



**UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI TRIESTE**



**UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI UDINE**

hic sunt futura

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI UDINE

**XXXVI CICLO DEL DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA CIVILE-AMBIENTALE E ARCHITETTURA**
interateneo tra l'Università degli Studi di Trieste e l'Università degli Studi di Udine

ACCERTAMENTO E MIGLIORAMENTO STATICO E SISMICO DI EDIFICI ITALIANI DI PREGIO ARCHITETTONICO DEGLI ANNI CINQUANTA E SESSANTA DEL NOVECENTO

Settore scientifico-disciplinare: ICAR/09 – Tecnica delle costruzioni

**DOTTORANDO / A
ELENA FUSO**

**COORDINATORE
PROF. ALBERTO SDEGNO**

**SUPERVISORE DI TESI
PROF. STEFANO SORACE**

**CO-SUPERVISORE DI TESI
PROF.SSA GLORIA TRENZI**

ANNO ACCADEMICO 2022/2023

INDICE

ABSTRACT.....	5
1. INTRODUZIONE	7
2. CONTENUTO DELLA TESI E CASI DI STUDIO ESAMINATI	13
3. LA SEDE DELL'AUTOMOBILE CLUB E B&B HOTEL DI FIRENZE	25
3.1 Storia e descrizione del progetto.....	25
3.2 Caratteristiche strutturali dell'edificio.....	38
3.3 Descrizione della documentazione strutturale reperita	39
3.4 Analisi strutturale allo stato attuale	45
3.4.1 Risultati dell'analisi allo stato attuale	49
3.5 Proposta d'intervento mediante isolamento alla base.....	51
3.5.1 Analisi modale	55
3.5.2 Analisi strutturale in condizioni post-intervento e relativi risultati	55
4. LA PALAZZINA SPOGLIATOI, BAR E RISTORANTE DI BELLARIVA.....	58
4.1 Caratteristiche strutturali e architettoniche della Palazzina.....	59
4.2 Risultati della campagna d'indagine sperimentale in sito	67
4.2.1 Indagini mediante radar GPR	68
4.3 Accertamento statico e sismico della struttura	72
5. LA SCUOLA MEDIA "GIANFRANCESCO DA TOLMEZZO".....	77
5.1 Descrizione della struttura dell'edificio	77
5.2 Analisi strutturale allo stato attuale	82
5.3 Soluzione d'intervento basata sull'impiego del Sistema CAM	86
6. IL CASO DI STUDIO DI UN EDIFICIO AD USO RESIDENZIALE.....	99
6.1 Descrizione della struttura	99
6.2 Criteri di progetto e dimensionamento dei dispositivi T-ADAS	105
6.3 Definizione della soluzione di intervento	109
6.4 Valutazioni delle prestazioni in condizioni di adeguamento	112

7. LO STADIO “ARTEMIO FRANCHI” DI FIRENZE	117
7.1 Descrizione generale.....	117
7.2 Caratteristiche strutturali ed architettoniche dello Stadio.....	119
7.2.1 Tipizzazione dei telai	120
7.2.2 La Torre di Maratona.....	124
7.2.3 Le scale elicoidali	126
7.2.4 Pensilina di copertura della Tribuna Centrale.....	127
7.3 Documentazione storica di progetto e risultati derivanti dalle campagne di indagini.....	128
7.4 Modellazione agli elementi finiti e analisi.....	132
7.5 Descrizione generale del progetto di miglioramento sismico.....	137
7.6 Criteri di dimensionamento dei dispositivi impiegati.....	138
7.7 Modellazione e analisi	140
7.8 Risultati in condizioni post-intervento.....	141
8. CONCLUSIONI	149
9. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	151

ABSTRACT

Il presente lavoro di tesi ha riguardato l'accertamento delle prestazioni in campo statico e sismico e la valutazione delle più opportune strategie di miglioramento da adottare con riferimento ad alcuni edifici realizzati nel contesto storico individuato dal titolo, aventi caratteristiche architettoniche, funzionali e dimensionali anche molto distanti fra loro, ma legati per il fatto di risultare rappresentativi in termini di innovatività e complessità delle soluzioni progettuali all'epoca adottate.

Cogliendo l'occasione offerta da collaborazioni e convenzioni di ricerca sorte durante i tre anni del Dottorato, l'attenzione è andata successivamente estendendosi ad alcuni decenni precedenti e successivi rispetto al contesto temporale di primo riferimento, pur mantenendo sempre inalterata la logica di rappresentatività, in chiave strutturale, delle costruzioni esaminate, pur se eventualmente prive di particolare pregio.

I primi due casi di studio esaminati si collocano baricentricamente al periodo di riferimento, e sono annoverabili tra l'edilizia di pregio di quegli anni. Si tratta dell'edificio destinato a nuova sede dell'Automobile Club di Firenze, realizzato tra il 1958 e il 1959 con un'articolata struttura in calcestruzzo armato e caratterizzato da soluzioni architettoniche eleganti e innovative, ispirate alle tendenze più avanzate dell'epoca, e della Palazzina che ospita spogliatoi, bar e ristorante del complesso natatorio della Piscina "Goffredo Nannini", costruita a Firenze tra il 1959 e il 1960 su progetto di Pier Luigi Nervi, caratterizzata da peculiarità strutturali tipiche della produzione del maestro.

Il terzo caso, costituito dalla Scuola media "Gianfrancesco da Tolmezzo", realizzata nell'omonimo comune friulano tra il 1960 e il 1961, a sua volta pienamente situata nello stesso contesto storico, pur non presentando specifiche caratteristiche di pregio, si connota tuttavia per alcune interessanti soluzioni architettoniche, che lo rendono ben rappresentativo dei nuovi indirizzi dell'edilizia scolastica italiana al passaggio tra gli Anni Cinquanta e Sessanta. La scelta di tale edificio è derivata anche dalla disponibilità di estesi dati di campagne diagnostiche in esso svolte nell'ambito del programma OSS (Osservatorio Sismico delle Strutture) promosso dal Dipartimento della Protezione Civile.

Il quarto edificio analizzato riguarda non più costruzioni del periodo assunto a riferimento nella parte iniziale dell'attività di Dottorato e di rilevanza architettonica, bensì rappresentativo dell'ampia casistica di edifici ad uso residenziale con struttura in c.a. realizzati in ottemperanza alle prime edizioni della Normativa Tecnica italiana (nella fattispecie, quella del D.M. 16.01.1986). Si tratta, in particolare, di un fabbricato multipiano situato all'Aquila, per il quale sono stati resi disponibili dati di progetto nell'ambito dei Progetti ReLUIS-DPC (edizioni 2019-

21 e 2022-24) cui la scrivente ha collaborato come membro dell'Unità di Ricerca dell'Università di Udine.

L'ultimo caso di studio è costituito dallo Stadio Artemio Franchi di Firenze, realizzato da Pier Luigi Nervi tra il 1929 e il 1932, che rappresenta la sua prima opera di risonanza mondiale. L'occasione dello studio di una struttura di tale importanza, antecedente al periodo di primo riferimento del programma di ricerca, ma che ha fortemente inciso sull'evoluzione della progettazione delle strutture in c.a. nei decenni successivi, è stata offerta dalla partecipazione della scrivente a un gruppo di lavoro costituito nell'ambito di una convenzione stipulata tra il Comune di Firenze e il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze, con responsabile scientifico la Prof.ssa Terenzi, correlatrice della Tesi.

Per ciascun caso di studio, l'attività di lavoro è stata svolta a partire dallo sviluppo di un'analisi storica, consistente nella raccolta della documentazione originale di progetto, e dagli esiti di campagne di indagini conoscitive di tipo sperimentale, cui sono seguite approfondite analisi di accertamento delle prestazioni in campo statico e sismico delle strutture mediante modellazioni agli elementi finiti, con valutazione delle carenze di prestazione.

Sulla base dei risultati ottenuti, sono state formulate ipotesi di miglioramento o adeguamento mediante una diversa strategia d'intervento per ciascun caso, anche al fine di cimentarsi con la più ampia gamma possibile di esperienze progettuali, parimenti a quanto non ripetitiva è stata l'analisi di costruzioni fra loro così diversificate. In particolare, le soluzioni adottate vanno dall'isolamento alla base mediante dispositivi a doppia superficie curva di scorrimento (Automobile Club), a una soluzione tradizionale, con inserimento di telai metallici (Piscina "Nannini"), alla tecnologia CAM (Scuola "Gianfrancesco da Tolmezzo"), a controventi dissipativi includenti dispositivi T-ADAS (edificio residenziale de L'Aquila), a un sistema combinato di controventi equipaggiati con dispositivi fluido-viscosi elastico-dissipativi e di smorzatori fluido-viscosi puri con funzione anti-martellamento (Stadio "Franchi").

Il progetto di ciascun intervento è stato condotto con particolare attenzione alla fase di predimensionamento, utilizzando, in particolare per i sistemi dissipativi, procedure recentemente elaborate anche all'interno di quest'attività di ricerca, nonché attentamente valutando il livello di invasività generato, nell'ottica di minimizzarne gli effetti sia funzionali sia estetici sui vari casi esaminati.

1. INTRODUZIONE

Il lavoro di tesi è stato inizialmente sviluppato con riferimento ad una selezione di edifici realizzati nel contesto storico individuato dal titolo, aventi caratteristiche funzionali talvolta anche molto distanti fra loro, ma legati per il fatto di risultare rappresentativi in termini di innovatività e complessità delle soluzioni all'epoca adottate dai progettisti.

Gli anni Cinquanta e Sessanta del Novecento hanno segnato, infatti, una fase di straordinario impulso dell'ingegneria strutturale italiana, con la produzione di una serie di opere di grande originalità realizzate a seguito di un lungo periodo di sperimentazione, in un clima di continuo scambio, iniziato nei decenni precedenti, tra la scienza intesa come la base teorica della meccanica delle strutture ed il cantiere come luogo in cui il progetto prende vita.

Il processo di evoluzione dell'edilizia italiana, sia pubblica che privata, verificatosi in quegli anni è stato caratterizzato dalla progressiva affermazione del calcestruzzo armato¹ come materiale strutturale rispetto alle tradizionali produzioni metalliche, in muratura e in legno, a partire dagli studi teorici compiuti sull'argomento eminenti personalità del settore, fra cui Camillo Guidi, Silvio Canevazzi, Attilio Muggia, Giovanni A. Porcheddu [1].

Seguendo questo movimento propulsivo, si è assistito all'ascesa di una vera e propria scuola italiana di ingegneria strutturale della quale hanno fatto parte progettisti strutturali e architettonici di grande rilievo, come Pier Luigi Nervi, Arturo Danusso, Riccardo Morandi, Sergio Musmeci, Ernesto Nathan Rogers, per citarne alcuni.

La diretta conseguenza di questa prolifica attività professionale, talvolta ravvivata da importanti collaborazioni tra i vari attori, è testimoniata dalla realizzazione di numerose costruzioni, molte delle quali concepite in occasione di eventi di spicco di quegli anni. Tra questi, le Olimpiadi di Roma del 1960 per le quali Pier Luigi Nervi ha progettato lo Stadio Flaminio (1957-59), il Palazzetto dello Sport al Flaminio (1958-59, Figg. 1-2) e il Palazzo dello Sport all'Eur (1958-1960), affiancando nel secondo caso Annibale Vitellozzi e nel terzo caso Marcello Piacentini, e le celebrazioni per il primo centenario dell'Unità d'Italia nel 1961, che trovano nel Palazzo del Lavoro di Torino (1959-61, Figg. 3-4), a sua volta opera di Nervi, in questo caso in collaborazione con Gio Ponti e Gino Covre, la loro massima rappresentatività oltretutto un lodevole esempio di struttura espositiva in termini di dimensioni ed innovazione tecnologica. Tra le numerose realizzazioni di pregio architettonico appartenenti all'edilizia pubblica degli

¹ A Giovanni A. Porcheddu va dato il merito di aver riconosciuto la validità del "Sistema Hennebique", introducendolo in Italia. Dal 1896 la Società G.A. Porcheddu di Torino diventa agente del Sistema Hennebique per l'Alta Italia promuovendo così l'applicazione del calcestruzzo armato nel settore delle strutture, nonostante la casa madre francese continuerà per diverso tempo a mantenere un rigoroso segreto sui metodi di calcolo e di progetto.

(M. Cozzi, F. Lensi, Architettura & Industria, Edifir Edizioni, Firenze 2018)

Anni Cinquanta e Sessanta, fuori da tali contesi celebrativi, è possibile annoverare, fra i tanti, il Grattacielo Pirelli (1956-60, Fig. 5), opera matura del Razionalismo Italiano, costituente il più alto edificio italiano con struttura in c.a., all'epoca e per vari decenni successivi; oppure, tutta una serie di edifici caratterizzati da concezioni innovative, riconoscibili nelle ampie luci degli ambienti interni e nelle facciate di grande rigore geometrico, entrambe spesso ottenute grazie all'adozione della tecnica della prefabbricazione, sino a quello momento sostanzialmente confinata alle costruzioni ad uso industriale. Fra le varie realizzazioni di pregio in quest'ambito, si cita, a titolo d'esempio, la nuova sede de "La Nazione" a Firenze (1961-66, Fig. 6), su progetto di Pier Luigi Spadolini, in cui la prefabbricazione viene adottata in particolar modo per la cantierizzazione dei pannelli costituenti le pareti portanti esterne, alti quanto un intero piano, di cui egli è stato un precursore.

A partire da tale periodo, cogliendo l'occasione offerta da collaborazioni e convenzioni di ricerca sorte durante i tre anni del Dottorato, l'attenzione è andata successivamente estendendosi ad alcuni decenni precedenti e successivi rispetto al contesto temporale di primo riferimento. La logica della rappresentatività, in termini strutturali, ha continuato a guidare la ricognizione dei casi di studio trattati che, pur talvolta non presentando caratteri di assoluto pregio, sono stati esaminati per l'originalità delle scelte progettuali, principalmente concernenti: l'ideazione dell'impianto strutturale a partire dall'elaborazione di una ricercata forma geometrica; l'articolazione in chiave più moderna dei locali interni, spesso caratterizzati da spazi aperti dove viene resa possibile la condivisione di funzioni differenti e, a volte, anche di destinazioni d'uso variegate; la scelta di non mascherare l'intelaiatura portante, esaltando il carattere audace delle soluzioni progettuali; l'innovazione nell'applicazione di finiture originali, come ad esempio l'acciaio inox, il vetro in lastre di cristallo, il legno teak compensato; lo studio accurato dell'inserimento nel contesto urbano, affinché la struttura risultasse ben coerente al tessuto territoriale.

Nell'operare il suddetto ampliamento dell'orizzonte temporale esaminato, gli obiettivi della ricerca fissati in itinere sono stati essenzialmente due. Da una parte, assumere a casi di studio costruzioni tra loro ben diversificate, così da cimentarsi nell'analisi di accertamento delle prestazioni statiche e sismiche in modo non ripetitivo, e con livelli di approfondimento opportunamente calibrati di volta in volta. Dall'altro, proporre interventi di rinforzo statico e di miglioramento o adeguamento sismico basati su strategie distinte per ciascun edificio considerato. Le suddette fasi di lavoro sono state precedute, quando possibile, dallo svolgimento di campagne d'indagine sperimentali finalizzate ad ottenere un adeguato livello di conoscenza delle strutture. Si è trattato di indagini eterogenee, per tipologia e strumentazioni

impiegate, specificamente pianificate per ogni singolo caso di studio, alle quali mi è stato possibile partecipare attivamente, acquisendo maggiori competenze anche nell'ambito della diagnostica strutturale.



Fig. 1. P.L. Nervi, A. Vitellozzi, *Palazzetto dello Sport al Flaminio*, vista del cantiere, Roma, 1956-1957 (Archivio Storico CONI, Roma)

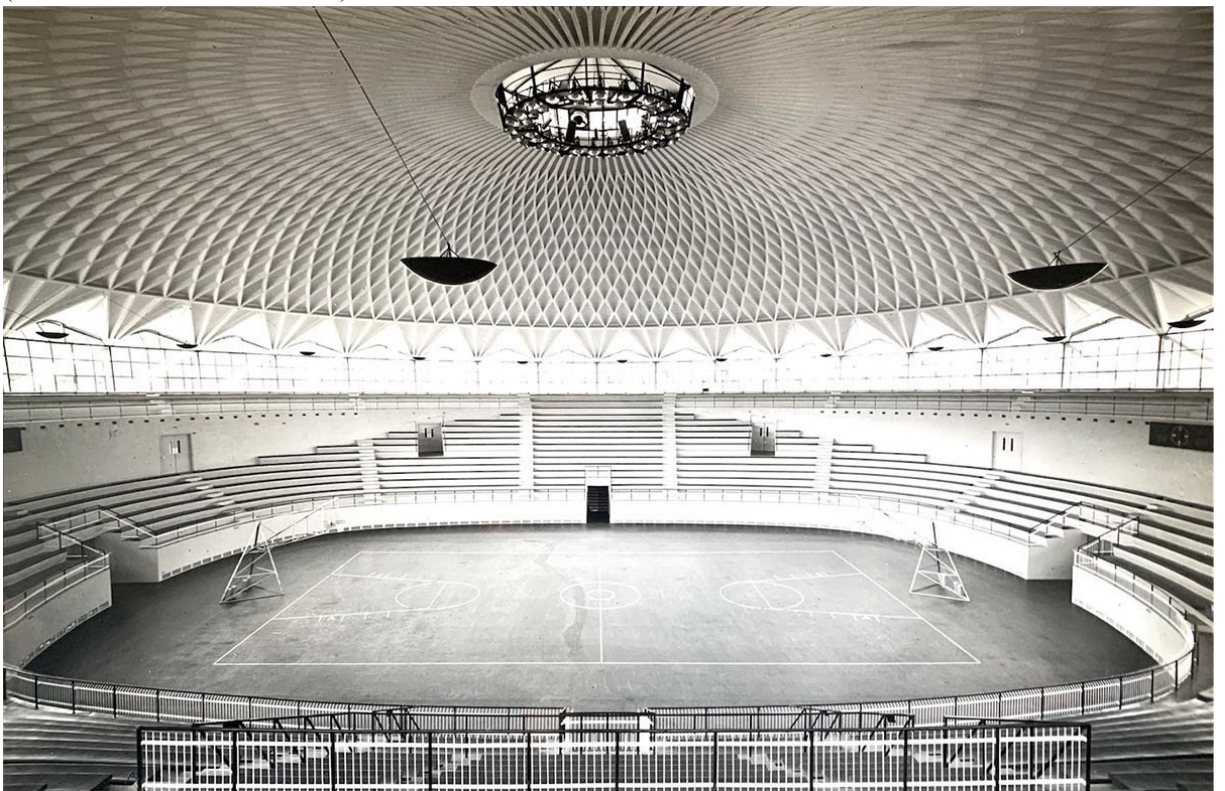


Fig. 2. P.L. Nervi, A. Vitellozzi, *Palazzetto dello Sport al Flaminio*, vista interna, Roma, 1959 (Archivio Storico CONI, Roma)



Fig. 3. P.L. Nervi, G. Ponti, G. Covre, *Palazzo del lavoro di Torino*, foto dell'inaugurazione, Torino, 1961 (Archivio Storico Fiat)

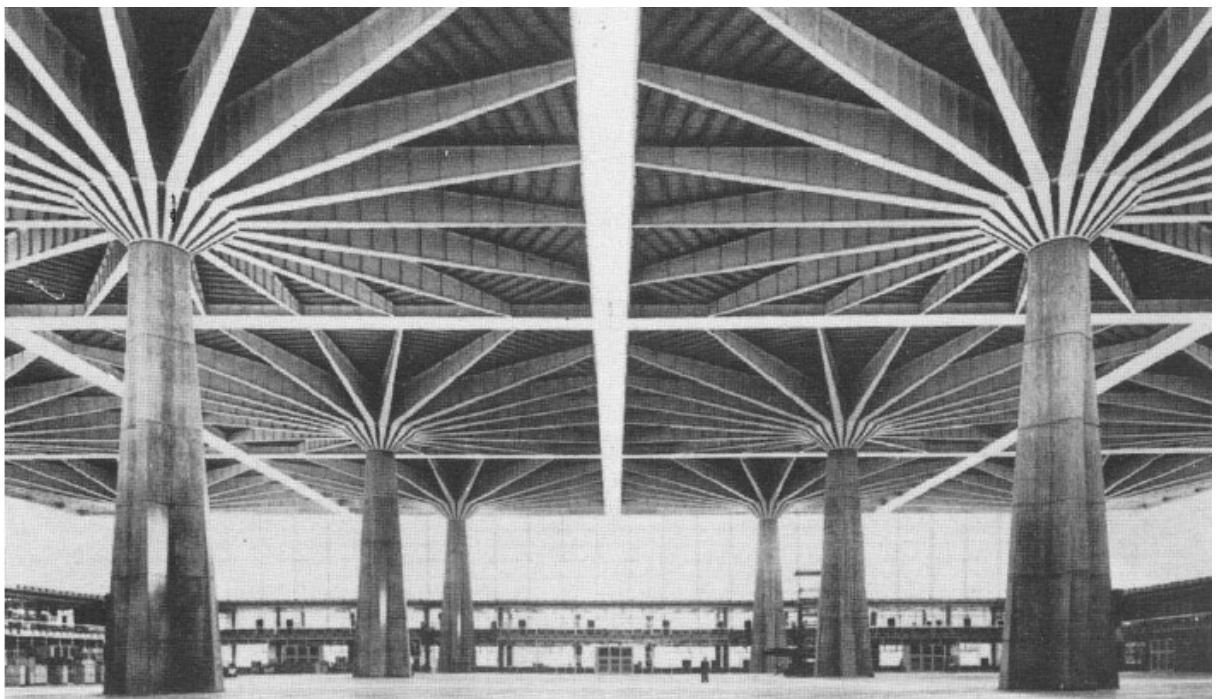


Fig. 4. P.L. Nervi, G. Ponti, G. Covre, *Palazzo del lavoro di Torino*, vista interna della copertura costituita da caratteristici pannelli "a fungo", supportati da 16 travi rastremate in acciaio che si diramano radialmente a partire dai pilastri centrali, Torino, 1961 (Museo MAXXI, Roma)



Fig. 5. P.L. Nervi, G. Ponti, G. Valtolina, *Grattacielo Pirelli*, cantiere in fase di realizzazione, foto d'epoca, Milano 1956-1960

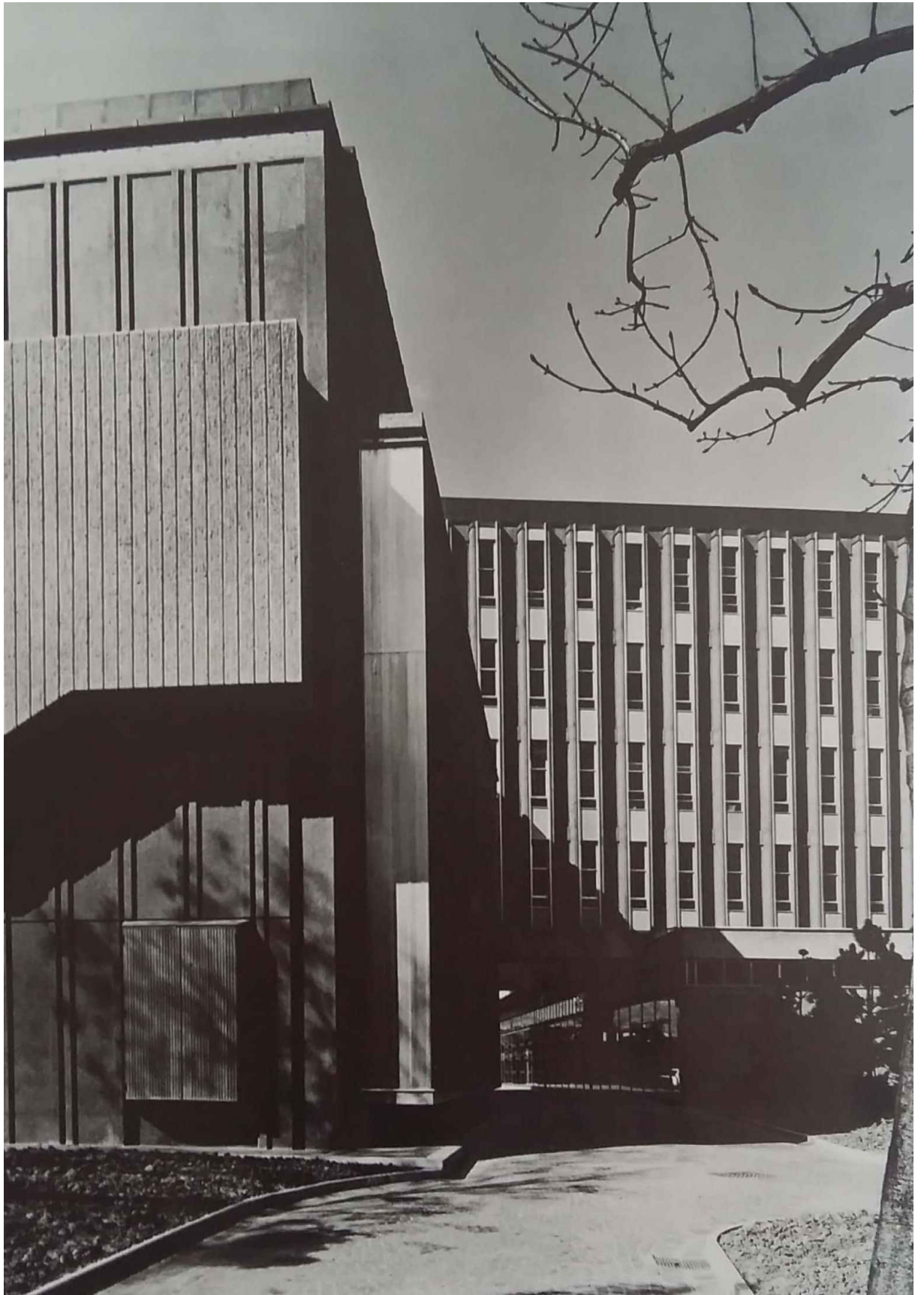


Fig. 6. P.L. Spadolini, *Sede de "La Nazione"*, vista dal giardino interno verso il corpo uffici ed in primo piano l'aula presidenza, foto d'epoca, Firenze 1961-1966 (G. K. Koenig, "Architettura in Toscana 1931-1938", ERI-Rai Radiotelevisione Italiana, Torino, 1968, p. 172)

2. CONTENUTO DELLA TESI E CASI DI STUDIO ESAMINATI

In aggiunta a quanto sopra sintetizzato, un ulteriore aspetto d'interesse che ha guidato l'iniziale scelta del periodo storico degli Anni Cinquanta e Sessanta è stato la contestualizzazione in ambito legislativo. In quegli anni, infatti, la Normativa Italiana sulle strutture appare in una fase di stasi, essendo caratterizzata dall'osservanza di leggi anteguerra in riferimento alle azioni indotte dai carichi statici [2], e dalla pubblicazione di sole circolari indicanti le categorie dell'acciaio d'armatura, con la relativa tensione di snervamento delle barre [3]. Da un punto di vista sismico, non esistendo ancora una classificazione estesa a tutto il territorio nazionale ma soltanto alle aree colpite dai terremoti verificatisi sino a quel momento, la pubblicazione dei Regi Decreti è avvenuta a supporto delle nuove costruzioni e degli interventi di ricostruzione localizzati esclusivamente in tali zone².

Come noto, è con la L. 5 novembre 1971 n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale, precompresso e a struttura metallica", che si registra una la prima emanazione di una Normativa tecnica di settore a livello nazionale [4], integrata tre anni dopo, per gli aspetti sismici, dalla L. 2 febbraio 1974 n. 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche". In particolare, con quest'ultimo documento normativo vengono stabilite le modalità per una classificazione sismica del territorio nazionale e per una più compiuta regolamentazione del progetto strutturale [5].

Ne deriva, dunque, che gran parte delle costruzioni appartenenti agli anni Cinquanta e Sessanta, incluse quelle di rilevante pregio architettonico, è stata realizzata in assenza di una vera e propria normativa tecnica e sismica a livello nazionale. Pertanto, le analisi di accertamento condotte ai sensi delle Normative attualmente vigenti (NTC 2018 e Circolare n. 7/2019), pongono spesso in luce forti carenze di prestazione, pur in presenza di caratteristiche di notevole

² In Italia l'individuazione delle zone sismiche avviene per la prima volta agli inizi del Novecento attraverso lo strumento del Regio Decreto, a seguito del terremoto distruttivo di Reggio Calabria e Messina del 28 dicembre 1908. Un mese dopo viene emanata la L. 12 gennaio 1909 n. 12, che contiene una serie di provvedimenti applicati a tutte le opere da eseguire per la ricostruzione delle aree colpite.

A questo documento normativo ne seguono altri, ovvero il R.D. 23 ottobre 1924 n. 2089, che si propone come una norma più approfondita da sostituire alla precedente legge del 1909, ma riferita sempre e solo alle aree considerate sismiche sino a quel momento.

Dal 1927 le località colpite dal sisma vengono classificate in due categorie in funzione del loro grado di sismicità e della loro costituzione geologica. Pertanto, la mappa sismica comprende soltanto i territori colpiti da forti terremoti dopo il 1909, mentre tutti quelli colpiti in precedenza (la maggior parte del territorio italiano) non vengono classificati sismici. Per cui, in tali aree non sussiste l'obbligo di costruire osservando alcuna specifica normativa. La mappa di allora comprende, quindi, i soli comuni della Sicilia e della Calabria.

Le norme successive, come ad esempio il R.D. 3 aprile 1930 n. 682 e il R.D. L. 25 marzo 1935 n. 640, consistono in un aggiornamento dei precedenti, nella cui lista vengono aggiunti i soli comuni via via danneggiati dai nuovi eventi sismici.

Circa trent'anni dopo, a seguito del disastroso terremoto del Belice, viene emanata la circolare C.M.LL.PP. 11 agosto 1969 n. 6090, con un ulteriore aggiornamento della mappatura sismica ed una più accurata definizione delle azioni agenti e del calcolo degli sforzi.

innovatività e di “modernità” possedute da tale patrimonio edilizio all’epoca della sua realizzazione.

A fronte di tali evidenze, è rilevabile ancora un limitato numero di ricerche dedicate, in ambito strutturale ed eventualmente interdisciplinare, al patrimonio in questione [6]. Viceversa, ampia è la letteratura dedicata all’accertamento e al miglioramento o adeguamento sismico degli edifici in c.a. o in acciaio della stessa epoca annoverabili tra l’edilizia ordinaria, anche se con funzione e destinazione d’uso rilevante (con particolare attenzione dedicata a scuole, ospedali ed edifici ad uso e d’interesse per la protezione civile). Tuttavia, in tale tipologia di costruzioni, spesso rispondente a soluzioni strutturali piuttosto standardizzate e di normale impegno dimensionale, non si riscontrano le arditezze e le “sfide” realizzative che contraddistinguono l’edilizia di pregio, rendendo per quest’ultima più impegnativo e affascinante sia lo studio sia la proposizione di avanzati interventi riabilitativi e migliorativi, che costituiscono, nel loro insieme, la motivazione di fondo di questo progetto di ricerca.

Come premesso nell’Introduzione, il lavoro è stato articolato in riferimento ad un insieme di casi di studio, che si è cercato di rendere il più possibile assortito. Per ciascun caso è stata inizialmente sviluppata un’accurata analisi storica supportata dal reperimento della documentazione tecnica e delle tavole di progetto originali, necessarie per cogliere nel dettaglio le caratteristiche dell’opera. A supporto di tale indagine, ove possibile, sono stati esaminati gli esiti di campagne sperimentali in sito volte all’approfondimento della conoscenza della struttura e dei materiali con cui è realizzata.

Sulla base delle informazioni raccolte, sono state condotte le analisi di accertamento, attraverso la definizione di modelli agli elementi finiti che hanno consentito la valutazione della risposta sotto carichi statici e nei confronti dell’azione sismica. Per alcuni casi di studio, nella modellazione agli elementi finiti è stata considerata l’interazione fra il sistema intelaiato e gli elementi non strutturali, includendo così quei componenti, quali ampie vetrate, *curtain walls*, ecc., fortemente caratterizzanti molti edifici del contesto storico esaminato, particolarmente sensibili agli effetti degli spostamenti orizzontali e verticali indotti dal sisma.

A fronte dei risultati ottenuti nelle fasi sopra descritte, sono state valutate da un lato le più opportune strategie d’intervento per il miglioramento di singole membrature o più ampie porzioni di struttura, tra cui quelle basate sull’impiego di elementi in FRP o della tecnologia CAM, e dall’altro le tecnologie avanzate di protezione sismica degli organismi nel loro complesso, includenti i sistemi di dissipazione supplementare di energia e l’isolamento alla base. In questa fase, trattandosi di edifici di pregio, uno degli aspetti salienti su cui è stata polarizzata l’attenzione ha riguardato la valutazione del potenziale impatto provocato

dall'adozione di tali soluzioni sull'aspetto architettonico del complesso edilizio, cercando di ridurre al minimo gli effetti.

Di seguito vengono riepilogati i cinque casi di studio dettagliatamente presentati nell'elaborato di tesi, secondo un ordine di trattazione in linea con il contesto storico assunto a riferimento per i primi tre edifici. I restanti due sono stati analizzati, come sopra commentato, nell'ambito di alcune attività di ricerca sorte durante i tre anni di Dottorato.

Il primo caso di studio ha riguardato la Sede dell'Automobile Club di Firenze, realizzata alla fine degli anni Cinquanta da un gruppo di importanti progettisti dell'epoca, fra cui spicca il nome di Giuseppe Giorgio Gori, già attivo nel contesto fiorentino per la realizzazione di ponti. L'edificio, concepito per ospitare gli uffici ai piani più bassi ed un albergo nella zona sopraelevata, ha una struttura portante in calcestruzzo armato composta da cavalletti su cui s'innestano delle travi a doppio sbalzo di sostegno dei piani dell'albergo (Figg. 7-9).

Questo principio, così come la scelta di appendere i piani sottostanti a dei sottili tiranti d'acciaio, lo sfalsamento dei piani destinati ad ufficio e l'impiego di pareti divisorie vetrate per creare ambienti di lavoro aperti e comunicanti fra loro, rappresentano alcune delle peculiarità che rendono questo complesso un'opera di significativo pregio architettonico nel contesto dei viali di circonvallazione del centro storico fiorentino.

Un'accurata ricerca della documentazione storica e la ricostruzione dei disegni strutturali, quest'ultima resa possibile anche dai sopralluoghi personalmente svolti in situ in modo da correlare le dimensioni delle membrature con quelle di progetto, hanno rappresentato la base per la definizione di un dettagliato modello agli elementi finiti dell'intera struttura. Le analisi di accertamento sismico con questo sviluppate hanno posto in evidenza notevoli effetti torsionali di risposta, dovuti all'irregolarità in pianta e in altezza della struttura, il non soddisfacimento delle verifiche di sicurezza in numerosi elementi, nonché spostamenti relativi di piano tali da determinare danni irreparabili alle ampie e scenografiche vetrate dei piani bassi. Sulla base dei risultati ottenuti, è stata studiata un'ipotesi d'isolamento alla base consistente nell'adozione degli isolatori a scorrimento a doppia superficie curva (*Double Concave Sliding Surface – DCSS*), legata sia all'irregolarità della struttura sia dalla volontà di minimizzare l'impatto degli interventi sull'elevazione dell'edificio.



Fig. 7. G.G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini; E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, fronte principale dell'edificio, Firenze (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)

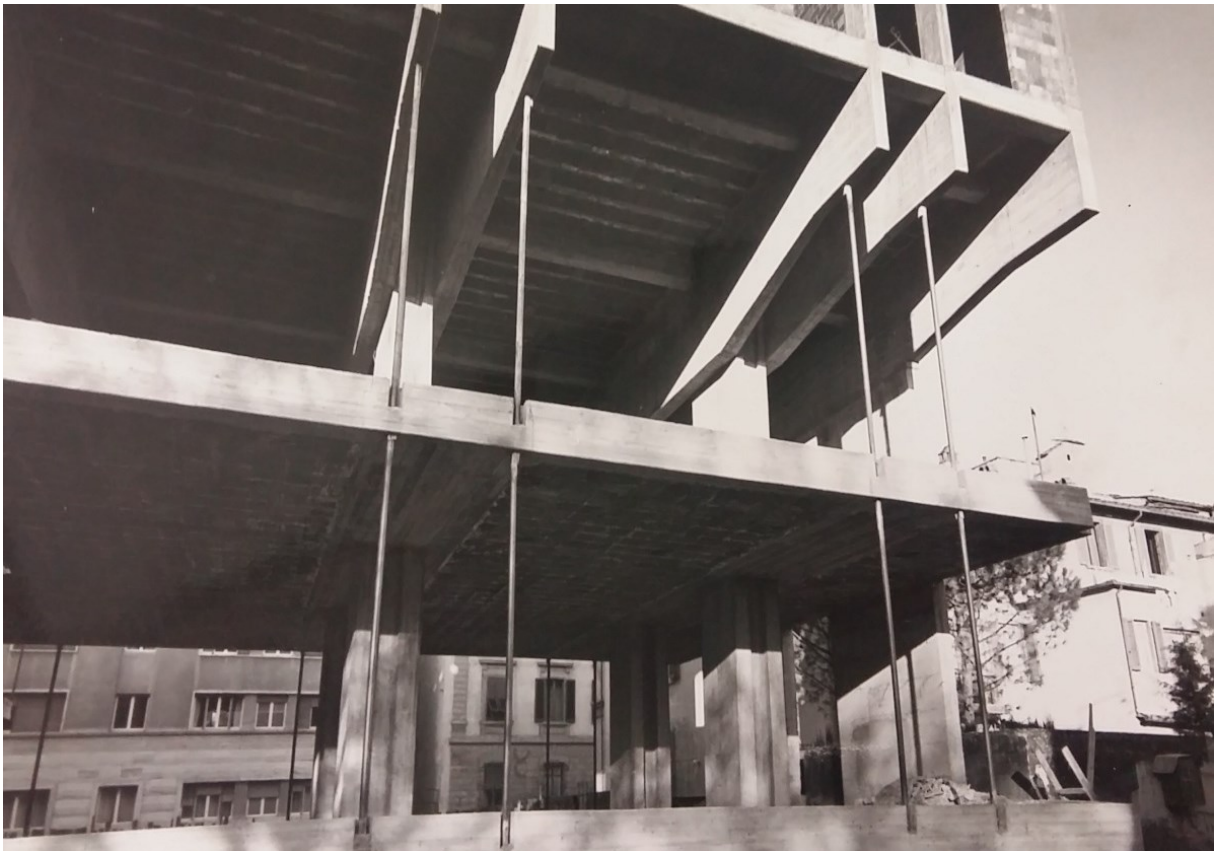


Fig. 8. G.G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini; E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, tiranti in acciaio a cui vengono appesi i solai sottostanti, foto del cantiere, Firenze (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)



Fig. 9. G.G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini; E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, ingresso ai saloni A.C.I. del piano terreno, particolare delle scale e delle sedute per l'attesa, Firenze (F. Fabbri, *Giuseppe Giorgio Gori. Opera completa*, Edifir Edizioni, Firenze 2016)

Nell'ambito dell'approfondimento ed accertamento statico e sismico di edifici di pregio architettonico, l'attività è proseguita con l'analisi di un'altra struttura selezionata nella vasta produzione di opere appartenenti a Pier Luigi Nervi. Si tratta della Palazzina che ospita gli spogliatoi, il bar ed il ristorante facente parte del Complesso Sportivo Bellariva di Firenze, attualmente denominata Piscina "Goffredo Nannini" (Figg. 10-11).

