

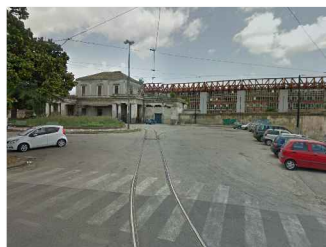


La tua  
**Campania**  
cresce in  
**Europa**

## COMUNE DI NAPOLI

### Direzione centrale Infrastrutture, lavori pubblici e mobilità

*Servizio Sistema delle infrastrutture di trasporto, delle opere pubbliche a rete e dei parcheggi*



## Grande progetto Riqualificazione urbana Napoli est

Realizzazione di sistemi di videosorveglianza  
e adeguamento della caserma dei Vigili del fuoco

## PROGETTO PRELIMINARE

### Gruppo di progettazione - Comune di Napoli

**progettazione urbana e infrastrutture:** arch. Anna Rita Affortunato, ing. Marzia Di Caprio, arch. Francesca Spera, arch. Emilia Giovanna Trifiletti, geom. Luciano Marino, geom. Italo Ricci

**impianti fognari:** ing. Roberta Catapano, ing. Stefano Napolitano

**impianti pubblica illuminazione:** ing. Maria Teresa Giugliano

**aspetti geologici:** dott. Giuseppe Marzella

**verde e alberature stradali:** dott. Vincenzo Campolo

**aspetti urbanistici:** arch. Genoveffa Acampora

### Gruppo di progettazione - Comando provinciale Vigili del Fuoco di Napoli

**coordinamento generale:** arch. Rosa D'Eliseo

**progettazione:** arch. Alfonso Giglio, ing. Luigi Madonna, ing. Giuseppe Salvati

**coordinamento sicurezza in fase di progettazione:** arch. Alfonso Giglio, ing. Giuseppe Salvati



### Supporto Tecnico Scientifico - Università degli studi di Napoli "Federico II"

prof. arch. Luigi Piemontese, prof. ing. Emidio Nigro, prof. ing. Giorgio Serino



### Responsabile del procedimento

arch. Giuseppe Pulli

## Relazione generale sull'adeguamento antisismico

# **CONVENZIONE**

**TRA IL COMANDO PROVINCIALE DEI VIGILI DEL FUOCO DI NAPOLI**

**E**

**IL DIPARTIMENTO DI STRUTTURE PER L'INGEGNERIA E**

**L'ARCHITETTURA**

**DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II**



**ATTIVITÀ DI RICERCA APPLICATA PER IL SUPPORTO  
TECNICO-SCIENTIFICO ALLE RISORSE TECNICHE INTERNE  
DEL COMANDO INERENTE GLI INTERVENTI DI  
SOSTITUZIONE E/O MANUTENZIONE DI APPARECCHIATURE  
ANTISISMICHE DEGLI EDIFICI DELLA CENTRALE DEL  
COMANDO DEI VIGILI DEL FUOCO DI NAPOLI**

## **RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA**

**(SICUREZZA SISMICA DELLA PALAZZINA LOGISTICA DELLA CASERMA DEI VIGILI  
DEL FUOCO DI NAPOLI)**

### **RESPONSABILE SCIENTIFICO DELLA CONVENZIONE**

**PROF. ING. GIORGIO SERINO**

### **GRUPPO DI LAVORO**

**PROF. ING. GIORGIO SERINO**

**ING. IOLANDA NUZZO**

**ING. DANIELE LOSANNO**

## Sommario

1.Premessa .....	3
1.1 Convenzione Di.St. - Comando provinciale VVF.....	4
2.Complesso Strutturale della Nuova Caserma dei Vigili del Fuoco di Napoli .....	5
2.1 Palazzina logistica (edificio A) .....	6
2.2 Dispositivi di appoggio.....	12
2.3 Ammortizzatori di piano .....	20
3.Sopralluogo presso la struttura esistente e stato di fatto dei dispositivi di Protezione Sismica .....	23
4.Analisi di Vulnerabilità dell'edificio esistente.....	27
4.1 Modello .....	27
4.2 Analisi.....	33
4.3 Risultati.....	37
5.Progetto di Adeguamento .....	38
5.1 Modello .....	39
5.2 Analisi.....	41
5.3 Risultati.....	43
6.Individuazione degli interventi .....	44
6.1 Architetture del sistema di monitoraggio .....	44
6.1.1Interventi di monitoraggio statico .....	45
6.1.2Interventi di monitoraggio dinamico .....	46
6.2 Interventi di manutenzione e/o adeguamento .....	47
Bibliografia .....	49

## PREMESSA

Nell'ambito del Programma Operativo Regionale (POR) Campania FESR 2007-2013 è stato approvato il Grande progetto Riqualficazione urbana area portuale di Napoli est con soggetti partecipanti: la Regione Campania, il Comune di Napoli, il Comitato Naplest, l'Unione industriali, l'ACEN e la Fintecna immobiliare srl; e con Beneficiario finale: il Comune di Napoli.

Tra gli interventi costituenti il Grande progetto c'è la realizzazione di un sistema di videosorveglianza delle principali strade ricadenti nella zona orientale della città di Napoli, al fine di garantirne il controllo per la tutela della sicurezza urbana, e delle aree rischio incidente rilevante. La caserma dei Vigili del fuoco in via Leopoldo Tarantini è individuata come sito per la raccolta dei dati. Pertanto è necessario l'adeguamento, in termini logistici, strutturali e di accessibilità, della caserma stessa.

Il Comune di Napoli e il Comando provinciale dei Vigili del fuoco di Napoli devono predisporre, per quanto di rispettiva competenza, il progetto di adeguamento e di miglioramento dell'accessibilità alla caserma in questione; a tal fine è stipulata tra le parti una Convenzione per l'attuazione dell'intervento. Attesa la particolare specificità degli interventi all'interno della Caserma, quali la sostituzione e/o manutenzione di apparecchiature antisismiche, la riqualficazione e il trattamento di resistenza al fuoco delle strutture in acciaio, la predisposizione di un sistema di videosorveglianza con apposita centrale di controllo anche in remoto, sono state individuate e selezionate strutture universitarie che possano garantire il necessario supporto tecnico-scientifico alle risorse tecniche interne del Comando.

In tale ambito, la presente relazione riguarda l'indagine preliminare per la valutazione sismica della struttura esistente costituente la palazzina logistica, struttura principale del complesso edilizio della Caserma dei vigili del fuoco di Napoli, ai fini della definizione degli interventi di sostituzione e/o manutenzione di apparecchiature antisismiche. Questo studio si inquadra come oggetto della Convenzione stipulata tra il **Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura (Di.St.)** dell'Università di Napoli Federico II (responsabile scientifico delle attività previste è il prof. ing. Giorgio Serino) ed il **Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Napoli**. Il documento contiene una dettagliata descrizione della struttura oggetto di interesse (palazzina logistica), con particolare riferimento ai sistemi di protezione sismica in essa presenti. Sulla base di alcuni sopralluoghi effettuati e di risultati ottenuti mediante modellazione della struttura agli elementi finiti, si sono evidenziate le principali criticità in relazione al comportamento sismico strutturale. Nel documento qui presentato sono illustrati gli interventi di monitoraggio ed adeguamento suggeriti, che si ritengono più idonei al caso oggetto di studio. Si sottolinea però che tali analisi strutturali sono state eseguite sulla base di ipotesi formulate relativamente al principio di funzionamento dei dispositivi

antisismici presenti nella struttura. Le considerazioni in merito agli interventi di adeguamento qui presentate potranno essere ulteriormente migliorate e ottimizzate in funzione dei dati che si otterranno dalle operazioni di monitoraggio.

### **1.1 Convenzione Di.St. - Comando provinciale VVF**

La valutazione del comportamento sismico della palazzina logistica consiste in un'attività denominata "*Attività di ricerca applicata per il supporto tecnico-scientifico alle risorse tecniche interne del Comando inerente gli interventi di sostituzione e/o manutenzione di apparecchiature antisismiche degli edifici della Centrale del Comando dei Vigili del Fuoco di Napoli*", oggetto della Convenzione tra il **Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura (Di.St.)** dell'Università di Napoli Federico II (responsabile scientifico delle attività previste è il prof. ing. Giorgio Serino) ed il **Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Napoli**, consistente principalmente in:

- 1) valutazione preliminare dello stato dei sistemi di protezione sismica presenti nella struttura e individuazione degli interventi di monitoraggio permanente finalizzato alla valutazione degli spostamenti della copertura sotto l'azione di variazioni termiche;
- 2) individuazione degli interventi necessari per lo smontaggio di alcuni appoggi e la loro sostituzione con strutture temporanee di supporto, nonché degli interventi atti al monitoraggio della struttura a seguito di tali operazioni;
- 3) definizione delle prove di caratterizzazione meccanica degli appoggi smontati, finalizzate alla valutazione del loro effettivo comportamento sotto sisma e degli eventuali effetti di invecchiamento e degrado, e individuazione degli interventi necessari sulla struttura qualora i risultati delle prove indicassero un'inefficienza dei sistemi di protezione sismica presenti;
- 4) indicazioni per la valutazione analitica e numerica con modello FEM della sicurezza sismica della Caserma sulla base delle prescrizioni della normativa vigente (NTC 2008).

# 1.COMPLESSO STRUTTURALE DELLA NUOVA CASERMA DEI VIGILI DEL FUOCO DI NAPOLI

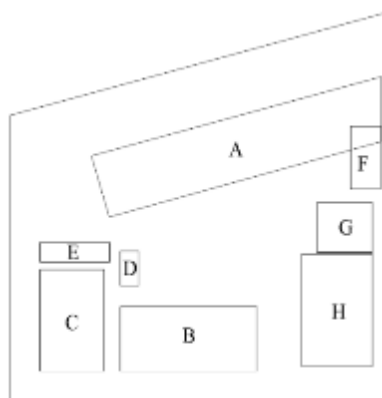
Le descrizioni e le considerazioni che seguono sono frutto di una serie di sopralluoghi e di osservazioni dettagliate dei corpi strutturali oggetto di studio (Figura 1), in quanto sono state reperite solo fonti bibliografiche (*"Le strutture sismo-resistenti della nuova caserma VV.FF. di Napoli"*, prof. ing. Federico M. Mazzolani, progettista strutturale del complesso edilizio in esame, estratto da *"Costruzioni metalliche"*, Vol.38, No. 6, pp. 343-362, Dicembre 1986, *"Top isolation of suspended steel structures: modelling, analysis and application"*, F.M. Mazzolani, G. Serino, Behaviour of Steel Structures in Seismic areas, 1987, Kyoto - Japan, *"L'applicazione del 'base isolation system' a strutture sismo-resistenti in acciaio"*, F.M. Mazzolani, estratto da *"Acciaio"*, n°4, 1986, *"Le strutture sismo-resistenti del fabbricato A della nuova Caserma VV.FF. di Napoli"*, redatto dal prof. ing. Federico M. Mazzolani, progettista strutturale del complesso edilizio in esame, estratto da *"L'ingegnere"*, n°12, Ottobre 1990) ed iconografiche, mancando quasi del tutto la documentazione tecnica di progetto originale.



Figura 1 Foto dall'alto della Caserma dei Vigili del Fuoco di Napoli

La “nuova” caserma dei Vigili del Fuoco di Napoli, si articola su otto corpi di fabbrica principali, tutte strutture in acciaio sismoresistenti, ciascuna delle quali ha una tipologia costruttiva diversa; alcune sono più tradizionali, altre più innovative.

Ogni corpo di fabbrica ha differenti funzioni (Figura 2):



**Figura 2 Complesso edilizio della Caserma dei Vigili del Fuoco di Napoli: disposizione fabbricati**

- A- palazzina logistica (autorimessa, alloggi, mensa);
- B- colonna mobile;
- C- officina;
- D- castello di manovra;
- E- centrale termica-idrica;
- F-corpo di guardia;
- G- comando, uffici;
- H- palestra.

Questa identificazione corrisponde anche alla successione cronologica con cui gli edifici sono stati costruiti.

La progettazione fu sviluppata nel periodo 1979-1980, ovvero prima del terremoto del 23 novembre 1980, che è stato un evento significativo poiché ha fatto sì che Napoli si inserisse in una zona sismica, cambiando completamente la concezione della progettazione. E' stato necessario, quindi, adeguare sismicamente un progetto che non nasceva antisismico.

## **2.1 Palazzina logistica (edificio A)**

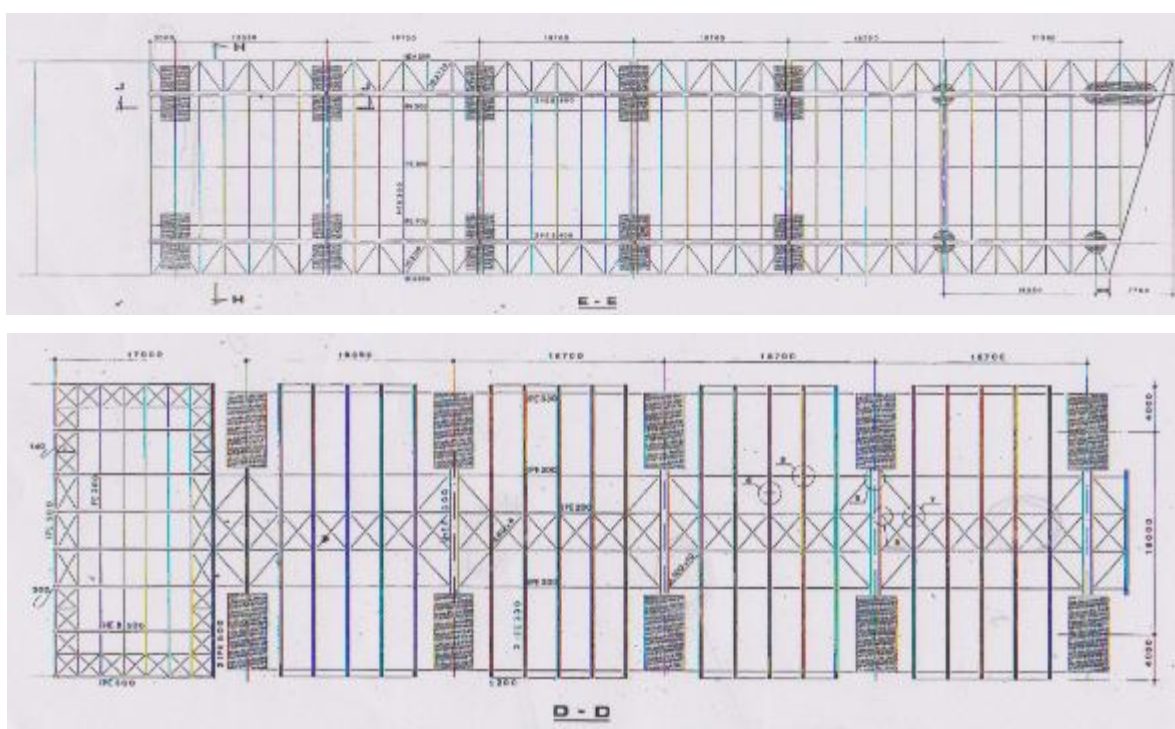
Lo scopo di questo lavoro è quello di effettuare una valutazione ed un progetto di adeguamento sismico dell'edificio A (Figura 3), anche denominato palazzina logistica, a cui è connesso il corpo di guardia (edificio F), all'interno del quale sono situati i locali dati in concessione al Comune come sede di controllo dei sistemi di videosorveglianza.





