniera lineare.

Nella modellazione ad attrito costante, si è voluto rappresentare una connessione con comportamento inizialmente a carattere rigido per azioni agenti inferiori alla forza limite d'attrito, e successivamente a plasticità perfetta, ovvero con incremento delle deformazioni associato ad una forza costante e pari all'attrito dinamico. Tali connessioni sono state descritte nel software di calcolo attraverso elementi *general-link* di tipo *hysteretic-system*. La modellazione ha richiesto di fornire un'elasticità iniziale, stabilità in modo fittizio associando l'attivazione della forza d'attrito ad uno spostamento di 1mm, ed una forza di snervamento, assunta pari alla forza d'attrito. Il parametro r , rapporto tra la rigidità in fase plastica e quella elastica, è stato fissato pari a 0.0001, in modo da ottenere in duttilità un andamento orizzontale nella curva forza-spostamento.

I risultati significati ottenuti da queste analisi riguardano le sollecitazioni sui pilastri e gli spostamenti relativi in corrispondenza dei nodi considerati.

Confrontando i modelli 1.2, 1.4 e 1.6, caratterizzati da vincoli ad attrito costante, con il modello 2, si osserva che per i primi le sollecitazioni sul “pilastro tipo” (pilastro disposto lungo un lato del capannone a sostegno di due travi longitudinali di bordo) assumono valori simili e compresi all’incirca tra 1500 e 2000kNm, mentre nel modello a cerniere hanno una notevole variazione, raggiungendo l’azione flettente nella sezione di base, per sisma agente in direzione Y (trasversale rispetto al capannone), un valore di 4505.79kNm. Tale variazione delle sollecitazioni è dovuta al comportamento dei vincoli ad attrito, che limitano la forza orizzontale massima trasmessa, ovvero il taglio in testa ai pilastri. Le sollecitazioni relative ai modelli 1.1, 1.3 e 1.5, caratterizzati dall’attrito nullo non sono di alcun interesse.

In termini di spostamenti relativi, si può fare un confronto rispettivamente tra i modelli 1.3 e 1.4, ad attrito nullo e costante rispettivamente, per quanto riguarda le connessioni tegolo-trave, osservando com’era facile comprendere valori molto più piccoli nel modello 1.4. Nel modello 1.3 lo scorrimento reciproco supera i 25cm, valore assolutamente inaccettabile nei confronti del collasso per perdita di appoggio. Analogamente per lo studio della connessione trave-pilastro si considerano i modelli 1.5 e 1.6, ricavando ancora valori maggiori nel caso dell’attrito nullo, prossimi ai 17÷18 cm. Anche in questo caso non sono valori accettabili circa il pericolo di perdita di appoggio.

I maggiori spostamenti relativi nel caso di connessioni ad attrito nullo sono un’implicita conseguenza della rappresentazione dei vincoli nella modellazione. Si pensi infatti che la sconnessione nei confronti delle azioni orizzontali fa sì che i tegoli si muovano sulle travi, e le travi sui pilastri nell’altro caso, in maniera completamente autonoma, con oscillazione caratterizzate da frequenze diverse. Nel caso dell’attrito costante, nel grafico *time-history*, si osserva la sovrapposizione di un movimento descrivibile come una vibrazione a carattere elastico, dovuto alla fase elastica iniziale delle connessioni, per misure inferiori a 1mm, e di uno rappresentabile come degli scivolamenti a carattere permanente, che si realizzano quando l’azione supera la forza di attrito. Tali slittamenti portano ad avere uno spostamento residuo al termine del sisma.