Di fronte all'esigenza di costruire nuovi impianti sportivi e balneari di cui la città aveva bisogno, Nervi ricevette l'incarico di progettare una "Cittadella dello Sport" fra il 1958 ed il 1960, di cui fu poi realizzato soltanto il suddetto impianto balneare. La Palazzina oggetto di studio, pur non presentando le dimensioni e le arditezze costruttive che contraddistinguono altre realizzazioni nerviane, ha suscitato interesse per il fatto di presentarsi come un edificio su scala minore in cui compaiono comunque alcuni dei più caratteristici aspetti strutturali della produzione del maestro. Tra questi, principalmente i pilastri a sezione poligonale rastremante che delimitano la facciata, la soluzione pensata per la copertura a tegole prefabbricati e la pensilina a sbalzo di notevole luce se raffrontata alla dimensione complessiva del fabbricato, con i quali Nervi ha potuto sperimentare nuovamente il tema della resistenza per forma già adottato in altre produzioni antecedenti e coeve.

Di specifica rilevanza, ai fini dell'accertamento delle condizioni statiche della struttura, è apparsa la presenza di un'ampia lesione corrente venutasi a creare molto tempo dopo la

realizzazione dell'edificio sul solaio del primo piano, in vicinanza dell'inizio della soletta a sbalzo, relativamente alla quale non è stato ad oggi eseguito alcun intervento di riparazione o rinforzo.

A fronte di ciò, è stata recentemente eseguita un'indagine di tipo radar, in aggiunta a una serie di prove convenzionali in sito, per valutare il quantitativo di armatura estradossale del solaio interessato dalla suddetta lesione.

Anche per questo caso di studio, i risultati di tutte le campagne di prova hanno consentito di produrre un dettagliato modello strutturale agli elementi finiti, dalle analisi condotte con il quale è stata confermata la condizione di sofferenza della zona suddetta, conseguente agli elevati valori del momento flettente negativo trasmessi al solaio dallo sbalzo della pensilina.

La proposta d'intervento, in questo caso, è stata sviluppata seguendo un indirizzo tradizionale e "filologico", consistente nell'inserimento di un telaio in acciaio al piano terra a supporto della porzione terminale dello sbalzo, in sostituzione di quello attualmente costituente il riquadro degli infissi vetrati del locale bar lato esterno, aggiunto tempo dopo la costruzione dell'edificio. In tal modo, la riduzione del momento sulla porzione di solaio afferente allo sbalzo viene ottenuta minimizzando l'impatto estetico sulla facciata e senza alcuna invasività negli ambienti interni.



Fig. 10. P. L. Nervi, *Palazzina adibita a spogliatoi, bar, ristorante facente parte del Complesso di "Bellariva"*, Firenze, 1960 (Archivio di Stato di Firenze)

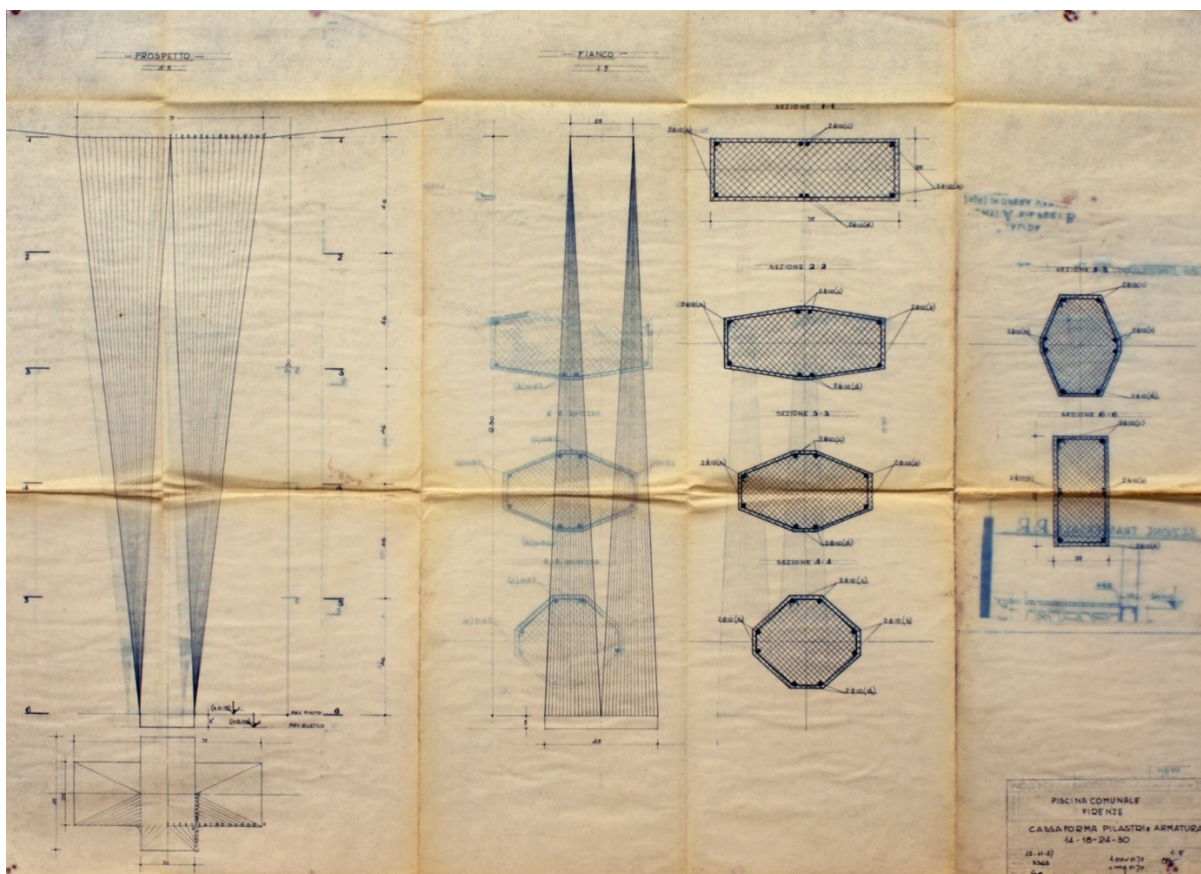


Fig. 11. P. L. Nervi, *Palazzina adibita a spogliatoi, bar, ristorante facente parte del Complesso di "Bellariva"*, tavola di progetto raffigurante uno dei pilastri a sezione variabile, Firenze, 1960 (Archivio di Stato di Firenze)

Mantenendo inalterato il contesto storico di primo riferimento, si è ritenuto opportuno includere un edificio con struttura in c.a. non di pregio, ma che per alcune interessanti peculiarità, come ad esempio la presenza di spazi più aperti e le estese finestrature a nastro, si pone come emblematico dei nuovi indirizzi dell'edilizia scolastica al passaggio tra gli Anni Cinquanta e Sessanta.

Si tratta della Scuola media "Gianfrancesco da Tolmezzo", realizzata nell'omonimo comune friulano tra il 1960 e il 1961, la cui scelta è derivata anche dalla disponibilità dei dati diagnostici forniti per tale edificio da ReLUIIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica), nell'ambito di un insieme di edifici d'interesse sociale disseminati sul territorio nazionale. Tali dati sono stati acquisiti, in particolare, nell'ambito del programma OSS (Osservatorio Sismico delle Strutture), promosso dal Dipartimento della Protezione Civile.

A partire dalle analisi svolte sulla struttura allo stato attuale, per risolvere le criticità emerse è stata studiata un'ipotesi di intervento consistente nell'impiego del sistema CAM (Cuciture Attive dei Manufatti), originariamente concepito per il miglioramento sismico delle costruzioni in muratura, e che sta ricevendo una sempre crescente attenzione nella comunità scientifica e professionale anche per quelle con struttura in c.a. Per quest'ultime, infatti, tale tecnologia

consente di ridurre al minimo le demolizioni delle zone di perimetrazione di pilastri, travi e nodi oggetto dell'intervento, non determinando, altresì, incrementi di massa dell'edificio. Ne consegue che, rispetto ai tradizionali sistemi di rinforzo strutturale, il livello di invasività sull'architettonico, i tempi di lavoro e i costi sono soddisfacentemente contenuti. Attraverso l'adozione di tale sistema per il caso di studio in esame, come verrà dettagliato nel seguito, è stato possibile ottenere un significativo incremento di resistenza e di duttilità negli elementi strutturali interessati dall'intervento.

Ai fini di ampliare ulteriormente il novero delle applicazioni di tecnologie avanzate di protezione sismica delle strutture, in aggiunta all'isolamento alla base adottato per il primo caso di studio e al sistema CAM per il terzo, nel quarto caso esaminato è stata sviluppata un'ipotesi d'intervento di adeguamento mediante controventi dissipativi includenti dispositivi metallici isteretici di tipo ADAS (*Added Damping and Stiffness*) con piastre forgiate a T. Tale intervento ha costituito l'occasione per il completamento di un criterio di progetto dei dispositivi precedentemente proposto dai relatori della Tesi, finalizzato a compensare l'iniziale accrescimento della rigidità strutturale causato dal loro inserimento nella compagine strutturale, con conseguente innalzamento delle sollecitazioni sulle membrature che devono poi affidare nella plasticizzazione delle piastre per produrre effetti di smorzamento della risposta. La procedura energetica speditiva associata alla revisione del metodo di progetto consente di controllare congiuntamente gli accrescimenti delle sollecitazioni e le riduzioni degli spostamenti nella struttura riabilitata anche per azioni sismiche di bassa intensità.

Non assimilabile alla categoria delle costruzioni appartenenti al periodo assunto a riferimento nella parte iniziale dell'attività di Dottorato e di rilevanza architettonica, questo quarto edificio esaminato è stato selezionato in quanto rappresentativo dell'ampia casistica di fabbricati ad uso residenziale con struttura in c.a. realizzati in ottemperanza alle prime edizioni della Normativa Tecnica italiana (nella fattispecie, quella del D.M. 16.01.1986), e come tali denunciati a loro volta significative carenze di prestazione. Si tratta, in particolare, di un edificio costituito da sei piani fuori terra, per il quale sono stati resi disponibili dati e disegni originali di progetto nell'ambito dei Progetti ReLUIS-DPC (edizioni 2019-21 e 2022-24) cui la scrivente ha collaborato come membro dell'Unità di Ricerca dell'Università di Udine.

L'adozione del sistema di protezione ha consentito di risolvere le insufficienze emerse dall'analisi, raggiungendo il soddisfacimento delle verifiche per quasi tutti gli elementi, e richiedendo solo per una bassa percentuale di essi piccoli interventi integrativi mediante tessuti in CFRP. Inoltre, è stata constatata una prima attivazione dei dispositivi per l'azione sismica scalata all'intensità corrispondente alle verifiche allo Stato Limite di Danno, come assunto in

sede di progetto del sistema, con conseguente contenimento degli spostamenti relativi di piano entro limiti compatibili con il non danneggiamento di tamponature e tramezzature.

Il quinto e ultimo caso di studio esaminato, certamente il più rilevante per importanza strutturale e architettonica, è rappresentato dallo Stadio Artemio Franchi di Firenze, realizzato da Pier Luigi Nervi tra il 1929 e il 1931, e considerato come la sua prima opera di risonanza mondiale. Celebrato come uno dei capolavori del Razionalismo Italiano, tra le sue ben note peculiarità strutturali di grande rilevanza, oltre alla purezza architettonica dell'intero complesso, possono essere citate: la Tribuna Centrale caratterizzata dall'elegante connessione tra le gradinate e la pensilina di copertura che, per il fatto di essere stata realizzata senza l'ingombro di pilastri intermedi, conquista all'epoca il primato della luce a sbalzo più ampia al mondo, pari a 22,50 m (primato che manterrà per i successivi due decenni); le strutture delle scale esterne poste in prossimità della Curva Fiesole, della Curva Ferrovia e della Torre Maratona, concepite dall'intersezione di due immaginifiche travi elicoidali di cui una portante le rispettive rampe a sbalzo di larghezza pari a 3 m; la medesima iconica Torre di Maratona, che a partire da una sezione di base rettangolare si sviluppa per 55 m di altezza (71 con il pennone portabandiera sommitale), rastremandosi verso l'alto, completata da un'innovativa pannellatura illuminata in vetro e acciaio dal lato del campo di gioco, che ne rappresenta ulteriore motivo di significato architettonico; l'iconico balcone a pianta semi-ellittica sporgente dalla Maratona ed in aggetto sulle gradinate (Figg. 12-15). L'arditezza delle soluzioni in c.a. assolutamente inedite per l'epoca, ha motivato fortemente l'attenzione verso lo Stadio nell'ambito del presente progetto di ricerca, sebbene gli Anni in cui l'opera è stata realizzata anticipino l'iniziale contesto storico d'interesse.



Fig. 12. P. L. Nervi, *Stadio Artemio Franchi*, vista esterna dello Stadio, Firenze, 1932 (Archivio fotografico Barsotti, Firenze)

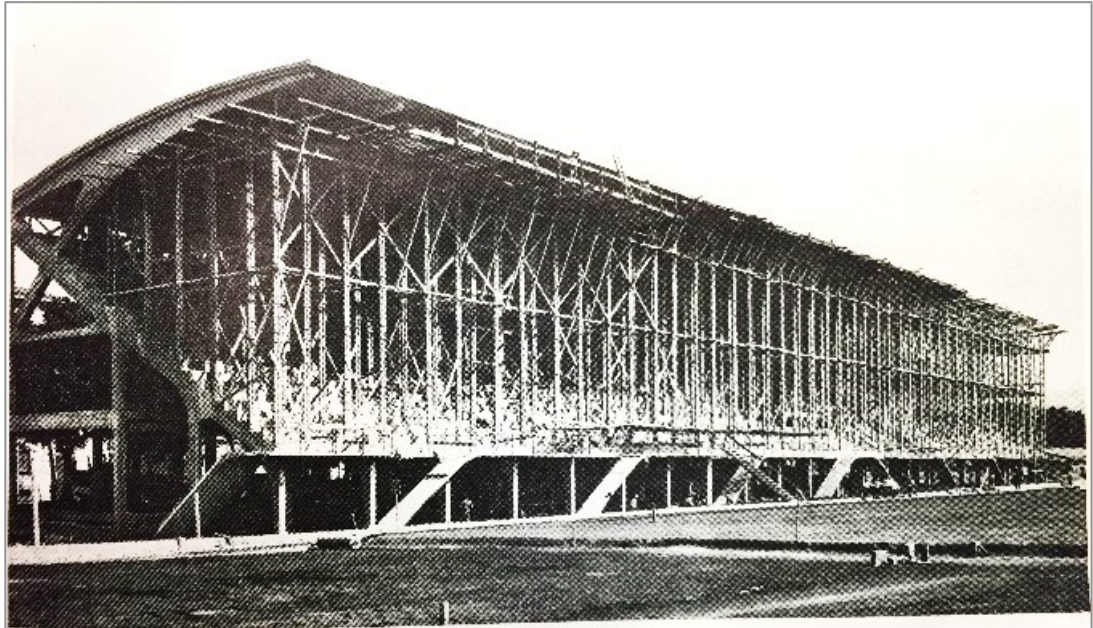


Fig. 13. P. L. Nervi, *Stadio Artemio Franchi*, Tribuna centrale e Pensilina Nervi in corso di realizzazione, Firenze (Archivio fotografico Barsotti, Firenze)

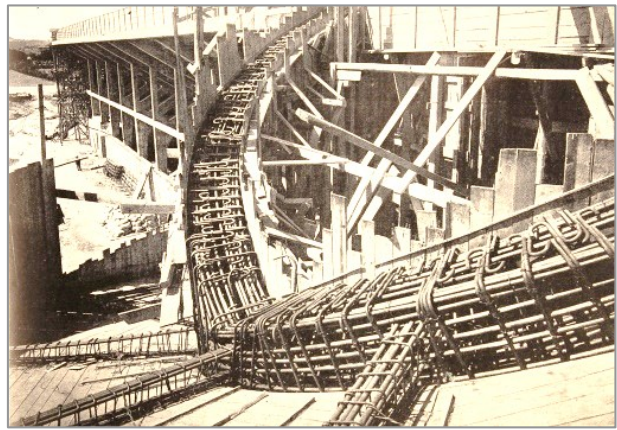
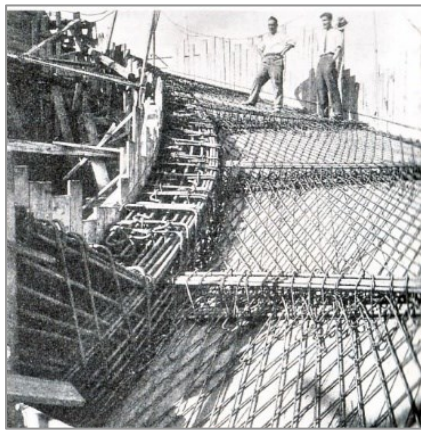


Fig. 14. P. L. Nervi, *Stadio Artemio Franchi*, realizzazione delle rampe e delle travi delle scale elicoidali, Firenze (figura a sinistra, Archivio fotografico Barsotti, Firenze; figura a destra, Archivio comunale di Firenze)

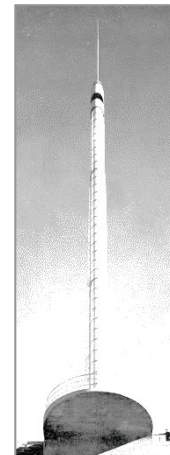


Fig. 15. P. L. Nervi, *Stadio Artemio Franchi*, foto d'epoca della Torre di Maratona in fase di esecuzione e a fine lavori, Firenze (figura a sinistra, Archivio fotografico Locchi, Firenze; figure centrale e a destra, Archivio comunale di Firenze)

L'occasione per lo svolgimento dello studio è stata specificatamente offerta dalla partecipazione a un gruppo di lavoro costituito nell'ambito di una convenzione stipulata tra il Comune di Firenze e il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Firenze, con responsabile scientifico la Prof.ssa Terenzi, co-tutor della Tesi, avente per oggetto la valutazione della vulnerabilità statica e sismica dello Stadio, finalizzata ad accertarne le prestazioni strutturali allo stato attuale, e a definire una proposta di intervento di miglioramento. Sia la valutazione che l'intervento di messa in sicurezza hanno rappresentato una fase propedeutica alla successiva realizzazione di un progetto di ristrutturazione architettonica e funzionale dello Stadio, finalizzato a renderlo conforme ai più recenti Standard UEFA, nel totale rispetto dei vincoli architettonici di conservazione prescritti dal Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo specialmente per quanto concerne alcune parti della struttura (tra cui le sopra menzionate Torre di Maratona, scale elicoidali e pensilina di copertura della Tribuna Centrale).

Tale progetto, oggetto di un concorso internazionale, è stato finanziato dal Ministero mediante fondi stanziati dalla Comunità Europea, e consiste nella realizzazione di nuove tribune laterali anteposte a quelle della Curva Fiesole e della Curva Ferrovia, nella copertura di tali settori e della tribuna di Maratona, con strutture del tutto indipendenti rispetto a quelle esistenti, seguendo una linea di conservazione dell'impianto originale del complesso.

La convenzione ha previsto il preliminare svolgimento di un'ampia campagna di indagini conoscitive e sperimentali in sito, in aggiunta alla ricerca della documentazione archivistica di progetto da cui sono stati acquisiti i dati dimensionali e di armatura delle membrature strutturali, assieme alle caratteristiche meccaniche dei materiali con una valutazione sullo stato di deterioramento degli stessi. L'acquisizione di tali informazioni ha supportato, anche per questo particolare e complesso caso di studio, la generazione di un accurato modello computazionale dell'intera struttura, includente decine di migliaia di elementi finiti. Sulla base dei risultati ottenuti, è stata studiata la proposta d'intervento, articolata in due fasi concernenti il miglioramento statico e sismico. La prima ha previsto la realizzazione di placcaggi locali in tessuti in CFRP su di un numero relativamente limitato di pilastri e di travi.

La seconda è stata formulata nel perseguimento di un duplice obiettivo:

1. l'innalzamento del livello di prestazione di tutte le membrature per azioni sismiche d'intensità corrispondente alle verifiche al Limite di Salvaguardia della Vita;
2. il controllo del fenomeno di martellamento riscontrato in fase di analisi tra i blocchi costituenti la struttura.

Per il primo scopo è stato studiato l'inserimento di controventi dissipativi includenti smorzatori fluido-viscosi pressurizzati, disposti all'interno di maglie selezionate in relazione agli spostamenti valutati in fase di analisi fra i pilastri esterni maggiormente sollecitati. Per il secondo è stata prevista l'installazione di dissipatori puri di tipo fluido-viscoso anti-martellamento a cavallo dei giunti esistenti tra i blocchi, nelle sezioni sommitali d'estremità dei telai, nonché in punti intermedi rispetto allo sviluppo longitudinale dei giunti stessi. In base a tali scelte, è stato possibile sperimentare una quarta, ulteriore strategia avanzata di protezione sismica, rispetto alle tre diverse già considerate per i precedenti casi di studio.

I risultati delle analisi in condizioni protette mostrano una generale riduzione delle sollecitazioni nelle membrature strutturali, in linea con quanto assunto nella fase di dimensionamento dei dispositivi. L'intervento necessita una contenuta integrazione mediante placcaggi in CFRP, in aggiunta a quelli adottati in riferimento alla risposta sotto i soli carichi statici, solo in alcuni pilastri, per i quali non sarebbe stato altrimenti possibile conseguire il completo soddisfacimento delle verifiche di sicurezza. È stata inoltre verificato l'annullamento degli effetti di martellamento nei vari giunti, per i quali, ai fini dell'inserimento dei dispositivi e del loro miglior funzionamento, sono state congiuntamente previste operazioni di ripulitura, risanamento e lieve rettificazione e ampliamento rispetto allo stato attuale.

Anche in questo particolare caso di studio, le soluzioni progettate consentono di limitare al massimo l'impatto architettonico, estetico e fruitivo degli interventi.

3. LA SEDE DELL'AUTOMOBILE CLUB E B&B HOTEL DI FIRENZE

Come anticipato nel capitolo precedente, l'edificio assunto a primo caso di studio è stato realizzato a Firenze tra il 1958 ed il 1961 su progetto di Giuseppe Giorgio Gori, coadiuvato da altri noti professionisti dell'epoca, quali Domenico Cardini, Rodolfo Raspollini ed Emilio Brizzi.

3.1 Storia e descrizione del progetto

La decisione da parte dell'associazione A.C.I. (Automobile Club d'Italia) di costruire una nuova sede a Firenze viene presa tra il 1956 e il 1957, quando gli uffici deputati all'espletamento delle funzioni amministrative e gestionali del club e all'esazione delle tasse motoristiche, entrambi localizzati nel pieno centro storico della città, risultano oramai insufficienti ad accogliere il flusso di persone in ingresso e inadeguati per gli stessi impiegati, costretti in ambienti di lavoro poco confortevoli e non comunicanti tra di loro.

Riguardo al contesto di inserimento, è stato scelto un lotto di terreno in prossimità del fiume Arno posto lungo una porzione del circuito dei viali ottocenteschi realizzati da Giuseppe Poggi³, una decisione in linea con la politica di decentramento degli uffici che si stava attuando in quegli anni al fine di liberare il vecchio centro storico cittadino, ormai saturo di locali pubblici e commerciali, e paralizzato dal punto di vista dei trasporti.

Durante la realizzazione di questo importante progetto non sono mancati gli ostacoli relativi alle fasi di cantiere, manifestatisi fin da subito con la gestione del terreno di fondazione, particolarmente difficoltoso a causa della presenza nel sottosuolo di una ingente quantità di acqua proveniente dalla falda freatica dell'Arno, problematica risolta dall'impresa di costruzione facendo ricorso ad un sistema di fondazioni realizzato *ad hoc*, dotato di cunicoli di aerazione e di una serie di pompe integrative da azionare in caso di emergenza.

La superficie del lotto, pari a circa 1600 metri quadrati, è stata acquisita rispettando il divieto di mantenersi sufficientemente distanti dal confine sud dell'area, ovvero dal lato del fiume,

³ L'edificio è situato su un lotto di terreno posto circa a metà strada tra Piazza Beccaria con la quale mantiene il collegamento con il centro storico della città ed il fiume Arno. Il contesto urbano è caratterizzato dalla presenza di edifici architettonicamente e storicamente importanti; a pochi passi dalla piazza, nel vasto spazio triangolare delimitato longitudinalmente dal viale Amendola, dal viale della Giovine Italia e trasversalmente dal Lungarno Pecori Giraldi sono collocati la Caserma Baldissera e, di fronte all'edificio oggetto di studio, la sede dell'Archivio di Stato. Lungo il viale della Giovine Italia, si trova la sede de "La Nazione" di Spadolini realizzata sul sito precedentemente occupato dal complesso del Teatro-giardino Alhambra; proseguendo in questa direzione, si incontra all'angolo la Torre della Zecca.

Per quanto riguarda l'assetto viario, l'edificio è collegato alle aree poste a nord della città dal sistema dei viali Amendola e della Giovine Italia e a quelle a sud dal Lungarno Colombo.

Il Ponte San Niccolò rappresenta l'elemento di connessione con la riva opposta del fiume mentre il Lungarno della Zecca Vecchia il collegamento con il centro storico e Ponte Vecchio.

imposto dalla Committenza rappresentata dall'A.C.I. di Firenze⁴. Mentre, per quanto riguarda la stima del volume totale edificabile, risultando superiore alle necessità spaziali sempre richieste dalla Committenza, in fase progettuale è stato deciso di procedere con la costruzione di una sopraelevazione da destinare ad albergo [7].

Per gli uffici, la definizione del progetto strutturale ed architettonico è derivata dal proposito di realizzare una sede che rispecchiasse l'immagine più esclusiva di un *club*, inteso come luogo di relazione nel quale i soci si sarebbero potuti riunire per conversare e coltivare interessi comuni, unitamente ai locali destinati allo svolgimento delle attività burocratiche, assicurative ed esattive. Pertanto, i progettisti hanno concepito l'articolazione dei piani in modo tale da far convivere all'interno di un medesimo edificio più funzioni, senza dimenticare che nella sopraedificazione la destinazione sarebbe cambiata completamente diventando quella di albergo. L'organizzazione distributiva che è conseguita prevede, innanzitutto, un piano interrato alla profondità di -5,90 metri, in cui trovano posto i locali tecnici con la cabina elettrica, una centrale termica per gli uffici e una per l'albergo, dei magazzini e la lavanderia a servizio delle camere, per una superficie totale di circa 1483 metri quadrati.

È a partire dalla quota di imposta del solaio superiore che emerge l'originalità architettonica del progetto, come illustrato nelle Figg. 16-27, sostanziata dal non aver concepito un tradizionale piano terra, bensì un semi-piano terra ed un seminterrato collegati fra loro da due ampie rampe di scale, poste di fronte all'ingresso principale lungo il viale. Lo spazio è stato definito intorno a due grandi saloni sovrapposti, uno a -2,90 metri destinato all'esazione delle tasse, e l'altro a +1,90 metri che ha sulla destra i banchi per le varie pratiche e a sinistra il pubblico registro automobilistico (P.R.A.).

Inoltre, sono stati realizzati due ulteriori ingressi per i locali A.C.I., il primo dei quali disposto trasversalmente a quello principale e collegato al blocco scala-ascensore che conduce al primo piano del settore uffici. L'altro ingresso secondario introduce, mediante pochi gradini, alla hall dell'albergo, costituita da un salone a quota +0,80 metri e da un doppio volume a quota +3,20 metri, destinato ad una raccolta sala di lettura accessibile tramite il blocco centrale dei collegamenti verticali.

⁴ Nel marzo 1957 in occasione della presentazione del progetto di studio alle Autorità competenti per l'approvazione, la Committenza specifica l'intenzione di realizzare una sopraelevazione per uffici o abitazioni da cedere ad Enti o ad acquirenti privati. L'idea di ospitare un albergo non era stata esclusa. Al contrario, questa sembrava la soluzione più appropriata sia perché il turismo avrebbe aumentato il prestigio della città e dell'edificio sia perché essa si sarebbe coniugata perfettamente con le attività di ufficio svolte nei locali pubblici della struttura. Ma data l'assenza di un acquirente sicuro per tale destinazione, questa opzione viene messa momentaneamente da parte. Secondo varie fonti solo in una fase successiva, in accordo con l'impresa appaltatrice dei lavori, si giunge alla determinazione di costruire l'albergo la cui parte di proprietà viene acquisita dalla Società Italiana Alberghi Turismo.

(*Il complesso A.C.I. a Firenze*, in "Bollettino degli Ingegneri, a. 1960, n. 4, p.3)

A +5,80 metri è stato riproposto il gioco d'incastri adottato già tra i livelli sottostanti, innestando il primo piano dedicato agli uffici A.C.I. sul doppio volume dell'albergo.

Il primo piano è stato concepito come la zona più riservata del settore uffici, il "club" vero e proprio, distinto dagli ambienti aperti al pubblico destinati a sala soci, presidenza, sala consiglio, biblioteca e redazione della rivista A.C.I. Questi ultimi locali sono stati progettati per essere comunicanti fra loro; per questo le pareti divisorie sono state sostituite da ampie vetrate. Una scelta che i progettisti hanno ripetuto anche all'esterno, dove in luogo di una più tradizionale parete perimetrale è stata collocata una lunga e ampia vetrata fasciata il volume del primo piano, da cui è possibile godere della ricca schiera di platani posti sul viale. Inoltre, due grandi aperture rettangolari dell'ampiezza di 80 metri quadrati ciascuna, allineate verticalmente con un lucernario a copertura di questa porzione di edificio, sono state realizzate per cingere i grandi saloni aperti al pubblico al piano terra e al primo, rappresentando il cuore del complesso.

A quota +8,60 metri, è stato disposto un piano ammezzato ospitante ulteriori uffici della sede A.C.I. e altri locali di servizio; mentre a partire da +11,25 metri sono stati impostati i cinque piani dell'albergo, aventi area ridotta di circa la metà rispetto a quella del piano interrato, pari a circa 654 metri quadrati. Tale sopraelevazione è risultata dalla composizione di due corpi, di cui uno posto lungo il viale e l'altro trasversalmente a questo, definendo nel complesso una struttura a "L". I primi tre piani sono stati concepiti per essere sostanzialmente identici, ospitando diciannove camere, fra matrimoniali e singole, servite dal blocco centrale dei collegamenti verticali. La distribuzione delle camere agli ultimi due piani ha previsto una modifica nella distribuzione degli spazi, per quanto riguarda la porzione di albergo prospiciente il viale, optando per degli appartamenti duplex serviti da scalette disposte internamente a ciascuna camera e dotati di terrazze con doppio affaccio.

Circa la suddivisione degli ambienti interni, è stato fatto cenno alla scelta di ottenere grandi saloni aperti per la porzione degli uffici dove, ad eccezione delle necessarie pareti perimetranti i vani scale e ascensori, sono state disposte delle pareti divisorie in una porzione del salone a quota +1,90 metri, così come al primo piano, dove trovano posto i locali più riservati del club. Qui il ricorso ad ampie specchiature di separazione fra gli ambienti di segreteria, sale di consiglio e biblioteca sottolinea nuovamente l'applicazione del concetto di trasparenza⁵ tra i vari locali e di comunicabilità tra le varie funzioni. Per il resto, nessuna divisione netta se non attraverso lo schema strutturale composto dalle travi a doppio sbalzo e dai possenti cavalletti a T che rappresentano i veri diaframmi spaziali del corpo A.C.I. Nei cinque piani dell'albergo,

⁵Illustrata dai progettisti la nuova sede dell'Automobil Club, in "Giornale del Mattino", 18 luglio 1958.

invece, l'esigenza di ripartire la superficie in camere per gli ospiti ha ovviamente reso necessario l'uso di tradizionali tramezzature [8].

Circa l'impiego dei materiali, è interessante osservare come i progettisti non abbiano optato per un mascheramento di travi e pilastri, lasciati completamente a nudo per esaltare il carattere audace ed originale della soluzione strutturale a piani appesi. Quindi il c.a. è a vista, come pure l'acciaio degli esili tiranti e dei montanti di alcuni corpi scala. Proprio le scale catalizzano l'attenzione del visitatore, con notevole cura del dettaglio e nell'abbinamento dei materiali: le pedate e le alzate dei gradini sono in marmo "Calacatta"; i parapetti in lastre di cristallo temperato autoportanti fissate alla rampa mediante borchie in acciaio inox. Sulle lastre, è stato posato il corrimano in legno teak compensato, conferendo loro un effetto visivo fluido ed elegante. Alla quota del solaio del piano terreno, seguendo il prolungamento del corrimano verso l'interno, sono state collocate delle sedute fisse per l'attesa delle persone, a loro volta in legno teak compensato curvato.

La scelta di abbinare l'acciaio, il legno e il cristallo è stata estesa anche alla più piccola scala per gli impiegati, situata in posizione più arretrata rispetto all'ingresso. In questo caso, i montanti di sostegno sono stati realizzati in acciaio, mentre per i parapetti e il corrimano è stato previsto l'impiego rispettivamente delle lastre in cristallo e del legno teak compensato. In entrambi gli esempi, il risultato è assolutamente gradevole poiché, volendo esprimere prima di tutto un concetto funzionale lasciando che la linea morbida del corrimano rappresentasse forse il dettaglio più raffinato, i blocchi scala sono riusciti a ritagliarsi comunque un ruolo estetico di primo piano proprio grazie all'uso combinato di materiali semplici ma *chic* come il cristallo e il legno.

Per i pavimenti è stato stabilito di alternare il marmo "Calacatta" nei saloni aperti al pubblico, al legno parquet sul solaio del primo piano, per confermare il tono maggiormente privato di questi ambienti, più volte ribadito.

L'impiego del vetro è prevalso non solo all'interno ma anche agli esterni, come nel caso della facciata nord completamente vetrata con cristalli fumé o nella fascia orizzontale degli uffici del primo piano. Tuttavia, non avendo sempre una funzione illuminante, alcune superfici vetrate sono state colorate per dare un tocco di maggior consistenza, giocando anche con le porzioni dell'edificio più o meno in aggetto, come nel caso dei prospetti dell'albergo.

Infine, un particolare di gronda svela la composizione delle coperture piana dell'edificio⁶, caratterizzata da una struttura in calcestruzzo armato sulla quale sono stati posati dei blocchi di blocchi di campigiane dell'Impruneta e una lastra di piombo come protezione [9].

Il colore predominante dell'edificio è il grigio in diverse sfumature dato dalla calce, dal cemento, dal granito dell'Elba e dagli infissi [10].