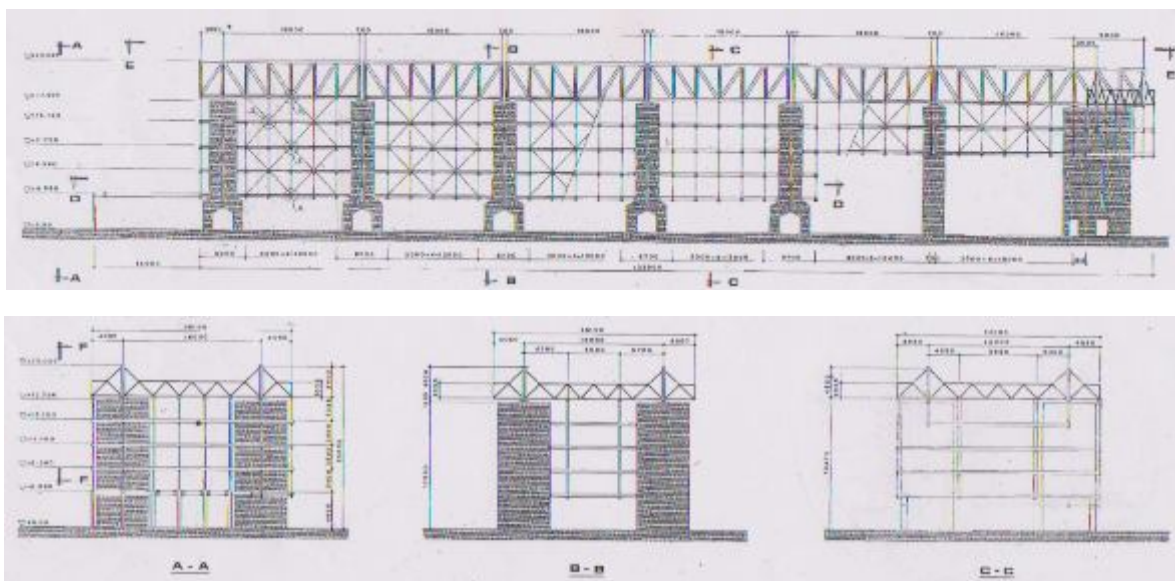
**Figura 3- Edificio “A”.**

L'edificio in esame, la cui pianta e sezioni longitudinali e trasversali sono riportate in Figura 4 e Figura 5, si sviluppa su quattro piani in elevazione di altezza interpiano di 3.4m. In particolare, si nota che i 4 livelli sono presenti solo in 4 nuclei, mentre in altri 2 sono presenti solo due livelli, con lo scopo di creare spazio per l’innesto del corpo di guardia (Figura 6).



**Figura 4 Pianta tipo e copertura**



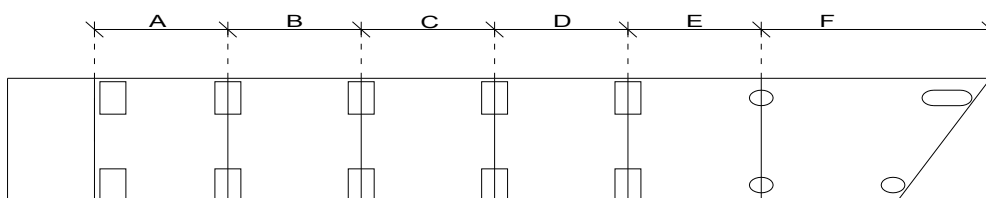


**Figura 5** Sezioni longitudinali e trasversali



**Figura 6** Innesto corpo di guardia e vista dal piazzale.

La pianta è rettangolare allungata con larghezza di circa 26.1m e lunghezza totale di circa 124m, e si articola in sei blocchi strutturali indipendenti, indicati con le prime sei lettere dell'alfabeto, come illustrato nello schema di Figura 7.



**Figura 7** Schema dei sei moduli strutturali

La palazzina logistica presenta varie destinazioni d'uso. I primi due piani ospitano alloggi, il terzo la mensa, l'infermeria, la sala convegni e la cappella, e il quarto uffici. Il piano terra, posto ad una quota di 4.825 m funge invece da autorimessa per i mezzi ingombranti dei Vigili del Fuoco (Figura 8).



**Figura 8 Autorimessa edificio A**

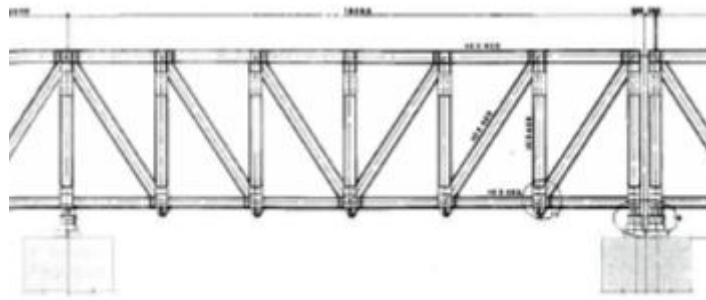
Il requisito funzionale di avere ampi spazi coperti a piano terra completamente liberi da pilastri, con lo scopo di consentire un'agevole movimentazione degli automezzi, ha condotto verso l'adozione di uno schema sospeso per il fabbricato. In particolare lo schema strutturale è costituito da un'ossatura in acciaio sospesa ad un graticcio poggiante su nuclei in cemento armato, al cui interno vi sono il vano scale o il vano ascensore.

I materiali utilizzati sono:

- il conglomerato cementizio armato per realizzare i nuclei, elementi verticali prevalentemente compressi;
- l'acciaio per realizzare gli elementi inflessi e semplicemente tesi che costituiscono l'ossatura sospesa, a cui sono affidati prevalentemente i carichi verticali.

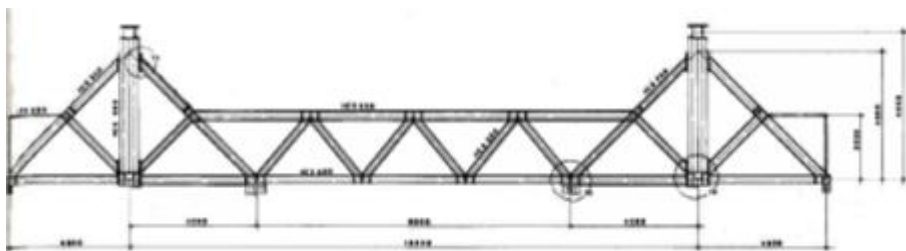
Le caratteristiche dei materiali, secondo quanto riportato in materiale iconografico reperito, sono acciaio Fe 360 grado C, calcestruzzo  $R_{bk} = 200 \text{ kg/cm}^2$  e barre di armatura Fe B 38k. I nuclei sono di forma rettangolare e di dimensioni  $6.7 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} \times 0.40 \text{ m}$ , fatta eccezione dei nuclei che interessano i moduli strutturali E ed F, che sono di forma circolare ed ellittica. Essi costituiscono la struttura portante verticale e sono accoppiati a due a due in senso trasversale. Le varie coppie sono poste ad interasse di  $18 \text{ m}$  in senso longitudinale in modo da formare maglie quadrate di  $18 \text{ m} \times 18 \text{ m}$  (ciascuna maglia costituisce uno dei sei blocchi strutturali). Si noti che il modulo strutturale A è connesso ad un edificio monopiano disposto sull'estremità ovest dell'edificio in esame.

Le sommità dei nuclei sono collegate longitudinalmente da travi reticolari in acciaio con correnti paralleli, con campate separate in asse ai nuclei su una luce di  $18 \text{ m}$ . Le maglie rettangolari della trave reticolare hanno dimensioni di  $3 \text{ m} \times 4.6 \text{ m}$  (Figura 9).



**Figura 9 Trave reticolare longitudinale**

In corrispondenza dei montanti delle travi longitudinali, quindi ad interasse di 3 m, poggiano le travi trasversali di copertura, anch'esse reticolari con luce di 18 m e sbalzi laterali di circa 4 m. Le aste di parete della trave secondaria sono disposte secondo lo schema a V (Figura 10).



**Figura 10 Trave reticolare trasversale**

In definitiva l'insieme delle travi reticolari longitudinali e trasversali realizza in copertura un reticolo ortogonale di travi, costituente l'impalcato di sospensione, poggiante sui nuclei in cemento armato. A tale sistema reticolare sono sospesi, mediante tiranti variamente disposti, gli impalcati di piano.

Ciascun impalcato sospeso è costituito da travi di piano IPE 330 accoppiate ( il doppio profilo è importante perché il tirante è passante e attraversa le due travi), ordite in senso trasversale con un interasse di 3 m. Longitudinalmente sono disposte travi IPE di differenti dimensioni, che creano delle campate di 8.10 m lateralmente e di 9.9 m centralmente. Completano l'impalcato i controventi orizzontali di piano, ubicati, secondo l'asse longitudinale, al centro della pianta con sospensioni in corrispondenza dei nuclei.

Il solaio, di tipo composto acciaio-calcestruzzo, è costituito da lamiera grecata collegata all'estradosso delle ali della trave mediante pioli di tipo Nelson che rendono collaborante la soletta di conglomerato gettato in opera (Figura 11).



**Figura 11 Particolare dell'impalcato di piano**

I tiranti di perimetro, completati da un sistema di diagonalali di controventamento, appartengono ad un piano verticale esterno scostato rispetto ai pannelli vetrati di chiusura del corpo di fabbrica (Figura 12).



**Figura 12 Particolare diagonalali di facciata.**

I nuclei di cemento armato hanno il compito di trasmettere alla fondazione, oltre ai carichi verticali sospesi alla travatura di copertura, anche quelli orizzontali dovuti al vento e alle scosse sismiche.

Il sistema fondale è costituito da pali trivellati di  $\phi$  800 mm e lunghezza di 18-20 m circa e i nuclei rettangolari in c.a. hanno fondazioni con basamenti di dimensioni 6 x 10,8 m e spessore 2 m, poggiante su quindici pali  $\phi$  800 mm, mentre i nuclei circolari si fondano su basamenti 6 x 6 m e spessore 2 m, poggiante su 9 pali sempre di  $\phi$  800 mm.

Per proteggere la struttura dall'azione sismica ondulatoria e sussultoria furono realizzati dei sistemi di isolamento di base come appoggio per la struttura di sospensione sulla sommità di ciascuna torre. Inoltre speciali dispositivi furono introdotti a livello di impalcato allo scopo di creare a ciascun piano un collegamento flessibile tra le travi principali e le pareti verticali delle torri in c.a.. Tali elementi sono dettagliatamente descritti nei paragrafi che seguono.

## 2.2 Dispositivi di appoggio

All'interfaccia tra la testa dei nuclei e l'impalcato di sospensione sono collocati dei dispositivi di protezione sismica passiva piuttosto elaborati che sono chiamati a svolgere una doppia funzione:

- consentire gli spostamenti indotti nella struttura dalle escursioni termiche;
- smorzare gli spostamenti indotti dalle azioni sismiche, con particolare riferimento alle azioni sussultorie.

Mentre la parte superiore del dispositivo in esame è chiamata ad assolvere la prima funzione, come verrà più dettagliatamente illustrato in seguito, inferiormente è presente un appoggio elastomerico a sezione circolare reso solidale alla testa dei nuclei, e inserito nella struttura per resistere alle azioni sismiche insieme ad un sistema di dissipazione energetica di tipo elasto-plastico, costituito da barrotti in acciaio.

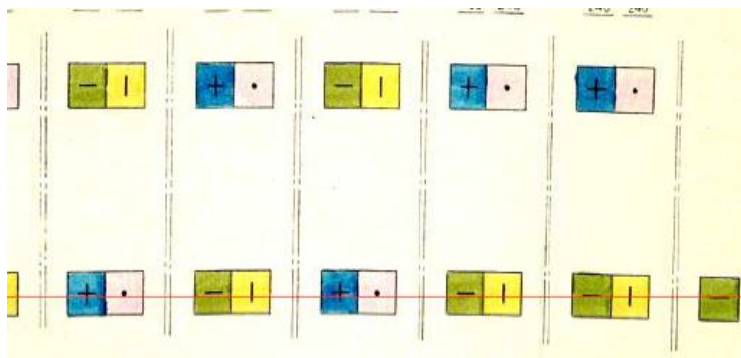
Per consentire alla struttura di "respirare" sotto variazioni termiche, evitando la nascita di stati di coazione, in corrispondenza dei quattro dispositivi presenti nel singolo modulo strutturale sono realizzati dei vincoli differenti. In particolar modo si realizzano una cerniera fissa, un carrello bidirezionale e due carrelli monodirezionali secondo lo schema illustrato in Figura 13.



Figura 13 Schema di disposizione dei vincoli nel singolo modulo strutturale

In Figura 14 è illustrato lo schema di disposizione dei vincoli nell'intera struttura secondo quanto rinvenuto in fonti iconografiche. In particolare si può constatare che mentre sui nuclei di estremità sono disposti dei singoli appoggi, in corrispondenza di ciascun nucleo interno sono disposti due appoggi accoppiati, ognuno competente rispettivamente ad un modulo strutturale. Il numero totale di appoggi di protezione sismica presente nella struttura è di 24 elementi.





- Legenda:
- cerniera fissa
  - + carrello bi-direzionale
  - carrello mono-direzionale

**Figura 14** Schema di disposizione dei vincoli nell'intero edificio

Il vincolo di carrello bidirezionale è realizzato mediante due superfici, rispettivamente di teflon e di acciaio, disposte a contatto come illustrato in Figura 15. Il carrello unidirezionale è invece ottenuto bloccando lo spostamento in una delle due direzioni mediante l'inserimento di un apposito binario, disposto parallelamente alla direzione di spostamento consentito, come è chiaramente illustrato nella fotografia in Figura 16; anche in questo caso si presume la presenza di una superficie di teflon interposta tra le piastre di acciaio per agevolare lo scorrimento riducendo l'attrito tra le superfici a contatto. Infine per determinare il vincolo cerniera (Figura 17) si osserva la presenza di due superfici di acciaio a contatto (ovvero si presume che sia assente il teflon tra esse), e da fonti bibliografiche *"Top isolation of suspended steel structures: modelling, analysis and application"*, F.M. Mazzolani, G. Serino risulta che siano presenti particolari morse che impediscono lo spostamento in tutte le direzioni.



**Figura 15** Vincolo carrello bidirezionale: superfici acciaio-teflon a contatto





**Figura 16 Vincolo carrello monodirezionale: binario**



**Figura 17 Vincolo cerniera fissa**

In Figura 18 è illustrato lo schema di un appoggio con vincolo unidirezionale: il neoprene confinato in una ghiera di cerchiatura (1) consente le rotazioni dell'elemento superiore collegato alla struttura (2), rispetto alla piastra inferiore (3). Quest'ultima può scorrere in orizzontale grazie al sottostante strato di teflon (4) interfacciato con un piano di acciaio inox. La presenza del binario, in questo caso specifico, caratterizza l'appoggio come carrello mono-direzionale.

La parte inferiore del vincolo rappresenta invece l'appoggio sismico, costituito da un cuscino di neoprene armato (6) che viene sollecitato a compressione durante la scossa sussultoria per spostamenti sia discendenti che ascendenti tramite i tiranti (7) che sollevano la piastra inferiore (8). In Figura 19 e Figura 20 è invece illustrato il sistema costituito da due appoggi accoppiati. Gli

elementi dissipatori di energia, previsti a completamento dell'apparecchio di appoggio, sono illustrati in Figura 21. Il dispositivo (a) snerva in flessione e in taglio per effetto degli spostamenti orizzontali; il dispositivo (b) snerva in trazione per effetto di spostamenti verticali ascendenti. I due elementi svolgono funzione di ritegno quando sono sollecitati in campo elastico. Nel caso in cui vengano irrimediabilmente danneggiati da un sisma di forte intensità, possono essere facilmente rimossi e sostituiti, alla stregua di "fusibili", essendo costituiti da semplici barrette di acciaio a sezione circolare.