In sostanza, dall’analisi di questi modelli rappresentati dei casi limite ideali, si osserva una grande incertezza sulla comprensione dell’effettivo comportamento della struttura. Si pensi infatti che le sollecitazioni flettenti agenti sulla sezione di base del pilastro tipo per il sisma agente in direzione Y si stimano avere valori attorno ai 1722kNm, come nel modello 1.2 ad attrito costante, il cui la forza trasmessa dal vincolo è quella dell’attrito limite, ma tale stima è caratterizzata da una notevole incertezza. Infatti nel caso in cui l’attrito venisse meno, come nel modello 1.1, il momento flettente sarebbe di 827kNm, mentre nel caso l’attrito riuscisse a mantenere il vincolo tra gli elementi fissandone gli spostamenti relativi la medesima sollecitazione raggiungerebbe i 4505kNm, con ovvio rischio di rottura del pilastro. Analoghe osservazioni possono farsi circa gli spostamenti relativi.

Si ricava quindi la consapevolezza della necessità di un intervento sulla struttura caratterizzata dalla resistenza del solo attrito nei vincoli interni, al fine di ridurre il campo di incertezza gravante sulla risposta sismica del fabbricato.

Successivamente l'analisi ha riguardato lo studio del comportamento che assume la struttura introducendo dei dispositivi a carattere duttile nelle connessioni tra tegoli e travi. Questi collegamenti vengono disposti alle estremità dei tegoli, dove essi trovano appoggio sulle travi, solamente su una delle due nervature, per non creare sulla copertura una configurazione a carattere iperstatico sul piano orizzontale.

Lo studio ha mirato a comprendere gli effetti della variazione del parametro r_y , rapporto di snervamento, cioè il rapporto tra la forza di snervamento della connessione e la forza sismica di riferimento. Tale azione di riferimento è stata ricavata dal modello 2, come media della massima reazione vincolare orizzontale nei collegamenti tegoli-trave. Il valore del parametro r_y viene fatto variare dal 10% al 100%, con incrementi del 10%.

Le connessioni duttili vengono inserite nel modello, analogamente a quanto descritto per i vincoli ideali ad attrito costante, utilizzando elementi *general-link* di tipo *hysteretic-system*. Si sono quindi realizzati 10 modelli di calcolo, denominati "modelli 3".

Le sollecitazioni ottenute dall'analisi dinamica non lineare hanno mostrato un legame di proporzionalità diretta tra il rapporto di snervamento e le sollecitazioni sui pilastri, con una crescita meno che lineare all'aumentare di r_y . Per quanto concerne gli spostamenti relativi il legame è a proporzionalità inversa, inizialmente lineare e con tendenza ad un asintoto orizzontale con valori vicini allo zero per r_y tendenti al 100%.

In sostanza, per valori bassi il comportamento osservato tende a quello del modello con vincoli ad attrito nullo nelle connessioni tegolo-trave, mentre per valori prossimi al 100% si ricalcano le sollecitazioni del modello 2, con vincoli interni a cerniera, annullando quindi gli spostamenti relativi.

È importante rilevare che i collegamenti a carattere duttile associano alla funzione di vincolo tra tegoli e travi per impedirne il collasso anche un contributo di dissipazione energetica, dovuta alla deformazione plastica che subiscono.

Un'ulteriore analisi, simile a quella appena descritta, è stata svolta per comprendere specificamente l'influenza anche delle connessioni tra travi e pilastri sulla risposta sismica della struttura.

In sintonia con quanto appena detto, si sono considerati dei collegamenti a carattere duttile, andando a variare ancora il parametro r_y . Modellando ancora le connessioni con elementi *general-link* di tipo *hysteretic-system*, sono stati sviluppati altri 10 modelli, denominati "modelli 4".

I risultati ricavati hanno denotato delle tendenze simili a quelle del caso di studio precedente, seppur che un andamento a carattere irregolare nelle sollecitazioni sul

pilastro tipo e negli spostamenti relativi tra trave e pilastro in direzione X (longitudinale trave) per r_y tra il 50 e l'80%.