⁶L'impiego dei blocchi di campigiane per le coperture così come il marmo calcatta e il granito d'Elba agli interni lascia trasparire l'intenzione dei progettisti di conservare il legame con la tradizione costruttiva toscana. (*Albergo e nuova sede dell'Automobil Club a Firenze*, presentazione di Giovanni Klaus Koenig, "L'Architettura. Cronache e storia 81", a. 1962, n. 3, p. 157-165)

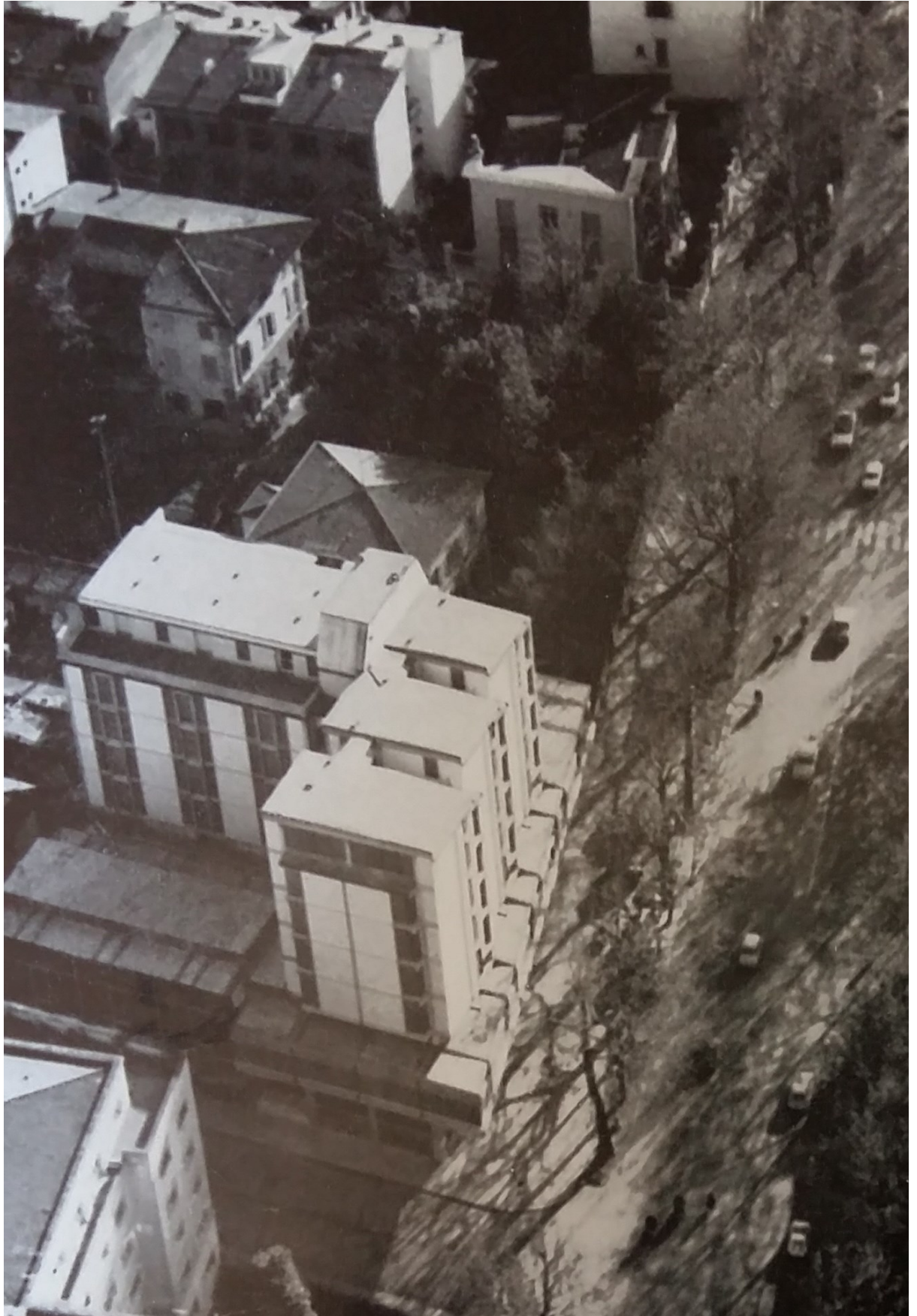


Fig. 16. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, veduta aerea dell'edificio e del viale Giovanni Amendola di accesso all'ingresso principale, Firenze ("L'Architettura. Cronache e storia 81", a. 1962, n. 3, p. 152)



Fig. 17. D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, scorcio della facciata laterale, Firenze (G. K. Koenig, *Architettura in Toscana 1931-1968*, ERI Edizioni Rai Radiotelevisione Italiana, Torino 1968, p. 121)

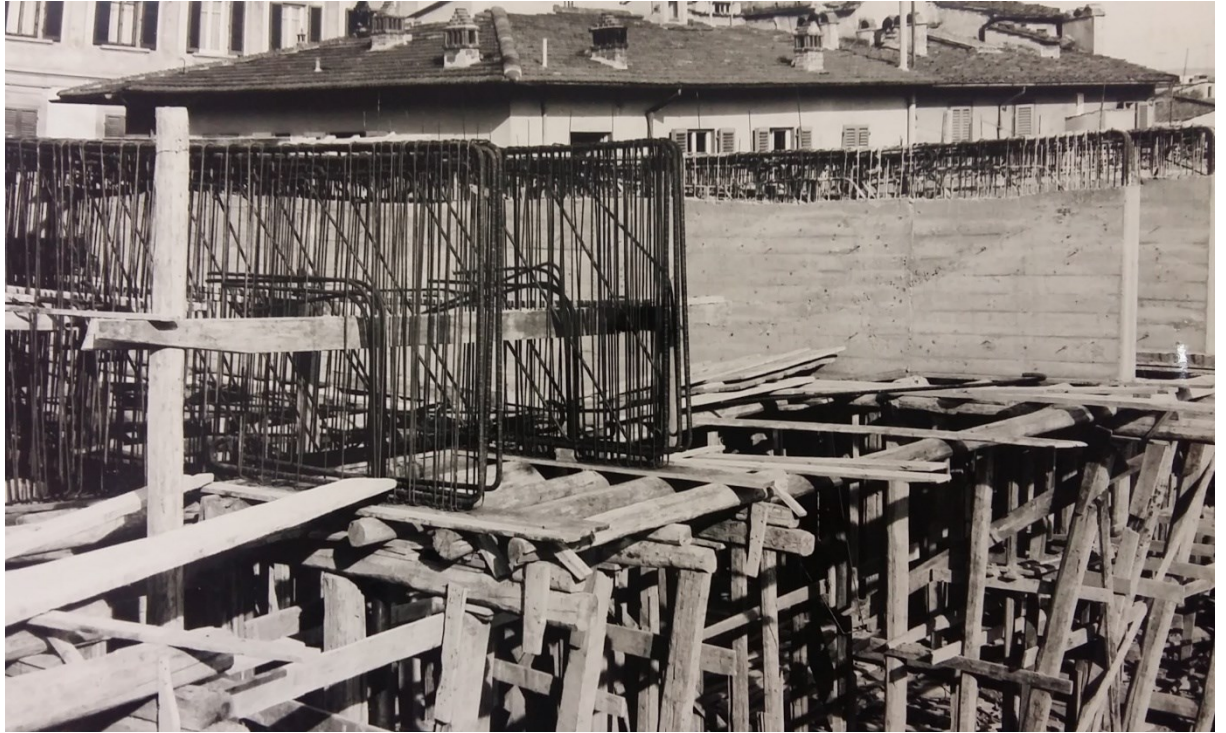


Fig. 18. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, armatura delle mensole del salone soci, foto del cantiere, Firenze (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)



Fig. 19. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, cavalletti e travi a doppio sbalzo in costruzione, foto del cantiere, Firenze (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)



Fig. 20. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, ingresso Hotel Capitol (attualmente denominato B&B Hotel), Firenze (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)

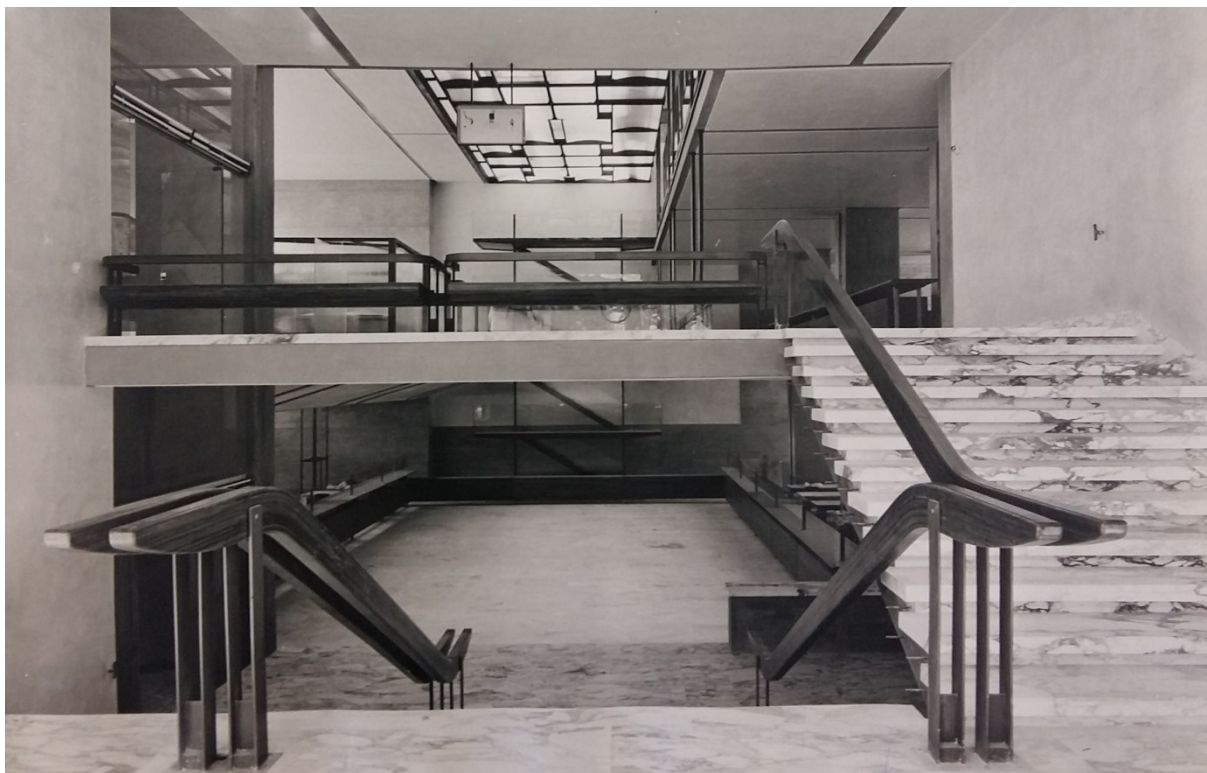


Fig. 21. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, ingresso ai saloni A.C.I. del piano seminterrato e del piano terreno (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)



Fig. 22. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, vista del doppio volume e del salone aperto al pubblico al seminterrato, -2.90 metri (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)



Fig. 23. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, salone di esazione delle tasse e salone P.R.A., +1.90 metri (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)



Fig. 24. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, particolare del lucernario (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)



Fig. 25. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, scala degli impiegati (F. Fabbrizzi, Giuseppe Giorgio Gori. *Opera completa*, Edifir Edizioni, Firenze 2016, p. 139)



Fig. 26. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, atrio albergo (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)



Fig. 27. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, doppio volume albergo, +3.20 metri (Archivio Giuseppe Giorgio Gori, Biblioteca di Scienze Tecnologiche di Firenze)

3.2 Caratteristiche strutturali dell'edificio

La complessa ed articolata struttura portante dell'edificio, sicuramente inedita all'epoca, è derivata essenzialmente da due considerazioni spaziali; la prima riguardante la scelta di collocare le membrature verticali principali in pochi punti, riducendo al minimo le pareti divisorie, evitando di ripetere il classico schema tipologico delle palazzine per uffici, preferendo al contrario grandi saloni aperti al pubblico in cui le strutture stesse, imponenti ma rade, fungessero da elementi divisorii.

La seconda considerazione ha rispecchiato l'intenzione di Gori e del suo gruppo di realizzare un edificio in grado di comunicare con il contesto ambientale per godere dell'effetto delle alberature lungo il viale che a dieci metri di altezza sfiorano la costruzione. Per questo, in prossimità della porzione dell'edificio più arretrata rispetto al viale è stato previsto lo sviluppo di possenti cavalletti in calcestruzzo armato sui quali, a quota +8,60 metri, dove termina la proprietà dell'A.C.I. e inizia quella della società alberghiera, sono state collocate strutture orizzontali costituite da travi a doppio sbalzo aventi una sezione variabile in altezza a partire da 2,25 metri, misurata rispetto alla faccia esterna dei pilastri di supporto, fino ad un valore di 1,75 metri rispetto alla sezione di estremità.

Nella sovrastante porzione destinata ad albergo, gli alloggi sono stati organizzati secondo una disposizione in due fasce separate da un corridoio centrale. La scansione dei pilastri è stata definita in funzione delle dimensioni delle singole camere, non superando l'interasse di 5 metri a cui va a sommarsi la larghezza del corridoio pari a 1,50 metri.

Alle travi a doppio sbalzo è stato affidato il compito di sorreggere i cinque piani dell'albergo, appendendo ad esse i due sottostanti, primo e terra, mediante gruppi di tiranti circolari in acciaio $\Phi 22$ incorporati in involucri di rame $\Phi 80$ riempiti di malta cementizia, aventi funzione di protezione al fuoco. Tale impianto strutturale risulta unico ed originale per quegli anni, come testimoniato da alcuni articoli che hanno definito la nuova sede A.C.I. con albergo annesso il "*primo edificio a Firenze ed in Toscana realizzato con concetti strutturali che prevedono più piani appesi*" [7].

I pilastri che sorreggono le due coppie di travi parallele a sbalzo sono posti a un interasse di nove metri; la distanza fra le mensole gemelle è di tre metri, mentre quella tra una coppia e l'altra, misurata internamente, è di sei metri (Fig. 28). Queste misure determinano progettualmente un ritmo strutturale che scandisce i percorsi comuni (attese e corridoi) rispetto agli ambienti riservati al soggiorno alberghiero.

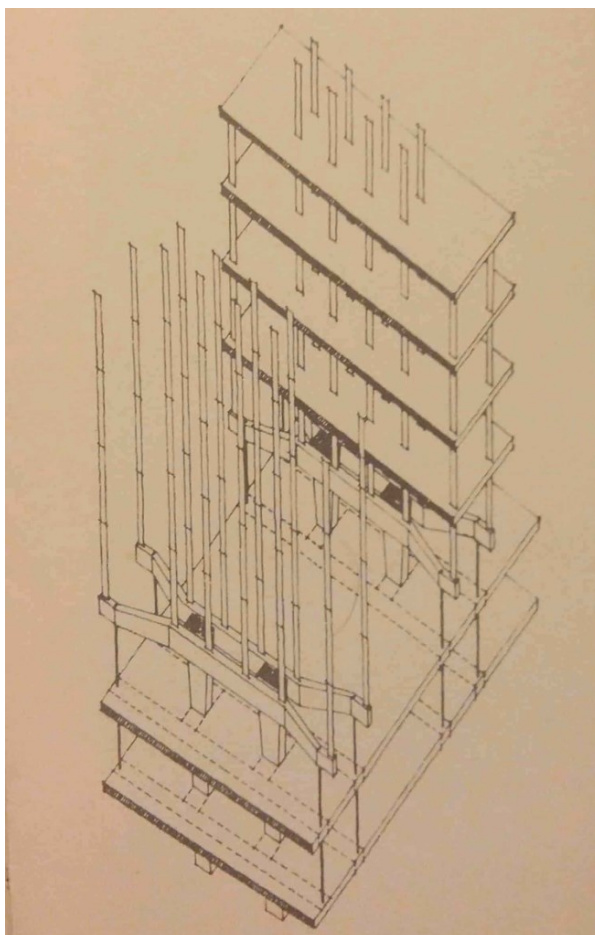


Fig. 28. G. G. Gori, D. Cardini, R. Raspollini, E. Brizzi, *Sede dell'Automobile Club*, schema assonometrico delle strutture, Firenze (G. K. Koenig, *Architettura in Toscana 1931-1968*, ERI Edizioni Rai Radiotelevisione Italiana, Torino 1968, p. 121)

3.3 Descrizione della documentazione strutturale reperita

L'acquisizione di un adeguato livello di conoscenza ai fini dell'accertamento statico e sismico dell'edificio ha richiesto un'approfondita ricerca della documentazione di progetto, volta al reperimento dei dettagli costruttivi delle strutture, da cui risalire ai dati dimensionali ed al quantitativo di armatura in esse presente. Tale ricerca, avvenuta principalmente consultando l'Archivio Giuseppe Giorgio Gori presso la Biblioteca di Scienze Tecnologiche e l'Archivio Storico entrambi aventi sede a Firenze, ha consentito di raccogliere le seguenti fonti archivistiche:

- piante architettoniche, sezioni e prospetti;
- dettagli strutturali di fondazioni, travi, pilastri, setti, strutture di collegamento verticali e solai riprodotte in varie scale;
- dettagli delle coperture piane;
- capitolato speciale per l'appalto dei lavori edili, datato 12 luglio 1958;

- documentazione fotografica del cantiere e dell'edificio a lavori ultimati da cui è stato possibile ottenere un quadro generale delle tecniche realizzative e dei materiali impiegati;
- articoli di riviste di architettura e di quotidiani riferiti all'epoca di costruzione.

Contestualmente a tale ricerca, è stata svolta una campagna di indagini in sito, confermando le informazioni riscontrate nelle tavole di progetto. Pertanto, si è potuto ritenere conseguito un livello di conoscenza "LC3", e conseguentemente assumere un fattore di confidenza pari ad 1 per le verifiche di sicurezza.

L'analisi dei disegni esecutivi e i risultati derivanti dalle indagini in sito hanno consentito inoltre di stabilire le proprietà meccaniche del calcestruzzo, per il quale è stata stimata una resistenza cubica a compressione pari a 25 kN/mm^2 , e dell'acciaio di armatura, con tensioni di snervamento e di rottura rispettivamente pari a 325 e 433 kN/mm^2 . Tali valori sono in linea con le classi di resistenza utilizzate in quegli anni in Italia [11,12].

Le Figg. 29-30 mostrano due piante strutturali dell'edificio, la prima a quota +1,90 metri, relativa al piano terreno dove sono localizzati gli uffici, e la seconda al piano tipo ad uso alberghiero; nelle Figg. 31-32 sono riportate le sezioni verticali denominate A-A e B-B nelle piante. Durante i sopralluoghi è stata rilevata la presenza di un giunto di separazione di larghezza pari a 30 mm, rappresentato in pianta da una linea blu tratteggiata. Ciò ha consentito di considerare l'edificio come suddiviso in due porzioni: l'"Unità 1", corrispondente alla porzione di edificio che si affaccia sul viale principale comprendente verticalmente i piani dell'albergo ed in profondità il blocco scale-ascensore centrale, e l'"Unità 2", di cui fanno parte le porzioni retrostanti dell'edificio, ovvero i saloni aperti al pubblico dell'ufficio A.C.I. e, verticalmente, le restanti camere dell'albergo.

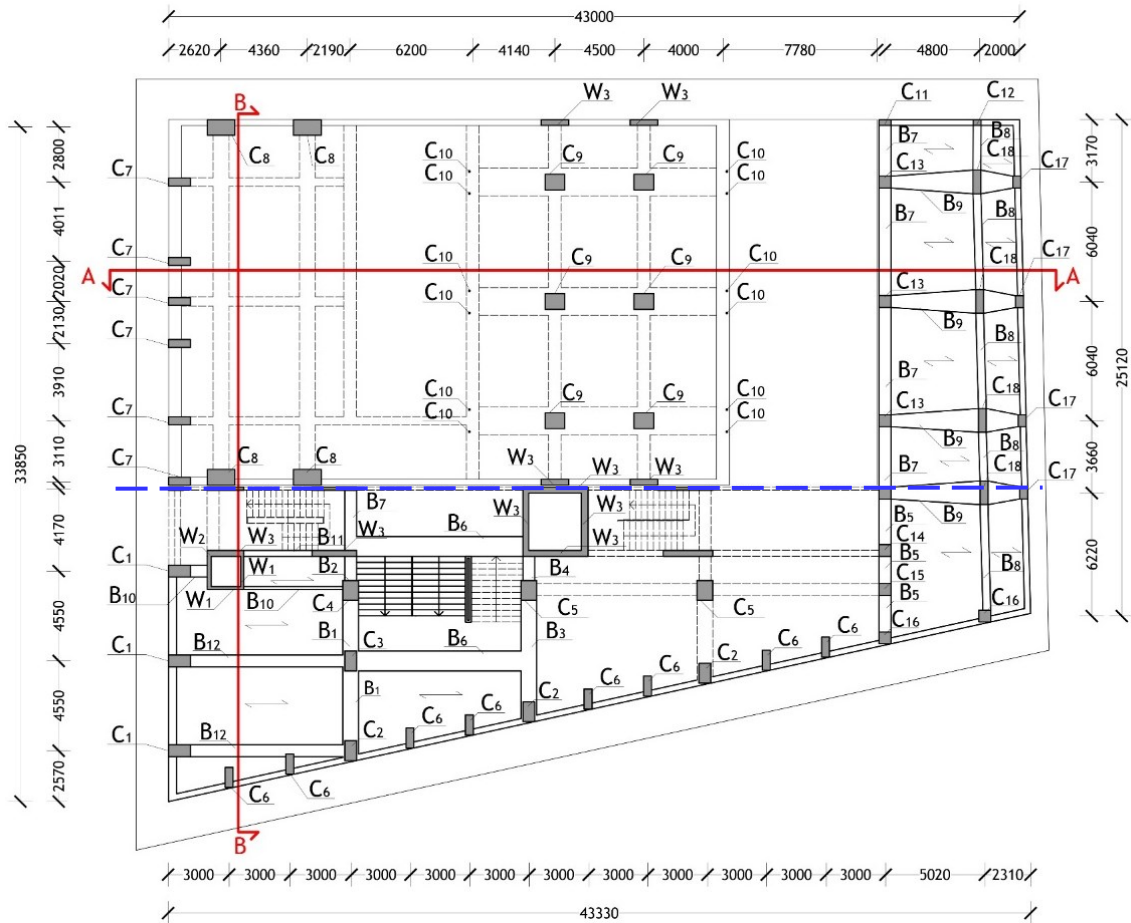


Fig. 29. Pianta strutturale del piano terra

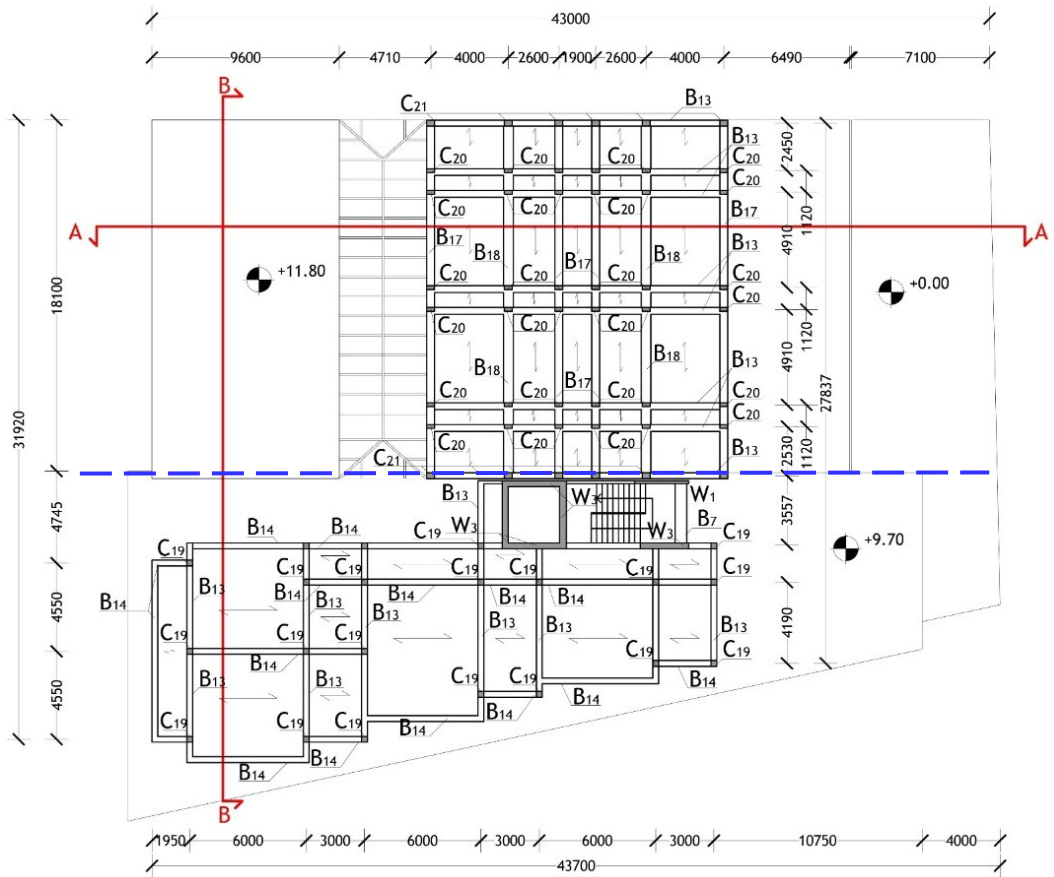


Fig. 30. Pianta strutturale dal secondo al quinto piano dell'albergo (a partire dalla quota +14,50 m a +24,55 m)

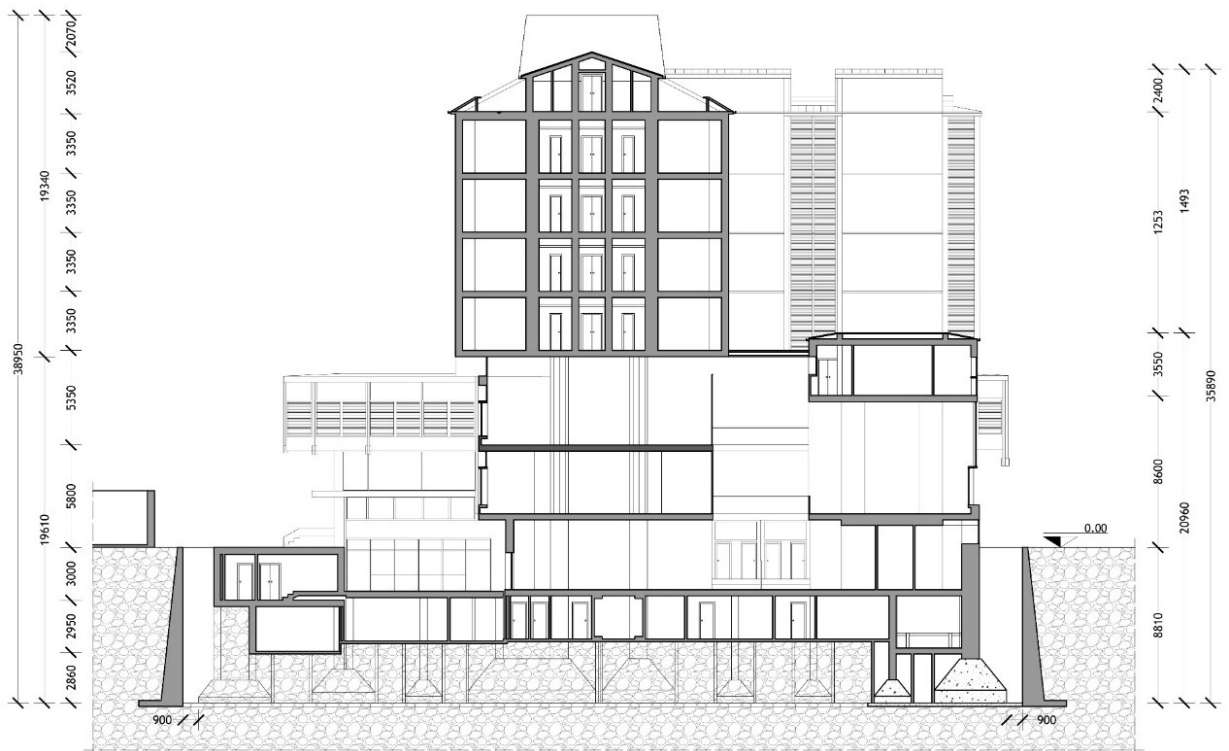


Fig. 31. Sezione A-A

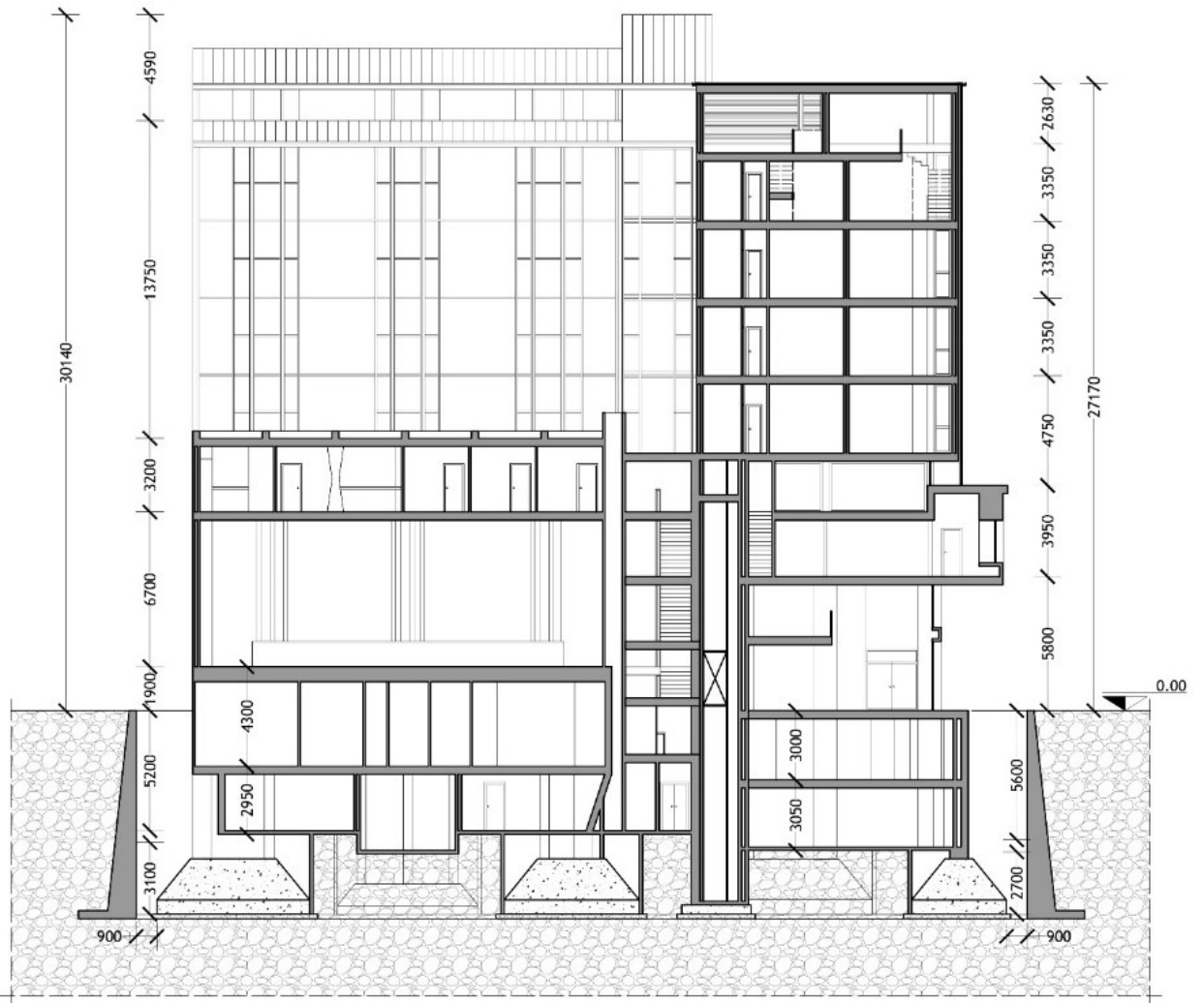


Fig. 32. Sezione B-B

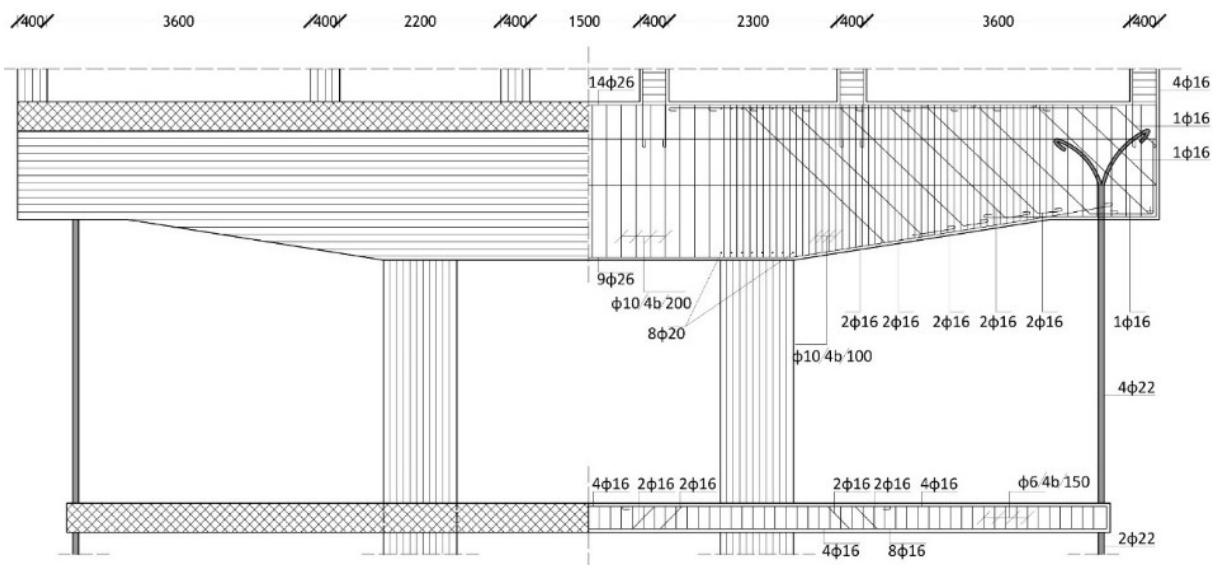


Fig. 33. Ricostruzione del disegno di progetto della trave a doppio sbalzo in calcestruzzo armato situata all'ingresso dell'Unità 2

Le dimensioni geometriche e le armature delle travi, dei pilastri e dei setti in c.a. sono sintetizzati nelle Tabelle 1-3, secondo la denominazione riportata nelle piante.

Tabella 1. Dimensioni e armatura delle travi

	Dimensioni (mm x mm)	Sezione di mezzeria		Sezioni di estremità		Staffe
		Barre superiori	Barre inferiori	Barre superiori	Barre inferiori	
B1	800x350	2Φ16+4Φ20	2Φ16+Φ20	2Φ16+6Φ20	2Φ16+6Φ20	Φ10/150
B2	600x350	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	Φ10/150
B3	800x350	4Φ12	4Φ12+3Φ16	4Φ12+5Φ16	4Φ12	Φ10/150
B4	600x350	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ10/150
B5	800x350	2Φ12	4Φ12	4Φ12	2Φ12	Φ8/150
B6	1000x350	18Φ22	18Φ22	18Φ22	18Φ22	Φ8/150
B7	600x350	2Φ12	4Φ12	4Φ12	2Φ12	Φ8/150
B8	400x350	2Φ12	4Φ12	4Φ12	2Φ12	Φ8/150
B9	600x300	4Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12	Φ8/150
B10	350x150	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12	Φ8/150
B11	300x350	2Φ12	4Φ12	4Φ12	2Φ12	Φ8/150
B12	600x350	2Φ16	2Φ16+2Φ12	2Φ16+4Φ12	2Φ16	Φ8/150
B13	300x350	2Φ16	2Φ16+2Φ20	2Φ16+2Φ20	2Φ16	Φ8/150
B14	300x350	2Φ16	3Φ16	3Φ16	2Φ16	Φ10/150
B17	400x350	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	Φ10/150
B18	500x650	4Φ16	4Φ16	4Φ16	4Φ16	Φ10/150

Tabella 2. Geometria e armatura dei pilastri

Pilastri	Dimensioni (mm x mm)	Barre	Staffe
	1100x600	8Φ26	Φ10/250
C2	1000x600	8 Φ 26	Φ 10/250
C3	1000x600	8 Φ 26	Φ 10/250
C4	1000x800	8 Φ 26	Φ 10/250
C5	1000x800	8 Φ 26	Φ 10/250
C6	1000x400	6 Φ 26	Φ 10/250

C7	1000x400	6 Φ 26	Φ 10/250
C8	1400x800	8 Φ 30+8 Φ 20	Φ 8/200
C9	1000x800	8 Φ 30+10 Φ 20+4 Φ 16	Φ 8/200
C10	Steel Cable	Φ 22	/
C11	600x300	4 Φ 20	Φ 10/200
C12	400x300	4 Φ 20	Φ 10/200
C13	600x600	8 Φ 20	Φ 10/200
C14	600x600	8 Φ 20	Φ 10/200
C15	600x600	6 Φ 26	Φ 10/250
C16	600x600	4 Φ 20	Φ 10/200
C17	600x400	4 Φ 20	Φ 10/200
C18	1200x400	8 Φ 26	Φ 10/200
C19	300x300	4 Φ 20	Φ 10/150
C20	400x200	4 Φ 16	Φ 10/150
C21	400x300	4 Φ 16	Φ 10/150

Tabella 3. Geometria e armatura dei setti

Setti	Dimensioni (mm x mm)	Barre	Staffe
W1	1850x150	14 Φ 8	Φ 12/20
W2	1850x300	14 Φ 8	Φ 12/20
W3	1400x300	12 Φ 8	Φ 12/20
W3	1850x300	14 Φ 8	Φ 12/20
W3	1850x300	20 Φ 8	Φ 12/20
W3	2250x300	24 Φ 8	Φ 12/20
W1	1850x150	14 Φ 8	Φ 12/20

3.4 Analisi strutturale allo stato attuale

Le analisi strutturali statiche e sismiche sono state condotte con un modello agli elementi finiti realizzato mediante il codice di calcolo SAP2000_{NL}, suddiviso nelle due porzioni rappresentative le Unità 1 e 2, rispettivamente (Fig. 34). Elementi *frame* sono stati utilizzati per le travi e i pilastri, ed elementi *shell*, con maglia di lati variabili, per i setti e le rampe scale. I tiranti in

acciaio sono stati riprodotti mediante elementi *cable*, caratterizzati da capacità resistente a solo sforzo assiale di trazione. Per quanto riguarda le coperture, è stato stabilito di modellare quella relativa all'Unità 2 tramite *shell*, poiché a falde inclinate; mentre per le restanti coperture, piane, sono stati adottati elementi di area nulla. Tale scelta è stata estesa a tutti i solai di interpiano. A tali elementi sono stati assegnati i rispettivi carichi, trasmessi alle travi in funzione dell'orditura di ciascun solaio, e un vincolo di “diaframma orizzontale”, tramite il quale sono impediti gli spostamenti tra i nodi interni, così da simulare l'ipotesi di piano “infinitamente rigido”.