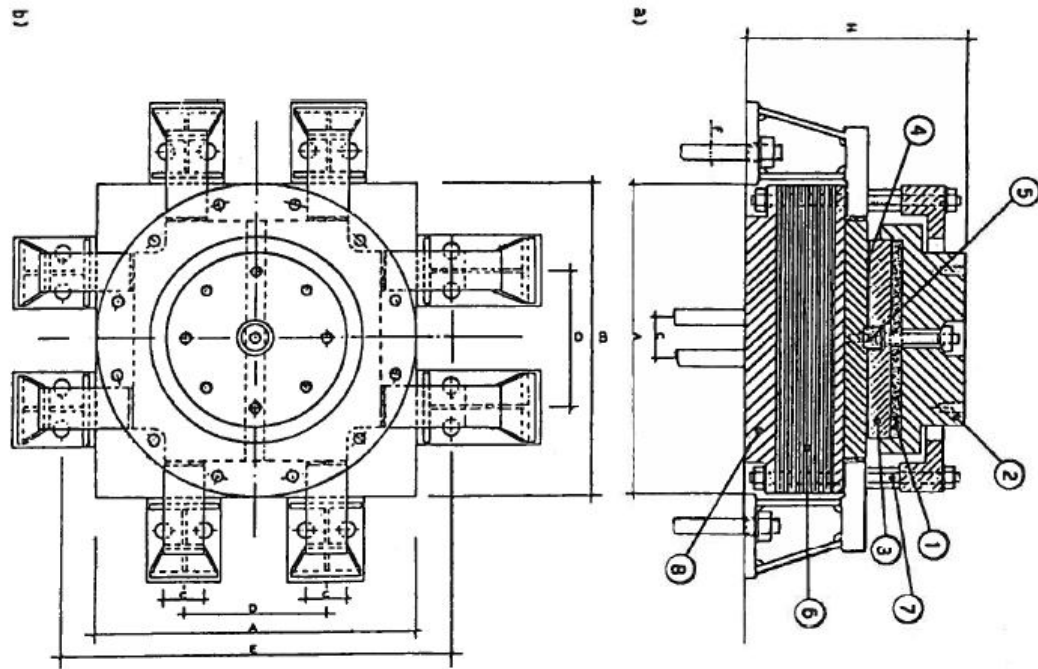


Figura 18 Schema esemplificativo dell'apparecchio di appoggio



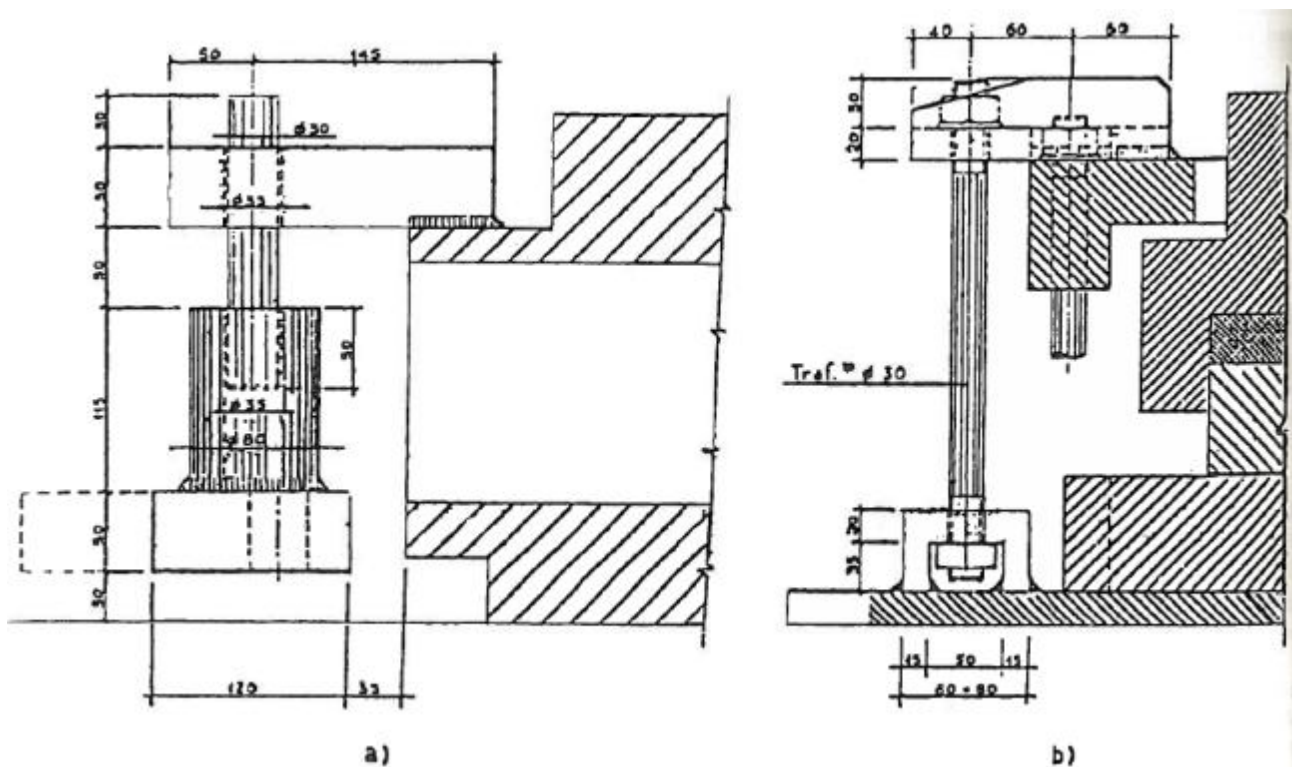


Figura 21 Schema barrotti dissipatori

Il principio di funzionamento di questi dispositivi sotto azione sussultoria è essenzialmente quello di isolare la struttura. Sotto azioni orizzontali invece, si prevede che l'elevata deformabilità dei cuscini di neoprene armato consente degli spostamenti tali da portare in campo plastico gli elementi dissipatori (a): quando questi snervano, giocando il ruolo di "fusibili meccanici", la frequenza di vibrazione del sistema si abbatta (perché si riduce la rigidezza) e il dispositivo inizia a funzionare come isolatore sotto azioni orizzontali. Inoltre il sistema dissipa istereticamente l'energia in input agendo da smorzatore e riducendo quindi gli spostamenti dei supporti. I fusibili sono elementi che lavorano in parallelo con l'isolatore in direzione orizzontale.

Secondo quanto riportato in *"Top isolation of suspended steel structures: modelling, analysis and application"*, F.M. Mazzolani, G. Serino, la gomma costituente gli appoggi è del tipo A60, con modulo  $G=0.9\text{MPa}$ . La rigidezza verticale è stata valutata come , dove:

- $E_0=3G$  è il modulo di Young della gomma;
- $S$  è il fattore di forma e si valuta come  $S=\Phi'/4t_1$ ;
- $\Phi'$  è il diametro dei dischi di acciaio;
- $t_1$  è lo spessore degli strati di neoprene;
- $A_c=\pi\Phi'^2/4$  è l'area racchiusa dai dischi di acciaio;
- $T_r=15t_1$  è lo spessore totale di neoprene.

Considerando inoltre un rapporto di smorzamento viscoso equivalente del 5%, si può attribuire uno smorzamento , con  $M$  massa totale della struttura ( $M=1274t$ ). La rigidezza orizzontale è invece



calcolata come , essendo  $A = \pi\Phi^2/4$  l'area della sezione trasversale dell'appoggio ( $\Phi$  è il diametro degli strati in gomma). Anche orizzontalmente si è valutato una costante di smorzamento  $c_h$  in maniera analoga al calcolo effettuato in direzione verticale, considerando però la massa  $M/2$ .

Secondo le informazioni riportate nelle fonti bibliografiche e iconografiche , vi sono quattro diversi appoggi di dimensioni differenti e dotati di portanza varia come indicato in Tabella 1. La distribuzione dei vari tipi di appoggi in pianta è illustrata in Figura 14.

Portata	G	E=3 G	$\Phi$	$\Phi'$	$t_i$	$n_{s\text{ gomma}}$	$A_c$	$A'_c$	$T_r$	S	$k_v$	M	$\xi$	$c_v$	$k_h$	$c_h$
t	Mpa	Mpa	mm	mm	mm	-	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	-	kN/mm	t	-	kNs/m	kN/m	kNs/mm
420	0.9	2.7	680	670	7.2	15	363168. 1	352565. 2	108	23.2 6	6210.18	1274	0.05	4.45	3.03	0.14
240	0.9	2.7	620	610	7.2	15	301907. 1	292246. 7	108	21.1 8	4268.27	1274	0.05	3.69	2.52	0.13
540	0.9	2.7	850	840	7.2	15	567450. 2	554176. 9	108	29.1 7	15335.5 0	1274	0.05	6.99	4.73	0.17
300	0.9	2.7	650	640	7.2	15	331830. 7	321699. 1	108	22.2 2	5171.11	1274	0.05	4.06	2.77	0.13

**Tabella 1 Tipologie di appoggi**

La rigidezza attribuita ai fusibili è valutata come e la sua forza di snervamento è di circa 30 kN.

In Figura 22 e in Figura 23 sono illustrate rispettivamente le fotografie di un appoggio singolo e di due appoggi accoppiati. In Figura 24 invece è riportato il dettaglio di un appoggio singolo con la specificazione dei vari elementi che lo costituiscono.



**Figura 22 Appoggio singolo (modulo strutturale di estremità)**



**Figura 23 Appoggi accoppiati (modulo strutturale intermedio)**



**Figura 24 Particolare del dispositivo**



## 2.3 Ammortizzatori di piano

Il problema degli scuotimenti orizzontali è stato affrontato sotto l'aspetto di proteggere la struttura dagli effetti di martellamento fra le pareti delle torri e gli impalcati dell'ossatura sospesa. Sono stati allo scopo concepiti gli apparecchi illustrati in Figura 25 e denominati bumper. L'estremità di ogni trave di piano (1), facente capo ad un nucleo in c.a. (2), viene racchiusa in un'apposita testata (3), cui sono collegati quattro cuscinetti di neoprene a struttura cellulare (4). Per effetto dei movimenti orizzontali tali cuscini contrastano contro le parti metalliche della piastra ancorata alla parete in c.a. (5); gli spostamenti verticali sono invece liberamente consentiti dal contatto teflon-acciaio inox (6). Il numero totale di bumper presenti nell'edificio A è 84, che si articolano in 5 diverse tipologie che si differenziano essenzialmente per le caratteristiche degli elementi di connessione tra il nucleo e la trave stessa. In allegato alla presente relazione si riportano delle tavole che illustrano la distribuzione delle varie tipologie dei dispositivi ammortizzatori di piano nell'ambito della struttura in esame, in corrispondenza dei quattro impalcati (vedi tavole primo, secondo, terzo, quarto impalcato-carpenterie metalliche).

Le caratteristiche del neoprene costituente i bumper non è noto, ma in seguito ad un sopralluogo effettuato la gomma rilevata è risultata alquanto morbida al tatto, e pertanto si stima di qualità non molto elevate (si suppone del tipo A18). La rigidezza  $k_b$  valutata corrisponde alla rigidezza del singolo cuscinetto di neoprene. In ciascuna direzione per ciascun impalcato vi sono 8 cuscinetti di neoprene. Di questi però solo 4 sono compressi e quindi considerati funzionanti. In particolare quando l'azione sismica orizzontale agisce in direzione longitudinale, in corrispondenza di ciascuna connessione trave-nucleo c'è un cuscinetto compresso che è chiamato a lavorare. Quando l'azione sismica agisce invece in direzione trasversale, in corrispondenza di due delle quattro connessioni trave-nucleo vi sono rispettivamente due cuscinetti compressi che lavorano, mentre sulle altre due connessioni i cuscinetti sono tesi. Però, considerando la ciclicità dell'azione sismica e quindi la variazione ciclica continua di cuscinetti tesi e compressi, si considera per semplicità e per simmetria un cuscinetto chiamato a lavorare per ciascuna connessione trave-nucleo anche in direzione trasversale.

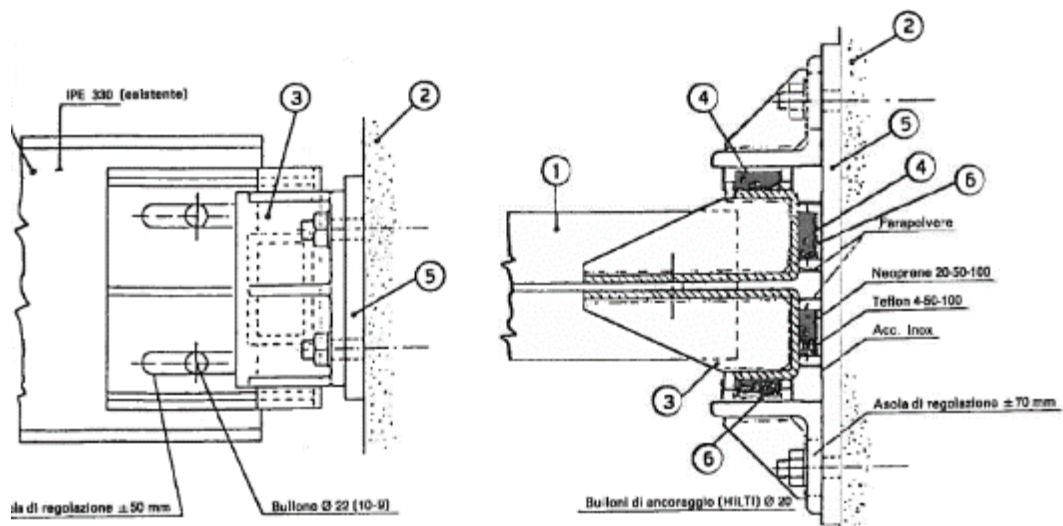


Figura 25 Schema del bumper

In Figura 26 è illustrato il solo elemento bumper, mentre in Figura 27 e in Figura 28 sono riportate delle fotografie effettuate durante un recente sopralluogo dell'ammortizzatore di piano inserito nella struttura.

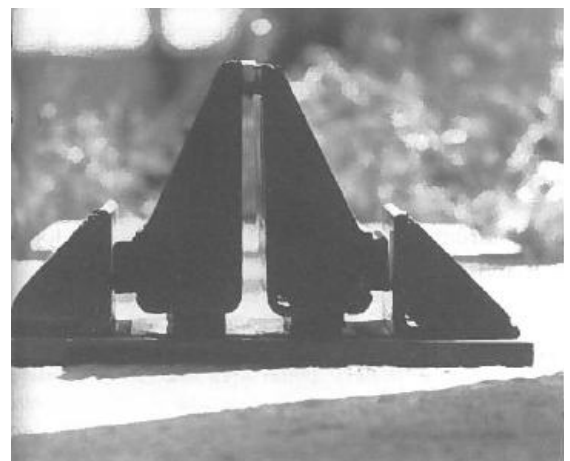
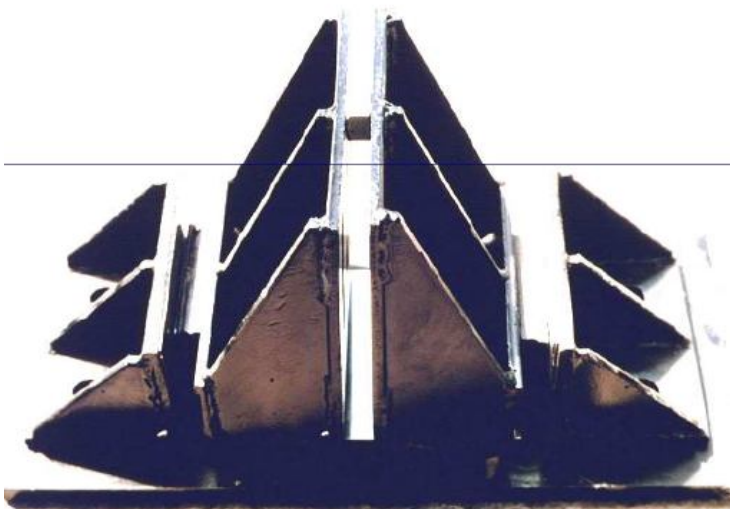
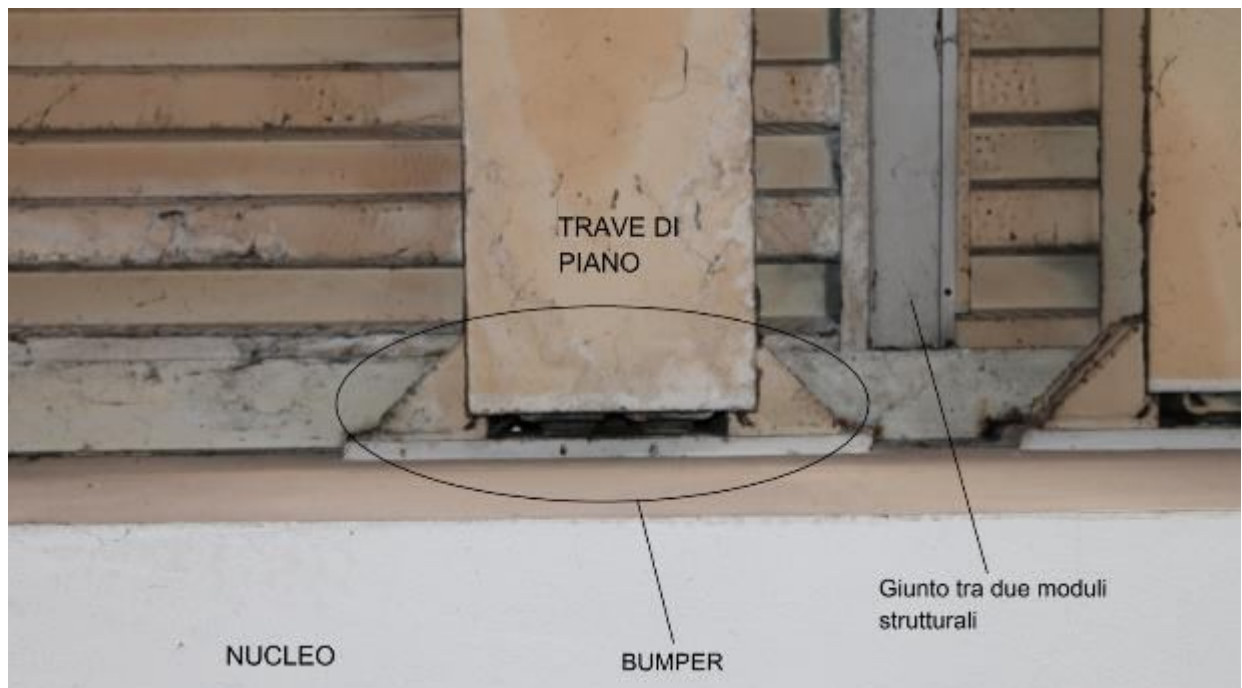