Alla luce delle osservazioni ricavate dallo studio dei modelli preliminare sulla struttura con i vincoli rappresentanti l'attrito e in seguito con l'introduzione dei vincoli duttili nelle connessioni tegolo-trave, prima, e trave-pilastro, poi, si giunge alla scelta di dotare i vincoli tra travi pilastri con collegamenti traslazionalmente rigidi, che non blocchino però le rotazioni, e di intervenire sulle connessioni tegolo-trave ponendo in opera dei dispositivi a carattere duttile. In questo modo si ha un controllo dell'azione orizzontale trasmessa dalla copertura alla sotto-struttura, in maniera da non gravare i pilastri con eccessive azioni sollecitanti, ed al contempo si elimina il rischio del collasso per perdita di appoggio sia dei tegoli che delle travi. La scelta di fissare rigidamente le traslazioni nei nodi trave-pilastro trova conforto anche per la configurazione dei pannelli ad orditura verticale considerati in questo studio. Se la sconnessione alle azioni massime fosse introdotta nei nodi di appoggio delle travi, essendo i pannelli superiormente vincolati alle travi, al termine del sisma si avrebbero delle deformazioni residue che indurrebbero il dissesto dei pannelli e dei loro dispositivi di vincolo.

Tralasciando lo studio della connessione trave-pilastro traslazionalmente rigida, essendo già disponibile una letteratura sufficientemente ampia al riguardo, ci si concentra in questa sede sullo studio di un dispositivo di connessione duttile per i collegamenti tra tegoli e travi che ottimizzi la risposta sismica della struttura. Partendo dalle proposte disponibili in letteratura e trovando di notevole interesse lo "*Studio sperimentale del comportamento isteretico di una connessione tegolo-trave per strutture prefabbricate*", di C. Beschi, G. Metelli, P. Riva e G. Luitrandi, si prende spunto proprio da questa campagna sperimentale. Questo lavoro ha considerato un dispositivo costituito da due piastre metalliche, che andranno fissate sul tegolo e sulla trave, collegate saldandole alle estremità di due tondini metallici sagomati ad andamento curvilineo, analizzandone il comportamento a taglio ed a trazione/compressione, sottoponendolo a prove di carico monotone crescenti e a prove cicliche.

Il lavoro di studio svolto in questa tesi di laurea ha approfondito l'aspetto dell'inserimento nella struttura di dispositivi di connessione simile a quelli valutati nella ricerca appena citata (vedi *Figura 9.1*). In particolare, si è fatto variare il diametro dei tondini per osservare il diverso comportamento della struttura, e mirando a trovare la soluzione ottimale. Come nel capitolo 7 relativo alle connessioni duttili tegolo-trave, anche in questo caso di studio i dispositivi sono stati applicati ad una sola delle due nervature dei tegoli, in ciascuna estremità dell'elemento di copertura.

Prendendo in considerazione archetti con diametri da 12mm a 24mm, si è proceduto inizialmente determinando le proprietà della sezione del singolo tondino, tra le quali area e momento d'inerzia, forza di snervamento a trazione, momento di snervamento e momento ultimo. Quindi a partire da questi parametri si è potuta svolgere un'analisi *push-over*, ovvero un'analisi statica non lineare, in cui il modello di calcolo viene sottoposto ad una forzante crescente per osservarne il comportamento a carattere non lineare. Nello specifico, è stata svolta l'analisi considerando la non linearità per materiale, introducendo nel modello la possibilità di formazione di cerniere plastiche caratterizzandole con i parametri della sezione precedentemente determinate, e la non linearità per geometria, sviluppando l'analisi in termini di "*large deformation*", ovvero grandi deformazioni. In questa maniera si sono ricavate le curve forza-deformazioni relative al comportamento a taglio ed a trazione/compressione per ogni diametro considerato (vedi *Figura 9.7*). A conforto dei risultati ottenuti, si è potuta osservare una buona corrispondenza con i risultati sperimentali ottenuti nella ricerca assunta come riferimento. Partendo da queste curve inerenti il singolo archetto, è stato semplice determinare il comportamento del dispositivo, inteso come quattro archetti disposti a collegare la nervatura del tegolo alla superficie superiore della trave (vedi *Figura 9.2*).