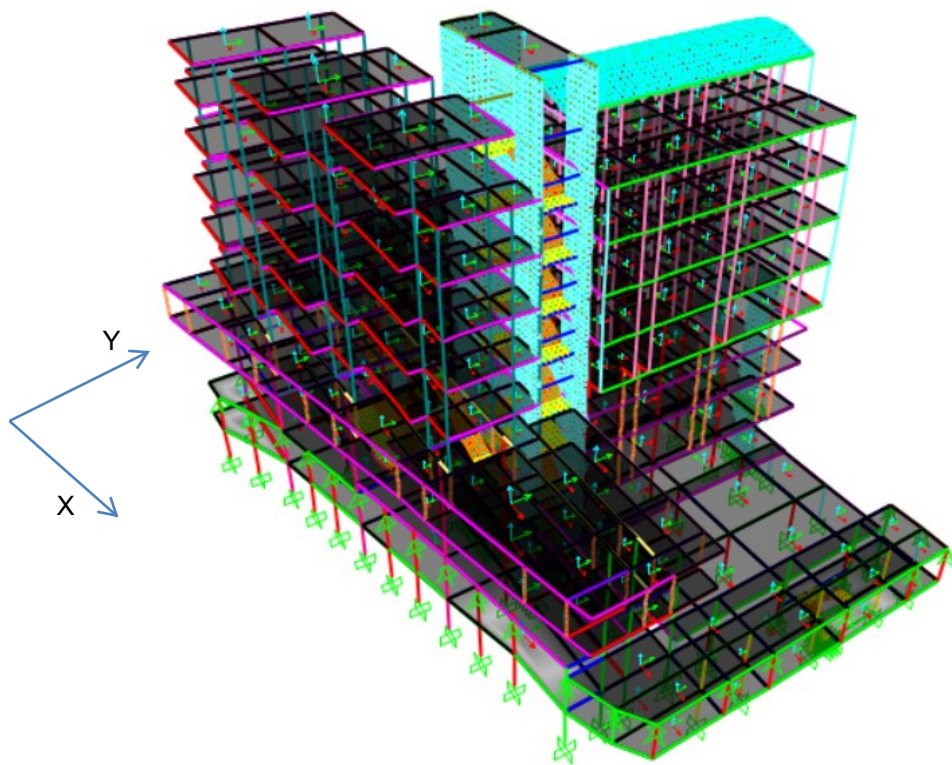


Fig. 34. Vista d'insieme del modello agli elementi finiti della struttura

Il martellamento è stato simulato utilizzando un modello non lineare proposto in studi precedenti con riferimento a strutture in calcestruzzo armato [13,14], basato sullo schema reologico in Fig. 35, consistente in due masse puntuali collidenti, m_1 e m_2 , tra le quali è interposto un gap di separazione avente larghezza a riposo pari a gap_r . Il modello comprende, inoltre: una molla non lineare di rigidezza k_{nl} , la quale trasmette le forze d'impatto; uno smorzatore viscoso non lineare con coefficiente di smorzamento c_{nl} , riproducendo l'energia di dissipazione causata dall'impatto, e una molla elastica posta in parallelo allo smorzatore, di rigidezza k_d , avente la funzione di ricondurre quest'ultimo nella posizione pre-

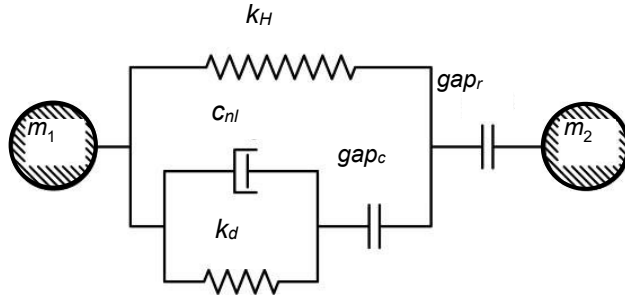


Fig. 35. Modello visco-elastico non lineare simulante l'impatto fra le masse m_1 e m_2 derivante dallo schema reologico di Jankowski

La rigidezza k_d è valutata mediante la formula [15]:

$$k_d(t) = \beta \cdot \sqrt{u_1(t) - u_2(t) - gap_r}, \quad (1)$$

in cui $u_1(t)$, $u_2(t)$ sono gli spostamenti delle due masse in funzione del tempo t , mentre β è un parametro di rigidezza che entra nell'espressione della forza d'impatto della molla secondo Hertz [15]:

$$F_s(t) = \beta \cdot (u_1(t) - u_2(t) - gap_r)^{\frac{3}{2}} \quad (2)$$

Per strutture in c.a. il valore di β può essere assunto pari a $2.75 \cdot 10^6$ kN/m^{3/2} [16,17], mentre il coefficiente di smorzamento c_{nl} è computato come [15]:

$$c_{nl}(t) = 2\xi \sqrt{\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \beta \cdot \sqrt{u_1(t) - u_2(t) - gap_r}} \quad (3)$$

dove ξ è il rapporto di smorzamento durante l'impatto [15]:

$$\xi = \frac{9\sqrt{5}}{2} \frac{(1-e^2)}{e[e(9\pi-16)+16]} \quad (4)$$

con e = coefficiente di restituzione, fissato a 0,65 per strutture in c.a. [17,18]. In funzione di tale valore, ξ risulta pari a 0.373.

Il modello agli elementi finiti adottato per riprodurre il suddetto schema reologico è quello definito e messo a punto in [13,14], costituito dall'assemblaggio in serie di 5 dissipatori, con coefficienti di smorzamento c_i , e di 5 molle in parallelo ad essi associate, di rigidezza assiale k_{di} , aventi in entrambi i casi un comportamento lineare (Fig. 36). La dipendenza dal tempo del coefficiente c_{nl} è definita dall'alternanza delle fasi di attivazione e di disattivazione dei

dissipatori, governata dalla chiusura e dall'apertura degli elementi interfaccia, denominati gap_{ci} , ad essi associati in serie.

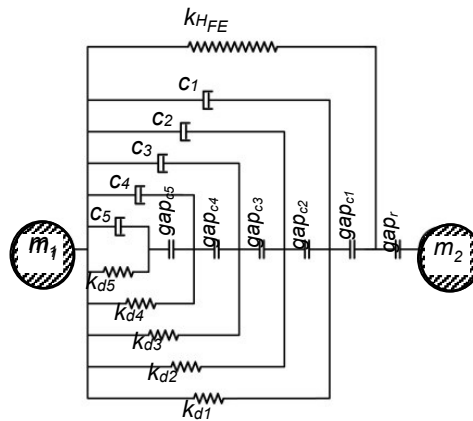


Fig. 36. Modello viscoso multi-lineare simulante l'effetto del martellamento adottato per il caso di studio in esame

Ogni elemento gap_{ci} viene ricondotto nella posizione d'origine mediante le molle lineari. A completamento del modello secondo lo schema reologico di Jankowski, vi sono una molla non lineare di rigidezza pari a k_{HFE} e il gap di separazione tra le masse, avente larghezza a riposo gap_r .

I nodi selezionati per l'inserimento di tale assemblaggio all'interno del modello computazionale della struttura sono stati 8, di cui 4 appartenenti all'Unità 1 e 4 all'Unità 2, disposti frontalmente gli uni rispetto agli altri e localizzati all'ultimo piano dell'edificio, ad un'altezza pari a 24,55 m, come illustrato in Fig. 37.

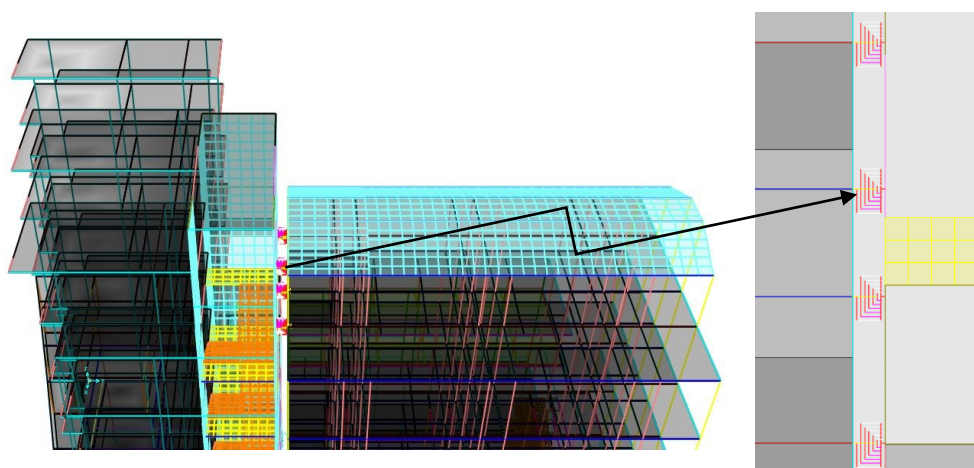


Fig. 37. Vista del modello agli elementi finiti e del giunto tecnico di separazione delle due Unità (a sinistra). Ingrandimento delle 4 coppie di nodi appartenenti a ciascun blocco, disposti frontalmente a quota 24,55 metri, fra i quali è stato inserito il modello simulante il martellamento (a destra)

La calibrazione del modello di contatto è avvenuta seguendo i criteri enunciati in [13], partendo dall'assunzione di un valore di tentativo della profondità di interpenetrazione massima attesa dall'analisi delle strutture in contatto, $\delta_{\max,t}$, dipendente dall'altezza dei punti di collegamento fra i quali è stato posto il modello. In base all'espressione fornita in [13], tale valore risulta, per $H_c = 24,55$ m, pari a: $\delta_{\max,t} = 5 \times 10^{-4} \times H_c = 12.3$ mm. A partire da questa stima iniziale, i restanti parametri del modello sono stati calcolati in base alle relazioni presenti in [13].

3.4.1 Risultati dell'analisi allo stato attuale

È stata inizialmente eseguita l'analisi modale della struttura, che ha fornito un primo modo di vibrare di tipo traslazionale in direzione longitudinale X (coerentemente al sistema di riferimento mostrato in Fig. 34) avente un periodo di vibrazione pari a 0,795 s per l'Unità 1 e 1,072 s per l'Unità 2. In Y il primo modo è risultato sempre di tipo periodi di 0,989 s (Unità 1) e a 1,361 s (Unità 2). Data la complessità e le dimensioni della struttura, il 90% della massa sismica dell'edificio viene attivato tramite il contributo dei primi 30 modi, in X e Y, e di 52 modi rispetto all'asse verticale Z.

Lo studio di accertamento sismico è stato condotto in campo dinamico non lineare, mediante il metodo della *Fast Non Linear Analysis*, in virtù del limitato numero di gradi di libertà associati a risposte non lineari degli elementi. Tramite il programma SIMQKE-II [19] sono state utilizzate in ingresso sette famiglie di tre accelerogrammi ciascuna (due per le componenti orizzontali, e uno per la componente verticale) generati a partire dagli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione riferiti alla città di Firenze, per superficie topografica T1 e categoria di suolo B, mostrati in Fig. 38. Gli spettri sono riferiti ai livelli dell'azione riferiti ai quattro stati limite prescritti dalla norma, aventi probabilità di superamento P_{VR} pari all'81%, 63%, 10% e 5% nella vita di riferimento V_R . Quest'ultima è pari a 75 anni per la struttura in esame, ottenuta moltiplicando la vita nominale $V_N = 50$ anni per il coefficiente d'uso C_u pari a 1,5, assunto in base alla destinazione d'uso (uffici aperti al pubblico e attività alberghiera) dell'edificio.

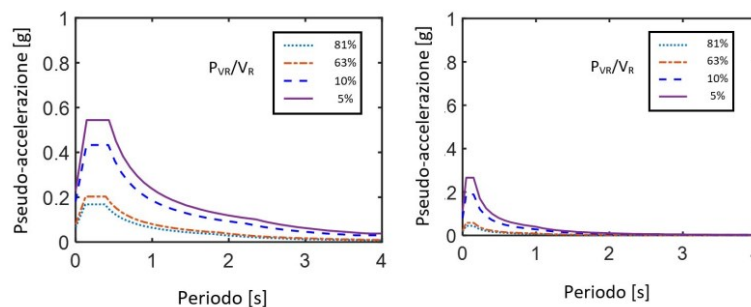


Fig. 38. Spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione per la città di Firenze (componenti orizzontali – sinistra, e verticale)

Di seguito sono sintetizzati i risultati ottenuti in termini di risposta nei confronti del martellamento, di valori massimi delle sollecitazioni nelle membrature e di spostamento orizzontale massimo valutato alla quota della copertura per l'azione con $P_{VR}/V_R = 5\%$.

In merito ai primi, dalle storie temporali relative ad una delle coppie di punti selezionate per simulare il contatto fra le due Unità emerge che gli spostamenti relativi superano ripetutamente la larghezza del giunto di 30 mm, individuata dalla linea blu tratteggiata nel grafico di sinistra. Per questa coppia di punti, la massima profondità di interpenetrazione risulta essere pari a 14.1 mm, valore accettabilmente vicino a quello di $\delta_{max,t}$ stimato in sede di calibrazione preliminare del modello visco-elastico multilineare.

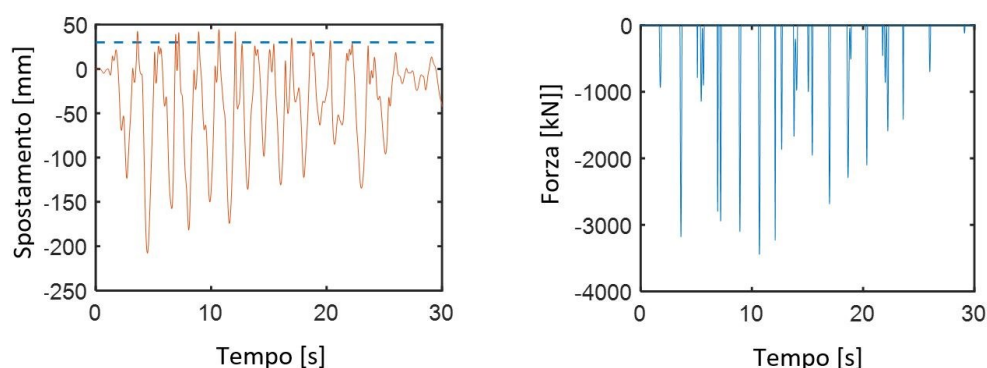


Fig. 39. Storie temporali di spostamento relativo (sinistra) e di forze d'impatto di una coppia di nodi di contatto fra le due Unità, per il più severo gruppo di accelerogrammi scalati all'intensità dell'azione con $P_{VR}/V_R = 5\%$

Il diagramma a destra mostra un valore massimo della forza d'impatto pari a circa 3300 kN. Considerando che un valore molto simile è stato ottenuto anche nelle restanti tre coppie di punti, la forza d'impatto totale è superiore a 13000 kN. Tale valore, decisamente elevato, potrebbe causare danni ingenti in primo luogo alle tamponature inserite nei telai interessati dall'impatto, oltretutto un incremento significativo delle sollecitazioni nelle relative membrature. Al contempo, l'ingente quantità di energia dissipata per effetto dei danni locali riferibili ai piani più alti dell'edificio, riduce le conseguenze del martellamento fra i piani inferiori, rilevando valori massimi degli spostamenti relativi pari a 29 mm.

Le verifiche di sicurezza negli elementi strutturali sono state condotte comparando i massimi valori delle caratteristiche di sollecitazione con i corrispondenti domini di sicurezza. Ne sono emerse condizioni piuttosto diffuse di superamento delle frontiere dei domini sia per le travi che per i pilastri.

A titolo di esempio, in Fig. 40 sono graficizzate le storie temporali congiunte dei momenti flettenti $M_{lc,1}$ e $M_{lc,2}$ riferiti agli assi locali dei pilastri (con l'asse 1 parallelo a X e l'asse 2 a Y), per i pilastri C21, appartenente all'Unità 2 e situato in prossimità del giunto tecnico in copertura alla cui sezione superiore di estremità è collegato uno dei 4 modelli viscoelastici multi-lineari,

e C20, appartenente alla medesima Unità e posto al primo piano. Come posto in luce dai due grafici, i valori dei momenti biassiali superano le frontiere dei domini di resistenza in misura pari a ben 5.9 volte (C21) e 3.1 volte (C20).

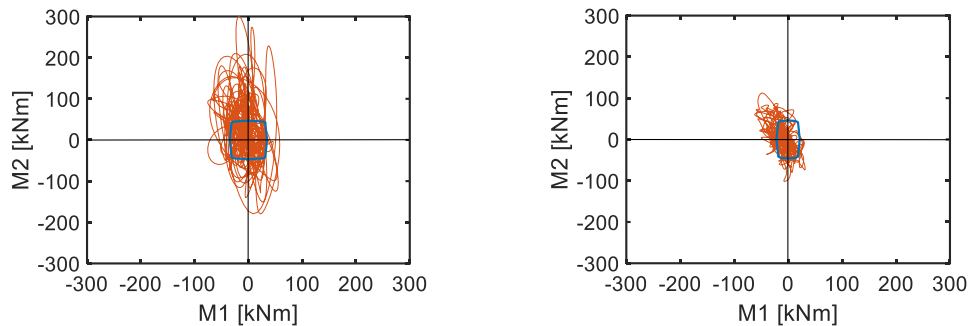


Fig. 40. Curve d'interazione dei momenti flettenti $M_{1c,1}-M_{1c,2}$ del pilastro C21 dell'ultimo piano (sinistra) e del pilastro C20 al primo piano (destra), per il più severo gruppo di accelerogrammi scalati all'intensità dell'azione con $P_{VR}/V_R = 5\%$

Criticità analoghe, seppur di minore entità, sono osservate per l'azione con $P_{VR}/V_R = 10\%$, per la quale emerge una profondità di interpenetrazione pari a 11.1 mm e il non soddisfacimento delle verifiche di sicurezza in un numero di elementi strutturali pressoché coincidente con quello correlato all'azione massima, e un valore di picco del rapporto domanda/capacità pari a 4.3. Le verifiche condotte in riferimento all'azione con $P_{VR}/V_R = 63\%$ risultano non soddisfatte dal 15% dei pilastri, con rapporti domanda/capacità massimi pari a 1.6.

I massimi spostamenti relativi di piano per stimare superano l'1% dell'altezza d'interpiano a tutti i livelli per l'azione con $P_{VR}/V_R = 5\%$, e lo 0,8% per quella al 10%, indicando la possibile formazione di lesioni diffuse alle tamponature e nelle pareti vetrate tali da richiedere un'estesa riparazione, per le prime, e la completa sostituzione, per le seconde.

3.5 Proposta d'intervento mediante isolamento alla base

A fronte dei risultati dell'analisi di accertamento allo stato attuale, è stata progettata una soluzione d'intervento volta all'innalzamento delle prestazioni in campo sismico della struttura che non interferisse sull'elevazione dell'edificio, al fine di non alterarne minimamente l'immagine architettonica interna ed esterna. Si è così optato per un'ipotesi d'isolamento alla base mediante dispositivi a scorrimento a doppia superficie curva (*Double Concave Sliding Surface – DCSS*).

Come noto, il funzionamento di tali dispositivi è basato sul concetto di scorrimento tra le due superfici concave di cui sono costituiti, aventi il medesimo raggio di curvatura, facendo risultare indipendente la risposta del sistema di isolamento da quella della sovrastruttura. Entrambe le superfici consentono sia lo spostamento orizzontale sia la rotazione sul piano. Ognuna di esse

è progettata solamente per metà dello spostamento orizzontale, cosicché le dimensioni in pianta dei dispositivi sono quasi dimezzate rispetto a quelle di corrispondenti isolatori a singola superficie. Inoltre, la curvatura delle superfici assicura la capacità di ricentraggio del sistema. La dissipazione di energia necessaria al controllo degli spostamenti è garantita dal piccolo quantitativo di attrito che si sviluppa tra l'acciaio lucidato inossidabile delle superfici e il rivestimento in PTFE della "rotula" interna.

Nel progetto del sistema si è assunto di posizionare gli isolatori, attraverso appositi tagli orizzontali, alla base di ciascun pilastro, più due in corrispondenza delle sezioni di estremità di ciascun setto e quattro ai vertici dei nuclei ascensori, come illustrato nella pianta in Fig. 41 e nei due ingrandimenti delle sezioni in Fig. 42.

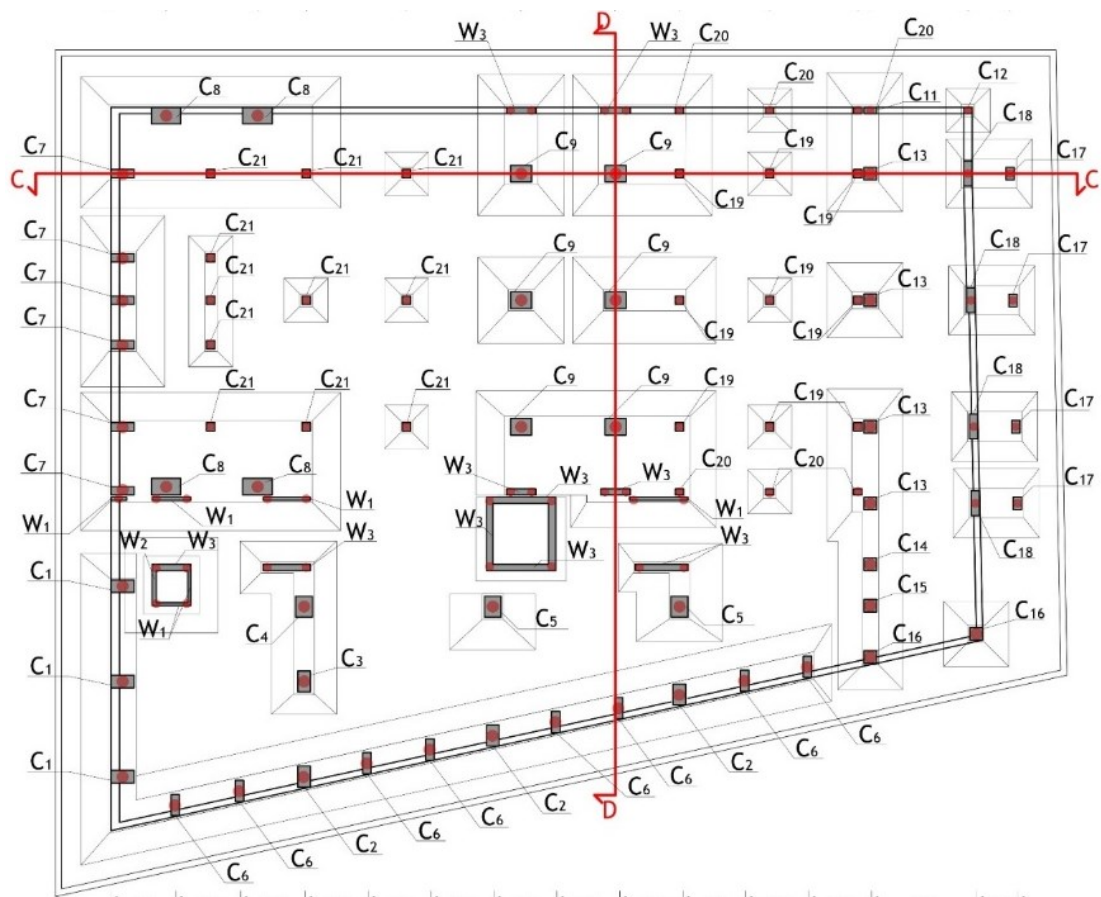


Fig. 41. Pianta delle fondazioni dell'edificio arrecante le posizioni degli isolatori, indicate con cerchi rossi

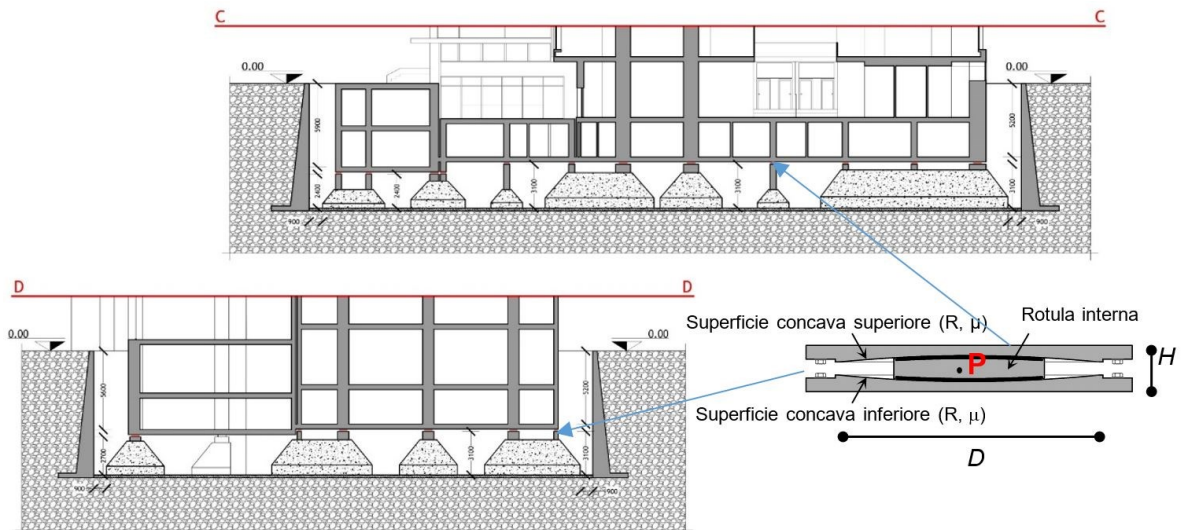


Fig. 42. Sezioni C-C e D-D di Fig. 42 e sezione schematica di un isolatore a doppia superficie curva di scorrimento

Il dimensionamento degli isolatori è avvenuto assumendo un valore di tentativo del periodo fondamentale di vibrazione, T_e , e del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, ζ_e , espressi dalle seguenti formule [20]:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left(\frac{1}{L_{DCSS}} + \frac{\mu}{d_{max}} \right)}} \quad (5)$$

$$\zeta_e = \frac{2}{\pi} \frac{1}{\frac{d_{max}}{\mu L_{DCSS}} + 1} \quad (6)$$

dove g è l'accelerazione di gravità, L_{DCSS} la lunghezza effettiva del pendolo ($L_{DCSS} = 2 \cdot (R - h) = 2R - 2h$, con R = raggio del pendolo e h = altezza sommitale di ciascuna superficie curva), μ il coefficiente d'attrito e d_{max} il massimo valore di spostamento esplicabile dall'isolatore secondo entrambe le direzioni in pianta.

Ai fini della valutazione della dimensione areale, è stato preliminarmente stimato anche il massimo sforzo normale su ciascun dispositivo in condizioni sismiche, N_{Rd} , da cui è infine derivata la scelta di tre diversi isolatori, denominati nel seguito DCSS-1, DCSS-2 e DCSS-3. Tali dispositivi sono accomunati dalle caratteristiche meccaniche e geometriche sotto elencate, come desunte dal catalogo del produttore:

- $L_{DCSS} = 3100$ mm;
- $d_{max} = \pm 200$ mm, $\mu = 0.025$;
- $T_e = 3.1$ s;
- $\zeta_e = 15.2\%$

In relazione ai valori di N_{Rd} , pari a circa 1500 kN, 2000 kN e 2500 kN per i tre gruppi di isolatori, ne sono rispettivamente conseguiti i seguenti diametri, D , e altezze, H : 490 mm, 114 mm (DCSS-1); 520 mm, 109 mm (DCSS-2); 540 mm, 106 mm (DCSS-3).

A livello sommitale dell'insieme degli isolatori è stata prevista la realizzazione di un impalcato di calpestio costituente il piano rigido d'isolamento, con struttura in acciaio di classe S235 realizzata mediante una maglia di travi principali, in profilati HEB240, e secondarie, in HEA160, con soprastante soletta in c.a. di spessore 50 mm gettata su lamiera grecata avente nervature di altezza 75 mm (Fig. 43).

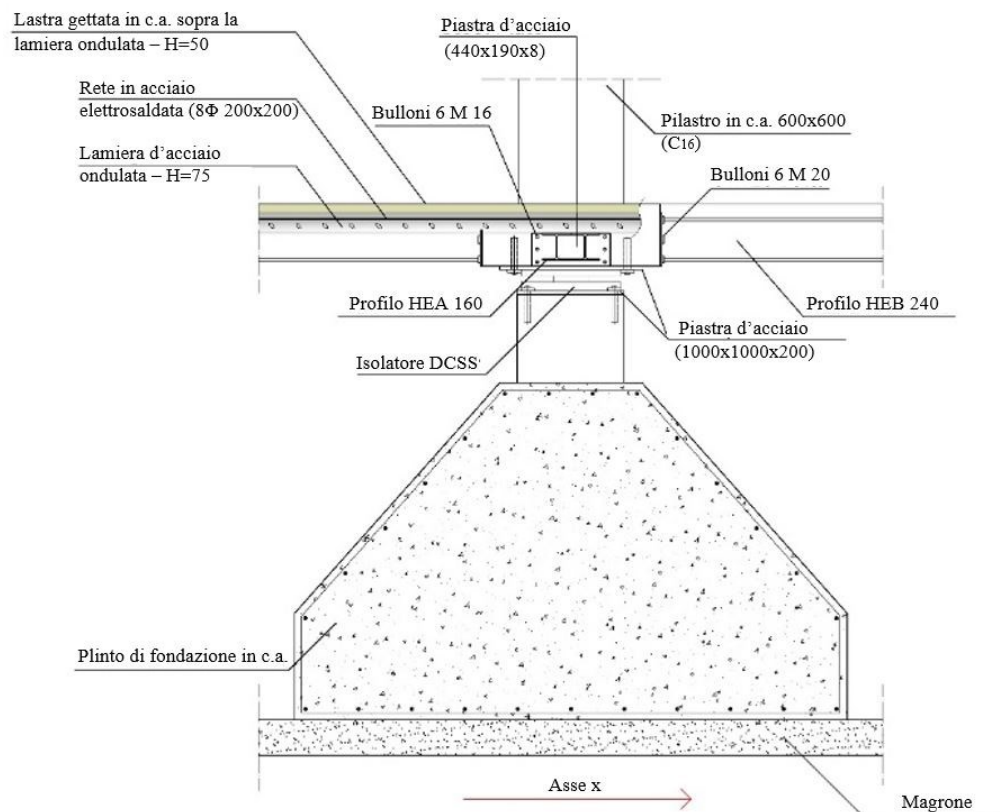


Fig. 43. Dettaglio costruttivo dell'installazione di un isolatore e del soprastante nuovo solaio di calpestio costituente il piano d'isolamento

Per i dettagli d'installazione del sistema, si rimanda all'articolo [18], pubblicato a conclusione dell'analisi e del progetto di questo primo caso di studio.

La risposta della struttura in condizioni post-intervento è stata analizzata inserendo, nel modello complessivo della struttura, gli isolatori risultanti della procedura di predimensionamento, la cui risposta è stata simulata mediante appositi elementi *link* presenti nella libreria del programma SAP2000NL, denominati *friction isolator*. Per ciascuna delle tre famiglie di

apparecchi sono state calcolate le rigidzze alla traslazione secondo le due direzioni in pianta, assumendo un valore molto elevato per quella verticale.

Una vista generale del modello e un dettaglio del piano di isolamento e dei dispositivi sono mostrate in Fig. 44.

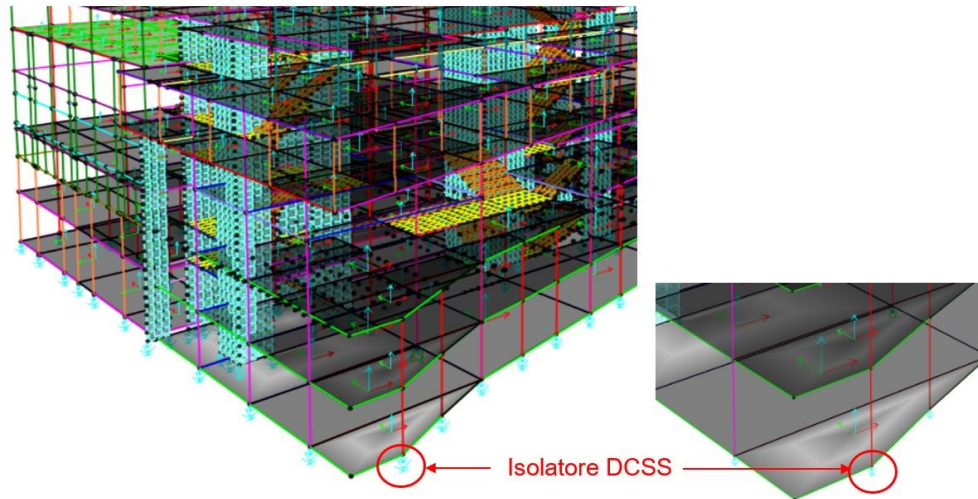


Fig. 44. Vista del modello agli elementi finiti comprensivo del piano di isolamento e dei dispositivi *DCSS*

3.5.1 Analisi modale

L'analisi modale in condizioni isolate ha fornito, come atteso, valori dei periodi del primo e del secondo modo, entrambi traslazionali, tra loro molto simili e pressoché coincidenti per le due Unità, ossia: 3.15 s (Unità 1), 3.17 s (Unità 2), in X; 3.18 s (1), 3.21 s (2), in Y. I periodi sono prossimi al valore del periodo equivalente $T_e=3.1$ s valutato in fase di predimensionamento, ed appena a esso superiori ad esso a causa della deformabilità della sovrastruttura.

3.5.2 Analisi strutturale in condizioni post-intervento e relativi risultati

La valutazione dei benefici indotti dal sistema di isolamento è stata condotta a partire dal controllo del martellamento. Per tutte le coppie di nodi collegati tramite il modello viscoso multilineare discusso per le analisi allo stato attuale, si riscontra un valore di spostamento massimo relativo contenuto entro l'ampiezza del giunto tecnico di 30 mm. A titolo d'esempio, in Fig. 45 sono graficizzate le storie di risposta della stessa coppia di nodi cui è riferita la Fig. 39 nelle condizioni esistenti, per la quale lo spostamento mutuo si riduce a 22.1 mm (collocandosi quindi al disotto della linea blu tratteggiata rappresentante il suddetto valore di 30 mm. Conseguentemente, le forze di contatto risultano totalmente annullate.

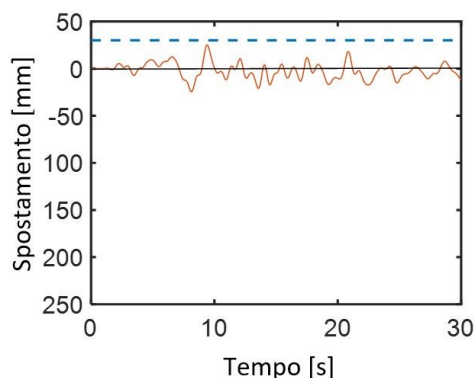


Fig. 45. Storie temporali di spostamento di una coppia di punti di contatto fra le due Unità, per il più severo gruppo di accelerogrammi scalati all'intensità dell'azione con $P_{VR}/V_R = 5\%$, in condizioni post-intervento

Estendendo il confronto alla risposta degli elementi strutturali, si nota, sempre a titolo d'esempio, la riduzione di un fattore pari a circa 10 delle curve biassiali di risposta dei momenti flettenti $M_{lc,1}$ e $M_{lc,2}$ per i pilastri C21 e C20, mostrate per lo stato attuale in Fig. 40, il che consente di condurle ampiamente all'interno della frontiera dei rispettivi domini di resistenza.

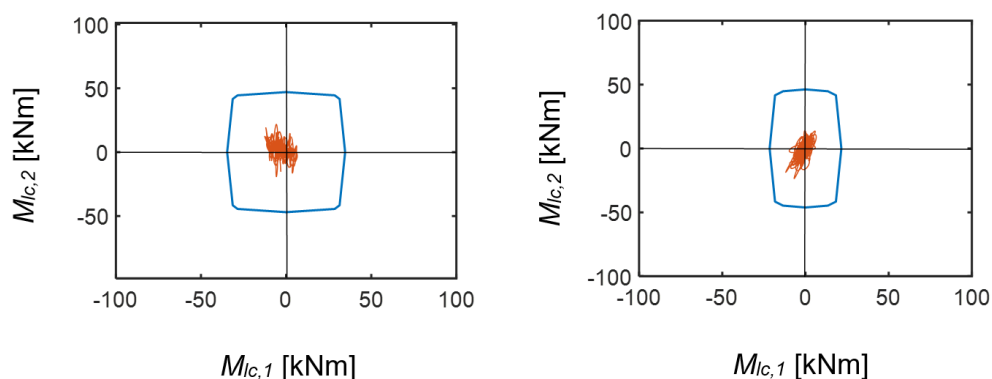


Fig. 46. Curve d'interazione dei momenti flettenti $M_{lc,1}-M_{lc,2}$ del pilastro C21 dell'ultimo piano (sinistra) e del pilastro C20 al primo piano (destra), per il più severo gruppo di accelerogrammi scalati all'intensità dell'azione con $P_{VR}/V_R = 5\%$, in condizioni post-intervento

Benefici comparabili sono emersi per tutte le altre membrature strutturali, per le quali le verifiche di sicurezza nei confronti dell'azione massima di progetto hanno dato esito positivo. Coerentemente con quanto ottenuto per la domanda in termini di sollecitazioni, si rilevano significative riduzioni per gli spostamenti relativi di piano, i cui valori massimi risultano contenuti entro la soglia dello 0,33% dell'altezza d'interpiano, normalmente assunta per lo stato limite di operatività, salvaguardando dal danneggiamento gli elementi non strutturali più sensibili nei confronti degli spostamenti, a iniziare dalle superfici vetrate di facciata e interne. In merito alla risposta del sistema d'isolamento, in Fig. 47 sono illustrati i cicli forza-spostamento di due dispositivi, situati al disotto dei pilastri C9 e C19, di dimensioni

rispettivamente pari $(1000 \times 800) \text{ mm}^2$ e $(400 \times 400) \text{ mm}^2$. I massimi spostamenti risultano per entrambi circa pari a 140 mm, ossia al 70% dello spostamento limite di $\pm 200 \text{ mm}$.

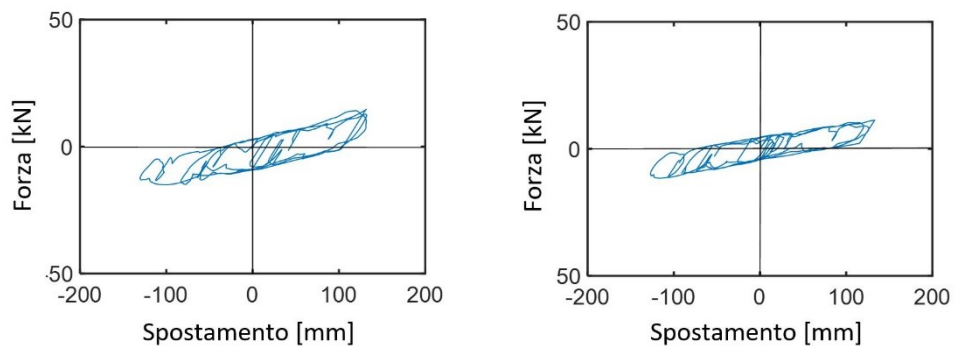


Fig. 47. Cicli forza-spostamento di due isolatori, rispettivamente posti al di sotto del pilastro C9 (sinistra) e C19 (destra), per il più severo gruppo di accelerogrammi scalati all'intensità dell'azione con $P_{VR}/V_R = 5\%$

A conclusione dello studio condotto su questo primo edificio, è stata condotta anche una valutazione dei costi relativi all'intervento, pervenendo a stimare un importo di circa 130 Euro/m² al momento dell'analisi (fine 2020), ovvero di quasi il 50% inferiore rispetto ad ipotesi alternative consistenti nella realizzazione di estesi placcaggi mediante tessuti in FRP.

A parte gli aspetti economici, la scelta del sistema d'isolamento quale strategia di adeguamento sismico consente di raggiungere una prestazione non altrimenti conseguibile in termini di spostamenti di piano, e di preservare in tutti i suoi aspetti l'originaria fisionomia di questo esempio di edilizia di pregio architettonico nel contesto fiorentino.