Figura 26 Fotografie ammortizzatori in gomma (bumpers)



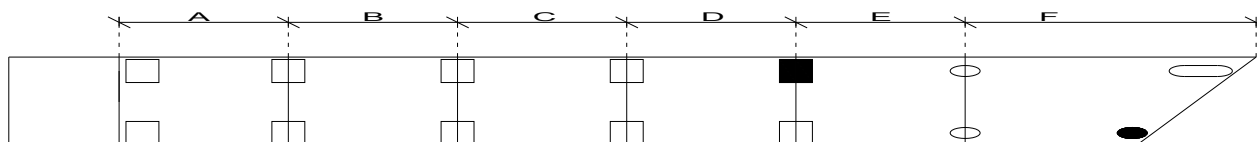
**Figura 27** Vista dal basso impalcato primo piano, con particolare del bumper interposto tra la trave di piano e il nucleo



**Figura 28** Zoom bumper impalcato intermedio

## **2.SOPRALLUOGO PRESSO LA STRUTTURA ESISTENTE E STATO DI FATTO DEI DISPOSITIVI DI PROTEZIONE SISMICA**

In data 19/11/2014 è stato effettuato un sopralluogo presso l'edificio A della caserma dei vigili del fuoco di Napoli, ponendo particolare attenzione ai sistemi di protezione sismica presenti nella struttura e agli ammortizzatori di piano. In particolar modo sono stati ispezionati i due nuclei campiti in Figura 29.



**Figura 29 Nuclei ispezionati (campiti) durante il sopralluogo del 19/11/2014**

Il nucleo a sezione circolare ispezionato presenta un appoggio singolo (Figura 22) caratterizzato da un vincolo carrello uni-direzionale con scorrimento in direzione x. Dall'ispezione infatti, scoprendo la guaina para-polvere, è stata evidenziata la presenza, in questa direzione, di un binario, come mostrato in Figura 16. Nella direzione trasversale invece sono visibili solo due piastre a contatto, con assenza di binario (Figura 30).



**Figura 30 Carrello uni-direzionale ispezionato sul nucleo a sezione circolare**

Inoltre si è notato che il dispositivo risulta decentrato verso il lato est della struttura, come si evince dalle foto di Figura 31. Si è potuto constatare che il dispositivo risulta decentrato solo nella direzione in cui è presente il binario e che, per gli spostamenti evidenziati, l'edificio A risulta espanso, probabilmente come conseguenza del trascorso periodo estivo.



**Figura 31 Dispositivo decentrato per effetto delle escursioni termiche**

I due dispositivi accoppiati presenti invece sul nucleo a sezione rettangolare ispezionato, sembrano effettivamente corrispondere al carrello bi-direzionale e alla cerniera fissa riportate sullo schema di Figura 14. Infatti sul primo sono evidenti le superfici teflon-acciaio a contatto (Figura 15), a differenza del secondo dove si riscontrano due superfici di acciaio a contatto tra le quali non sembra interposto alcun altro strato (assenza di teflon - Figura 17). Inoltre, anche in questo caso è stato possibile verificare che mentre il carrello bi-direzionale risulta decentrato per effetto di variazioni termiche, la cerniera risulta essere centrata. Pertanto, alla luce dei tre dispositivi analizzati, in prima analisi non sembra errato asserire che gli appoggi sembrano funzionare correttamente come vincoli per consentire alla struttura di "respirare", ovvero di subire spostamenti per effetto delle variazioni termiche senza che nascano stati di coazione interna. In ogni caso è opportuno prevedere il montaggio di un sistema di monitoraggio che consenta di ottenere dati concreti a riguardo.

Inoltre è stato ispezionato un sistema di ammortizzatore di piano in corrispondenza di un impalcato intermedio, rimuovendo facilmente un pannello di controsoffittatura (Figura 28 e Figura 32).



**Figura 32 Sistema di ammortizzatore di piano**

Dal sopralluogo è stato possibile constatare che i cuscinetti di neoprene costituenti il bumper sono piuttosto soffici, quindi non si ha presenza di strati di acciaio e il neoprene utilizzato è stimato essere caratterizzato da basso modulo di resistenza. Inoltre si è constatato che lo spessore di ciascun



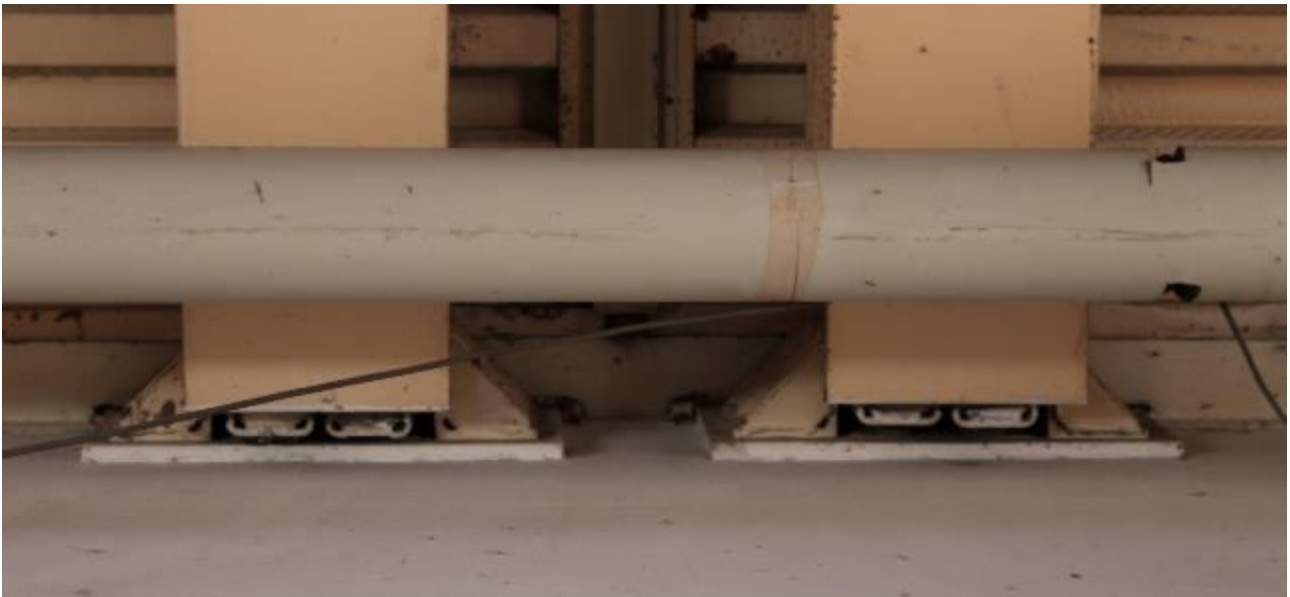
cuscinetto di neoprene è di circa 2 cm: questo rappresenta quindi lo spostamento massimo consentito in corrispondenza dei vari impalcati.

Come si evince dalla Figura 33 inoltre, si può constatare la presenza di asole di regolazione in corrispondenza dei bulloni di ancoraggio che collegano gli angolari alla trave di piano e al nucleo, vincolando i cuscinetti di neoprene contro le pareti.



**Figura 33 Asole di regolazione dei bulloni di ancoraggio in corrispondenza dei bumpers**

In Figura 34 è possibile osservare i sistemi di ammortizzatori di piano presenti al primo impalcato in corrispondenza delle travi trasversali e dei nuclei, a cavallo di due moduli strutturali.



**Figura 34 Sistema di bumper a cavallo tra due moduli strutturali adiacenti**



### 3. ANALISI DI VULNERABILITÀ DELL'EDIFICIO ESISTENTE

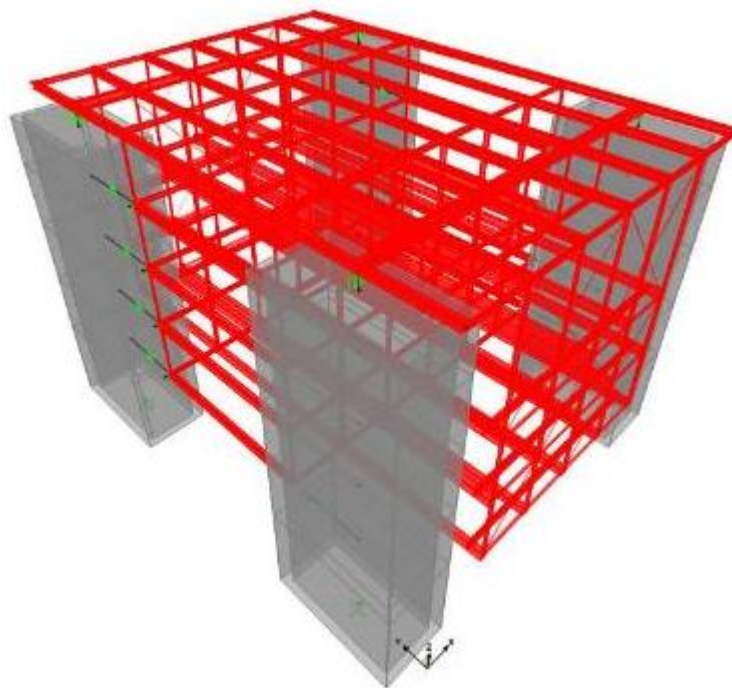
Per effettuare un'adeguata valutazione del comportamento sismico dell'edificio A è stato messo a punto un modello agli elementi finiti di un generico modulo strutturale costituente la struttura. Il software di calcolo utilizzato è SAP2000. Per ridurre l'onere di calcolo la struttura è stata modellata assumendo le seguenti semplificazioni:

- le travi reticolari costituenti l'impalcato di sospensione non sono state direttamente modellate, bensì si è considerato il loro contributo in termini di massa e rigidezza;
- le travi di piano che sono state modellate sono solo le travi principali accoppiate 2IPE330, disposte in direzione trasversale, e le travi longitudinali che corrono in corrispondenza delle sezioni verticali dove sono presenti i tirantini verticali; quindi le altre travi secondarie e i controventi di piano non sono stati direttamente modellati in quanto il loro apporto di rigidezza è stato contemplato considerando gli impalcati infinitamente rigidi;
- la massa di ciascun impalcato è stata assegnata al baricentro di ciascun piano come massa concentrata.

#### 4.1 Modello

La struttura modellata (Figura 35) rappresenta un modulo strutturale centrale (B, C, D) appartenente all'edificio A della caserma dei vigili del fuoco di Napoli.

Il modulo ha dimensioni in pianta di 18 m x 26.1 m ed è costituito da quattro nuclei in cemento armato, caratterizzati da calcestruzzo  $R_{bk} = 200 \text{ kg/cm}^2$  (cls C20/25), di altezza totale 17.525 m e spessore delle pareti di 0.40 m. Sulla testa dei nuclei poggia un impalcato di sospensione costituito da un reticolo di travi in acciaio Fe 360 grado C (S235), a cui sono sospesi quattro impalcati, con altezza interpiano di 3,4 m, mediante dei pilastrini in acciaio. Per semplicità in questa prima fase non sono state direttamente modellate le travi reticolari costituenti l'impalcato di sospensione, tenendo però in considerazione il contributo che esse apportano alla massa totale dell'edificio.



**Figura 35 Modulo strutturale 3D**

I pendini che sorreggono i vari impalcati sono caratterizzati da sezione rettangolare piena di dimensioni 40 x 80, 40 x 120 e 40 x 250; essi fungono da tirantini. In particolare, considerando la direzione longitudinale (piano x-z), i tirantini sono situati in corrispondenza delle sezioni perimetrali ( $y = 0$  m e  $y = 26.1$  m), dove sono di dimensioni 40 x 120 (Figura 36), e delle sezioni disposte ad una distanza  $y = 8.1$  m e  $y = 18$  m, dove risultano essere di dimensioni 40 x 80 lateralmente e 40 x 250 internamente (Figura 37). In Figura 36 è possibile inoltre notare che:

- in corrispondenza delle sezioni longitudinali perimetrali vi sono dei controventi costituiti da sezione circolare  $\Phi 39$ ;
- al quarto impalcato c'è una rientranza.

Infatti la pianta del quarto impalcato è più piccola (18 m x 18 m) rispetto a quella degli altri impalcati e in corrispondenza delle sezioni longitudinali perimetrali di tale pianta, ovvero ad una distanza  $y = 4.05$  m rispetto al sistema di riferimento globale (indicato in Figura 35) vi sono ulteriori tiranti, di dimensioni 40 x 80 (Figura 38), che sorreggono questo impalcato collegandolo all'impalcato di sospensione.