Si è pertanto passati alla fase di inserimento dei dispositivi nel modello di studio dell'intera struttura. Si sono utilizzate ancora elementi *general-link* di tipo *hysteretic-system*, e sono stati sviluppati sette modelli, ognuno relativo ad un diametro degli archetti, denominanti "modelli 5". L'attrito tegolo-trave viene qui trascurato. L'analisi svolta è stata ancora dinamica non lineare con integrazione al passo dell'equazione del moto.

I risultati significativi sono ancora una volta quelli relativi alle sollecitazioni alla base del pilastro e gli spostamenti relativi tra gli elementi nei dispositivi. I momenti flettenti sui pilastri si sono dimostrati crescenti proporzionalmente con il diametro, con un andamento all'incirca lineare. Gli scorrimenti relativi invece hanno denotato una proporzionalità inversa, con tendenza ad annullarsi per diametri crescenti. Questi risultati sono conformi a quelli dei casi di studio delle connessioni duttili ideali svolti in precedenza.

La scelta del dispositivo ottimale viene basata sulla limitazione degli spostamenti relativi tegolo-trave in direzione longitudinale del tegolo, al fine di evitare il collasso per perdita di appoggio, facendo attenzione al contempo a non indurre eccessive azioni sollecitanti sui pilastri. Si può quindi assumere come ottimo il dispositivo analizzato nel "modello 5.16" e costituito da archetti di diametro 16mm. Gli spostamenti relativi nella connessione sono limitati a 38mm in direzione Y, valore accettabile rispetto ai 50mm assunti come limite nello studio del comportamento degli archetti, e a 15mm in direzione X. Le sollecitazioni flettenti agenti alla base del pilastro tipo sono 1517kNm per il sisma in direzione Y e 460kNm per la direzione X. Tali valori sono paragonabili al caso ideale ad attrito costante.

Tra i risultati ottenuti inserendo questi dispositivi si è osservato anche il contributo alla dissipazione di energia (vedi *Figura 9.30*).

Lo studio svolto sui dispositivi ad archetto ha trascurato gli effetti dell'attrito all'interfaccia tra gli elementi. Ad ogni buon conto però è opportuno considerare che la presenza dell'attrito può inibire il comportamento duttile degli archetti, inducendo maggiori sollecitazioni sui pilastri. Si è quindi deciso di disporre un foglio di teflon in corrispondenza dell'appoggio dei tegoli sulle travi, in modo da avere un comportamento più controllato e un coefficiente d'attrito pari a 0.10.

Si è quindi svolto un ulteriore studio per comprendere se l'attrito con il teflon sia o meno trascurabile ed eventualmente che effetti induca. Dapprima si è dovuta svolgere una valutazione della forza d'attrito, ricavando una forza limite di 25.39kN. Quindi, a partire dai modelli della serie 5 con i dispositivi ad archetti, si è inserito l'attrito, modellandolo con elementi *general-link*, come già descritto al capitolo 6.

L'osservazione dei risultati ottenuti ha mostrato una minore sensibilità delle sollecitazioni alla variazione del diametro degli archetti, con momenti flettenti crescenti per diametri tra 12 e 16mm, e riduzioni invece per diametri tra 20 e 24mm, con sostanziale invarianza per il caso a 18mm. Gli spostamenti relativi subiscono invece una notevole riduzione, assumendo un andamento all'incirca lineare in funzione dei diametri nei dispositivi.

Nel caso del diametro di 16mm degli archetti, scelto come soluzione ottima, si osserva per il momento alla base del pilastro tipo associato al sisma in direzione Y un aumento delle sollecitazioni dovuto all'attrito da 1517 a 1974kNm, mentre in direzione X il momento passa da 1903 a 2496kNm. Gli incrementi sono di circa il 30% (vedi *Grafico 10.14*). In termini di spostamenti relativi si ha una riduzione in direzione Y (associata al taglio degli archetti) da 38 a 18mm, ed in direzione X (con archetti soggetti a trazione/compressione) da 15 a 9mm.

Oltre a questi effetti, si è osservato come l'attrito con il teflon produca anche un contributo in termini di dissipazione di energia (vedi *Grafico 10.17*), che risulta addirittura maggiore rispetto alla dissipazione fornita dalla connessione.