Dagli studi condotti su questo caso sono state tratte le pubblicazioni [21], [22] di cui all'elenco dei riferimenti bibliografici.

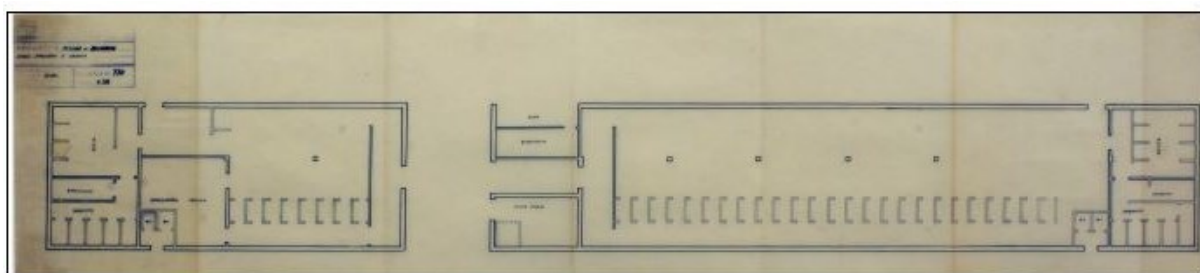
4. LA PALAZZINA SPOGLIATOI, BAR E RISTORANTE DI BELLARIVA

Procedendo nel solco degli edifici di pregio del periodo di primo riferimento per il tema della Tesi, è stato esaminato un secondo edificio situato a Firenze, appartenente al vasto repertorio di opere nerviane. Come premesso nell'Introduzione, si tratta della Palazzina che ospita gli spogliatoi, il bar ed il ristorante facente parte del Complesso Sportivo di Bellariva, attualmente denominato Piscina Comunale "Goffredo Nannini".

Progettata da Pier Luigi Nervi e dal figlio Antonio tra il 1957 ed il 1960, completata poi nello stesso anno dalla Ditta Nervi e Bartoli, avrebbe dovuto far parte di una vera e propria "Cittadella dello Sport", comprendente anche: la Piscina, con vasca olimpionica di dimensioni (50×20) m², in grado di ospitare gare nazionali ed internazionali. un trampolino, piattaforme per tuffi da 5 e 10 metri, una tribuna con struttura in c.a. e finiture in travertino destinata ad ospitare di mille spettatori, due vasche di forma curvilinea per bambini e ragazzi; un Palazzo dello Sport, poi mai costruito per questioni burocratiche e finanziarie; alcuni impianti complementari.

A partire dagli anni Settanta, la Palazzina ha subito vari interventi di modifica funzionale; la prima ha riguardato la chiusura dell'accesso alla zona spogliatoi al piano terra, originariamente all'aperto; a questa è seguita una riorganizzazione interna degli ambienti adibiti a tale uso alla fine degli anni Novanta, quando l'accesso agli spogliatoi è stato diversificato tra uomini e donne e disposto alle estremità dell'ampia zona centrale destinata all'ingresso, al bar ed al vano ascensore, con quest'ultimo a sua volta realizzato diversi anni dopo la costruzione dell'edificio; inoltre, al piano superiore sono stati eseguiti lavori di riorganizzazione architettonica dei locali adibiti al ristorante.

Una parte consistente del progetto originario è stata rinvenuta presso l'archivio CSAC di Parma, integrata da un lavoro di ricerca documentale svolto in altre sedi, tra cui l'Ufficio Tecnico del Comune di Firenze, l'Archivio Storico del Comune di Firenze e alcuni archivi privati, da cui sono stati tratte informazioni sui suddetti interventi di modifica e ammodernamento. Immagini delle piante architettoniche originali e di quella di modifica interna degli spogliatoi sono mostrate nelle Figg. 48-49 e in Fig. 50, rispettivamente.



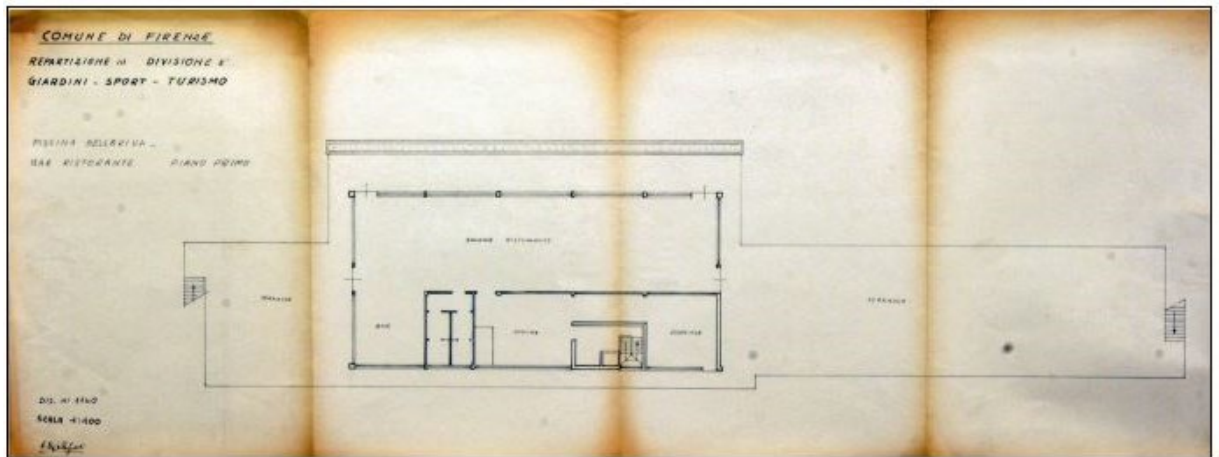


Fig. 48-49. Pianta del piano terra e del piano primo relative al progetto definitivo degli anni Sessanta (CSAC Parma)

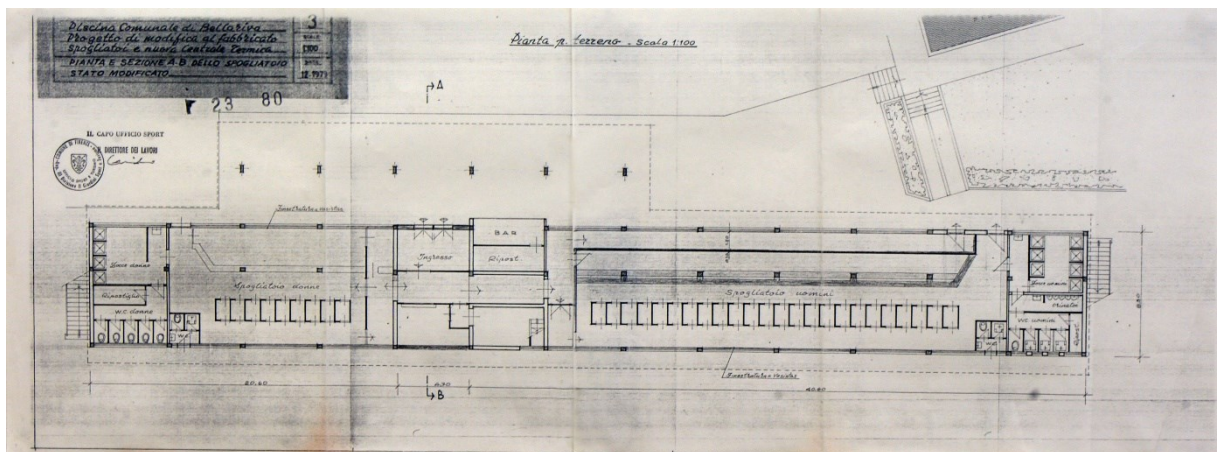


Fig. 50. Pianta piano terra. Progetto di modifica dei locali adibiti a spogliatoi risalente al 1973 (Ufficio tecnico del Comune di Firenze)

4.1 Caratteristiche strutturali e architettoniche della Palazzina

La pianta dell'edificio non presenta assi di simmetria né in direzione longitudinale né in quella trasversale, ed ha da dimensioni massime di $64,35 \times 13,6 \text{ m}^2$ al piano terra (Fig. 51) e $25,05 \times 11,4 \text{ m}^2$ al primo (Fig. 52). A questo livello il ristorante è confinato ai lati da due ampie terrazze larghe 8 m, mentre frontalmente è cinto sui tre lati da due balconi di larghezza pari a 1.5 m ed uno a sviluppo longitudinale avente uno sbalzo di 3 m.

La struttura è composta da telai in c.a. con campate tutte di uguale luce, pari a 5 m. L'impalcato del primo piano, avente quota estradosale di +3,05 m, è ordito in direzione trasversale in pianta, con due campate di luce rispettivamente pari a 5 m e a 3 m, ad eccezione di una sola campitura posta in posizione quasi centrale, caratterizzata da un'inversione dell'orditura, con luce di 5 m coincidente con quella del telaio, come posto in luce dalla pianta strutturale di Fig. 51, ridisegnata a partire dalle tavole originali di progetto. Il solaio è in laterocemento, della tipologia "CIREX", costituito da travetti prefabbricati in calcestruzzo armato intervallati da

blocchi in laterizio speciali provvisti di tre scanalature, due laterali e una superiore, nelle quali è alloggiata l'armatura metallica, successivamente sigillata da un getto di calcestruzzo. Tra un travetto ed il corrispondente blocco scanalato è realizzato un riempimento di malta cementizia. Il solaio del ristorante presenta un'altezza di 200 mm e una soletta estradossale collaborante di 50 mm, mentre quello delle terrazze ha altezza 160 mm e soletta di 40 mm. Nelle Figg. 52-53 sono mostrate la pianta architettonica allo stato attuale, e quella strutturale del piano di copertura.

I pilastri di spina hanno dimensioni di $(260 \times 300) \text{ mm}^2$ e $(300 \times 300) \text{ mm}^2$ al piano terra, che si riducono a $(200 \times 250) \text{ mm}^2$ al primo, come mostrato dalle sezioni ricostruite dai disegni originali in Fig. 54a-d. I pilastri racchiusi nei rettangoli verdi nelle Figg. 51 e 52 presentano assi non allineati tra i due piani per la presenza di cavità interne. Presentano sezioni a C $(300 \times 260) \text{ mm}^2$ al piano terra (Fig. 54e) e di tipo rettangolare con dimensioni $(420 \times 250) \text{ mm}^2$ al livello superiore (Fig. 54f). Le sei colonne individuate dal rettangolo rosso in Fig. 51 hanno sezione poligonale rastremata lungo l'altezza, come dettagliato in Fig. 55, per i quattro posti centralmente, e in Fig. 56 per i due laterali. Tali forme suggestive costituiscono un tratto distintivo dei progetti di Nervi del periodo, e si ritrovano in realizzazioni di grande importanza come la Washington Bridge Terminal Bus Station a New York e il già citato "Palazzo del Lavoro" a Torino [23].

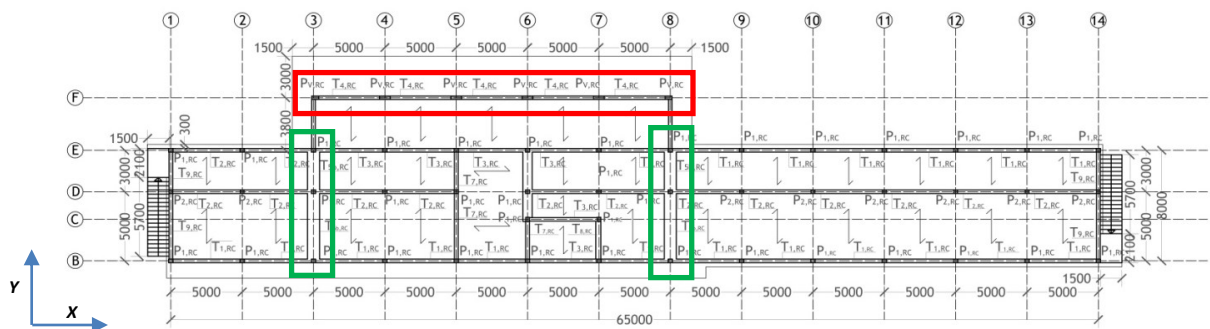


Fig. 51. Pianta del piano terra con denominazione delle travi e dei pilastri; localizzazione dei pilastri a sezione variabile, racchiusi nel rettangolo in rosso, e di quelli posti lateralmente rispetto al balcone, nel rettangolo verde

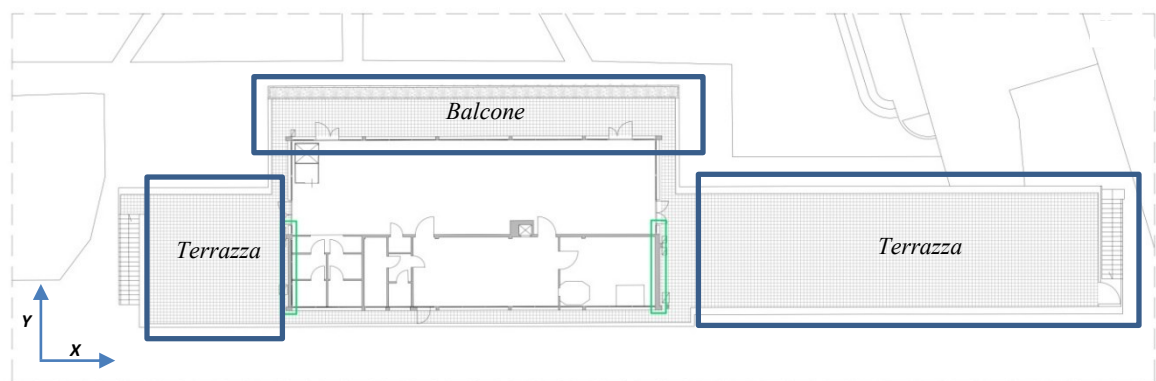


Fig. 52. Pianta del primo piano con localizzazione delle due terrazze laterali e del balcone centrale

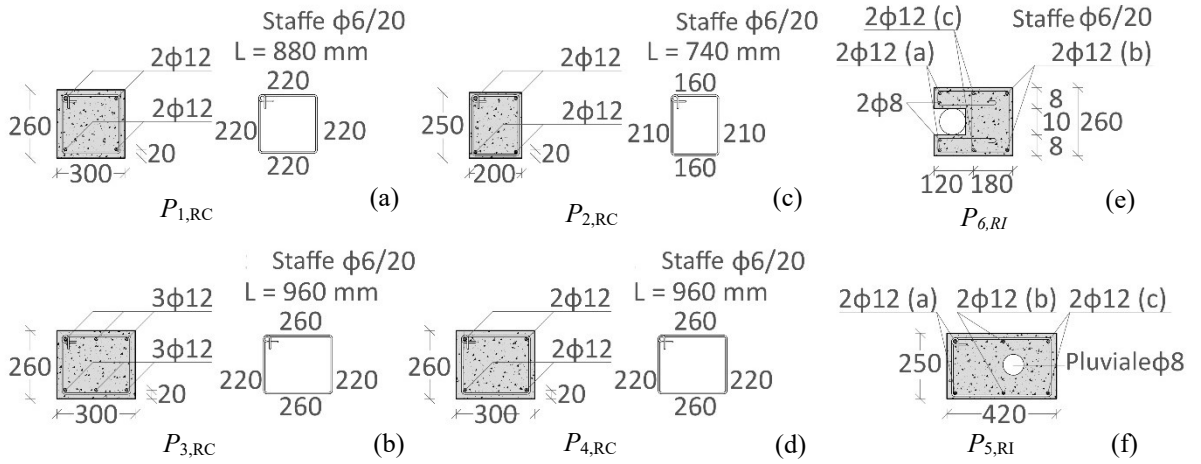


Fig. 54. Sezioni dei pilastri a sezione costante appartenenti al piano terra (a,b,d) e al primo (c,e,f)

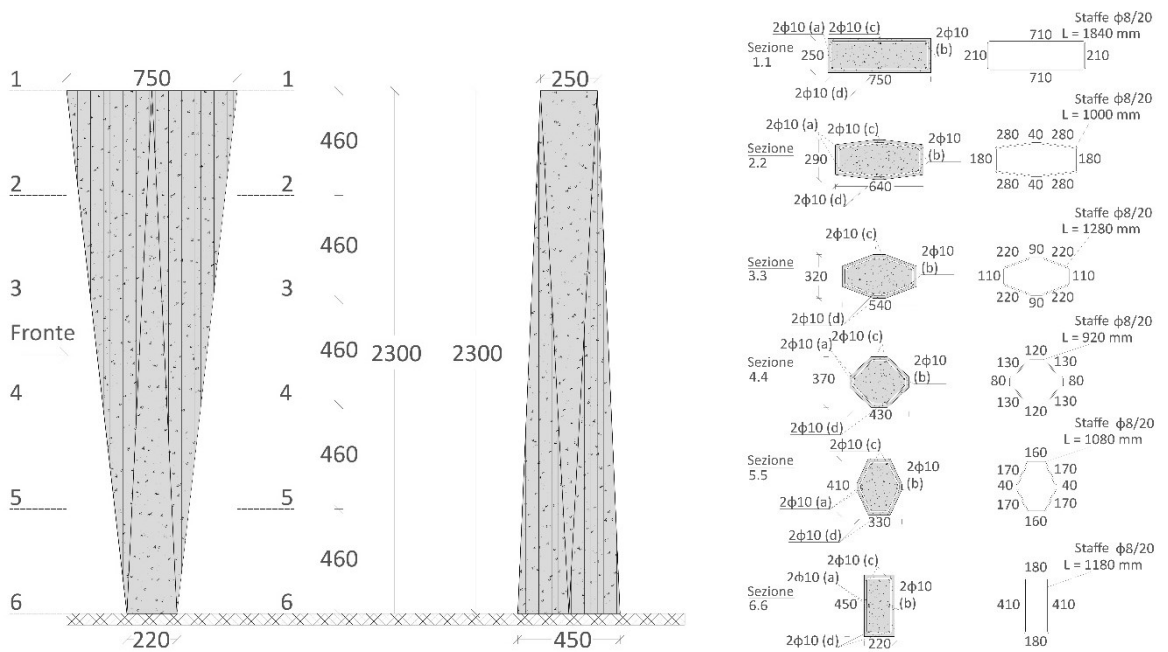


Fig. 55. Prospetti e sezioni dei quattro pilastri a sezione variabile collocati centralmente

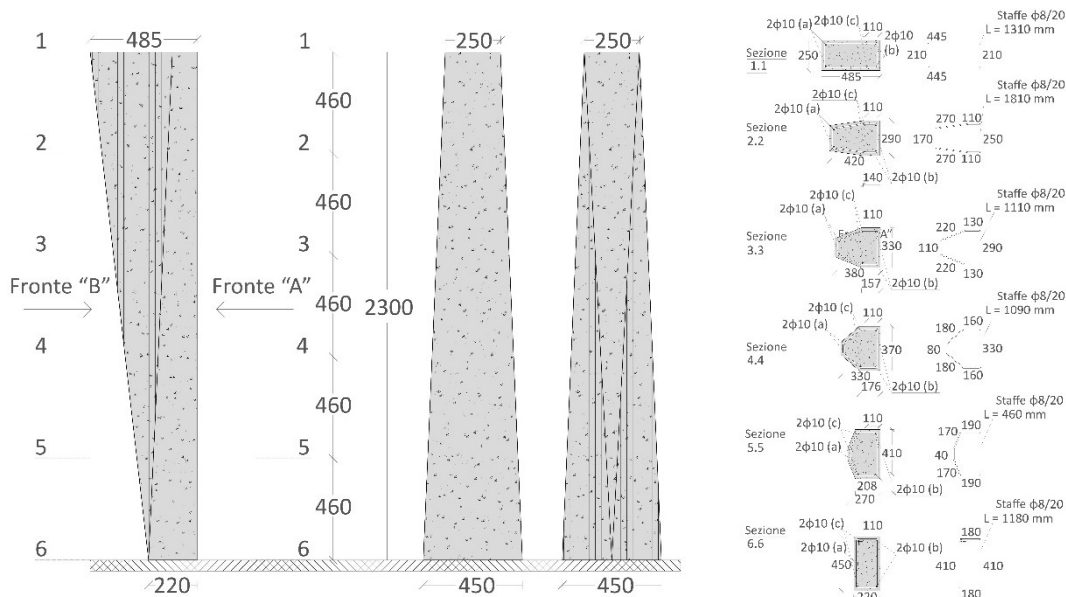


Fig. 56. Prospetti e sezioni dei due pilastri a sezione variabile collocati lateralmente

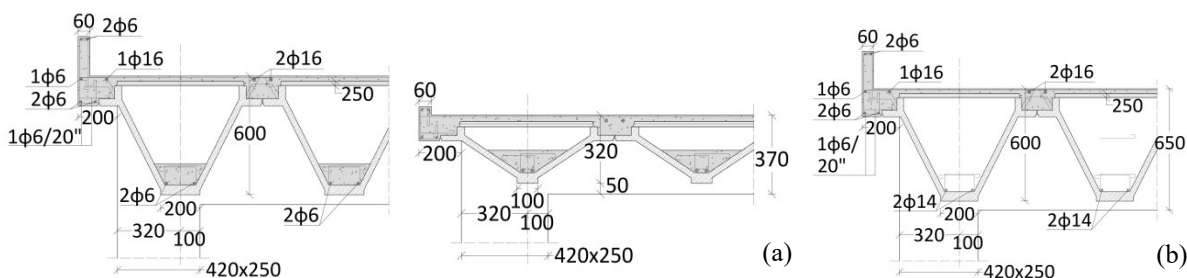


Fig. 57. Travi prefabbricate di copertura a sezione variabile di tipo 1 (a), e a sezione costante di tipo 2 (b)

Tabella 4. Sezioni, barre di armatura e staffe delle travi

Travi	Dimensioni (mm×mm)	Piano	Sezione di mezzeria		Sezioni di estremità		Staffe
			Barre superiori	Barre inferiori	Barre superiori	Barre inferiori	
T1	260x500	P1	2φ8	6φ16	6φ16+2φ8	2φ16	φ8/20
T2	260x600	P1	2φ6	6φ12	6φ12+2φ6	2φ12	φ8/20
T3	260x550	P1	2φ6	6φ12	6φ12+2φ6	2φ12	φ6/20
	250x550-						
T4	250x750	P1	2φ12	8φ16	3φ16+2φ12	2φ16	φ8/20
T5a	850x260	P1	4φ6	8φ16	6φ16	4φ16	φ6/20
T5b	850x250	P1	4φ16	4φ16	3φ6+3φ16	4φ16	φ6/20
	250x500-						
T6	250x750	P1	2φ12	6φ16	7φ16/3φ16	4φ16/6φ16	φ8/20
T7a	260x500	P1	2φ6	6φ12/5φ12	5φ12	3φ12	φ8/20
T7b	260x500	P1	2φ6	4φ12/5φ12	2φ12/2φ6	2φ12	φ6/20
T7c	260x500	P1	2φ6/2φ6+2φ12	4φ12/5φ12	4φ16+2φ6	2φ12	φ6/20
	250x450x10x50		1φ8+2φ10	4φ10	1φ8+2φ10	4φ10	
T8	0	P1					φ6/20

T9	260x200	P1	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	φ6/20
T10	250x450	P2	2φ8	4φ16/5φ16	2φ16/4φ16	2φ16	φ8/20
T11	250x650	P2	2φ8	5φ16/6φ16	2φ16/4φ16+2φ8	2φ16	φ8/10-20
T12	250x370	P2	2φ8	6φ16/7φ16	3φ16/6φ16+2φ8	3φ16	φ8/10-20



Fig. 58. Vista laterale dell'edificio



Fig. 59. Vista interna del ristorante al primo piano



Fig. 60. Vista della terrazza esterna del ristorante



Fig. 61. Vista dello spogliatoio maschile



Fig. 62. Vista interna del bar

4.2 Risultati della campagna d'indagine sperimentale in sito

L'edificio è stato oggetto di un'estesa campagna di prove in sito volta a stimare le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti e a verificare le informazioni strutturali, in termini di geometria ed armatura, derivanti dalla ricerca archivistica.

Poiché l'esecuzione di tali indagini è avvenuta in un periodo precedente all'inizio dell'attività di Dottorato, in questo caso non mi è stato possibile assistere e collaborare personalmente al loro svolgimento. Tuttavia, ho cooperato alla successiva fase di elaborazione e interpretazione dei risultati, da cui è scaturita la pubblicazione [24].

Al fine di indagare il quantitativo di armatura a flessione e a taglio, tenendo conto della ricorrenza delle tipologie degli elementi strutturali, sono state svolte 14 indagini pacometriche sulle travi (12 al piano terra e 2 al primo); 6 indagini pacometriche sui pilastri (4 al piano terra e 2 al primo); 11 saggi con demolizioni di copriferro sulle travi (8 al piano terra e 3 al primo) e 11 sui pilastri (7 al piano terra e 4 al primo).

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche e di conservazione del calcestruzzo, sono stati eseguiti 2 prelievi mediante carotaggi, con conseguenti prove di schiacciamento in laboratorio e associati test di carbonatazione con uno spray alla fenolftaleina (1 al piano terra ed 1 al primo); 6 indagini sclerometriche e 6 ultrasoniche al piano terra. Per l'acciaio è stato effettuato un prelievo di tratto di barra al piano terra e condotte 4 prove con microdurometro (1 al piano terra e 3 al primo).

Dalle prove di caratterizzazione sono emerse le seguenti proprietà: resistenza cubica media a compressione del calcestruzzo pari a $37,35 \text{ N/mm}^2$ (corrispondente ad un materiale cementizio di classe R/C 35/45) per travi e pilastri, $45,65 \text{ N/mm}^2$ (classe tipo R/C 45/55) per le travi prefabbricate, $21,25 \text{ N/mm}^2$ (classe tipo R/C 25/30) per la soletta; tensione di snervamento dell'acciaio pari a 304 N/mm^2 , corrispondente al tipo AQ dell'epoca di costruzione. Le informazioni acquisite dalla campagna di prove hanno consentito di raggiungere il livello di conoscenza LC3 secondo le NTC 2018, con conseguente valore pari a 1 del fattore di confidenza FC.

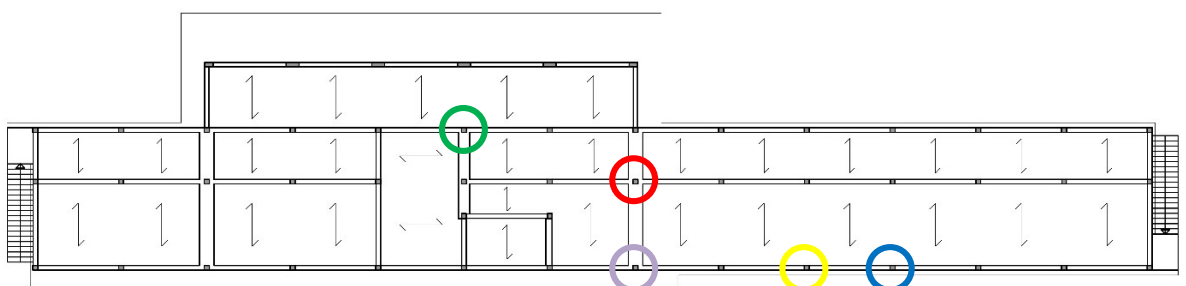




Fig. 63. Saggi e prove pacometriche con misurazione dei diametri delle barre di armatura su un pilastro del piano terra individuato in pianta con cerchio rosso (a); prove sclerometriche ed ultrasoniche su un pilastro del piano terra individuato con cerchio blu (b)

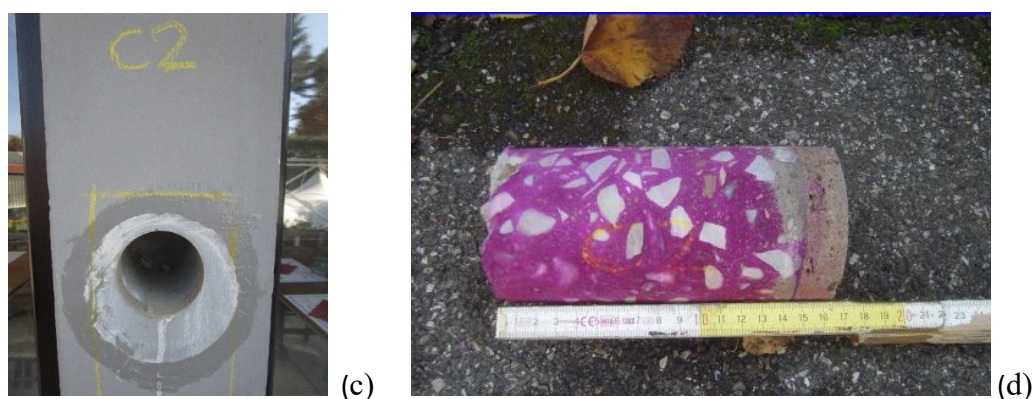


Fig. 64. Carotaggio su un pilastro del primo piano individuato in pianta con cerchio verde (c); pigmentazione risultante dalle prove di carbonatazione effettuate con spray alla fenoltaleina (d)

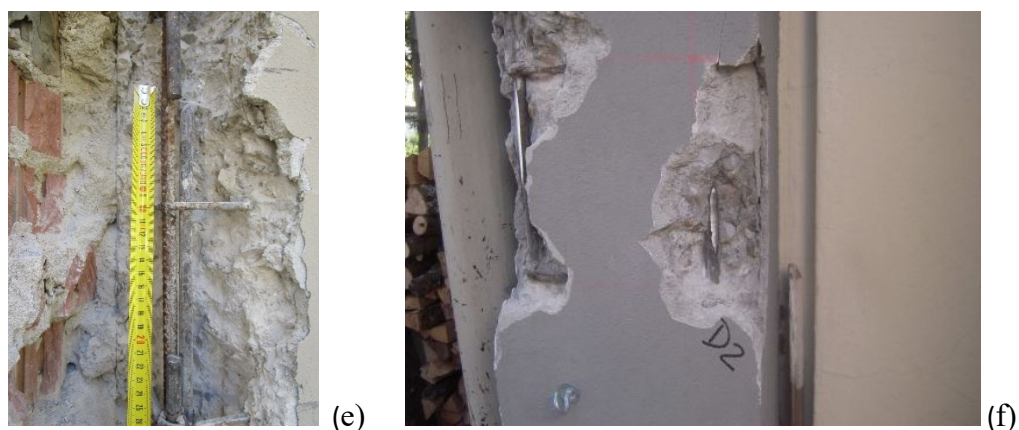


Fig. 65. Prelievo di barra da pilastro del piano terra individuato in pianta con cerchio giallo (e); prova con microdurometro su pilastro del piano terra individuato da cerchio viola (f).

4.2.1 Indagini mediante radar GPR

I rilievi pacometrici hanno generalmente consentito di verificare posizioni e dimensioni diametrali delle armature più superficiali, ma non il dettaglio dell'ancoraggio delle barre longitudinali dei balconi alle travi di solaio del ristorante. In Fig. 66 è mostrato il disegno di

progetto di uno dei due aggetti laterali, di luce 1,5 m, con la relativa collocazione in pianta. Per l'aggetto principale, non è stato possibile reperire disegni e, pertanto, i quantitativi di armatura sono stati tratti dalla relazione tecnica.

Oltre all'importanza di questo sbalzo, che caratterizza strutturalmente l'intero edificio, in aggiunta ai pilastri a sezione variabile sopra richiamati, la necessità di verifiche in sito circa la sua armatura è stata motivata dal rilevamento, sul pavimento del ristorante, di una lunga lesione parallela alla direzione X, posta ad una distanza di circa 2 m dalla trave di bordo a sezione variabile (250×550-750) cm², schematicamente individuata dalla linea tratteggiata rossa nella pianta di Fig. 66b. La formazione di tale lesione è stata qualitativamente interpretata come dovuta a una serie di concause, tra cui l'assenza di travi di collegamento nella fascia del solaio interno collocata in posizione arretrata rispetto al balcone frontale, il peso significativo della fioriera di estremità del grosso sbalzo, l'indebolimento causato dall'installazione del blocco ascensore diversi anni dopo la costruzione della struttura, sul lato da cui la lesione si è originata. Tuttavia, la causa principale è intuitivamente da riportarsi a un'insufficienza di armatura estradossale, e come tale necessitante il suddetto accertamento. Al fine di superare i limiti insiti nei test pacometrici, e dovendo evitare di danneggiare il piano di calpestio del ristorante, è stato scelto di ricorrere ad una strumentazione più raffinata come il Ground Penetrating Radar (GPR), comunemente utilizzato per indagare pavimentazioni in calcestruzzo, solai e per identificare barre di acciaio poste in allineamenti più profondi. Nelle Figg. 67-68 è mostrata l'attrezzatura GPR utilizzata, denominata "ORFEUS", realizzata nell'ambito di un progetto di ricerca europeo [25], la quale gestisce un segnale a onde a frequenza continua a partire da 10 MHz fino ad 1 GHz di frequenza (900 MHz di larghezza di banda), in una gamma dinamica di 100 dB con una trasmissione di potenza di 0 dBm. Tale strumento radar consente di eseguire 200 scansioni al secondo. In Fig. 69 è visualizzato il calpestio del balcone.

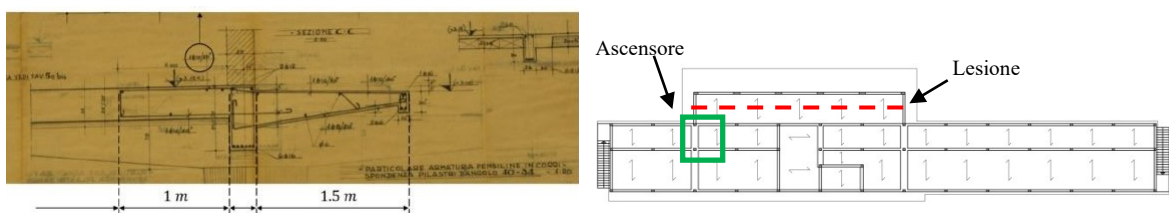


Fig. 66. Dettaglio di progetto originale dell'aggetto di un balcone laterale a sinistra (a), e individuazione in pianta della lesione sul solaio del primo piano a destra (b)

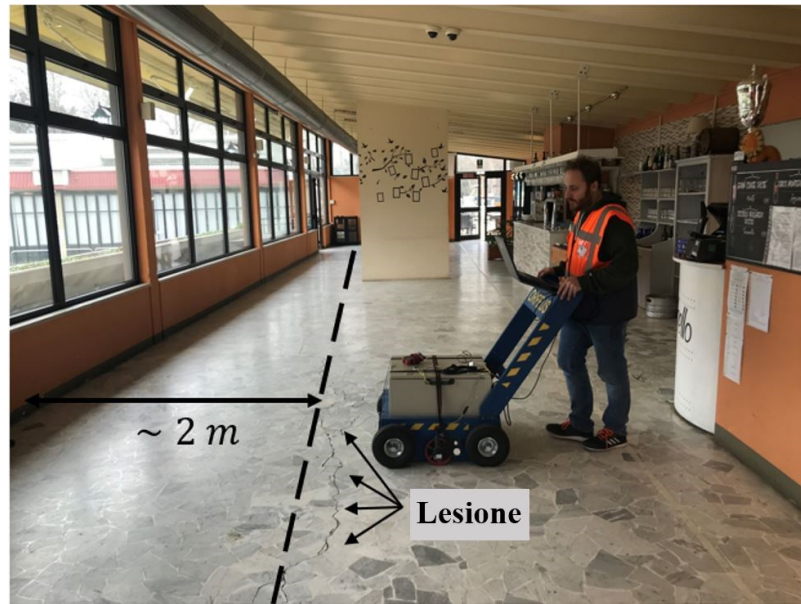


Fig. 67. Vista d'insieme della lesione al primo piano



Fig. 68. Vista di dettaglio della lesione al primo piano e della strumentazione radar "ORFEUS" utilizzata



Fig. 69. Vista del balcone e della fioriera

Come schematizzato in Fig. 70, per la porzione di solaio interessata dalla lesione sono state acquisite 12 scansioni in direzione longitudinale (L-scan) e 42 in direzione trasversale (T-scan) mentre per il balcone 7 L-scan e 1 T-scan, con distanze mutue 0,5 m tra le linee di rilevamento. È stato rilevato un passo tra le barre di armatura pari a 0,23 m e 0,21 m, rispettivamente ad 1 m e a 1,5 m dalla trave perimetrale (in rosso in Fig. 70), e di 0,5 m nella parte centrale di campata del solaio (in azzurro). Inoltre, comparando i risultati ottenuti dalle scansioni più vicine alla trave perimetrale e quelle effettuate nella porzione centrale del solaio, è stato dedotto che le barre d'armatura del balcone oltrepassano la trave perimetrale per oltre 1,5 m, mostrando così un'analogia con la disposizione delle armature delle due porzioni laterali del balcone mostrate in Fig. 66a.

È stata condotta una scansione longitudinale anche in corrispondenza della trave interna del ristorante, al fine d'indagare tre differenti campate. Da questa indagine è emerso un interasse tra le barre di armatura pari a circa 0,28 m (in giallo in Fig. 70). Data la presenza della cucina, collocata in posizione centrale in pianta, non è stato possibile realizzare scansioni in direzione trasversale in tale zona, mentre nelle rimanenti porzioni del solaio le scansioni trasversali (in arancione in Fig. 70) hanno condotto a risultati del tutto simili tra loro, mostrando una sovrapposizione delle barre di armatura sulla trave di circa 1,2 m.

Per quanto concerne il balcone, (in verde in Fig. 70), le scansioni in direzione longitudinale hanno mostrato una distribuzione di 4,2 barre/m, corrispondente a un passo di circa 0,23 m, mentre in direzione trasversale il passo risulta essere di circa 0,21 m. Tali dati sostanzialmente

confermano, in termini di passo delle armature, le informazioni desunte dalla relazione di calcolo, per lo sbalzo principale, e dai disegni di progetto, per quelli laterali.