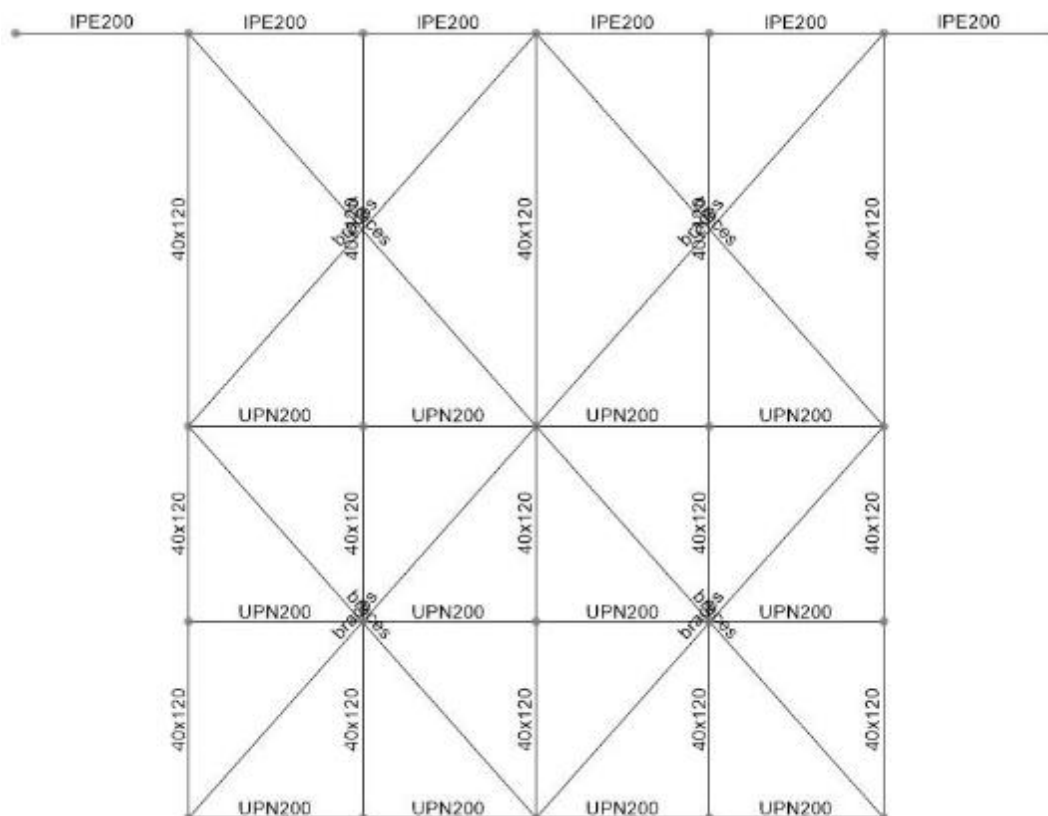


Figura 36 Sezione longitudinale perimetrale (y=0m e y=26.1m)

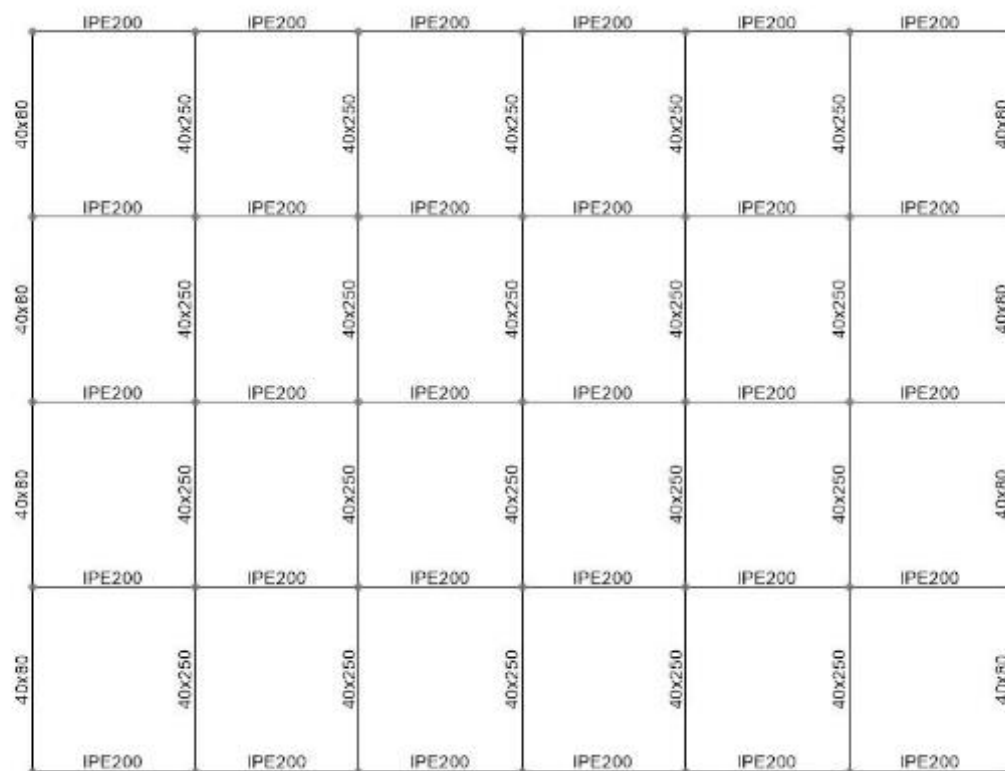


Figura 37 Sezione longitudinale y=8.1m e y=18m

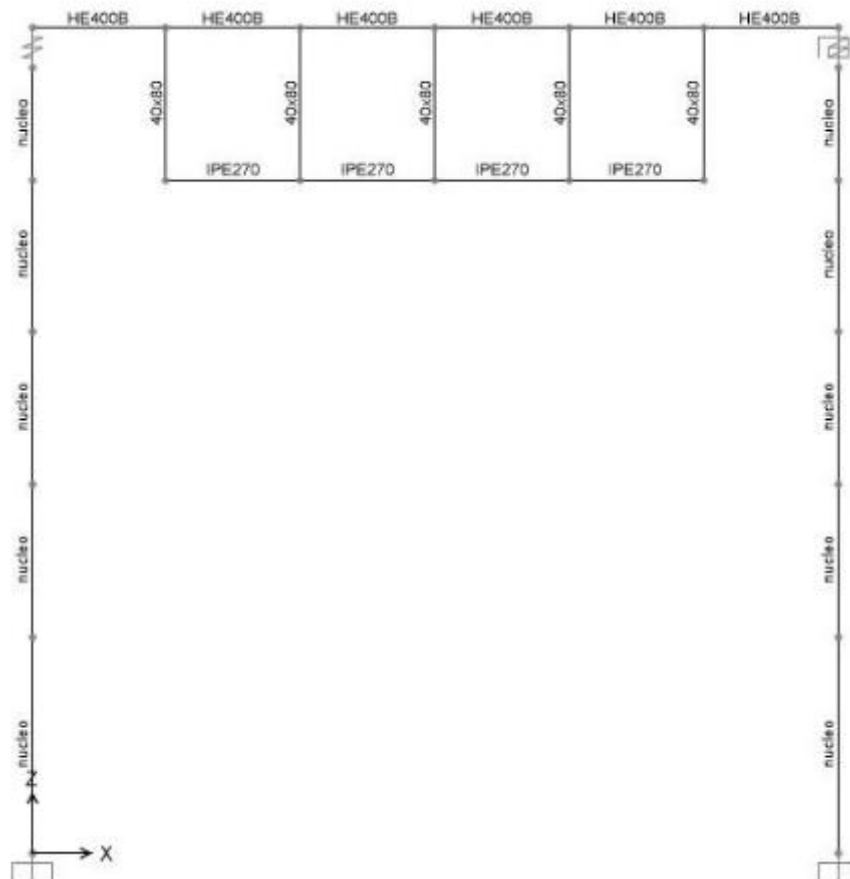


Figura 38 Sezione longitudinale in corrispondenza del perimetro del quarto impalcato ( $y=4.05m$ )

In Figura 39 è illustrata una sezione trasversale interna (piano y-z) della struttura che consente di visualizzare tutti i tipi di tirantini presenti, nonché la rientranza del quarto impalcato.

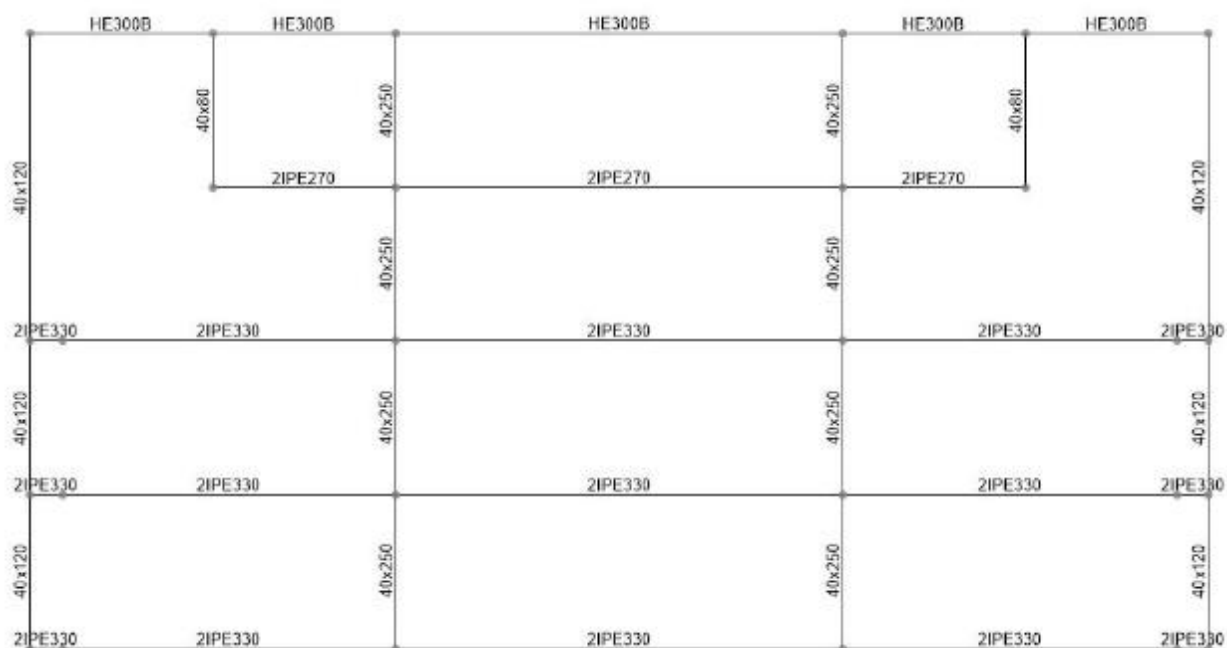


Figura 39 Sezione trasversale interna

Gli elementi costituenti la struttura in esame sono stati modellati tutti come elementi frame. In particolare i nuclei sono stati modellati come elementi frame in calcestruzzo caratterizzati da una sezione rettangolare scatolare di dimensioni 6.7 m x 3.5m e spessore di 0.4 m; le travi e i pendini sono stati invece modellati come elementi frame in acciaio S235. La massa di ciascun impalcato è stata assegnata al baricentro dell'impalcato stesso, secondo lo schema in Tabella 2, che richiama quanto riportato in *"Top isolation of suspended steel structures: modelling, analysis and application"*, F.M. Mazzolani, G. Serino, Behaviour of Steel Structures in Seismic areas, 1987, Kyoto - Japan:

Impalcato	Area (m2)	Massa traslazionale (t) $M_x=M_y=M_z$	Massa rotazionale (tm2) $M_{xx}$	Massa rotazionale (tm2) $M_{yy}$	Massa rotazionale (tm2) $M_{zz}$
Sospensione	488	285	11550	8295	19846
4°	313	211	5270	5480	10750
3°	415	280	13168	6803	19971
2°	415	249	11705	6047	17752
1°	415	249	11705	6047	7752
Totale	2046	1274			

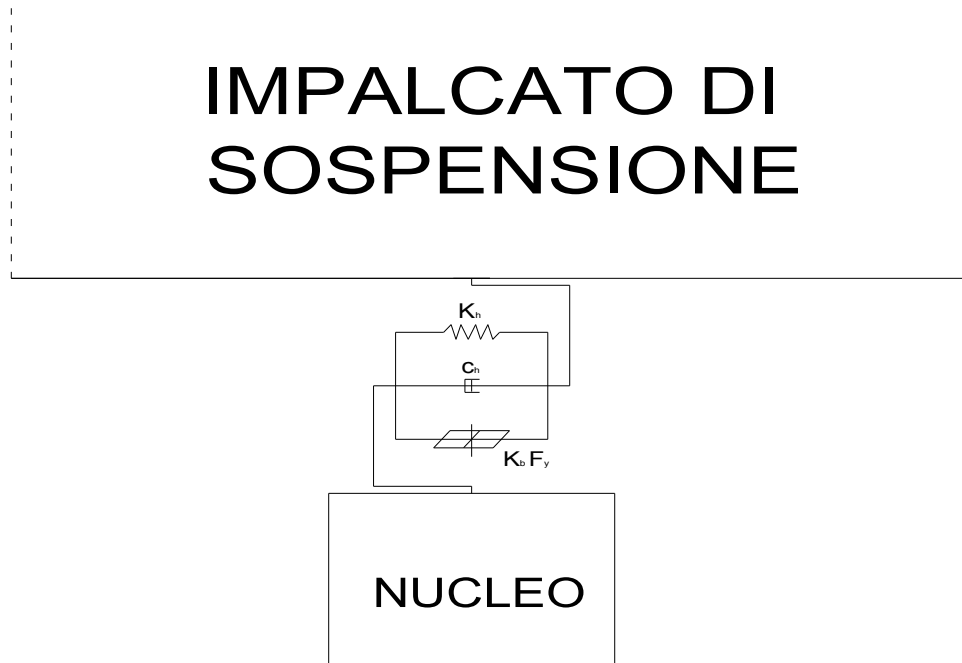
**Tabella 2 Masse concentrate nel baricentro di ciascun impalcato**

Tali masse non includono quella del nucleo e per tale ragione al calcestruzzo costituente i piloni è stata assegnata massa diversa da zero. Al contrario invece la massa dell'acciaio costituente gli altri elementi strutturali è stata posta nulla in quanto essa è già stata contemplata nei master joints.

Gli impalcato della struttura in esame sono stati modellati come elementi infinitamente rigidi, assegnando ai nodi afferenti a quel piano il vincolo constraint body, che impone loro di muoversi rigidamente come un corpo tridimensionale rigido.

Come già illustrato nel paragrafo descrittivo della struttura, all'interfaccia tra la testa dei nuclei e l'impalcato di sospensione sono collocati dei dispositivi di protezione sismica passiva piuttosto elaborati. Il principio di funzionamento di questi dispositivi sotto azione sussultoria è essenzialmente quello di isolare la struttura. In questa prima fase di valutazione del comportamento della struttura la presenza degli elementi dissipatori (b) (vedere Figura 21 e Figura 24) viene trascurata considerando che la rigidezza assiale di tale elemento è di un ordine di grandezza circa inferiore rispetto alla rigidezza verticale dell'isolatore. In direzione orizzontale invece sono presenti i fusibili, che lavorano in parallelo con l'isolatore. Gli appoggi sono stati modellati come due molle in parallelo che collegano la testa del nucleo e il corrispondente punto dell'impalcato di sospensione; esse corrispondono rispettivamente all'appoggio in neoprene armato, considerato come molla elastica (Linear Link), e al sistema di dissipatori (a), considerato come molla elastica-perfettamente plastica (Wen Link), come illustrato in Figura 40. A tutte le quattro molle elastiche

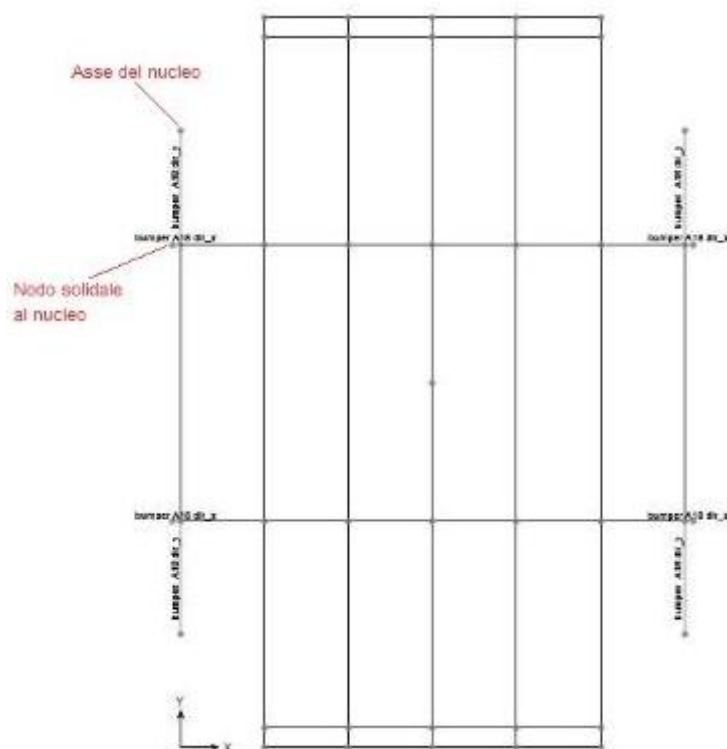
presenti nel singolo modulo strutturale è stata attribuita una rigidezza verticale  $k_v$  ed una costante di smorzamento  $c_v$  (vedi Tabella 1), mentre orizzontalmente sono state attribuite la rigidezza  $k_h$  e la costante di smorzamento  $c_h$  nelle direzioni opportune.



**Figura 40 Modello molle elastica (isolatore in direzione orizzontale) ed elasto-plastica (dissipatore a) in parallelo**

Per quanto già esposto nel paragrafo descrittivo, dei quattro cuscinetti di neoprene costituenti l'ammortizzatore di piano (bumper) presente tra la testa delle travi disposte in direzione trasversale ed i nuclei, solo due (uno in ciascuna direzione orizzontale) si considerano chiamati a lavorare perché compressi. Per tale ragione ciascun ammortizzatore di piano è stato modellato mediante due molle lineari (ciascuna corrispondente ad un cuscinetto di neoprene) di rigidezza assiale  $k_b = 6.25$  kN/mm, che collegano il nucleo con un punto esterno alla struttura, reso solidale al nucleo stesso mediante un vincolo constraint rigid body (Figura 41). A ciascuna molla è stata attribuita una costante di smorzamento, dove  $m$  è la massa del generico impalcato.