A conclusione del lavoro sviluppato in questa tesi di laurea, si può dire che l'intervento sulla struttura studiata, con l'inserimento dei dispositivi di connessione ad archetti tra tegoli e travi associati a delle connessioni traslazionalmente rigide nei nodi trave-pilastro permette di ottenere risultati soddisfacenti, escludendo il pericolo di collasso per perdita di appoggio sia dei tegoli che delle travi, senza al contempo indurre eccessive sollecitazioni sui pilastri.

Si è ottenuto anche un notevole miglioramento circa l'incertezza nell'esatta determinazione delle sollecitazioni agenti alla base dei pilastri. Nel caso del pilastro tipo soggetto al sisma in direzione Y, ad esempio, il campo di variazione è stato ridotto da $827 \div 4506$ kNm a $1517 \div 1974$ kNm.

BIBLIOGRAFIA

- [1] 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.
- [2] ASSOBETON, *“Inseriti per calcestruzzo, Manuale di progettazione e utilizzo”*, 1^a Edizione Milano 2006.
- [3] ReLuis. ASSOBETON, *“Strutture prefabbricate – Schedario dei collegamenti”*, Maggio 2007.
- [4] D. Piras, *“Il MiniBIB: un nuovo dissipatore sismico per prefabbricati”*, tesi di laurea, Università degli studi di Brescia, 2007.
- [5] D.M., *“Norme tecniche per le costruzioni”*, 14 Gennaio 2008.
- [6] ReLuis. ASSOBETON, *“Strutture prefabbricate – Catalogo delle tipologie esistenti”*, Febbraio 2008.
- [7] ReLuis. ASSOBETON, *“Strutture prefabbricate – Schedario di edifici prefabbricati in c.a.”*, Maggio 2008.
- [8] M.L. Beconcini, P. Croce, P Formichi, *“Comportamento sismico di connessioni tegolo-trave in strutture prefabbricate”*, Atti del 17° Convegno CTE, Roma, 5-8 Ottobre 2008.
- [9] P. Riva, D. Bolognini, *“Studio della risposta sismica di dispositivi di dissipazione per strutture prefabbricate”*, cte 2010.
- [10] C. Beschi, G. Metelli, P. Riva, *“Prove su connessioni elementi di copertura-trave”*, Dalmine, università degli studi di Bergamo, 23 Luglio 2010.
- [11] A. Belleri, P. Riva, D. Bolognini, R. Nascimbene, *“Metodi di protezione sismica di strutture prefabbricate mediante dispositivi di dissipazione”*, cte 2010.
- [12] P. Martinelli, M. G. Mulas, *“An innovative passive control technique for industrial precast frames”*, Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, Milano, 2010
- [13] C. Beschi, G. Metelli, P. Riva, G. Luitprandi, *“Studio sperimentale del comportamento isteretico di una connessione tegolo - trave per strutture prefabbricate”*, cte 2010.
- [14] EOTA, *“Guideline for European technical approvals anchors methods”*, Part -1-2-3 annex C, 2010.

- [15]D.L. N° 74, *“Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo”*, 6 Giugno 2012.
- [16]Circolare Esplicativa, Regione Emilia Romagna, 12 Giugno 2012.
- [17]P. Negro, G. Toniolo, *“Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions”*, European Union 2012.
- [18]Protezione civile, *“Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici”*, 19 Giugno 2012.
- [19]V. Capozzi, *“Comportamento sismico dei collegamenti delle struttura prefabbricate”*, Università degli studi di Napoli ‘Federico II’
- [20]L. Marinini, P. Spatti, P. Riva, R. Nascimbene, L. Izzo, A. Sadavecchia, M. Maffioletti, *“Sviluppo di una connessione dissipativa per strutture prefabbricate”*.
- [21]L. Marinini, P. Spatti, P. Riva, R. Nascimbene, *“Strutture prefabbricate: moderni sistemi di protezione antisismica”*.
- [22] Stefano Secchi, ISIB CNR, *“Ingegneria antisismica”*, Padova