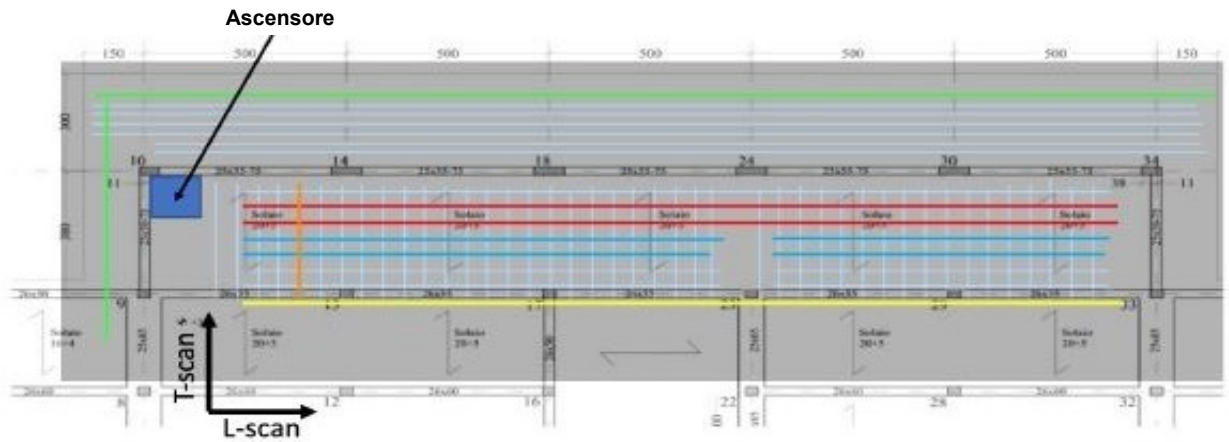


Fig. 70. Griglia di scansione dell'indagine radar

4.3 Accertamento statico e sismico della struttura

Anche per questo secondo caso di studio è stato utilizzato il programma SAP2000_{NL} [26], utilizzandone l'opzione *Section Designer* per la modellazione degli elementi a sezione variabile ai fini della riproduzione della geometria sia pilastri poligonali rastremati sia dei tegoli prefabbricati di copertura a V. I primi sono stati discretizzati in sei porzioni lungo l'altezza, ognuna delle quali costituita da un elemento *frame* avente una geometria tale da riprodurre nel modo più accurato la sezione media di tale tratto. Per le travi e i pilastri a sezione costante sono stati adottati classici elementi *frame*. Un'immagine del modello complessivo è riportata in Fig. 71, unitamente alle viste estruse di un pilastro poligonale e di una trave a V.

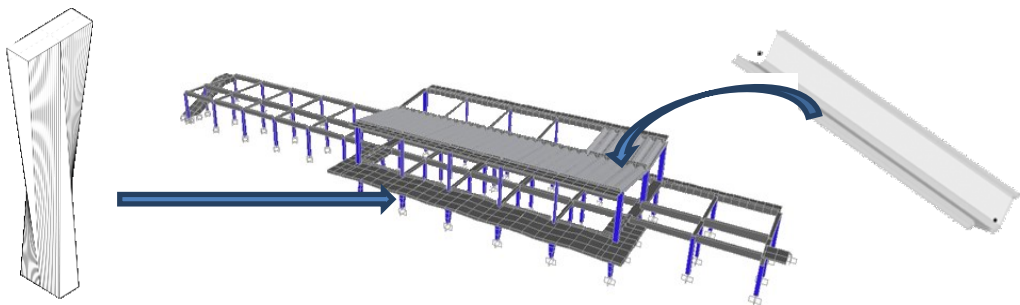


Fig. 71. Modello agli elementi finiti della struttura con dettagli dei pilastri a sezione variabile e delle travi a V

L'analisi modale della struttura mostra un primo modo roto-traslatorio lungo l'asse trasversale Y, avente un periodo di 0,62 s, un secondo modo prevalentemente traslatorio lungo l'asse longitudinale X, con periodo di 0,35 s, e un terzo modo essenzialmente rotazionale intorno

all'asse verticale Z, con periodo di 0,31 s. La somma delle masse modali attivate secondo i due assi in pianta supera l'85% a partire dal decimo modo, risultando rispettivamente pari a 98.4% (in X) e 85.4% (in Y).

Le verifiche di sicurezza nei confronti dei carichi statici hanno posto in luce il superamento della resistenza a flessione per 17 travi su 57 del solaio intermedio, con un valore massimo del rapporto domanda/capacità pari a 1,56. Le verifiche a taglio sono risultate sempre soddisfatte, così come quelle sia a flessione che a taglio per le travi di copertura. Tutti i pilastri vedono superate le verifiche a pressoflessione deviata, ad eccezione di un solo elemento del piano terra, per il quale il rapporto domanda/capacità è appena superiore all'unità, e segnatamente pari a 1,03; le verifiche a taglio sono soddisfatte per tutti i pilastri.

Le analisi sismiche sono state condotte in campo dinamico con le stesse modalità e con riferimento agli stessi spettri mostrati in Fig. 38 per la città di Firenze, essendo anche in questo caso il coefficiente d'uso C_u pari a 1,5, e dunque $V_R = 75$ anni, la categoria topografica T₁ e il terreno di tipo C.

I risultati delle analisi per l'azione con $P_{VR}/V_R = 81\%$ e 63% hanno mostro in evidenza valori dello spostamento relativo di piano normalizzato all'altezza di piano decisamente inferiori al limite dello 0.33% assunto dalla Normativa tecnica per lo Stato limite di Operatività (SLO).

Le verifiche di resistenza per la sollecitazione di taglio sono risultate soddisfatte per tutti gli elementi strutturali sino al livello dell'azione con $P_{VR}/V_R = 5\%$. Le travi del primo impalcato denominate T_{2,RC} e T_{4,RC} in Fig. 51 e quelle di copertura T_{10,RC} e T_{11,RC} in Fig. 53 denunciano lievi insufficienze a flessione, con rapporti domanda/capacità pari a circa 1,2 per l'azione con $P_{VR}/V_R = 10\%$. Per quest'ultima, le verifiche a pressoflessione deviata hanno avuto esito positivo per i pilastri interni a sezione costante, e per tutti i pilastri a sezione rastremata situati al piano terra. Per quelli posti agli angoli dell'edificio (P_{1,RC}, P_{2,RC}, P_{V,RC}) al piano terra, così come tutti per i pilastri angolari di collegamento tra il solaio del primo piano e la copertura (P_{5,RC}) le verifiche sono risultate non soddisfatte in ragione di valori dei rapporti domanda/capacità sino a 1,4. Per alcuni di tali pilastri anche emergono lievi insufficienze anche al taglio, con rapporti sino a 1,3. Nel complesso, dunque, la prestazione sismica della struttura risulta sostanzialmente soddisfacente, quale conseguenza dell'altezza limitata al piano terra più il primo piano limitato ad una sola porzione in pianta.

La principale motivazione dello studio di accertamento dell'edificio, rappresentata dall'ampia lesione sviluppatasi lungo il solaio interno del ristorante ad una distanza di circa 2 m dalla trave di bordo T_{4,RC}, sopra commentata, ha portato ad un ulteriore approfondimento dell'analisi strutturale. Ai fini della valutazione della capacità di risposta offerta dalla sezione resistente del

solaio in questione, è stata svolta una verifica a flessione per carichi statici in corrispondenza della sezione interessata dalla lesione, denominata A-A in Fig. 72, nella quale oltre all'armatura propria dei travetti del solaio è stata riscontrata, tramite l'indagine georadar, la presenza delle barre provenienti dallo sbalzo, di diametro $\Phi 12$ e passo medio di 0,22 m. La verifica è stata svolta anche in sezione posta a 2 m dalla trave di bordo (B-B in Fig. 72), dove il radar non ha rilevato l'ulteriore prolungamento di tali barre.

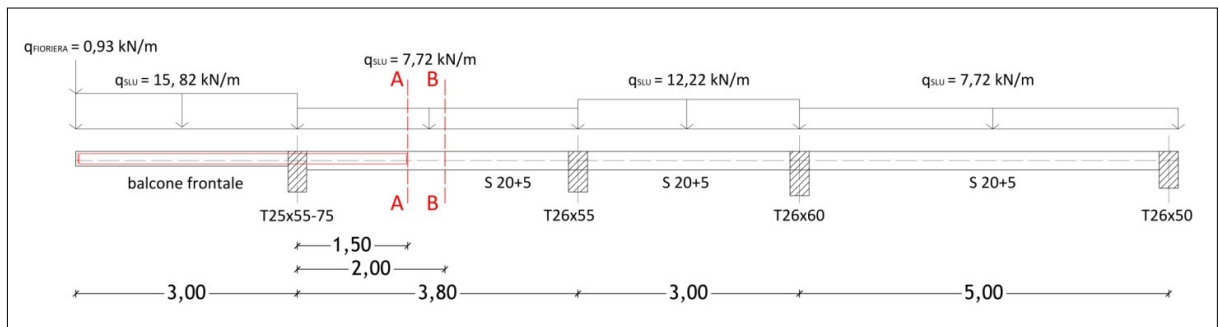


Fig. 72. Schema statico e combinazione di carico più gravosa per le verifiche a flessione del solaio del primo piano e dello sbalzo del balcone principale, con indicazione delle sezioni A-A e B-B di riferimento

Le verifiche mostrano un rapporto domanda/capacità pari a circa 3 nella sezione A-A e a circa 6 in B-B, a conferma delle condizioni di notevole sofferenza di tale zona, compatibili con la lesione presente.

La soluzione d'intervento proposta per la soluzione del problema è, in questo caso, di tipo tradizionale, in quanto correlata ad aspetti di sola risposta statica e limitatamente a una specifica, quantunque rilevante, porzione dell'edificio. Tale ipotesi consiste nella sostituzione degli infissi costituenti l'appendice a veranda del bar con un telaio strutturale in acciaio, capace di costituire un vincolo di appoggio per il solaio a sbalzo quasi all'estremità dello stesso. Tale soluzione, volutamente "mimetica", consente di evitare alterazioni estetiche al prospetto attuale. Al fine di rispettare la scansione delle superfici vetrate dell'attuale veranda e gli allineamenti trasversali dell'edificio, il telaio viene ad essere costituito da sei pilastri frontali, oltre a due coppie a supporto dei due balconi laterali. Sia per i pilastri che per la trave sommitale del telaio, è stato previsto l'impiego di profili HEB 140 realizzati in acciaio S235. Il contatto fra trave e intradosso del solaio a sbalzo è ottenuto tramite una piastra in acciaio, collegata all'ala superiore della trave per mezzo di piccole piastre verticali saldate di forma trapezia, atte a compensare l'inclinazione dello sbalzo. Dettagli di tale soluzione sono rappresentati nelle Figg. 73-74. La veranda viene successivamente ricostituita mediante vetrate di forgia contemporanea e ad elevato taglio termico, portate dal nuovo telaio.

In Fig. 75 è mostrata una vista del modello agli elementi finiti comprensivo del telaio di rinforzo in acciaio, individuato con riquadro rosso.

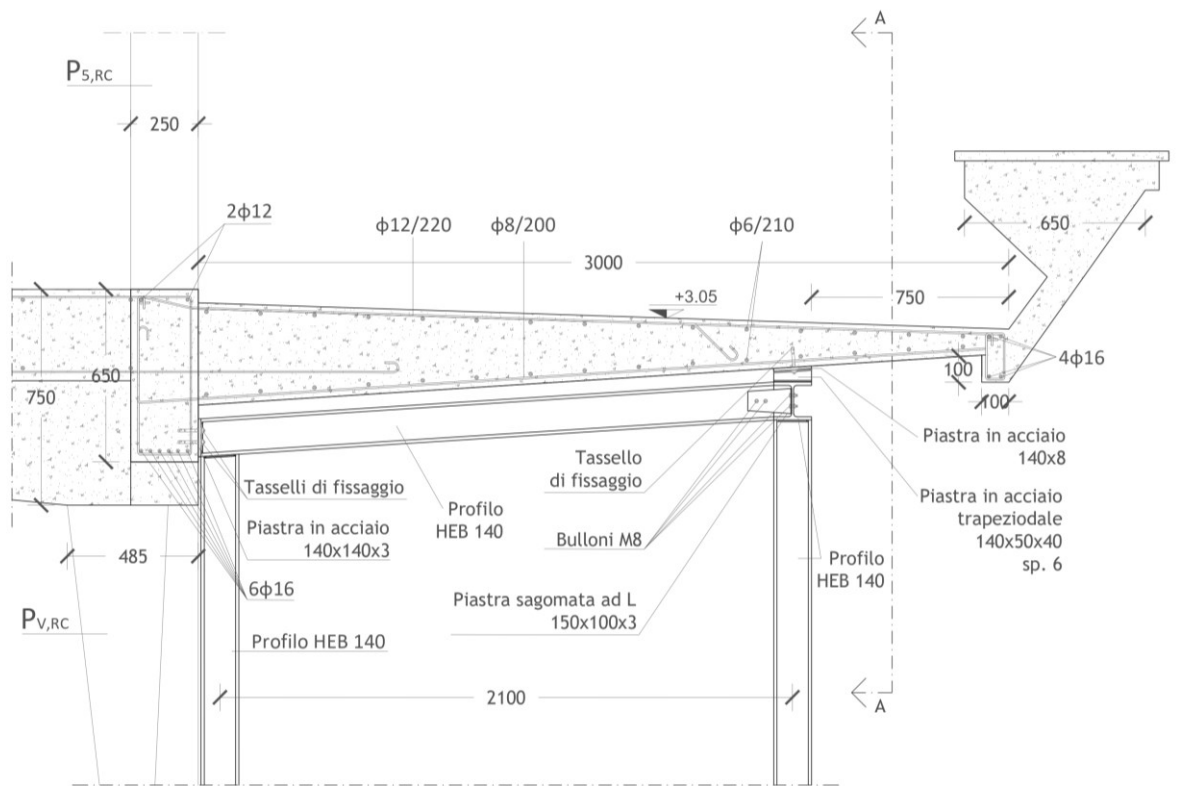


Fig. 73. Sezione laterale riprodotte il dettaglio costruttivo del telaio di rinforzo in acciaio sostitutivo del sistema di montanti e traveri degli infissi della veranda del locale bar

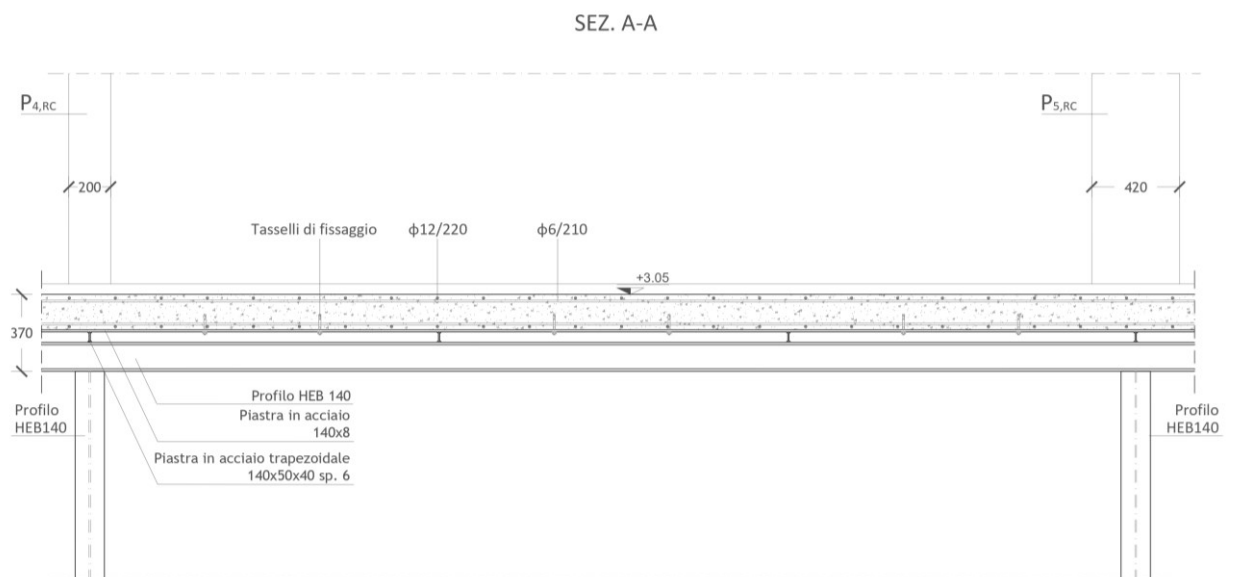


Fig. 74. Sezione A-A corrispondente alla vista frontale del telaio di rinforzo in acciaio sostitutivo del sistema di montanti e traveri degli infissi della veranda del locale bar

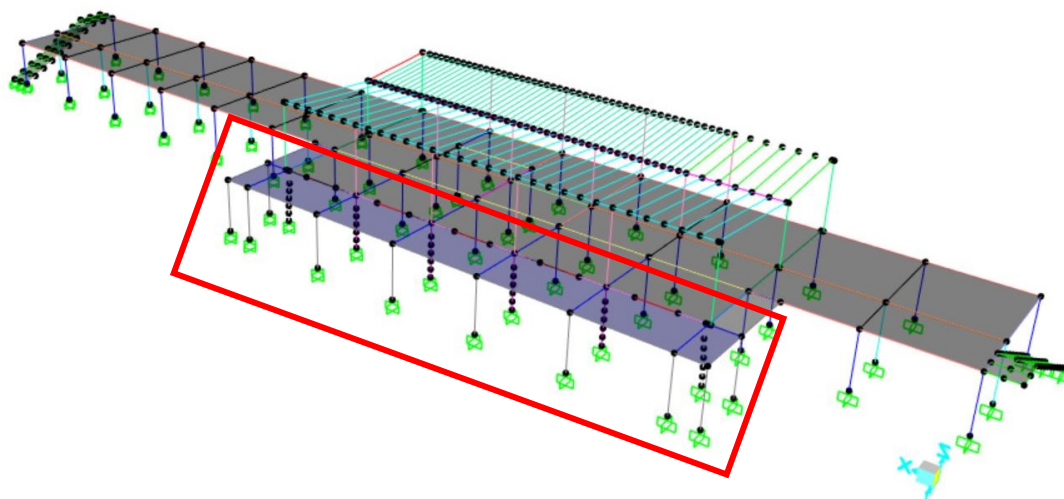


Fig. 75. Modello agli elementi finiti della struttura includente il telaio di rinforzo, individuato dal riquadro rosso

L'efficacia dell'intervento è stata valutata ripetendo le analisi e le verifiche a flessione per carichi statici in corrispondenza delle sezioni di solaio interessate dalla lesione, considerando la presenza dei vincoli di appoggio offerti dal telaio. Ne emergono riduzioni dei momenti flettenti nelle sezioni A-A e B-B pari, rispettivamente, a 12 e 10 volte, rispetto ai valori attuali, garantendo condizioni di sicurezza in condizioni riabilite. L'intervento prevede un semplice ripristino della lesione esistente, quale operazione d'impatto nullo (opzionalmente potrebbe essere provveduto al rifacimento della pavimentazione, se ritenuto d'interesse da parte della committenza).

L'inserimento del nuovo telaio comporta, come previsto in sede di progetto, conseguenze marginali in termini di risposta sismica d'insieme, con qualche piccola riduzione delle sollecitazioni sui pilastri del fronte esterno. Le condizioni di assai lieve insicurezza riscontrate per le travi e i pilastri sopra menzionati possono facilmente essere recuperate tramite qualche mirato placcaggio locale in tessuti di CFRP, a sua volta facilmente eseguibile in caso di disponibilità all'esecuzione da parte della committenza.

Dagli studi condotti su questo caso è stata tratta la pubblicazione [24] di cui all'elenco dei riferimenti bibliografici.

5. LA SCUOLA MEDIA "GIANFRANCESCO DA TOLMEZZO"

Come anticipato nel capitolo introduttivo, il terzo caso di studio ha riguardato un edificio ad uso scolastico situato nel comune di Tolmezzo (UD), che pur non presentando caratteristiche di pregio architettonico, è rappresentativo di alcune tendenze innovative nell'edilizia pubblica italiana realizzata con struttura in c.a. al passaggio tra gli Anni Cinquanta e Sessanta, al contempo caratterizzato da una vulnerabilità sismica tipica degli edifici dell'epoca.

5.1 Descrizione della struttura dell'edificio

L'edificio esaminato costituisce uno dei due corpi di fabbrica del complesso della scuola media "Gianfrancesco da Tolmezzo", perimetrato dal riquadro rosso in Fig. 76, separato da un secondo edificio per mezzo di un giunto tecnico di ampiezza sufficiente a scongiurare fenomeni di martellamento sismico.



Fig. 76. Vista dall'alto del complesso della scuola media "Gianfrancesco da Tolmezzo", con riquadrato in rosso l'edificio esaminato



Fig. 77. Facciata sud-ovest dell'edificio

L'edificio, progettato nel 1960 e realizzato nel 1961, ha una pianta rettangolare di dimensioni (13,5m x32,8) m², e una struttura a telaio in calcestruzzo armato che si sviluppa per tre piani fuori terra, aventi altezze interpiano di 3,36 m (piano terra), 3,65 (primo), 3,62 (secondo) e 2,57 m (misurata al colmo del sottotetto).

Le aule didattiche si collocano in successione in pianta, seguendo lo sviluppo longitudinale della facciata esposta a sud-ovest la quale, di riflesso, all'esterno è caratterizzata da lunghe finestrate a nastro, visibili nell'immagine di Fig. 77. Il vano scala è l'unico elemento che interrompe la sequenza delle aule, e si trova in posizione decentrata in pianta, rendendo la struttura prona ad effetti torsionali di risposta. Da un punto di vista architettonico, la posizione del vano scale determina un'irregolarità anche in facciata, dove l'allineamento delle tamponature perimetrali corrispondente alle finestrate a nastro viene interrotto e sostituito da una scansione differente delle superfici vetrate. Le piante strutturali dei piani, sono rappresentate nelle Figg. 78-81.

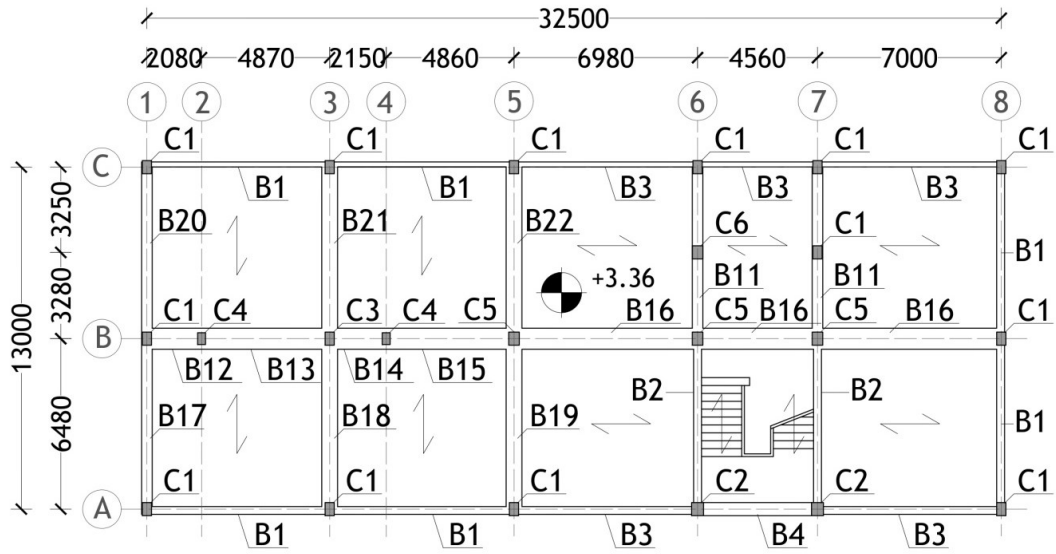


Fig. 78. Pianta strutturale del primo impalcato a quota +3.36 m

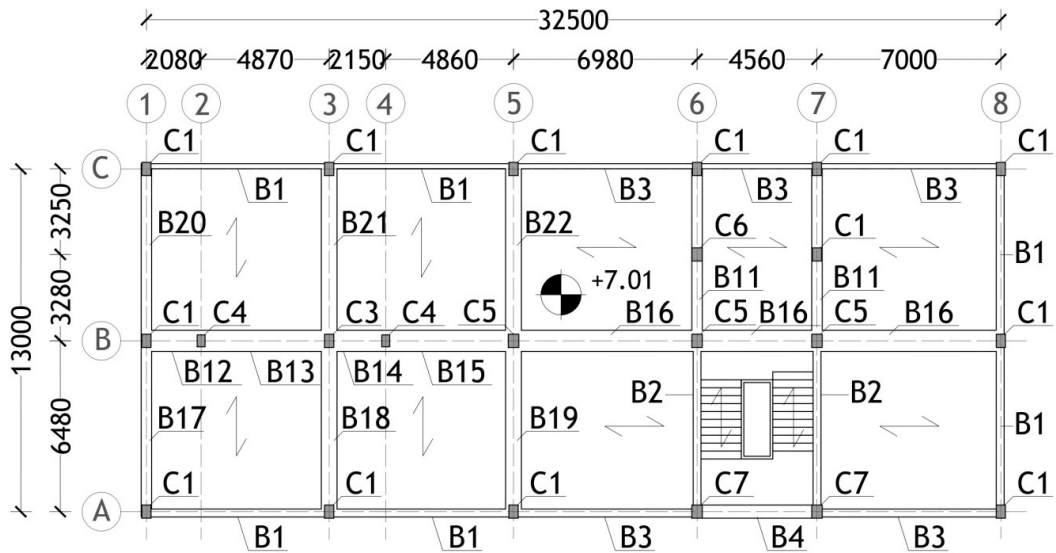


Fig. 79. Pianta strutturale del secondo impalcato a quota +7.01 m

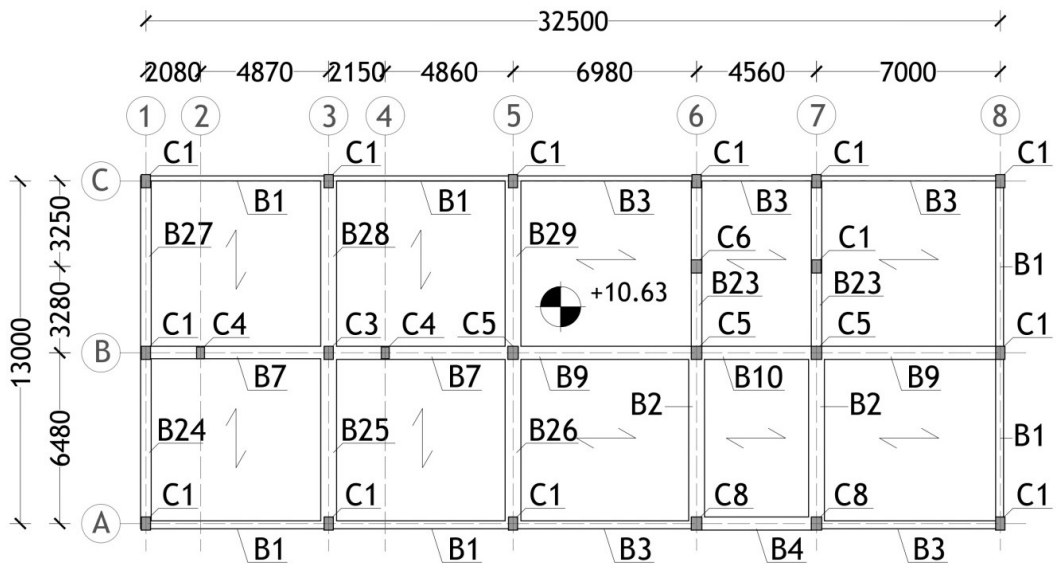


Fig. 80. Pianta strutturale del terzo impalcato a quota +10.63 m

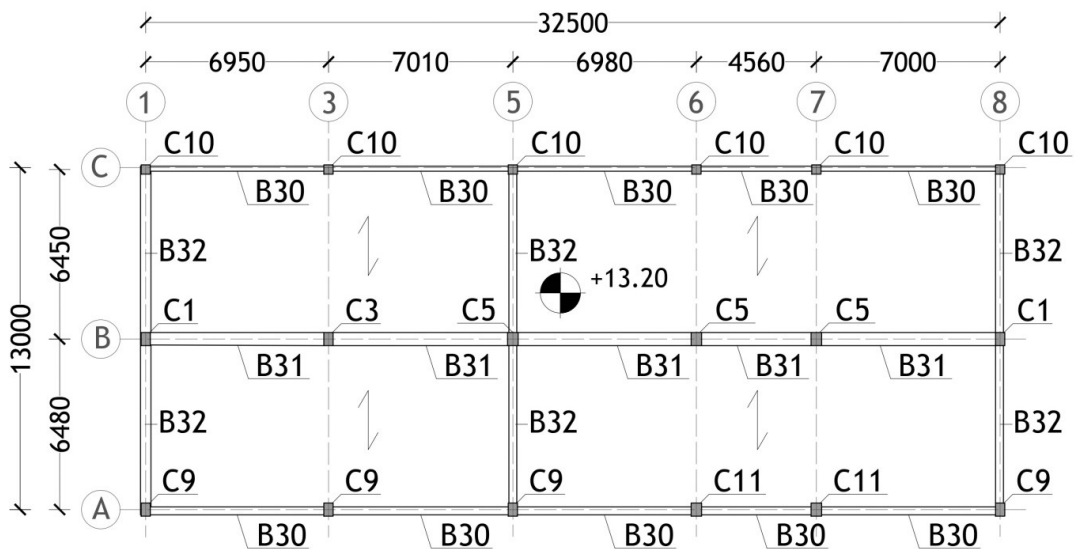


Fig. 81. Pianta strutturale del piano sottotetto a quota +13.20 m

Come accennato, a sua volta, nell'Introduzione, l'edificio appartiene ad un insieme di circa 160 disseminati sul territorio nazionali, ritenuti rappresentativi in termini di caratteristiche strutturali e costruttive, sui quali sono state condotte campagne conoscitive a cura del Dipartimento della Protezione Civile nell'ambito del programma OSS (Osservatorio Sismico delle Strutture), in aggiunta all'installazione di sistemi più o meno estesi di monitoraggio. Nel caso in oggetto sono state eseguite principalmente prove pacometriche (Fig. 82a), estrazioni di campioni di barre previa rimozione di corrispondenti zone di copriferro (Fig. 82b), carotaggi (Fig. 83a) e indagini Son-Reb, per combinazione di prove sclerometriche (Fig. 83b) e ultrasoniche (Fig. 83c).

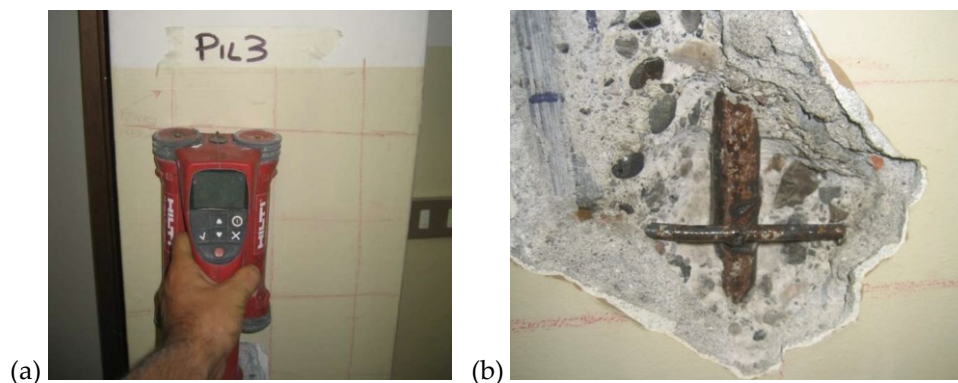


Fig. 82. Prove pacometriche (a) e demolizioni di copriferro propedeutiche all'estrazione di campioni di barre di armatura (b)

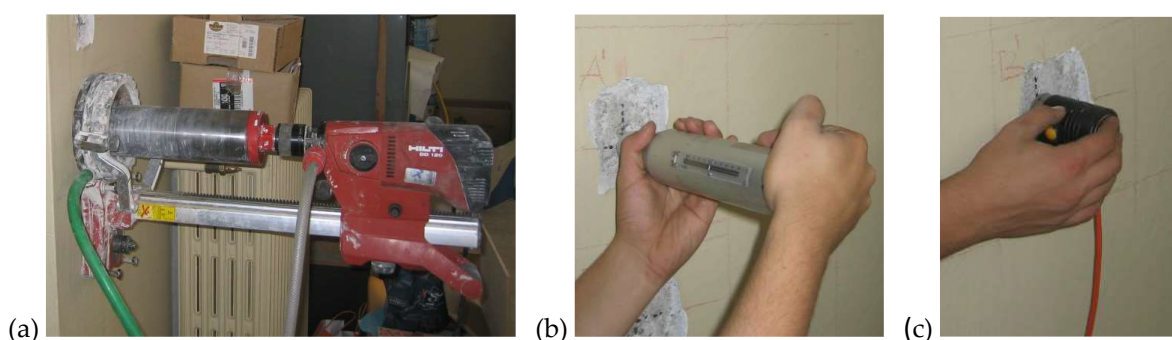


Fig. 83. Carotaggi (a), prove sclerometriche (b) e ultrasoniche (c)

Ne sono risultati, per l'acciaio, valori medi della tensione di snervamento, della resistenza a trazione e del modulo di Young pari a 380 MPa, 500 MPa e 204.000 MPa; e per il calcestruzzo, valori medi della resistenza cilindrica a compressione, del modulo di Young, e delle deformazioni corrispondenti alla tensione di picco e ultima pari a 20,3 MPa, 21.500 MPa, 0,00156 e 0,00402.

La struttura dei solai dei primi due piani è in latero-cemento, con travetti di altezza 280 mm e larghezza 80 mm, posti a un interasse di 700 mm, e soletta collaborante di spessore 40 mm. L'orditura è parallela alla direzione trasversale in pianta nelle prime due campate, e alla direzione longitudinale nelle tre rimanenti. Il solaio del sottotetto presenta travetti di altezza 230 mm, e di larghezza ed interasse invariati rispetto ai sottostanti; in questo caso la soletta ha spessore di 20 mm; quella del solaio inclinato di copertura è di tipo "SAPAL", con travetti in laterizio armato di altezza 370 mm, aventi la funzione di cassero per le nervature in c.a. poste a un interasse di 1250 mm. Superiormente sono disposti blocchi in laterizio di 60 mm, coperti da uno strato di impermeabilizzazione e dai coppi.

Le scale sono realizzate con lastre autoportanti prefabbricate di tipo BISAP, con blocchi in laterizio cassero e i travetti in c.a. Lo spessore delle rampe è pari a 230 mm, e quello dei pianerottoli variabile fino a un massimo di 430 mm.

I rilievi hanno riguardato anche le tamponature, in mattoni semipieni di spessore 270 mm o 390 mm, e forati di spessore 80 mm, e le tramezzature, in forato di spessore compresi tra 130 mm e 390 mm.

5.2 Analisi strutturale allo stato attuale

Il modello agli elementi finiti utilizzato per le analisi, generato mediante il codice SAP2000NL, è mostrato in Fig. 84.

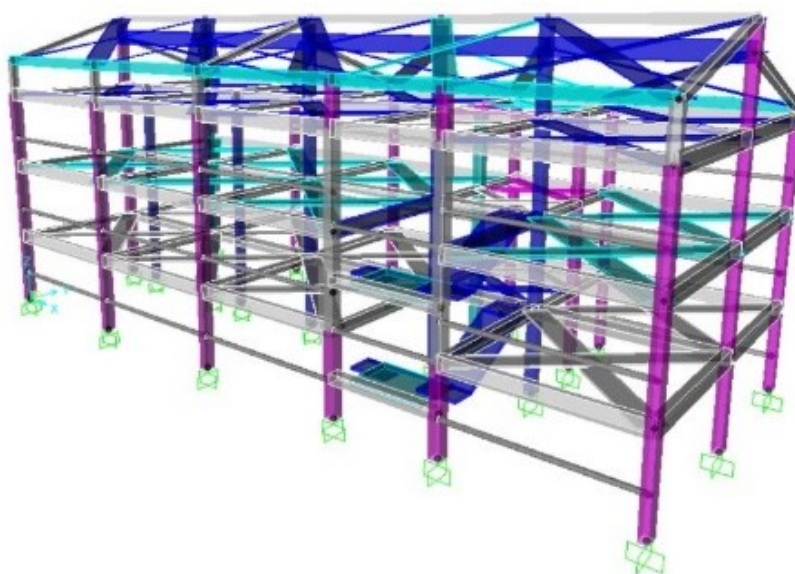


Fig. 84. Modello della struttura agli elementi finiti

Elementi *frame* sono stati utilizzati per le travi e i pilastri, ed elementi *shell* per le rampe scale. I solai sono stati modellati attraverso due bielle diagonali per campata disposte a croce, a cui è stata assegnata una rigidezza assiale equivalente a quella valutata sul piano di ciascuna campitura. L'analisi è stata condotta in campo dinamico non lineare, adottando cerniere plastiche concentrate alle estremità, governate dal modello isteretico di Takeda (Fig. 85), per le travi, e cerniere plastiche a fibre, per i pilastri. Per queste ultime, è stato fatto riferimento alla legge costitutiva di Mander (Fig. 86), per il calcestruzzo, e alla legge di Park (Fig. 87), con associato modello d'incrudimento di tipo cinematico, per l'acciaio (Fig. 88). La rappresentazione della sezione di un pilastro modellata a fibre è riprodotta, a titolo d'esempio, in Fig. 89, in cui barre d'acciaio sono identificate dai cerchietti rossi bordati nero, mentre la restante parte della mesh rappresenta porzioni discretizzate del calcestruzzo.