**Figura 41 Modello dei bumper in pianta**

Si ritiene fondamentale evidenziare che la modellazione, e quindi le analisi, effettuate al momento sono frutto di una serie di ipotesi relative al funzionamento dei dispositivi di protezione antisismica presenti nella struttura, basate sui dati estratti dal materiale bibliografico e iconografico, e sulle considerazioni che si sono potute mettere a punto mediante i sopralluoghi avvenuti. É chiaro che le valutazioni relative al funzionamento dei dispositivi potranno essere approfondite e migliorate sulla base dei risultati che si otterranno dal monitoraggio statico e dinamico, dalla prova dinamica con vibrodina, nonché da ulteriori sopralluoghi.

## **4.2 Analisi**

Effettuando l'analisi modale si osserva il primo modo di vibrare traslazionale in direzione y con un 73% di massa partecipante ed un periodo di 0.59 s (Figura 42); il secondo modo corrisponde al secondo modo di vibrare traslazionale in direzione x con un 33% di massa partecipante e periodo 0.56 s (Figura 43). Il modulo strutturale analizzato risulta più deformabile in direzione y per la mancanza dei controventi presenti in direzione x. Inoltre il primo modo di vibrare in direzione x presenta un punto di flesso: in realtà esso è presente solo nelle sezioni longitudinali interne, prive di controventi e quindi più deformabili, mentre in corrispondenza delle sezioni longitudinali di facciata, dove sono presenti i controventi, la deformata modale presenta spostamento sempre nella stessa direzione.

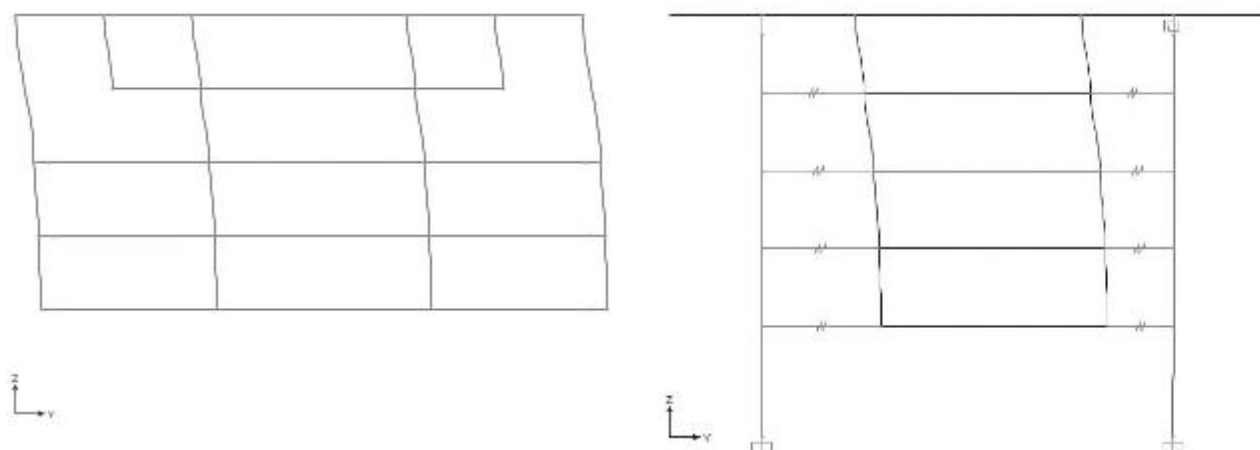


Figura 42 I modo di vibrare in direzione y

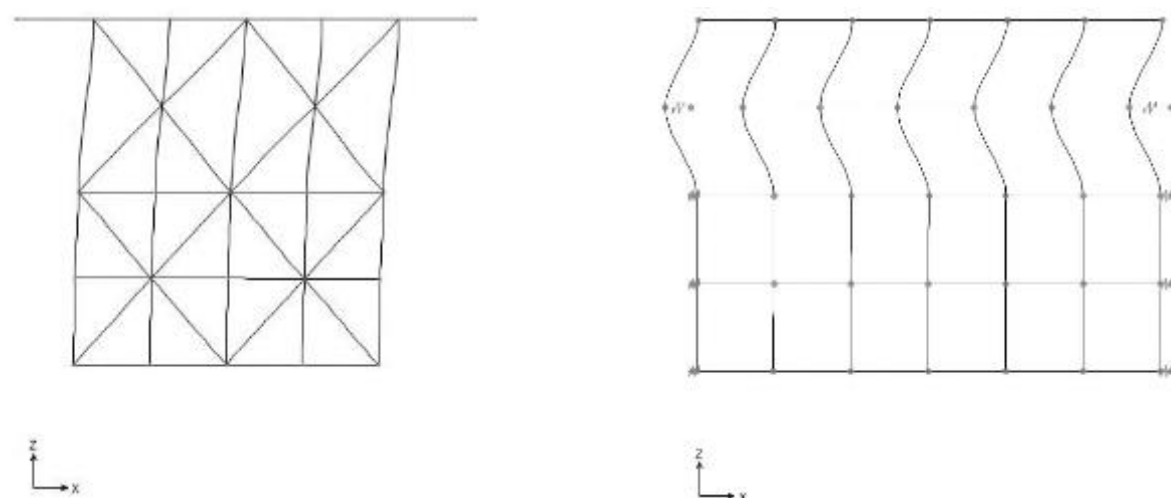


Figura 43 I modo di vibrare in direzione x

Il primo modo di vibrare traslazionale in direzione verticale corrisponde invece al quattordicesimo modo, con una massa partecipante pari all'82% e un periodo di 0.09 s.

Mod e	Perio d	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
-	Sec	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	0.59	0.00	0.73	0.00	0.00	0.73	0.00	0.15	0.00	0.19	0.15	0.00	0.19
2	0.56	0.33	0.00	0.00	0.33	0.73	0.00	0.00	0.22	0.18	0.15	0.22	0.36
3	0.49	0.54	0.00	0.00	0.87	0.73	0.00	0.00	0.13	0.29	0.15	0.35	0.65
4	0.40	0.00	0.05	0.00	0.87	0.78	0.00	0.07	0.00	0.01	0.23	0.35	0.66
5	0.35	0.00	0.00	0.00	0.87	0.78	0.00	0.00	0.00	0.17	0.23	0.35	0.84
6	0.32	0.00	0.00	0.00	0.87	0.78	0.00	0.00	0.00	0.01	0.23	0.35	0.84
7	0.29	0.00	0.03	0.00	0.87	0.81	0.00	0.02	0.00	0.01	0.25	0.35	0.85
8	0.26	0.00	0.01	0.00	0.87	0.81	0.00	0.01	0.00	0.00	0.26	0.35	0.85
9	0.21	0.06	0.00	0.00	0.93	0.81	0.00	0.00	0.15	0.03	0.26	0.50	0.88
10	0.16	0.07	0.00	0.00	1.00	0.81	0.00	0.00	0.10	0.04	0.26	0.61	0.92
11	0.13	0.00	0.19	0.00	1.00	1.00	0.00	0.18	0.00	0.05	0.43	0.61	0.97
12	0.13	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.43	0.61	0.97

13	0.13	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.43	0.61	0.97
14	0.10	0.00	0.00	0.82	1.00	1.00	0.82	0.38	0.25	0.00	0.81	0.86	0.97
15	0.09	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.00	0.02	0.81	0.86	1.00
16	0.09	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.06	0.00	0.81	0.92	1.00
17	0.08	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.00	0.00	0.00	0.81	0.92	1.00
18	0.08	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.82	0.09	0.00	0.00	0.90	0.92	1.00
19	0.04	0.00	0.00	0.11	1.00	1.00	0.93	0.05	0.03	0.00	0.95	0.95	1.00
20	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.93	0.00	0.01	0.00	0.95	0.96	1.00
21	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.93	0.01	0.00	0.00	0.96	0.96	1.00
22	0.02	0.00	0.00	0.04	1.00	1.00	0.97	0.02	0.01	0.00	0.98	0.97	1.00
23	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.97	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	1.00
24	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.97	0.00	0.00	0.00	0.98	0.98	1.00
25	0.02	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	0.99	0.01	0.01	0.00	0.99	0.98	1.00
26	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.99	0.98	1.00
27	0.02	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.98	1.00
28	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.98	1.00
29	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.98	1.00
30	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.02	0.00	1.00	1.00	1.00

**Tabella 3 Massa partecipante in corrispondenza dei diversi modi di vibrare (analisi di vulnerabilità)**

Successivamente è stata implementata un'analisi dinamica non lineare della struttura allo stato limite di collasso (SLC). La selezione degli accelerogrammi è stata effettuata mediante l'ausilio del programma Roxel "*REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis*", I. Iervolino, C. Galasso, E. Cosenza, Bull Earthquake Eng- ORIGINAL RESEARCH PAPER, 4 August 2009, nel rispetto di quanto prescritto dalla normativa italiana NTC2008 Decreto Ministeriale del 14 gennaio, 2008. Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni. G.U. n. 29 del 4/2/2008: in particolar modo è stato selezionato un set di 7 accelerogrammi spettro-compatibili allo spettro target di riferimento, valutato sul sito in esame assumendo un sottosuolo di categoria C.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	M <sub>w</sub>	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	PGA_Y [m/s <sup>2</sup> ]
273	122	NIG022	MID NIGATA PREF	2011_March_11	6.2	reverse	23.05	1.34	1.14
458	99	ST_24087	Northridge	1994_January_17	6.7	reverse	11.02	3.37	3.02
341	142	RHSC	Christchurch	2011_February_21	6.2	reverse	13.73	2.85	2.45
459	99	ST_24389	Northridge	1994_January_17	6.7	reverse	20.19	2.51	2.17
313	133	SANO	EMILIA_Pianura_Padana	2012_May_29	6	reverse	4.73	1.71	2.17
34	15	MYG010	N Miyagi Prefecture	2003_July_25	6.1	reverse	9.93	1.95	2.52
388	149	PPHS	Christchurch	2011_June_13	6	reverse	13.44	1.31	1.24
mean:					6.3		13.73	2.15	2.10

**Tabella 4 Set di 7 accelerogrammi spettro-compatibili allo SLC**

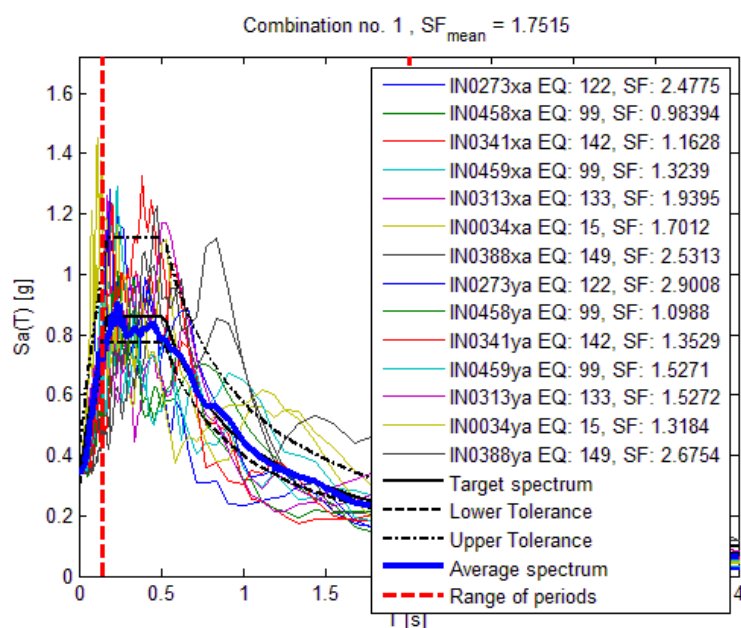


Figura 44 Spettri di risposta relativi alle due componenti degli accelerogrammi selezionati allo SLC

### 4.3 Risultati

I valori dei periodi fondamentali di vibrazione della struttura in direzione orizzontale e verticale non corrispondono a dei valori caratteristici delle strutture isolate, che sono generalmente di 2 - 3 s. Infatti lo scopo dell'isolamento è quello di apportare un incremento del valore del periodo di vibrazione fondamentale della struttura in maniera tale da ridurre la domanda sismica: se si pensa ad un classico spettro di risposta in termini di accelerazione, per valori alti del periodo di vibrazione, ovvero superiori al tratto a velocità costante, l'ordinata spettrale tende a ridursi. Dall'analisi modale effettuata invece risulta che la struttura è molto rigida verticalmente ( $T = 0.09$  s): la domanda sismica è addirittura amplificata. In realtà però, l'azione sismica sussultoria attesa su suolo campano non è particolarmente significativa. Anche in direzione orizzontale la struttura non sembra comportarsi come una classica struttura isolata. D'altra parte, la presenza del cuscino di neoprene armato serve solo a garantire spostamenti sufficienti a far plasticizzare il sistema di dissipazione costituito dalle barre di acciaio indicate come dispositivo (a) in Figura 21. L'assorbimento di energia è poi attribuito proprio a tale sistema di dissipatori. Il problema principale che si riscontra sulla struttura è però che, in caso di evento sismico ondulatorio, con conseguente plasticizzazione dei barrotti dissipativi, gli spostamenti orizzontali attesi sulla struttura sospesa, e quindi molto deformabile, sono molto alti. Uno degli scopi principali dell'implementazione dell'analisi dinamica non lineare è quello di valutare quali sono gli spostamenti d'interpiano che si hanno in corrispondenza degli impalcati. Il limite massimo consentito in termini di spostamento è di circa 2 cm, valore corrispondente allo spessore dei cuscinetti di neoprene, come constatato durante i sopralluoghi. Superata tale soglia si ha il

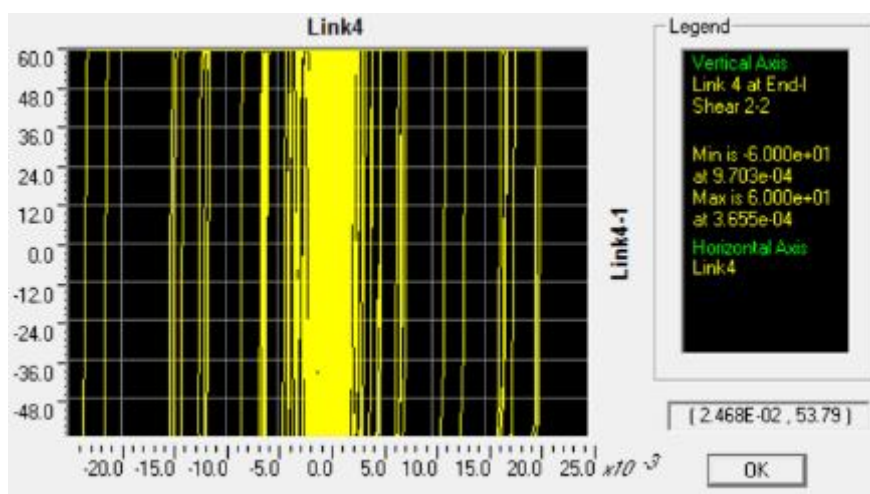
fenomeno del martellamento. Come output dell'analisi effettuata è stato possibile valutare lo spostamento medio indotto dai sette accelerogrammi in corrispondenza degli ammortizzatori di piano. I valori medi massimi individuati sono di circa 5-6 cm, come illustrato in Tabella 5.

UX	UY
m	m
0.051	0.057

**Tabella 5 Spostamenti medi massimi nei bumper**

Di conseguenza ciò implica che gli ammortizzatori di piano, per quanto detto in precedenza, non sono sufficienti ad assorbire tali spostamenti, così come tutto il sistema di impianti tecnologici.

I barrotti dissipativi risultano essere plasticizzati in corrispondenza di tutti i 7 accelerogrammi inseriti, come illustrato a titolo di esempio in Figura 45.



**Figura 45 Ciclo isteretico in corrispondenza di un sistema di barrotti dissipativi**

È stata inoltre effettuata una valutazione del periodo di vibrazione della struttura priva di barrotti dissipativi, supponendo che questi siano tutti plasticizzati. Si riscontra un periodo di vibrazione traslazionale nelle direzioni y ed x rispettivamente di 0.76 sec e 0.74 sec.

In merito ai risultati ottenuti risulta chiara la necessità di effettuare un intervento di adeguamento della struttura in esame.

## **4.PROGETTO DI ADEGUAMENTO**

Prima di procedere con la descrizione del progetto di adeguamento, si vuole nuovamente sottolineare che le analisi effettuate fin'ora, e quindi gli interventi suggeriti, sono conseguenza di una serie di ipotesi frutto delle considerazioni che si sono potute effettuare con i dati elaborati sulla base dei sopralluoghi e del materiale bibliografico reperito. Pertanto, mediante i dati che si otterranno dal monitoraggio statico e dinamico, dalla prova dinamica con vibrodina, nonché da



ulteriori sopralluoghi, potrà essere effettuato un miglioramento e/o ottimizzazione degli interventi di adeguamento proposti.

Secondo il progetto originale, il sistema adibito all'assorbimento dell'energia prodotta da un'azione sismica ondulatoria è costituito dai dispositivi di dissipazione dati dalle barre metalliche di Figura 21. Pertanto si potrebbe pensare di effettuare delle valutazioni delle azioni sismiche agenti, calcolate secondo le normative attualmente vigenti, e di sostituire e/o integrare i sistemi di dissipazione presenti. D'altra parte però, come già evidenziato tra le criticità, la struttura oggetto di studio non è stata concepita per essere in grado di subire spostamenti orizzontali importanti. La sua elevata deformabilità orizzontale, in caso di plasticizzazione dei dispositivi di dissipazione, comporterebbe degli spostamenti tali da generare danni agli elementi strutturali e agli impianti tecnologici. Pertanto la soluzione progettuale che sembra più idonea al caso specifico è quella di inserire degli shock transmitter (S.T.), ovvero dei dispositivi di dissipazione viscosa, sia in corrispondenza dell'impalcato di sospensione che degli altri piani. Questi si ritengono particolarmente adatti in quanto consentono gli spostamenti indotti dalle dilatazioni termiche, non ostacolando il corretto funzionamento dei vincoli preposti allo scopo in corrispondenza degli appoggi. Al contempo però, in caso di azione sismica, il dispositivo funge da vincolo fisso, trasferendo la forza ai nuclei in c.a.. Inizialmente si è pensato ad una soluzione che prevedesse dispositivi S.T. in tutte le direzioni; questa soluzione risulta essere però eccessivamente onerosa. Pertanto, si suggerisce di inserire in forma alternata dispositivi S.T. e vincoli fissi ripetendo quella che è la disposizione di vincoli presente in corrispondenza dell'impalcato di sospensione (Figura 46). In particolare i dispositivi di vincolo fisso sono stati concepiti come dispositivi costituiti da due carpenterie messe in collegamento da uno snodo sferico e fissate alle strutture per mezzo di idonei ancoraggi.

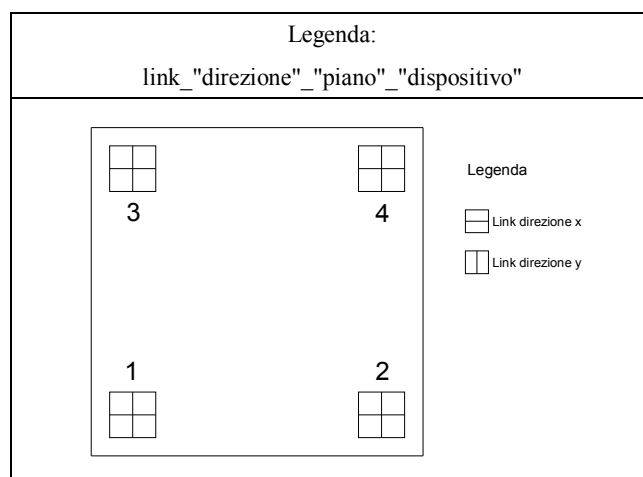


**Figura 46** Disposizione shock transmitter (S.T.) e vincoli fissi (V.F.)

## 5.1 Modello

Il modello utilizzato è il medesimo già descritto al paragrafo Modello; le uniche differenze risiedono nel modo in cui vengono modellati i dispositivi S.T. e i vincoli fissi. Entrambi sono considerati come molle elastiche lineari, in maniera da poter mantenere la configurazione del precedente modello. Mentre però ai vincoli fissi viene attribuita una rigidità infinita, la rigidità da attribuire agli S.T. è un valore finito che va valutato mediante procedure di calcolo iterative. In particolar modo si suppone di inserire dispositivi S.T. caratterizzati da spostamento capace di e forza massima capace di 150 kN o di 350 kN. La rigidità è stata valutata considerando il rapporto tra la forza massima capace e il 3-5% dello spostamento capace. Dopo aver inserito dei primi valori di tentativo della rigidità dei dispositivi in esame, è stata implementata un'analisi dinamica non lineare della struttura utilizzando lo stesso set di accelerogrammi spettro-compatibili inserito durante l'analisi di vulnerabilità dell'edificio. Se le forze agenti in corrispondenza dei link lineari risultano maggiori delle forze capaci allora andrebbe iterata nuovamente l'analisi considerando delle forze capaci maggiori. In questo modo si possono assegnare delle caratteristiche agli S.T. da inserire: essi sono dotati di forze capaci pari a 150 kN, 350 kN o una combinazione delle due, secondo quanto indicato nella tabella che segue.

linkx_I_1	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_I_2	Linear	ST_150kN
linkx_I_3	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_I_4	Linear	ST_150kN
linky_I_1	Linear	ST_150kN
linky_I_2	Linear	ST_150kN
linky_I_3	Linear	vincolo fisso al piano
linky_I_4	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_II_1	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_II_2	Linear	ST_350kN
linkx_II_3	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_II_4	Linear	ST_350kN
linkx_IV_1	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_IV_2	Linear	ST_2x350
linkx_IV_3	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_IV_4	Linear	ST_2x350
linky_II_1	Linear	ST_150kN
linky_II_2	Linear	ST_150kN
linky_II_3	Linear	vincolo fisso al piano
linky_II_4	Linear	vincolo fisso al piano
linky_IV_1	Linear	ST_350+150
linky_IV_2	Linear	ST_350+150



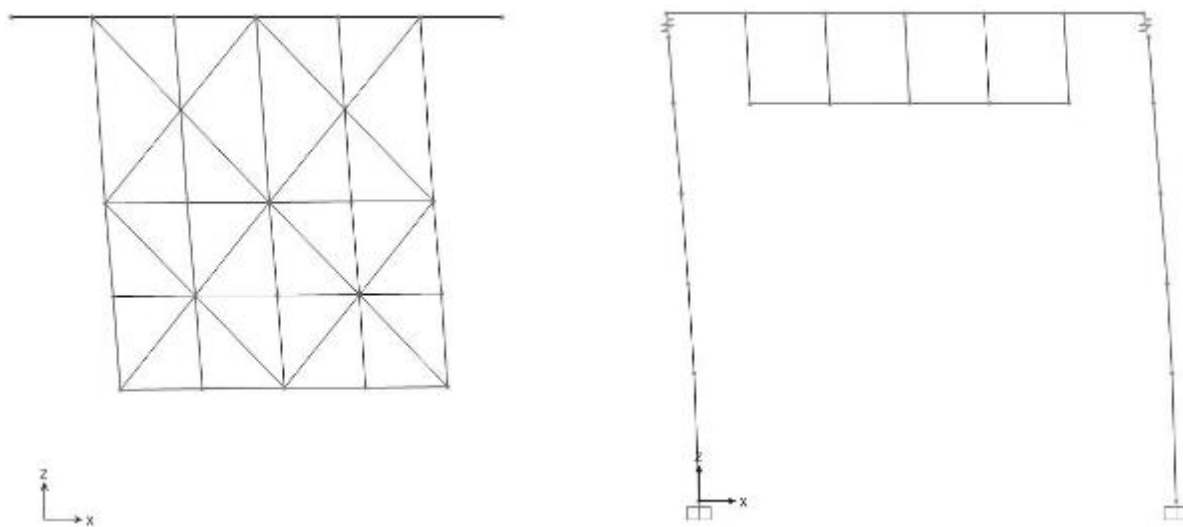
linky_IV_3	Linear	vincolo fisso al piano
linky_IV_4	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_III_1	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_III_2	Linear	ST_350+150
linkx_III_3	Linear	vincolo fisso al piano
linkx_III_4	Linear	ST_350+150
linky_III_1	Linear	ST_350kN
linky_III_2	Linear	ST_350kN
linky_III_3	Linear	vincolo fisso al piano
linky_III_4	Linear	vincolo fisso al piano

**Tabella 6 Disposizione degli S.T. nei quattro impalcati**

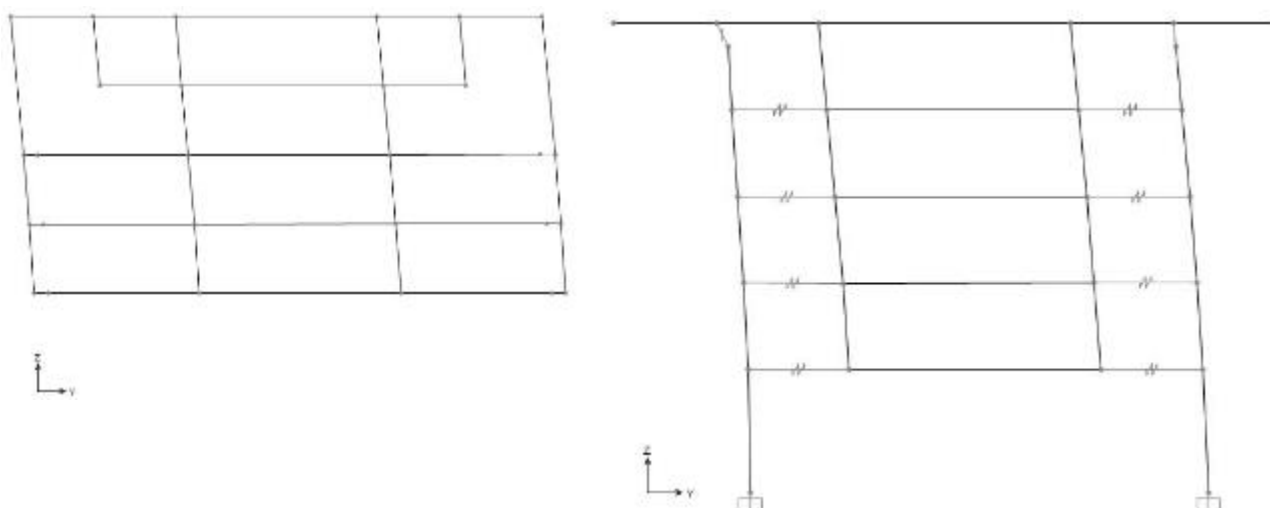
Anche in corrispondenza degli appoggi interposti tra i nuclei e l'impalcato di sospensione si prevede l'inserimento di shock transmitters agenti in direzione orizzontale in corrispondenza delle direzioni in cui lo spostamento è consentito dalle superfici di scorrimento. In particolare in direzione x si prevede l'inserimento di due dispositivi da 350 kN accoppiati (ST\_2x350), mentre in direzione y si suggerisce l'inserimento di due dispositivi accoppiati rispettivamente da 150 kN e da 350 kN (ST\_350+150). La modellazione degli appoggi in direzione verticale resta la stessa vista in fase di analisi di vulnerabilità.

## 5.2 Analisi

Effettuando l'analisi modale si osserva il primo modo di vibrare traslazionale in direzione x con un 80% di massa partecipante ed un periodo di 0.17 s (Figura 47); il secondo modo corrisponde al primo modo di vibrare traslazionale in direzione y con un 42% di massa partecipante e periodo 0.10 s (Figura 48).



**Figura 47 I modo di vibrare in direzione x**



**Figura 48 I modo di vibrare in direzione y**

Il primo modo di vibrare traslazionale in direzione verticale corrisponde invece al terzo modo, con una massa partecipante pari all'82% ed un periodo di 0.09 s.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.168	0.801	0.000	0.000	0.801	0.000	0.000	0.000	0.610	0.313
Mode	2	0.104	0.000	0.424	0.000	0.801	0.424	0.000	0.351	0.000	0.146
Mode	3	0.099	0.000	0.000	0.823	0.801	0.424	0.823	0.294	0.250	0.000
Mode	4	0.092	0.002	0.000	0.000	0.803	0.424	0.823	0.000	0.055	0.001
Mode	5	0.080	0.000	0.000	0.000	0.803	0.425	0.823	0.000	0.000	0.117
Mode	6	0.078	0.000	0.000	0.000	0.803	0.425	0.823	0.070	0.000	0.000
Mode	7	0.063	0.133	0.000	0.000	0.935	0.425	0.823	0.000	0.001	0.056
Mode	8	0.035	0.000	0.000	0.110	0.935	0.425	0.934	0.039	0.033	0.000
Mode	9	0.033	0.000	0.000	0.000	0.935	0.425	0.934	0.000	0.008	0.000
Mode	10	0.033	0.058	0.000	0.000	0.993	0.425	0.934	0.000	0.002	0.022
Mode	11	0.030	0.000	0.113	0.000	0.993	0.538	0.934	0.005	0.000	0.038
Mode	12	0.028	0.000	0.001	0.000	0.993	0.539	0.934	0.000	0.000	0.029
Mode	13	0.027	0.000	0.000	0.000	0.993	0.539	0.934	0.009	0.000	0.000
Mode	14	0.024	0.000	0.000	0.036	0.993	0.539	0.969	0.013	0.011	0.000
Mode	15	0.023	0.004	0.000	0.000	0.997	0.539	0.969	0.000	0.000	0.002

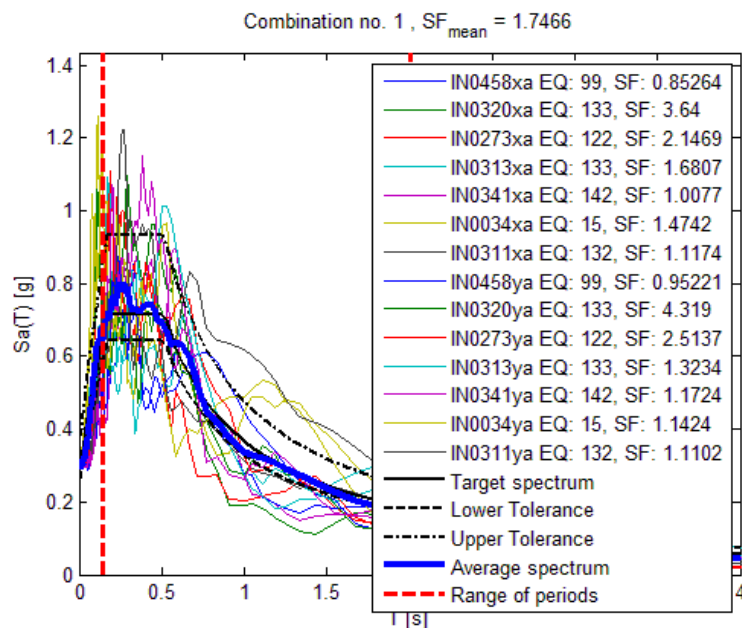
**Tabella 7 Massa partecipante in corrispondenza dei diversi modi di vibrare (analisi di adeguamento)**

Successivamente è stata implementata un'analisi dinamica non lineare allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con lo scopo di effettuare una verifica sullo sottostruttura, e in particolare sui nuclei. Infatti l'intervento di adeguamento suggerito comporta un incremento delle azioni sollecitanti i nuclei, sia in termini di taglio che di momento. Anche in questo caso è stata

effettuata la selezione di un set di 7 accelerogrammi spettro-compatibili (Tabella 8 e Figura 49) mediante il software Rexel.