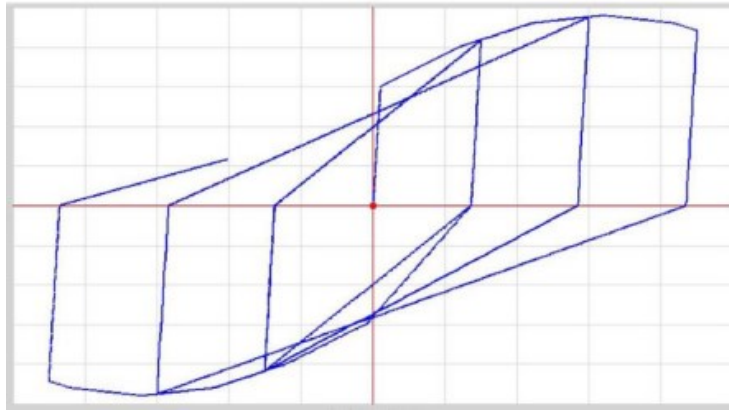


Fig. 85. Modello isteretico di Takeda

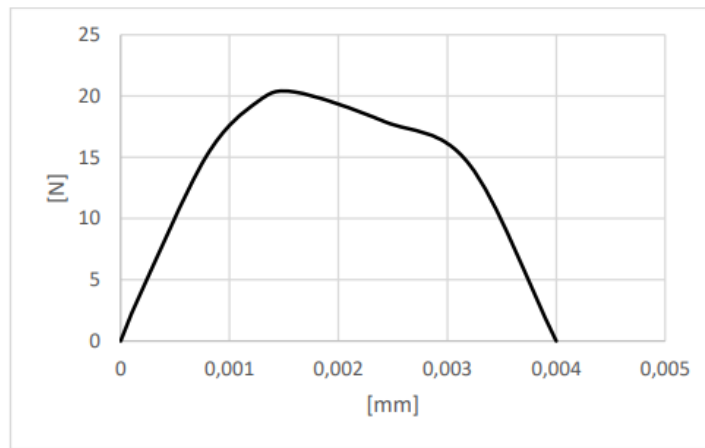


Fig. 86. Legge costitutiva di Mander per il calcestruzzo

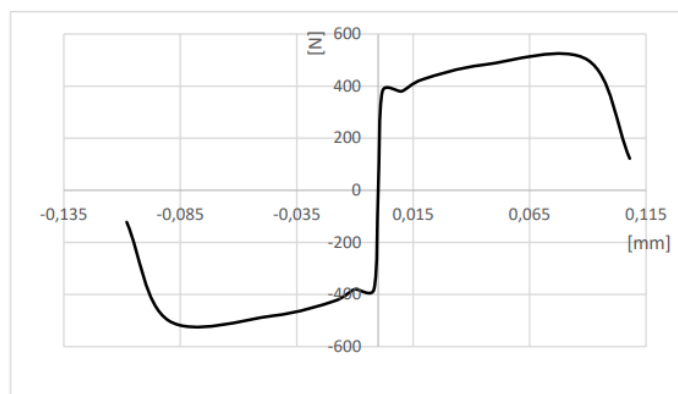


Fig. 87. Legge costitutiva di Park per l'acciaio

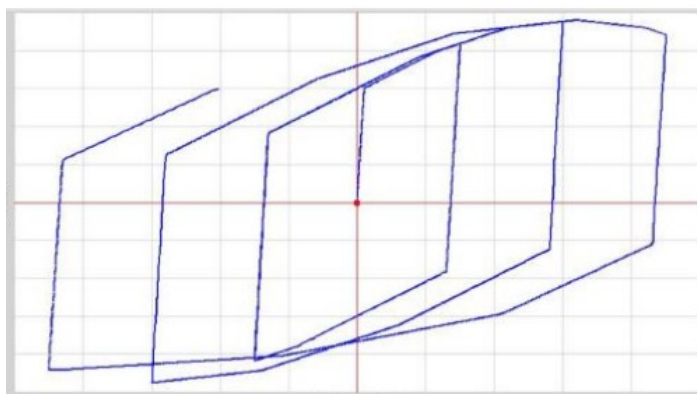


Fig. 88. Modello isteretico con incrudimento cinematico

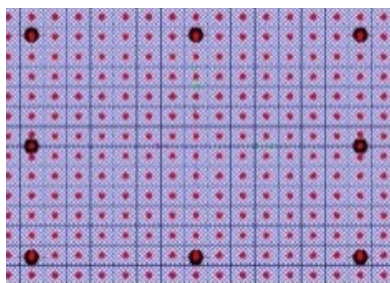


Fig. 89. Sezione trasversale di un pilastro modellato a fibre

Le analisi dinamiche sono state condotte mediante integrazione al passo, a causa della presenza dei modelli a fibre, che portano il livello di non linearità fuori dai limiti di applicabilità dell'analisi di tipo FNA, adottata nel primo caso di studio. Gli accelerogrammi sono stati generati a partire dallo spettro di risposta in pseudo-accelerazione graficizzato in Fig. 90, riferito al livello dell'azione con P_{VR}/V_R pari al 10%, concentrando le verifiche principalmente sullo SLV. La vita di riferimento V_R è in questo pari a 75 anni, stante un valore di 1,5 assegnato a C_u per la destinazione d'uso scolastico dell'edificio.

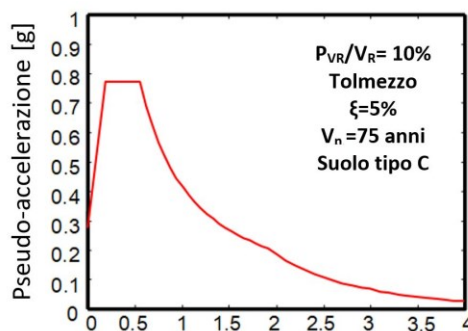


Fig. 90. Spettro di risposta elastico in pseudo-accelerazione per il comune di Tolmezzo riferito all'azione con P_{VR} pari al 10%

Dai risultati ottenuti, 54 pilastri su un totale di 84 (ovvero 23 di tipo C1, 2 C2, 4 C3, 4 C4, 4 C5, 2 C6, 2 C7, 2 C8, 4 C9, 4 C10 e 2 C11, secondo le sigle utilizzate nelle piante strutturali) hanno dato esito negativo nelle verifiche a taglio, evidenziando un rapporto massimo domanda/capacità pari a 3,49. Per le verifiche a pressoflessione deviata, emergono condizioni di non sicurezza per 43 pilastri (21 C1, 2 C2, 4 C3, 2 C4, 10 C5, 2 C7 e 2 C8) con un rapporto massimo domanda/capacità di 2,26. Per quanto riguarda le travi, 42 su un totale di 73 non soddisfano le verifiche a taglio (14 B1, 4 B2, 15 B3, 3 B4, 4 B7, 1 B9 e 1 B10) e 32 a flessione (14 B1, 4 B2, 13 B3, 1 B9), con rapporti massimi domanda/capacità pari, rispettivamente, a 2,6 e 2,01. Infine, le verifiche a taglio sui nodi trave-colonna non risultano superate da 25 elementi su 60, con un rapporto massimo domanda/capacità di 2,74. Le travi di fondazione sono verificate sia a taglio che a flessione.

Nelle immagini seguenti sono riportati due grafici che mostrano alcuni dei risultati ottenuti dall'analisi. Il primo (Fig. 91) è riferito ai cicli di risposta momento-rotazione del pilastro C1 del piano terra posto sull'allineamento A5 della pianta strutturale; il secondo (Fig. 92) riguarda la storia temporale dell'energia della struttura, in cui le linee tracciate in giallo e in arancione rappresentano quella dissipata dalle cerniere plastiche, e quella correlata allo smorzamento viscoso equivalente, tra loro quasi coincidenti.

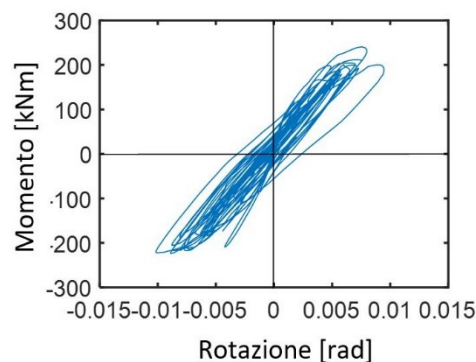


Fig. 91. Cicli momento rotazione del pilastro C1 del piano terra posto sull'allineamento A5

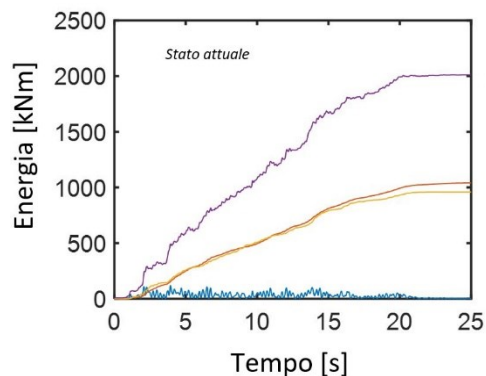


Fig. 92. Bilancio energetico della struttura

In termini di spostamenti relativi di piano, si rilevano valori massimi pari all'1,3% dell'altezza interpiano in direzione longitudinale, e all'1,05% in quella trasversale.

Ripetendo le analisi per l'azione con P_{VR}/V_R del 63%, i valori dei *drift* normalizzati risultano di entità contenuta entro lo 0,55% (direzione longitudinale) e lo 0,46% (direzione trasversale).

Complessivamente, dunque, la risposta deformativa appare piuttosto soddisfacente allo stato attuale, tale da non richiedere interventi volti all'incremento della rigidità alla traslazione orizzontale della struttura. Pertanto, la strategia di miglioramento sismico adottata in questo caso è essenzialmente mirata all'innalzamento della prestazione delle singole membrature strutturali in termini di resistenza e duttilità, come discusso nel paragrafo successivo.

5.3 Soluzione d'intervento basata sull'impiego del Sistema CAM

Il sistema CAM (Cuciture Attive dei Manufatti), nato circa tre decenni or sono per le strutture in muratura, e successivamente esteso a quelle in c.a., ha svolto un ruolo pionieristico nell'ambito delle tecnologie basate sul concetto del confinamento laterale attivo, ottenuto tramite precompressione della superficie laterale degli elementi strutturali oggetto dell'intervento. Grazie alla successiva sempre crescente affermazione, il CAM trova oggi un'ampia casistica di applicazioni sul territorio nazionale, oltre ad alcune qualificate realizzazioni anche a livello internazionale. Come noto, il sistema consiste nell'installazione di un rinforzo metallico diffuso, tramite nastri d'acciaio inossidabile forgiati in sottili strisce, il cui sviluppo lungo anelli chiusi passanti attraverso fori praticati trasversalmente alle superfici consente di formare un reticolo tridimensionale in grado di cerchiare le pareti, nel caso della muratura, oppure travi, pilastri e nodi strutturali, nelle strutture intelaiate in c.a.⁷. Il confinamento attivo è generato per effetto della pretensione applicata singolarmente ai nastri in acciaio mentre, attraverso piastre imbutite o angolari, l'azione di compressione generata in direzione trasversale viene distribuita sulle superfici a partire dal nodo in cui sono fissate.

Da un punto di vista funzionale, il sistema CAM consente di ottenere diversi benefici, in primis l'incremento di resistenza a compressione indotto dal confinamento dell'elemento. Infatti il reticolo di nastri d'acciaio costituisce un'armatura aggiuntiva agente nei confronti delle sollecitazioni di tipo flessionale per la parte che comprende i ricorsi verticali delle maglie metalliche. I ricorsi orizzontali fungono come staffe di parete, espletando dunque la funzione

⁷ Il reticolo tridimensionale può essere realizzato, in particolari applicazioni, anche per solai, ed essere ancorato al sistema di fondazione.

di armatura resistente a taglio. Oltre a ciò, l'armatura aggiuntiva consente di incrementare la capacità rotazionale delle sezioni, generando dunque anche un aumento della duttilità sia nei pannelli murari che negli elementi del telaio in c.a. A questi benefici si aggiunge l'effetto di stabilizzazione del volume confinato, specie nelle pareti in muratura, in cui l'azione risultante delle legature comporta una maggiore compattazione del corpo murario, consentendo di ridurre anche il problema relativo all'espulsione della muratura. Inoltre, in corrispondenza degli incroci murari lo sviluppo dei nastri in continuità produce un effetto di ammorsamento, migliorando il collegamento fra le pareti ortogonali ad essi afferenti.

Dato lo spessore di pochi millimetri dei nastri, gli incrementi delle dimensioni delle sezioni geometriche e della massa degli elementi interessati dall'intervento risultano pressoché nulli.

Come accennato in precedenza, nonostante le applicazioni del sistema CAM alle strutture intelaiate in calcestruzzo armato si siano diffuse già diversi anni fa, la letteratura basata su questa tecnologia risulta essenzialmente limitata alla trattazione della metodologia di calcolo di singole membrature. Dunque, la scelta di adottare questa tecnologia per il presente caso di studio deriva anche dall'intenzione di approfondire gli aspetti legati alla valutazione del miglioramento sismico prodotto, non solo su porzioni limitate del telaio, ma sull'edificio nel suo complesso.

La procedura di analisi seguita per valutare gli effetti indotti dal confinamento attivo si è basata sull'aggiornamento dei legami costitutivi del calcestruzzo all'interno del modello agli elementi finiti, modificando i corrispondenti valori di resistenza a compressione e di deformazione ultima. Le formulazioni seguite per calcolare i parametri del conglomerato confinato sono quelle presenti nelle NTC 2018 [27] e nella Circolare n. 7/2019 [28], di seguito riassunte distinguendo i casi di confinamento attivo di travi, pilastri e nodi strutturali.

Per quanto concerne i pilastri e le travi, definendo ρ_s il rapporto volumetrico di armatura trasversale per un rivestimento trasversale costituito da strisce dato dalla relazione:

$$\rho_s = 2A_s \cdot (b+h) / (b \cdot h \cdot s) \quad (7)$$

in cui A_s ed s sono, rispettivamente, l'area della sezione trasversale dell'elemento da rinforzare e il passo delle strisce, b ed h i lati della sezione in calcestruzzo.

La resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo confinato, f_{cc} , è stata quindi valutata a partire dal corrispondente valore per il calcestruzzo non confinato, f_c , secondo la formula:

$$f_{cc} = f_c \cdot \left[1 + 3.7 \cdot \left(\frac{0.5 \cdot \alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_{ywd}}{f_c} \right)^{0.86} \right] \quad (8)$$

dove:

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3b \cdot h} \quad (9a)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s - h_s}{2b}\right) \cdot \left(1 - \frac{s - h_s}{2h}\right) \quad (9b)$$

f_{ywd} = resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio inossidabile costituente le strisce, pari a 560 MPa, h_s = altezza della striscia e R = raggio di arrotondamento degli spigoli della sezione, valutato come minimo tra i valori del lato, L_{ang} , e lo spessore, t_{ang} , degli angolari in acciaio.

La deformazione in corrispondenza della tensione, ε_{cc} , e la deformazione ultima del calcestruzzo confinato, ε_{ccu} , sono state computate a partire da quelle del calcestruzzo non confinato, ε_c , ε_{cu} , mediante le seguenti relazioni:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \cdot \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1\right)\right] \quad (10)$$

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} + 0.5 \cdot \frac{0.5\alpha_n \cdot \alpha_s \cdot \rho_s \cdot f_{ywd}}{f_{cc}} \quad (11)$$

Sulla base dei risultati delle analisi allo stato attuale, è stato deciso di disporre le strisce alle estremità di ciascun pilastro per il quale le verifiche di sicurezza hanno dato esito negativo, prevedendone un numero in sovrapposizione variabile tra due e quattro, e un passo costante di 50 mm o di 100 mm. Per le travi sono state assunte due strisce sovrapposte, con passo costante di 100 mm; inoltre, per quelle parallele all'orditura dei solai è stato previsto un totale avvolgimento della sezione, mentre per quelle ortogonali all'orditura l'inserimento sulla sola porzione fuori spessore, al fine di non interferire con le armature dei travetti,

Le travi ed i pilastri interessati dalla soluzione di intervento sono identificati con colori differenti, in funzione delle suddette diverse quantità e modalità d'installazione, nelle piante delle Figg. 93-96.

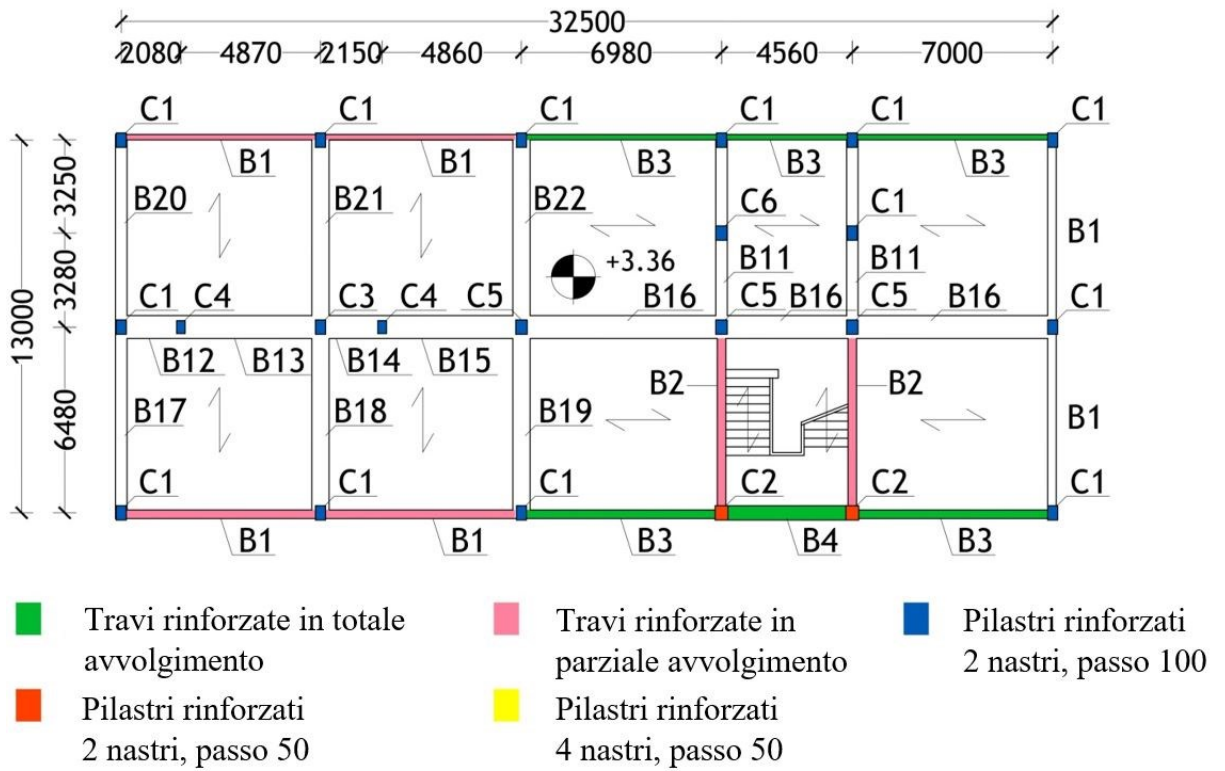


Fig. 93. Localizzazione degli interventi al piano terra, e legenda dei rinforzi per tutti i piani

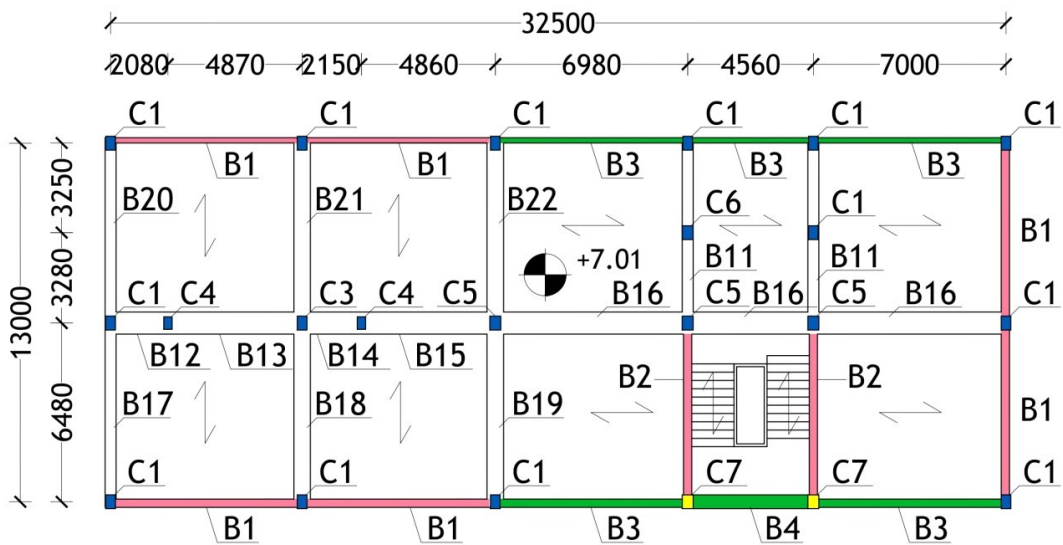


Fig. 94. Localizzazione degli interventi al primo piano

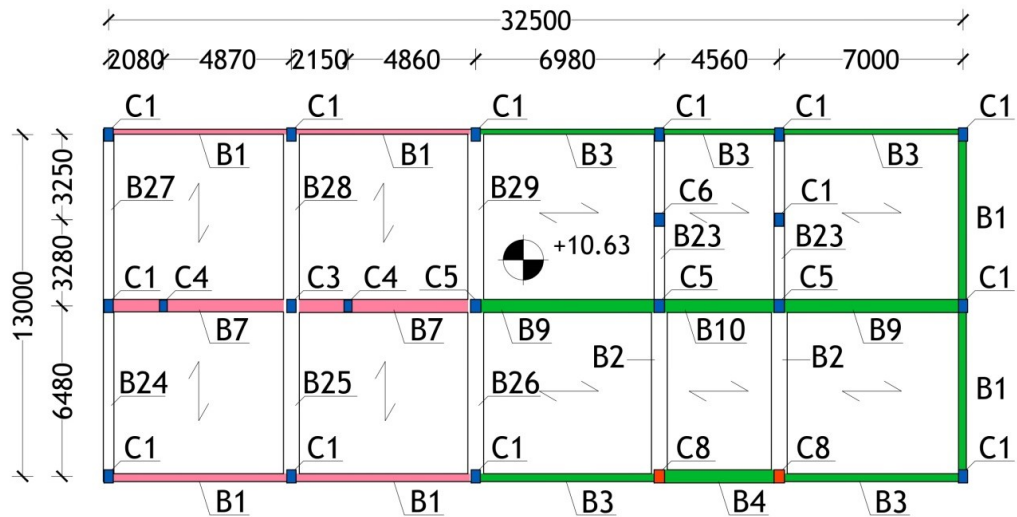


Fig. 95. Localizzazione degli interventi al secondo piano

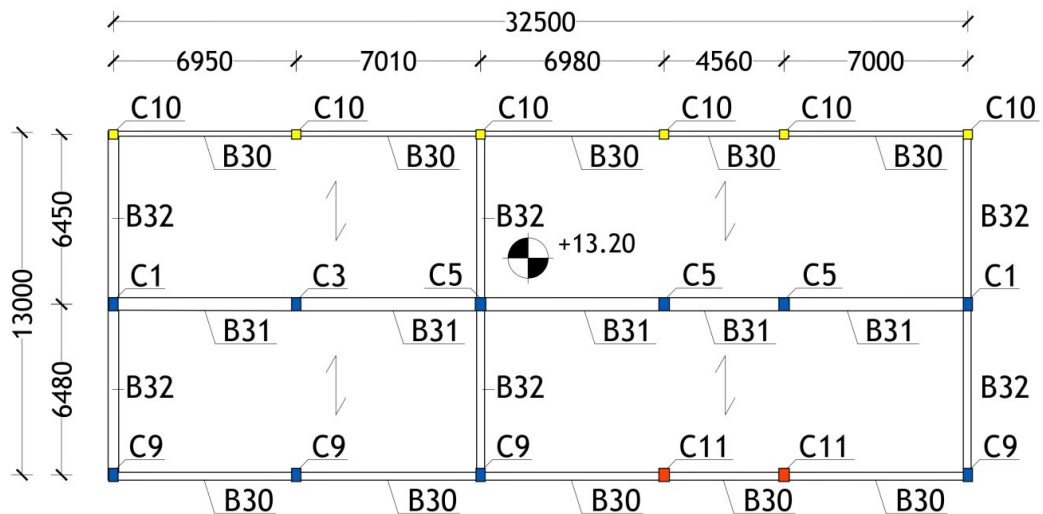


Fig. 96. Localizzazione degli interventi al piano sottotetto

Nelle Tabelle 5 e 6 sono riepilogati i valori di f_{cc} , ϵ_{cc} e ϵ_{ccu} , calcolati utilizzando le espressioni (8), (10) e (11). Da tali dati si rilevano incrementi della resistenza cilindrica tra il 10% e il 50% rispetto al valore medio in condizioni attuali (20,3 MPa), e compresi tra il 180% e il 415% per le deformazioni.

Tabella 5. Parametri meccanici del calcestruzzo confinato - Pilastri

Pilastri	Nastri (strati/passi)	f_{cc} (MPa)	ϵ_{cc}	ϵ_{ccu}
C1	2 / 100 mm	22.65	0.00314	0.01136
C2	2 / 50 mm	24.77	0.00413	0.01859
C3	2 / 100 mm	22.67	0.00315	0.01141
C4	2 / 100 mm	22.92	0.00327	0.01231

C5	2 / 100 mm	22.59	0.00311	0.01113
C6	2 / 100 mm	22.59	0.00311	0.01113
C7	4 / 50 mm	28.58	0.00606	0.03072
C8	2 / 100 mm	24.88	0.00423	0.01914
C9	2 / 100 mm	23.25	0.00343	0.01348
C10	4 / 50 mm	31.31	0.00739	0.03813
C11	2 / 50 mm	25.92	0.00474	0.02257

Tabella 6. Parametri meccanici del calcestruzzo confinato - Travi

Travi	Nastri (strati / passo)	f_{cc} (MPa)	ϵ_{cc}	ϵ_{ccu}
B1	2 / 100 mm	23.79	0.0037	0.01541
B2	2 / 100 mm	24.14	0.00385	0.01663
B3/B4	2 / 100 mm	23.43	0.00352	0.01414
B7	2 / 100 mm	22.58	0.0031	0.01109
B9/B10	2 / 100 mm	22.57	0.00302	0.01048

Gli effetti del confinamento sono stati analizzati anche in termini di legame momento-curvatura, come mostrato a titolo d'esempio per il pilastro tipo C1 in Fig. 97, da cui emerge un aumento di circa il 15% del momento resistente di circa il 160% della curvatura ultima, a conferma dell'atteso buon miglioramento della resistenza a flessione, e del considerevole accrescimento della duttilità della sezione.

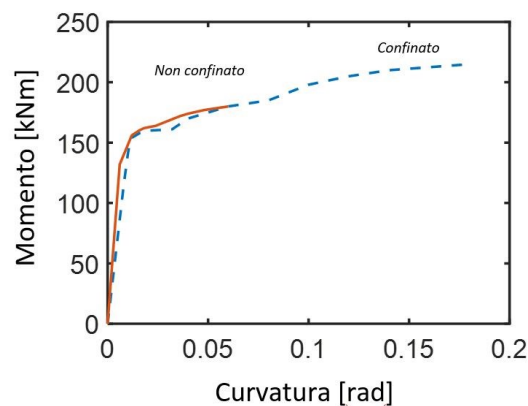


Fig. 97. Diagramma momento-curvatura del pilastro C1 valutato rispetto all'asse forte della sezione

In conseguenza degli incrementi di prestazione ottenuti, le verifiche di in condizioni post-intervento risultano soddisfatte per tutti gli elementi.

Una volta calibrato il progetto sulla domanda in flessione e pressoflessione, sono state condotte le verifiche di sicurezza a taglio, per le quali il contributo offerto dalle strisce è calcolato mediante la formula:

$$V_{Rsd,CAM} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{2t_s}{s} \cdot b_s \cdot 0.5f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (12)$$

dove d è l'altezza utile della sezione, t_s lo spessore delle strisce, 0,5 un fattore di riduzione applicato per assicurare alle stesse una risposta in campo elastico, al fine di limitare l'ampiezza delle fessure nel calcestruzzo. Sulla base del computo di $V_{Rsd,CAM}$, è stato calcolato il valore risultante della resistenza a taglio-trazione, $V_{Rsd,r}$, sommando al primo la resistenza delle membrature allo stato attuale, $V_{Rsd,c}$. Poiché, come previsto, $V_{Rsd,r}$ è risultato inferiore ai corrispondenti valori di resistenza a taglio-compressione, $V_{Rcd,CAM}$ e $V_{Rcd,c}$, $V_{Rsd,r}$ stesso è stato assunto come limite di resistenza di riferimento nelle verifiche di sicurezza. Nelle Tabelle 7 e 8 ne sono riepilogati gli esiti per gli elementi maggiormente sollecitati, dove V_{Ed} è il taglio agente ricavato dalle analisi, e DCR_c , DCR_r sono i rapporti domanda/capacità allo stato attuale e a seguito dell'intervento. Come è possibile osservare, tutte le verifiche a taglio risultano superate in condizioni riabilite, con riduzioni dei rapporti domanda/capacità vicine a 3, per le travi, a pari fino a circa 10, per i pilastri.

È stata rilevata anche un abbattimento della domanda plastica mediamente pari al 20% sugli elementi strutturali maggiormente sollecitati, e al 18% in riferimento all'edificio nel suo complesso.

Tabella 7. Valori dei tagli agenti e dei tagli resistenti allo stato attuale e post-intervento per i pilastri più sollecitati, e relativi rapporti domanda/capacità

Pilastro	Piano	V_{Ed} (kN)	$V_{Rsd,c}$ (kN)	$V_{Rsd,r}$ (kN)	DCR_c	DCR_r
C1	PT	113.4	59.8	275.3	1.90	0.41
C2	PT	287.2	99.7	530.6	2.88	0.54
C4	PT	105.2	53.6	247.5	1.96	0.43
C1	1	85.6	59.8	275.3	1.43	0.31
C3	1	110.4	74.7	290.2	1.48	0.38
C4	1	82.6	66.9	260.9	1.23	0.32
C7	1	186.9	78.9	653.7	2.37	0.29
C8	2	117.9	78.9	423.6	1.49	0.28
C10	3	143.7	41.1	435.2	3.49	0.33

Tabella 8. Valori dei tagli agenti e dei tagli resistenti allo stato attuale e post-intervento per le travi più sollecitate, e relativi rapporti domanda/capacità

Travi	Piano	V_{Ed} (kN)	$V_{Rsd,c}$ (kN)	$V_{Rsd,r}$ (kN)	DCR_c	DCR_r
B1	PT	137.8	72.3	192.9	1.91	0.71
B2	PT	125.6	59.8	137.4	2.60	0.91
B1	1	121.5	72.3	192.9	1.68	0.63
B2	1	132.1	59.8	137.4	2.36	0.96
B7	2	84.5	59.8	167.5	1.41	0.51

Nelle Figg. 98-100 sono illustrati alcuni disegni di progetto raffiguranti gli interventi progettati per un pilastro tipo e per le travi, nelle due configurazioni di totale e parziale avvolgimento.

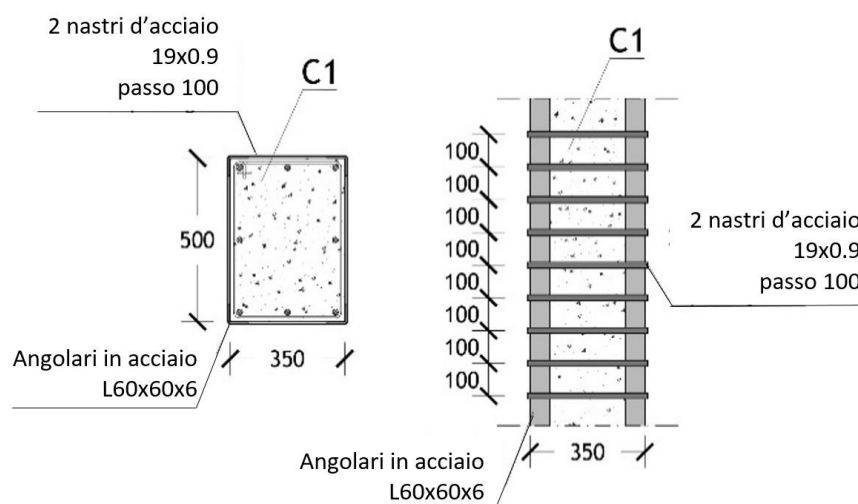


Fig. 98. Schema d'intervento su un pilastro

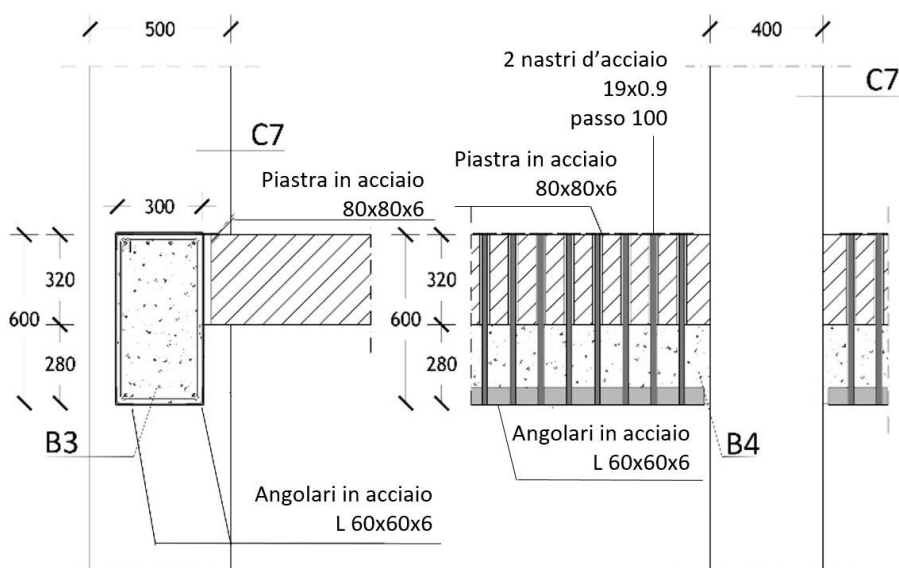


Fig. 99. Schema d'intervento su una trave in totale avvolgimento

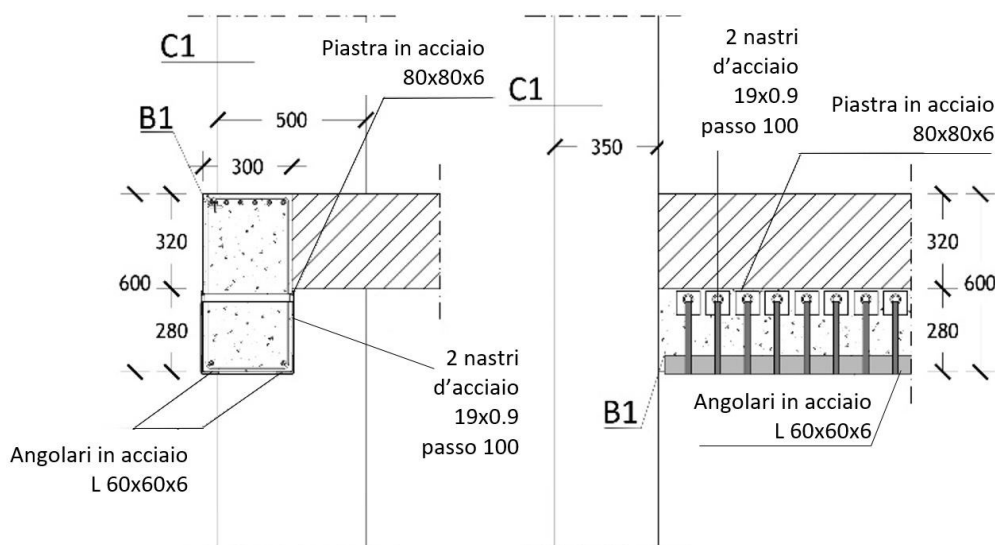


Fig. 100. Schema d'intervento su una trave in parziale avvolgimento

Il progetto di rinforzo ha, infine, riguardato i nodi trave-pilastro, valutandone i due possibili meccanismi di collasso, a trazione e a compressione, e confrontando queste ultime con i corrispondenti valori limite di resistenza. Ai fini delle verifiche sono state utilizzate le seguenti relazioni, che esprimono, rispettivamente, la tensione principale di trazione, σ_{jt} , e quella di compressione, σ_{ct} :

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c} \quad (13)$$

$$\sigma_{ct} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_j}\right)^2} \leq 0.5 f_c \quad (14)$$

dove N è lo sforzo normale valutato nella sezione di base del pilastro superiore al nodo considerato, mentre $A_j = b_j \cdot h_{jc}$ è l'area del nodo, essendo b_j , h_{jc} le dimensioni di calcolo di questo, funzioni della direzione in pianta considerata. In particolare, h_{jc} è definita come la distanza fra le giaciture più esterne delle armature del pilastro, mentre b_j è la larghezza effettiva del nodo rispettivamente per le direzioni x e y calcolate come:

$$b_{jx} = \min(b_{jx,a}; b_{jx,b}) \quad (15)$$

$$b_{jy} = \min(b_{jy,a}; b_{jy,b}) \quad (16)$$

con $b_{jx,a}$, $b_{jx,b}$, $b_{jy,a}$, $b_{jy,b}$ così definite:

$$b_{jx,a} = \max(b_{cx}; b_{bx}) \quad (17)$$

$$b_{jy,a} = \max(b_{cy}; b_{by}) \quad (18)$$

$$b_{jx,b} = \min\left(b_{cx} + \frac{b_{cy}}{2}; b_{bx} + \frac{b_{cy}}{2}\right) \quad (19)$$

$$b_{jy,b} = \min\left(b_{cy} + \frac{b_{cx}}{2}; b_{by} + \frac{b_{cx}}{2}\right) \quad (20)$$

essendo b_{cx} , b_{cy} i lati del pilastro, mentre V_n è il taglio totale agente nel nodo, calcolato come somma del taglio trasmesso dal pilastro superiore e degli sforzi orizzontali trasmessi dalle porzioni superiori della trave. In base alle suddette grandezze, il taglio resistente V_j è valutato come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad \text{per i nodi interni} \quad (21)$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad \text{per i nodi esterni} \quad (22)$$

dove γ_{Rd} è il fattore di sovreresistenza, assunto pari ad 1,2 in accordo con quanto indicato nelle NTC 2018 [27]; A_{s1} ed A_{s2} sono le aree delle barre di armatura rispettivamente superiore ed inferiore delle travi convergenti nel nodo, e V_c l'azione di taglio valutata nel pilastro superiore al nodo considerato. Per la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio f_{yd} è stato assunto il valore derivante dalle indagini in sito, pari a 245 N/mm².

Conducendo le verifiche allo stato attuale con riferimento ai valori desunti dalle relazioni (21), (22), ne è emerso il non soddisfacimento per 25 nodi strutturali su 60, con un valore massimo del rapporto domanda/capacità pari a 2,74.