Waveform ID	Earthquake ID	Station ID	Earthquake Name	Date	M <sub>w</sub>	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]	PGA_X [m/s <sup>2</sup> ]	PGA_Y [m/s <sup>2</sup> ]
458	99	ST_24087	Northridge	1994_January_17	6.7	reverse	11.02	3.37	3.02
320	133	SAG0	EMILIA_Pianura_Padana	2012_May_29	6	reverse	24.98	0.79	0.67
273	122	NIG022	MID NIIGATA PREF	2011_March_11	6.2	reverse	23.05	1.34	1.14
313	133	SAN0	EMILIA_Pianura_Padana	2012_May_29	6	reverse	4.73	1.71	2.17
341	142	RHSC	Christchurch	2011_February_21	6.2	reverse	13.73	2.85	2.45
34	15	MYG010	N Miyagi Prefecture	2003_July_25	6.1	reverse	9.93	1.95	2.52
311	132	MRN	EMILIA_Pianura_Padana	2012_May_20	6.1	reverse	13.36	2.57	2.59
mean:					6.19		14.4	2.09	2.08

**Tabella 8 Set di 7 accelerogrammi spettro-compatibili allo SLV**



**Figura 49 Spettri di risposta relativi alle due componenti degli accelerogrammi selezionati allo SLV**

### 5.3 Risultati

Di seguito si riportano le forze agenti in corrispondenza degli shock transmitters (S.T.) e dei vincoli fissi (V.F.) previsti in corrispondenza dei vari implacati e dell'impalcato di sospensione. Si noti che la numerazione degli elementi corrisponde a quella già utilizzata in Tabella 6.



Forze [kN] negli S.T. e nei V.F. in direzione x					Forze [kN] negli S.T. e nei V.F. in direzione y				
Elemento	1	2	3	4	Elemento	1	2	3	4
1° piano	522	64	527	64	1° piano	29	28	376	373
2° piano	449	223	449	223	2° piano	55	54	417	407
3° piano	571	388	569	388	3° piano	189	184	479	460
4° piano	350	598	357	598	4° piano	353	344	230	194
implacato sospensione	719	616	714	613	implacato sospensione	442	433	601	617

Legenda	
xxx	forza S.T.
xxx	forza V.F.

**Tabella 9 Forze agenti negli S.T. e nei V.F. in direzione x e y**

Come emerge dalla Tabella 9, le forze agenti in corrispondenza degli S.T. sono sempre inferiori della forza capace di progetto. Inoltre, dall'analisi delle forze agenti in corrispondenza dei vincoli fissi, si suggerisce di attribuire a questi capacità portante di 500 kN e 750 kN.

È importante tenere in considerazione che l'intervento di adeguamento proposto potrebbe arrecare un irrigidimento eccessivo e quindi un incremento delle forze agenti sui piloni: l'ottimo sarebbe che la sottostruttura restasse comunque in campo lineare. Per tale ragione il ricorso a questo tipo di intervento di adeguamento richiede la successiva fase di verifica dei nuclei allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Bisogna inoltre tenere in considerazione che il modulo strutturale analizzato è solo uno dei sei che costituisce l'intero edificio A. Pertanto bisogna ricordare che in realtà ciascun nucleo è soggetto anche alle sollecitazioni indotte nel modulo strutturale adiacente. Una soluzione alternativa a quest'intervento di adeguamento può essere rappresentata dall'inserimento di dispositivi di smorzamento viscoso: questi, grazie alla loro capacità dissipativa, ridurrebbero le forze agenti sui nuclei, ovviando al problema eventualmente indotto dall'introduzione degli S.T..

## 5.INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI

Sulla base delle considerazioni effettuate in merito alla valutazione del comportamento sismico dell'edificio A della caserma dei vigili del fuoco di Napoli, frutto delle osservazioni maturate durante diversi sopralluoghi, nonché dei risultati delle analisi dinamiche non lineari implementate, si suggeriscono i seguenti interventi finalizzati rispettivamente al monitoraggio ed all'adeguamento della struttura. In particolare si suggeriscono degli interventi di monitoraggio statico e degli interventi di monitoraggio dinamico, fondamentali per validare le ipotesi fin'ora effettuate in relazione al comportamento dei dispositivi di protezione antisismica presenti nella struttura. In base ai dati che si otterranno dal monitoraggio sarà possibile effettuare un miglioramento e/o ottimizzazione degli interventi di adeguamento suggeriti in questa fase.

## **6.1 Architetture del sistema di monitoraggio**

E' prevista l'installazione di un sistema di monitoraggio finalizzato sia all'acquisizione e gestione di grandezze di tipo statico che dinamico, tramite due unità di acquisizione separate.

Per la parte di comunicazione dati si prevedono, per ogni acquisitore, modem/router di tipo gsm/gprs/umts sia per segnalazioni di allarme sms che per trasferimento dati in remoto via Internet su rete dati mobile su area FTP.

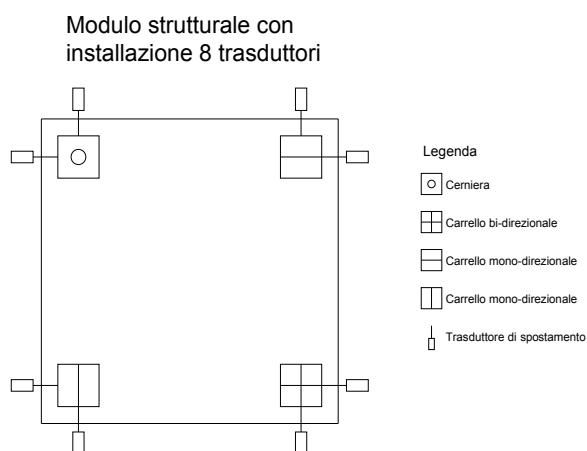
In riferimento alle comunicazioni ed alla gestione dei dati, è previsto che gli acquisitori, unità indipendenti energeticamente e per la propria capacità di memorizzazione dati, possono trasmettere automaticamente i dati in tempo reale ad un server remoto via FTP oppure essere scaricati in loco via usb/ethernet. I file trasferiti vengono archiviati per essere elaborati ed interpretati. In caso di eventi (al superamento di soglie critiche impostate), l'acquisitore trasmette segnalazioni di avvenuto evento, mediante messaggi sms su linea gsm verso numeri prefissati. La connessione della rete di acquisitori locali ad Internet (ad es. verso un server remoto), oltre all'archiviazione centralizzata dei dati provenienti dai vari sistemi di acquisizione, consente, ad esempio attraverso accesso protetto, di condividere i dati con Enti ed Autorità preposte.

La struttura in esame potrebbe essere integrata nella rete delle strutture dell'Osservatorio Sismico della Protezione Civile, oppure tra quelle monitorate dal mondo accademico (es. Reluis), oltre che chiaramente alla eventuale Facoltà di Ingegneria dell'Università di Napoli.

### **6.1.1 Interventi di monitoraggio statico**

L'attività di monitoraggio statico è volta a valutare l'effettivo comportamento degli appoggi di protezione sismica installati in sommità ai nuclei in c.a. dell'edificio A quando soggetti ad escursioni termiche; lo scopo è quindi quello di stimare il corretto funzionamento delle superfici di scorrimento teflon-acciaio inox presenti nella parte superiore dei dispositivi. In particolar modo si suggerisce un sistema di monitoraggio permanente a 64 canali, finalizzato alla valutazione degli spostamenti della copertura sotto l'azione di variazioni termiche; esso è costituito essenzialmente da un sistema di acquisizione dati statico, trasduttori di spostamento, trasduttori di temperatura ed igrometrici. Per i trasduttori di spostamento si propongono trasduttori magnetorestrittivi con corsa totale 100 mm o 200 mm. Nello specifico si consiglia l'installazione di 8 trasduttori di spostamento lineari magnetorestrittivi in corrispondenza dei dispositivi di appoggio per ciascun modulo strutturale, secondo lo schema riportato in Figura 50, per un totale di 48 LVDT nell'intero edificio (8 trasduttori per ciascuno dei 6 moduli strutturali). Tra questi dispositivi, 4 trasduttori andrebbero installati in corrispondenza degli appoggi di ciascun modulo lungo le direzioni libere

di scorrere dei tre carrelli mono e bi-direzionali; in questo modo sarebbe possibile valutare il corretto funzionamento delle superfici teflon-acciaio inox sotto variazioni termiche. Sarebbe poi opportuno inserire ulteriori 4 trasduttori in corrispondenza degli appoggi nelle direzioni in cui invece lo spostamento è impedito per verificare che effettivamente non c'è spostamento. Nella fornitura è da intendersi inclusa la manodopera specializzata per l'installazione, la manutenzione, la lettura e la fornitura dei dati del sistema per almeno due anni, tempo necessario per valutare i cicli termici stagionali; dopodiché il sistema di monitoraggio potrebbe anche essere smontato oppure adeguato a nuove esigenze. Si prevede l'inserimento di 3 trasduttori di temperatura da installare in uno specifico modulo strutturale opportunamente prescelto: uno da disporre in corrispondenza dell'appoggio di protezione sismica, quindi a contatto con l'ambiente esterno, uno da disporre all'interno del nucleo e uno all'interno della struttura. Si consiglia poi l'installazione di un igrometro. Si pensa di installare inoltre 3 trasduttori di spostamento lineari magnetorestrittivi per piano in un determinato modulo strutturale opportunamente prescelto, con un totale di 12 dispositivi, in maniera tale da rilevare gli spostamenti relativi della struttura sospesa rispetto al nucleo. In tal modo risulta sufficiente un sistema di acquisizione a 64 canali.



**Figura 50** Schemi del generico modulo strutturale con installazione di 4/8 trasduttori

### 6.1.2 Interventi di monitoraggio dinamico

Il monitoraggio dinamico è volto alla valutazione del comportamento dinamico della struttura, sostanzialmente per effetto di eventuali sismi che dovessero occorrere, ma anche per effetto delle condizioni ambientali (vibrazioni indotte da traffico, mezzi in movimento, etc.). A tal fine, vista la ripetitività dello schema strutturale sui sei moduli costituenti il corpo A, si ritiene sufficiente strumentare un unico campo da potersi ritenere rappresentativo del comportamento globale.

Il sistema di monitoraggio dinamico è fondamentalmente costituito da un sistema di acquisizione dati dinamico e relativi sensori accelerometrici. In particolare si consiglia l'installazione del seguente sistema di monitoraggio dinamico a 36 canali:

- n°5 accelerometri triassiale, uno per ciascun piano;
- n°5 accelerometri monoassiale, uno per ciascun piano;
- n°4 accelerometri triassiale in testa ai piloni;
- n°1 accelerometro triassiale alla base.

Per i sensori accelerometrici al momento sono considerati dei sensori sismici servo-accelerometrici force balance con f.s +/- 1 g o +/- 2g o +/- 4g, range dinamico 0-200 Hz, ad alta sensibilità di 2,5V/g.

## **6.2 Interventi di manutenzione e/o adeguamento**

L'azione sismica sussultoria su suolo campano non è generalmente significativa; tuttavia le strutture sospese possono maggiormente risentire l'effetto indotto da questo tipo di sollecitazione. La valutazione del comportamento sismico verticale della struttura è strettamente correlato al comportamento verticale dei dispositivi di appoggio in testa ai nuclei. La previsione di tale comportamento non è immediata vista la natura composta del sistema di protezione sismica. Pertanto, per effettuare una valutazione affidabile della rigidità verticale del dispositivo si suggerisce il sollevamento localizzato della copertura in corrispondenza di un solo appoggio. Nota la forza applicata dal martinetto per vincere la forza peso della copertura e generare il sollevamento, si può misurare lo spostamento verso l'alto che si è originato. Supponendo che il dispositivo si comporti come una molla elastica, si può determinare la sua rigidità verticale rapportando la forza allo spostamento. Inoltre, accertata la fattibilità dell'intervento, si suggerisce l'estrazione di uno o più dispositivi con il fine di effettuare una caratterizzazione meccanica in laboratorio del medesimo.

Secondo il progetto originale, il sistema adibito all'assorbimento dell'energia prodotta da un'azione sismica ondulatoria è costituito dai dispositivi di dissipazione dati dalle barre metalliche di Figura 21. Pertanto si potrebbe pensare di effettuare delle valutazioni delle azioni sismiche agenti, calcolate secondo le normative attualmente vigenti, e di sostituire e/o integrare i sistemi di dissipazione presenti. D'altra parte però, come già evidenziato tra le criticità, la struttura oggetto di studio non è stata concepita per essere in grado di subire spostamenti orizzontali importanti. La sua elevata deformabilità orizzontale, in caso di plasticizzazione dei dispositivi di dissipazione, comporterebbe degli spostamenti tali da generare danni agli elementi strutturali e agli impianti tecnologici. Pertanto la soluzione progettuale che sembra più idonea al caso specifico è quella di inserire degli shock transmitter, ovvero dei dispositivi di dissipazione viscosa, sia in

corrispondenza dell'impalcato di sospensione che agli altri piani. Questi si ritengono particolarmente adatti in quanto consentono gli spostamenti indotti dalle dilatazioni termiche, non ostacolando il corretto funzionamento dei vincoli preposti allo scopo in corrispondenza degli appoggi. Al contempo però, in caso di azione sismica, il dispositivo funge da vincolo fisso, trasferendo la forza ai nuclei in c.a.: per tale ragione è fondamentale effettuare delle considerazioni in relazione alle verifiche di resistenza sui piloni post-operam. Nel caso l'inserimento degli S.T. inducesse sollecitazioni eccessive nei nuclei, si potrebbe pensare di ricorrere ad un intervento di adeguamento basato sull'introduzione di dispositivi di dissipazione viscosa ai piani e/o in testa.

Per quanto concerne il funzionamento dei dispositivi come vincoli per consentire gli spostamenti indotti dalle escursioni termiche, si suggerisce di effettuare un sopralluogo dell'intero edificio per verificare che la disposizione dei vincoli sia effettivamente quella riportata nello schema di Figura 14. Secondo tale schema peraltro, la disposizione dei vincoli in corrispondenza dei moduli strutturali E ed F è errata in quanto non consentirebbe le corrette dilatazioni della struttura soggetta alle escursioni termiche. Disposizioni non idonee dei vincoli indurrebbero stati di coazione interni. Si consiglia inoltre di effettuare una manutenzione ovvero una pulizia delle superfici di scorrimento.

Un altro intervento da realizzare, secondo quanto è emerso dalle analisi e dalle considerazioni effettuate in questo lavoro, consiste nello smontaggio e la caratterizzazione di tutti i bumpers, e nella sostituzione di questi con gli shock transmitters, considerando le disposizioni frutto dell'analisi di adeguamento effettuata.

Potrebbe essere particolarmente rilevante effettuare delle prove dinamiche sulla struttura per caratterizzarne il comportamento sismico. Inoltre lo svolgimento di queste prove richiederebbe solo l'apporto di una vibrodina, in quanto il sistema di monitoraggio dinamico già risulterebbe installato per quanto detto in precedenza. Tale prova consentirebbe una caratterizzazione sperimentale dinamica dell'edificio e quindi la valutazione del funzionamento del particolare sistema di protezione sismica presente. In questo modo si otterrebbero ulteriori dati con cui validare le ipotesi fin'ora fatte circa tale funzionamento.

Infine si suggerisce di effettuare delle prove di caratterizzazione del materiale, del tipo distruttive e non distruttive. In particolare si consiglia di sottoporre a prova il calcestruzzo costituente i nuclei e l'acciaio con cui sono realizzati i barrotti dissipativi. È opportuno effettuare un rilievo delle barre di armatura presenti nei nuclei, in maniera tale da poter verificare le informazioni iconografiche reperite.

Vanno anche svolte delle prove di caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.



## Bibliografia

- [1]. *"Le strutture sismo-resistenti della nuova caserma VV.FF. di Napoli"*, prof. ing. Federico M. Mazzolani, progettista strutturale del complesso edilizio in esame, estratto da "Costruzioni metalliche", Vol.38, No. 6, pp. 343-362, Dicembre 1986
- [2]. *"Top isolation of suspended steel structures: modelling, analysis and application"*, F.M. Mazzolani, G. Serino, Behaviour of Steel Structures in Seismic areas, 1987, Kyoto - Japan
- [3]. *"L'applicazione del 'base isolation system' a strutture sismo-resistenti in acciaio"*, F.M. Mazzolani, estratto da "Acciaio", n°4, 1986
- [4]. *"Le strutture sismo-resistenti del fabbricato A della nuova Caserma VV.FF. di Napoli"*, redatto dal prof. ing. Federico M. Mazzolani, progettista strutturale del complesso edilizio in esame, estratto da "L'ingegnere", n°12, Ottobre 1990
- [5]. *"REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis"*, I. Iervolino, C. Galasso, E. Cosenza, Bull Earthquake Eng- ORIGINAL RESEARCH PAPER, 4 August 2009
- [6]. Decreto Ministeriale del 14 gennaio, 2008. Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni. G.U. n. 29 del 4/2/2008