Estendendo quindi l'ipotesi d'intervento mediante la tecnologia CAM anche ai suddetti nodi, ne è stata valutata progettualmente l'entità mediante le seguenti formule, che esprimono la tensione principale di trazione, σ_{nt} , e quella di compressione, σ_{nc} , in condizioni post-intervento:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_j} + \frac{\sigma_h}{2} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j} + \frac{\sigma_h}{2}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3 \sqrt{f_{cc}} \quad (23)$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_j} + \frac{\sigma_h}{2} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j} - \frac{\sigma_h}{2}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_j}\right)^2} \leq 0.5 f_{cc} \quad (24)$$

Le (23), (24) differiscono dalle (13) e (14) per la presenza del termine σ_h , che rappresenta la pressione orizzontale di confinamento esercitata dalle strisce sul nodo, calcolata mediante la seguente espressione:

$$\sigma_h = \frac{n_c \cdot n_s \cdot 2 \cdot A_s \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \quad (25)$$

dove n_c è il numero totale di strisce installate sul nodo, n_s il numero di strati per ogni striscia, b_j e h_{jw} , rispettivamente, la larghezza e l'altezza efficace della sezione verticale del nodo, definita come la distanza tra le due giaciture di armatura delle travi convergenti nel nodo. Applicando le relazioni (23) e (24) sono stati calcolati numero e passo delle strisce per i vari nodi fuori sicurezza. In generale, è risultato un numero di strisce compreso tra 8 e 2 strati ed un passo di 50 o 100 mm, ad eccezione dei nodi del primo impalcato denominati N ed O nella pianta di Fig. 101, per i quali numero di strisce è pari a 10, con un passo di 50 mm. I dettagli degli interventi relativi a tali due nodi sono illustrati nelle Figg. 102 e 103.

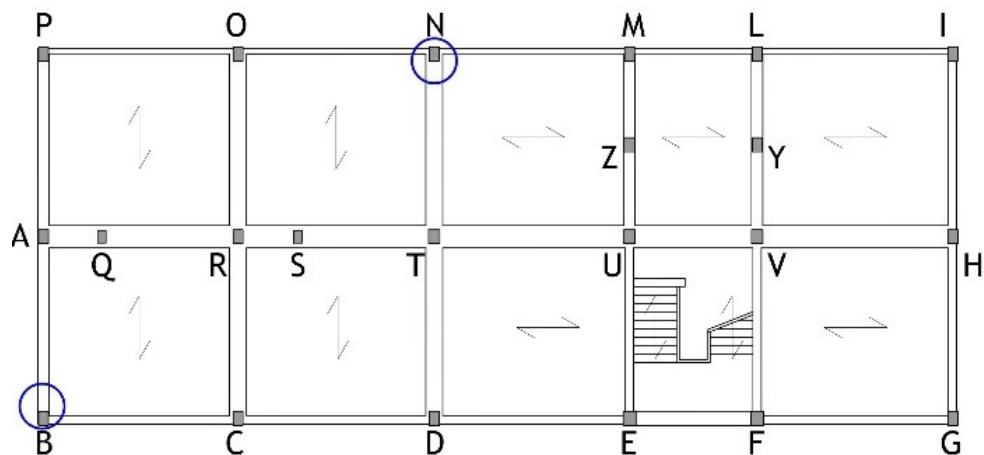


Fig. 101. Denominazione dei nodi trave-pilastro

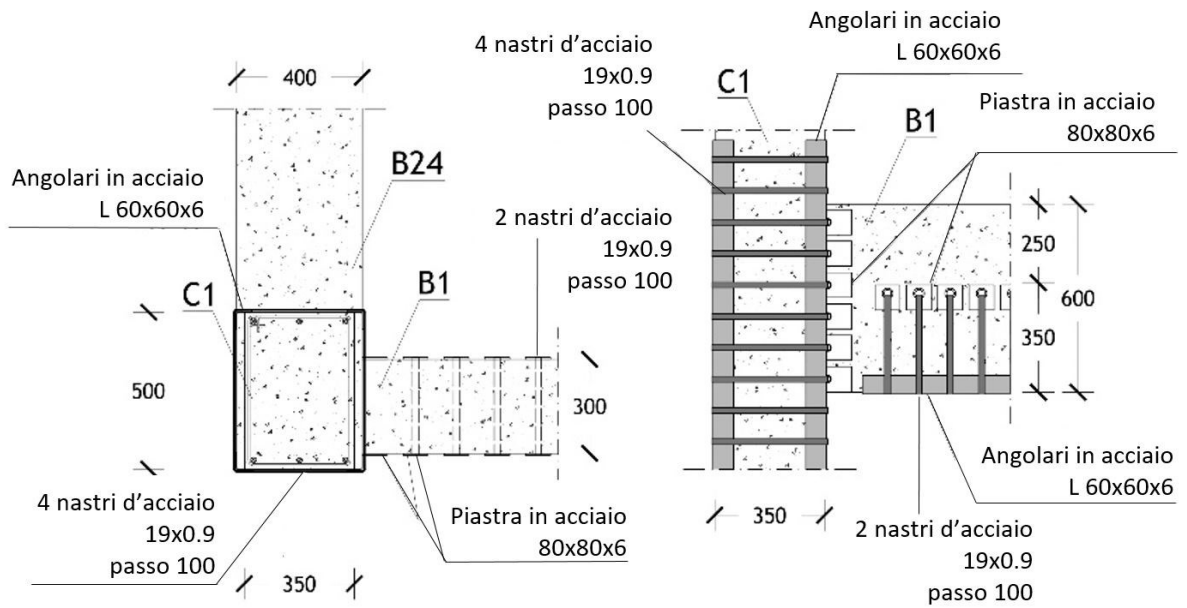


Fig. 102. Sezione orizzontale e prospetto del nodo B appartenente al primo impalcato

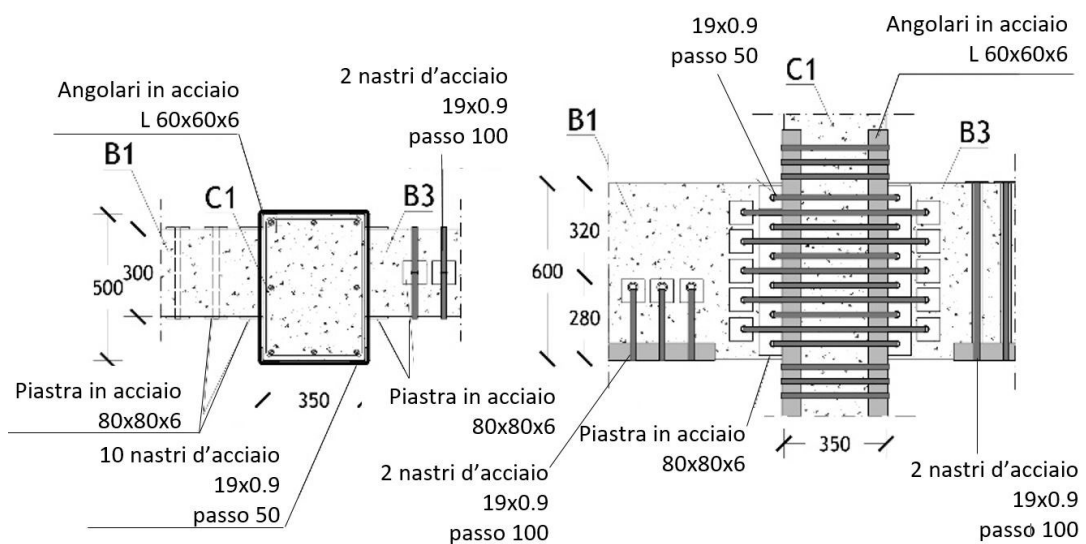


Fig. 103. Sezione orizzontale e prospetto del nodo strutturale N rinforzato con il sistema CAM

In condizioni riabilite tutti i nodi sono pervenuti a condizioni di sicurezza, come sintetizzato dai rapporti domanda/capacità riportati in Tabella 9, in cui sono elencati gli elementi più critici allo stato attuale.

Tabella 9. Rapporti domanda/capacità dei nodi maggiormente sollecitati in condizioni attuali e post-intervento

Nodo tipo	Piano	DCR_c	DCR_r
C	1	2.25	0.97
H	1	2.00	0.96
N	1	2.23	0.94
O	1	1.95	0.93

P	1	1.47	0.89
B	2	2.74	0.99
E	2	2.25	0.90
F	2	2.14	0.94

L'impiego del sistema CAM, nel consentire il conseguimento degli obiettivi di prestazione ricercati in sede progettuale, incentrati sulle resistenze degli elementi fuori sicurezza, offre il vantaggio di evitarne accrescimenti delle sezioni, e quindi incrementi della rigidezza laterale della struttura e dei tagli di piano.

Inoltre, le limitate demolizioni e ricostruzioni delle porzioni dei tamponamenti e dei tramezzi interessati dall'inserimento del sistema sugli elementi ad essi posti in contatto, portano a un costo stimato dell'intervento dell'ordine di 170 euro/m², finiture escluse, ossia del 25-30% inferiore a quello di possibili soluzioni alternative di tipo tradizionale, ad esempio consistenti nel ringrosso delle sezioni delle membrature con "camicie" in c.a. o calcestruzzi fibrorinforzati.

Dagli studi condotti su questo caso sono state tratte le pubblicazioni [29], [30] di cui all'elenco dei riferimenti bibliografici.

6. IL CASO DI STUDIO DI UN EDIFICIO AD USO RESIDENZIALE

Come premesso in sede introduttiva, il quarto caso di studio è stato individuato come d'interesse non in relazione a caratteristiche di valore architettonico, quali i primi due, o di una certa innovatività nell'evoluzione dell'edilizia italiana del periodo storico di riferimento, come il terzo, bensì in quanto rappresentativo della vasta gamma di edifici ad uso residenziale con struttura in c.a. progettati in base alle prime edizioni della Normativa Tecnica italiana (in questo specifico caso, quella del D.M. 16.01.1986). Tale scelta ha consentito di ampliare lo spettro d'indagine, esaminando vulnerabilità tipiche di edifici di ordinaria importanza e di relativa semplicità strutturale, cogliendo anche l'occasione per applicare un'ulteriore strategia di miglioramento sismico, molto appropriata per tale classe di costruzioni così ampiamente presenti sul territorio nazionale, costituita da controventi dissipativi includenti smorzatori metallici isteretici di tipo *ADAS* (*Added Damping and Stiffness*).

6.1 Descrizione della struttura

L'edificio considerato, situato a L'Aquila, presenta una pianta rettangolare di dimensioni (21,05×11,45) m², con il primo lato parallelo all'asse X ed il secondo all'asse Y del sistema di riferimento adottato, come mostrato in Fig. 104, e si sviluppa per sei piani fuori terra aventi altezza pari a 3,40 m al piano terra e a 3,04 m a partire da questo.

La struttura intelaiata telaio in c.a. presenta pilastri a sezione rettangolare di cinque differenti sezioni, riepilogate in Tabella 10 concordemente alla nomenclatura indicata in pianta: CT1 – 300×600 (lato parallelo a X × lato parallelo a Y) mm², con armatura data da 8Φ14; CT2 – 300×550 mm², 8Φ14; CT3 – 500×300 mm², 6 Φ14; CT4 – 300×400 mm², 4Φ14; CT5 – 300×300 mm², 4Φ12. Delle prime quattro sezioni sono riportati i disegni in Fig. 105.

A tutti i piani sono presenti travi perimetrali ricalate, denominate BT1 in Fig. 104, con sezione rettangolare (300×500) mm² e armatura costituita da 3Φ16 all'estradosso e 2Φ16 all'intradosso; le staffe hanno diametro Φ6 e passo costante di 200 mm. Le travi di spina parallele alla direzione X (BT2) sono in spessore di solaio, con sezione rettangolare (600×250) mm² e con un numero massimo di barre pari a 8Φ16 all'estradosso, e a 6Φ16 all'intradosso; anche in questo caso il diametro delle staffe è Φ6, mentre il passo è variabile tra 70 mm e 200 mm. Le travi parallele a Y, sempre in spessore di solaio, hanno sezione rettangolare (800×250) mm², con un numero massimo di barre pari a 8Φ20 all'estradosso, e a 5Φ20 all'intradosso. Le staffe sono sempre del Φ6, con passo variabile tra 70 mm e 200 mm.

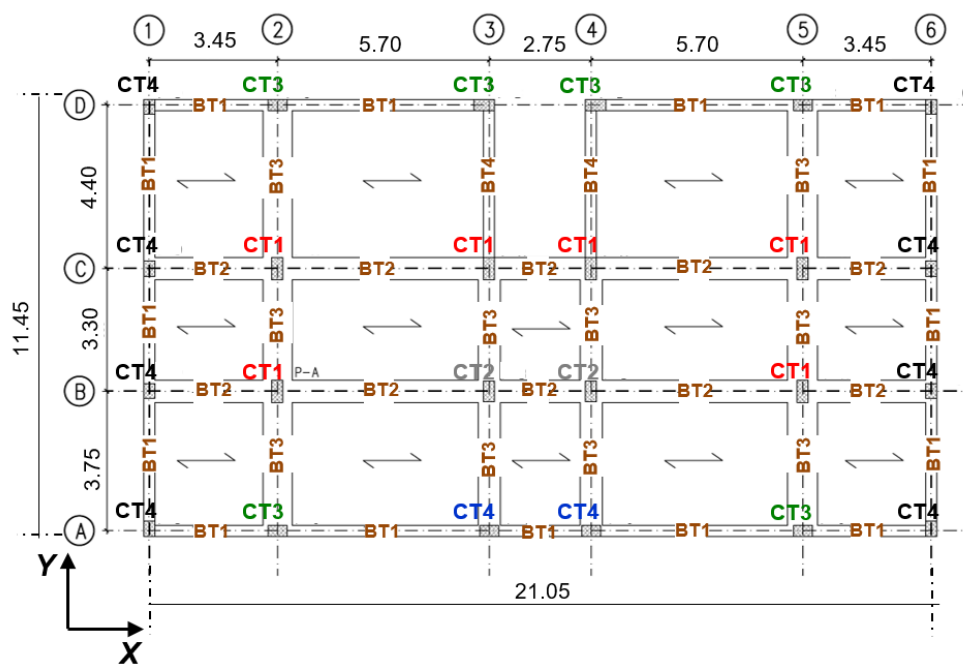


Fig. 104. Pianta strutturale del piano terra dell'edificio (dimensioni in metri)

Le rampe delle scale sono portate da travi inclinate di sezione $(300 \times 400) \text{ mm}^2$ e armatura costante superiore e inferiore costituita da $4\Phi 14$, con staffe $\Phi 6$ a passo di 200 mm.

Le fondazioni sono costituite da una maglia di travi in c.a. a T rovescia, mentre i solai sono composti da travetti in c.a. di altezza 200 mm, orditi parallelamente a X, con interposti blocchi in laterizio e una soletta collaborante di spessore 50 mm.

Sia per le strutture verticali che per le fondazioni l'acciaio di armatura è del tipo FeB44k, con tensione di snervamento pari a 430 MPa e ultima di 540 MPa, mentre il calcestruzzo è caratteristiche equivalenti alla classe C25/30.

Il modello agli elementi finiti, realizzato mediante il programma SAP2000NL, una vista del quale è mostrata in Fig. 106, è interamente costituito elementi *frame*, non essendo presenti setti o nuclei in c.a. (il vano ascensore è contornato da semplici pareti di tamponatura) ed essendo le rampe scale, come sopra detto, portate da travi inginocchiate.

L'analisi modale, con la quale è stata anche in questo caso avviata lo studio di accertamento statico e sismico, ha evidenziato due primi modi di vibrare di tipo traslazionale, le cui deformate sono graficizzate in Fig. 106, con periodi di vibrazione di 1,21 s rispetto a X e 1,18 s rispetto a Y, e masse partecipanti rispettivamente pari a 86,4% e 85,7% della massa sismica totale dell'edificio, quantificata in 1675 kN/g. Il primo modo traslazionale verticale presenta periodo e la massa associata di 1,05 s e dell'81,1%. Complessivamente, risultano necessari 9 modi per l'attivazione di almeno il 90% di massa partecipante rispetto ai tre assi.

Tabella 10. Sezioni dei pilastri e corrispondenti allineamenti verticali

Piano	Pilastro	Allineamenti verticali
G	CT1	2/B, 5/B, 2/C, 3/C, 4/C, 5/C
	CT2	3/B, 4/B
	CT3	2/A, 3/A, 4/A, 5/A, 2/D, 3/D, 4/D, 5/D
	CT4	1/A, 6/A, 1/B, 6/B, 1/C, 6/C, 1/D, 6/D
	CT5	–
1	CT1	–
	CT2	–
	CT3	2/C, 3/C, 4/C, 5/C
	CT4	2/A, 3/A, 4/A, 5/A, 2/B, 3/B, 4/B, 5/B, 2/D, 3/D, 4/D, 5/D
	CT5	1/A, 6/A, 1/B, 6/B, 1/C, 6/C, 1/D, 6/D
2	CT1	–
	CT2	–
	CT3	–
	CT4	2/B, 5/B, 2/C, 3/C, 4/C, 5/C
	CT5	1/A, 2/A, 3/A, 4/A, 5/A, 6/A, 1/B, 3/B, 4/B, 6/B, 1/C, 6/C, 1/D, 2/D, 3/D, 4/D, 5/D, 6/D
3	CT1	–
	CT2	–
	CT3	–
	CT4	–
	CT5	1/A, 2/A, 3/A, 4/A, 5/A, 6/A, 1/B, 2/B, 3/B, 4/B, 5/B, 6/B, 1/C, 2/C, 3/C, 4/C, 5/C, 6/C, 1/D, 2/D, 3/D, 4/D, 5/D, 6/D
4	CT1	–
	CT2	–
	CT3	–
	CT4	–
	CT5	1/A, 2/A, 3/A, 4/A, 5/A, 6/A, 1/B, 2/B, 3/B, 4/B, 5/B, 6/B, 1/C, 2/C, 3/C, 4/C, 5/C, 6/C, 1/D, 2/D, 3/D, 4/D, 5/D, 6/D
5	CT1	–
	CT2	–
	CT3	–
	CT4	–
	CT5	1/A, 2/A, 3/A, 4/A, 5/A, 6/A, 1/B, 2/B, 3/B, 4/B, 5/B, 6/B, 1/C, 2/C, 3/C, 4/C, 5/C, 6/C, 1/D, 2/D, 3/D, 4/D, 5/D, 6/D

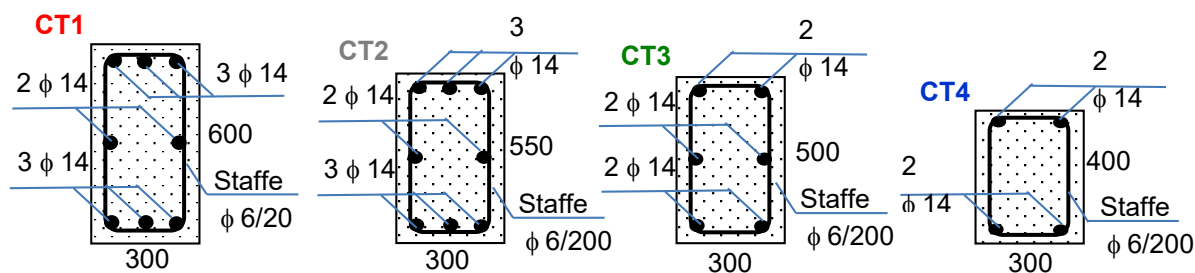


Fig. 105. Sezioni dei pilastri da CT1 a CT4 (dimensioni in millimetri)

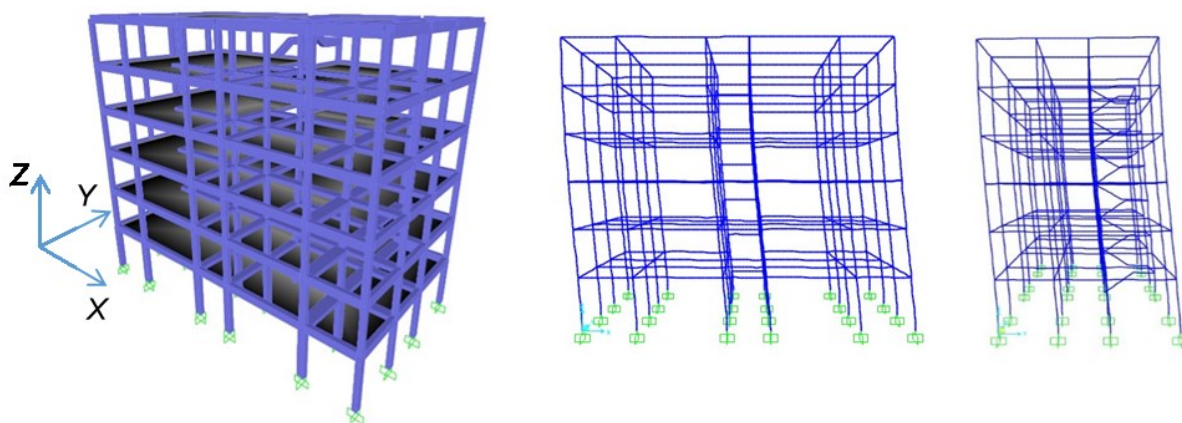


Fig. 106. Vista del modello agli elementi finiti e prima forma modale in X e in Y

L'analisi dinamica per integrazione al passo è stata condotta conformemente a quanto svolto per i precedenti casi di studio. Le sette famiglie di accelerogrammi per i tre livelli dell'azione sismica di normativa qui considerati sono stati generati a partire dagli spettri elastici in pseudo-accelerazione rappresentati in Fig. 107, con valori di accelerazione di picco al suolo: 0,156 g (azione con P_{VR}/V_R del 63%), 0,347 g ($P_{VR}/V_R=10\%$), e 0,407 g ($P_{VR}/V_R=5\%$), per le due componenti orizzontali; 0,045 g, 0,180 g e 0,261 g per quella verticale.

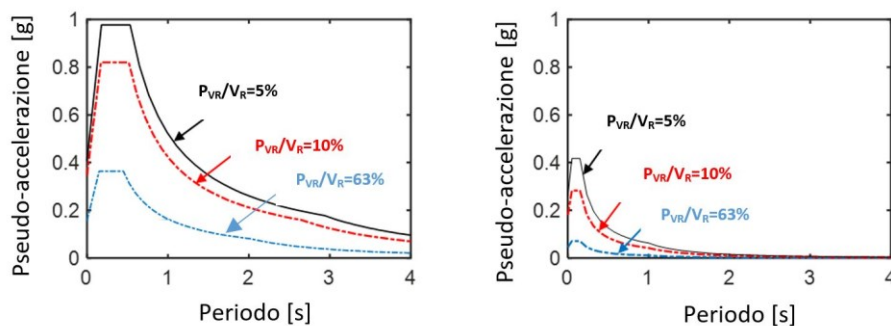


Fig. 107. Spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione per la città de L'Aquila (componenti orizzontali – sinistra, e verticale)

Interpretando i risultati, in senso integrale, in termini di massimi tagli di piano secondo i due assi, $V_{m,X}$ e $V_{m,Y}$, si è rilevato il superamento dei valori resistenti a tutti le quote per le azioni con $P_{VR}/V_R=10\%$ e 5% . Nel caso del piano terra, un lieve superamento si registra già per l'azione con $P_{VR}/V_R=63\%$. Indicando con il simbolo ρ_V il rapporto domanda/capacità per il taglio di piano, i relativi valori massimi al piano terra sono, in particolare, pari a 1,19, 2,99, 3,66 per i tre livelli dell'azione in direzione X ($\rho_{V,X}$), e a 1,16, 2,65, 3,38 in Y ($\rho_{V,Y}$). Il quadro complessivo dei massimi tagli di piano, dei corrispondenti tagli resistenti, $V_{R,X}$, $V_{R,Y}$ e dei rapporti $\rho_{V,X}$, $\rho_{V,Y}$ è offerto in Tabella 11.

Tabella 11. Tagli di piano massimi $V_{m,X}$, $V_{m,Y}$, corrispondenti tagli resistenti $V_{R,X}$, $V_{R,Y}$, e rapporti domanda/capacità $\rho_{V,X}$, $\rho_{V,Y}$

Stato attuale														
S	P_{VR}/V_R=63%						P_{VR}/V_R=10%				P_{VR}/V_R=5%			
	$V_{R,X}$ (kN)	$V_{R,Y}$ (kN)	$V_{m,X}$ (kN)	$V_{m,Y}$ (kN)	$\rho_{V,X}$	$\rho_{V,Y}$	$V_{m,X}$ (kN)	$V_{m,Y}$ (kN)	$\rho_{V,X}$	$\rho_{V,Y}$	$V_{m,X}$ (kN)	$V_{m,Y}$ (kN)	$\rho_{V,X}$	$\rho_{V,Y}$
1	1996	2337	2372	2711	1.19	1.16	5967	6193	2.99	2.65	7315	7890	3.66	3.38
2	1814	1912	1846	1950	1.02	1.02	4245	4354	2.34	2.28	5259	5403	2.89	2.83
3	1747	1813	1554	1579	0.89	0.87	3301	3388	1.89	1.87	4123	4257	2.36	2.34
4	1696	1696	1129	1157	0.67	0.68	2419	2531	1.43	1.49	3002	3093	1.77	1.82
5	1696	1696	802	827	0.47	0.48	1713	1745	1.01	1.03	2103	2074	1.21	1.24
6	1696	1696	374	378	0.22	0.22	984	1018	0.58	0.60	890	975	0.52	0.57

Congruentemente a tali dati, le verifiche a pressoflessione risultano non soddisfatte per il 22% ($P_{VR}/V_R=63\%$), 72% ($P_{VR}/V_R=10\%$) e 81% ($P_{VR}/V_R=5\%$) dei pilastri, e quelle a flessione per il 18%, 68% e 76% delle travi. A titolo d'esempio, in Fig. 108 sono graficizzate, per i pilastri appartenenti all'allineamento 3/B, le storie temporali composte dei momenti flettenti riferiti ai due assi locali della sezione (M_1 , M_2) ottenute per l'azione con $P_{VR}/V_R=10\%$, raffrontate alle frontiere dei relativi domini di resistenza a pressoflessione.

Le verifiche in termini di spostamenti laterali per l'azione con $P_{VR}/V_R=63\%$ pongono in luce valori massimi degli spostamenti relativi di piano secondo i due assi coordinati, $ID_{m,X}$, $ID_{m,Y}$, che, normalizzati all'altezza interpiano IH ($\rho_{ID,X}$, $\rho_{ID,Y}$), risultano di poco superiori allo 0,5%, per il primo e il secondo piano, e inferiori a tale soglia, per i restanti, denotando una prestazione accettabile in termini deformativi, pur in assenza di setti e nuclei controventanti, grazie alla notevole regolarità strutturale in pianta e in alzata dell'edificio. Per l'azione con $P_{VR}/V_R=10\%$ i rapporti $\rho_{ID,X}$, $\rho_{ID,Y}$ salgono, rispettivamente, sino a 1,24 e 1,15, al primo piano, con evidenti conseguenze in termini di potenziale danno agli elementi non strutturali, a partire da tamponature e tramezzature. In Tabella 12 sono riepilogati i valori dei parametri $ID_{m,X}$, $ID_{m,Y}$, $\rho_{ID,X}$, $\rho_{ID,Y}$ per tutti i livelli dell'azione e tutti i piani.

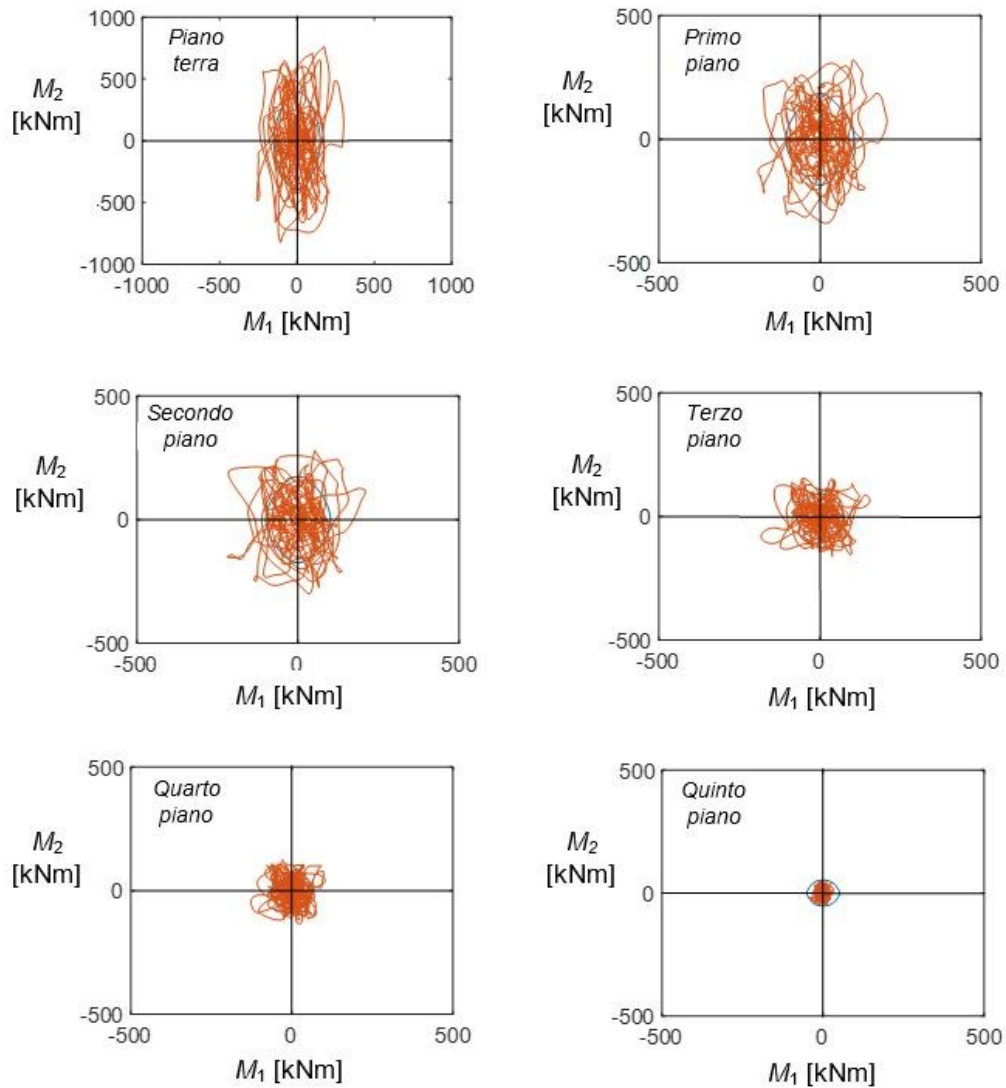


Fig. 108. Storie temporali dei momenti flettenti M_1 - M_2 ottenute per l'azione con $P_{VR}/V_R=10\%$ relativamente ai pilastri appartenenti all'allineamento 3/B, e corrispondenti domini di resistenza a pressoflessione (linee blu)

Tabella 12. Massimi spostamenti relativi di piano normalizzati all'altezza interpiano $ID_{m,X}$, $ID_{m,Y}$, e rapporti

$\rho_{ID,X}$, $\rho_{ID,Y}$

		Stato attuale											
		$P_{VR}/V_R=63\%$					$P_{VR}/V_R=10\%$				$P_{VR}/V_R=5\%$		
S	IH (m)	$ID_{m,X}$ (mm)	$ID_{m,Y}$ (mm)	$\rho_{ID,X}$ (%)	$\rho_{ID,Y}$ (%)	$ID_{m,X}$ (mm)	$ID_{m,Y}$ (mm)	$\rho_{ID,X}$ (%)	$\rho_{ID,Y}$ (%)	$ID_{m,X}$ (mm)	$ID_{m,Y}$ (mm)	$\rho_{ID,X}$ (%)	$\rho_{ID,Y}$ (%)
PT	3.40	15.1	13.6	0.44	0.40	31.7	29.2	0.93	0.86	38.8	35.9	1.14	1.06
1	3.04	16.2	14.7	0.53	0.48	39.8	37.7	1.24	1.15	45.9	43.2	1.51	1.42
2	3.04	15.5	13.7	0.51	0.45	37.5	36.4	1.17	1.11	42.3	40.4	1.39	1.33
3	3.04	13.2	11.6	0.43	0.38	29.6	28.9	0.94	0.91	35.9	34.5	1.18	1.13
4	3.04	10.7	9.9	0.35	0.33	20.5	20.3	0.67	0.67	25.8	25.1	0.85	0.83
5	3.04	7.4	6.9	0.24	0.23	11.9	11.7	0.39	0.38	13.9	13.1	0.46	0.43

6.2 Criteri di progetto e dimensionamento dei dispositivi T-ADAS

Come noto [31-22], i dissipatori *ADAS* sono costituiti l'assemblaggio di piastre in acciaio montate in parallelo, aventi forma a X o di triangolo isoscele (nel cui caso vengono denominati *T-ADAS*), le quali sono assimilabili a piccole travi la cui sezione trasversale varia linearmente lungo la luce secondo l'andamento del diagramma del momento flettente.

Ai fini del di dimensionamento dei dissipatori, in questo caso assunti di tipo *T-ADAS*, è stato adottato il criterio energetico proposto in [33], di cui è stata formulata un'estensione nell'ambito dello studio qui condotto, oggetto delle pubblicazioni [34-36]. Tale estensione ha avuto l'obiettivo di bilanciare la richiesta dissipativa a carico delle piastre con il controllo degli effetti d'irrigidimento prodotti dall'installazione del sistema di protezione all'interno della struttura, in modo da limitarne i conseguenti incrementi dei tagli di piano.

In Fig. 109 sono mostrati il disegno di uno smorzatore T-ADAS, la geometria di una delle piastre costituenti e il relativo ciclo idealizzato di risposta forza-spostamento $P(t)-d(t)$, con legge bilineare incrudente.

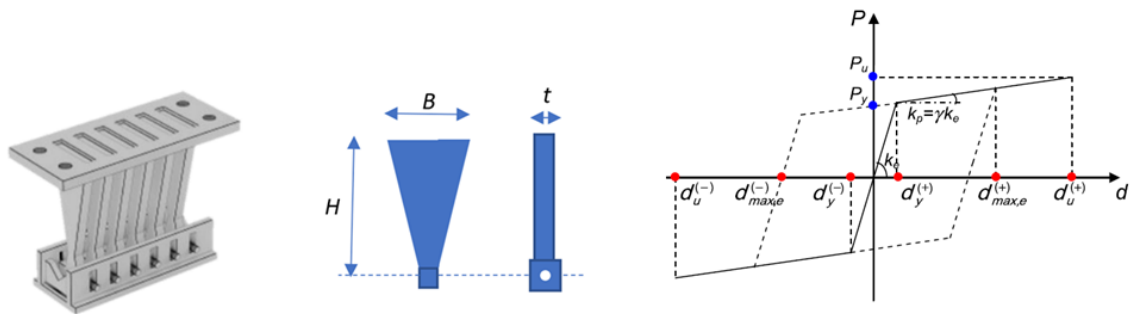


Fig. 109. Rappresentazione grafica di dissipatore T-ADAS, geometria di una piastra costituente e relativo ciclo di risposta idealizzato forza-spostamento

Come rilevabile dal disegno del ciclo, i parametri che lo caratterizzano sono: P_y, P_u = forze di snervamento e ultima; d_y, d_u = spostamenti corrispondenti al limite di snervamento e ultimo; k_e, k_p = rigidzze dei rami di risposta elastica e post-elastica; $\gamma = k_p/k_e$ = rapporto d'incrudimento del ramo post-elastico, generalmente assunto pari a 0,03 [42-43].

Indicata con f_y la tensione di snervamento dell'acciaio, i suddetti parametri sono così dati:

$$P_y = f_y \frac{BT^2}{6H} \quad (26)$$

$$d_y = \frac{P_y}{k_e} \quad (27)$$

$$k_e = E_s \frac{BT^3}{6H^3} \quad (28)$$

$$k_p = \gamma k_e \quad (29)$$

$$P_u = f_y \frac{BT^2}{4H} \quad (30)$$

$$d_u = d_y + \frac{P_u - P_y}{k_p} \quad (31)$$

Il numero di piastre da incorporare nel sistema di protezione, n_{pl} , è stato preliminarmente fissato a partire da una stima iniziale della capacità di dissipazione dell'energia da attribuire ad esse. Trattandosi di un edificio intelaiato e caratterizzato da regolarità in pianta e in elevazione, tale stima è stata semplicemente effettuata sulla base di quantità spettrali, facendo riferimento ai periodi corrispondenti ai primi modi traslazionali lungo i due assi coordinati in pianta, ai quali sono stati associati i relativi valori delle masse modali, costituenti una porzione predominante della massa sismica totale dell'edificio. Per il caso di studio esaminato, sia allo stato attuale che dopo l'inserimento dei dispositivi, è stato assunto che tali periodi fossero inclusi nell'ampio intervallo degli spettri di risposta definiti dalla normativa italiana corrispondente al ramo costante della pseudo-velocità, identificati dai valori limite dei periodi T_C e T_D (in cui sono collocati i periodi fondamentali delle strutture in c.a. di altezze da piccole a medio-alte). Per ciascuno dei due assi coordinati X e Y, definito T_{IN} il periodo fondamentale di vibrazione della struttura allo stato attuale, la procedura di predimensionamento viene inizializzata stabilendo un valore di tentativo della riduzione dello spostamento spettrale S_D calcolato per T_{IN} , ΔS_{D-} , in conseguenza dell'inserimento del sistema di controventi dissipativi. Dopodiché, la differenza fra lo spostamento spettrale $S_D(T_{IN})$ e ΔS_{D-} è posta uguale al valore "target" progettuale del massimo spostamento laterale della struttura, $D_{top,targ}$:

$$S_D(T_{IN}) - \Delta S_{D-} = D_{top,targ} \quad (32)$$

derivandone a ritroso ΔS_{D-} :

$$\Delta S_{D-} = S_D(T_{IN}) - D_{top,targ} \quad (33)$$

Definito $S_{V,cost}$ l'ordinata del ramo orizzontale dello spettro di pseudo-velocità, il periodo riferito alla struttura post-intervento, T_{FIN} , è calcolato come differenza tra T_{IN} e la riduzione del periodo ΔT corrispondente a ΔS_{D-} , mediante la seguente espressione:

$$T_{FIN} = T_{IN} - \Delta T = T_{IN} - \frac{2\pi\Delta S_{D-}}{S_{V,cost}} \quad (34)$$

Come illustrato nello schema in Fig. 110, nel passaggio al valore del periodo finale, si genera automaticamente un aumento dell'ordinata dello spettro in pseudo-accelerazione, ΔS_{A+} , in conseguenza dell'incremento della rigidezza laterale della struttura. Pertanto, il contributo di dissipazione supplementare dei dispositivi T-ADAS viene valutato in modo da determinare contestualmente un calo dell'ordinata spettrale, $\Delta S_{A-,diss}$, proporzionale a ΔS_{A+} , in modo da non causare, o limitare al massimo, i possibili incrementi del taglio alla base.

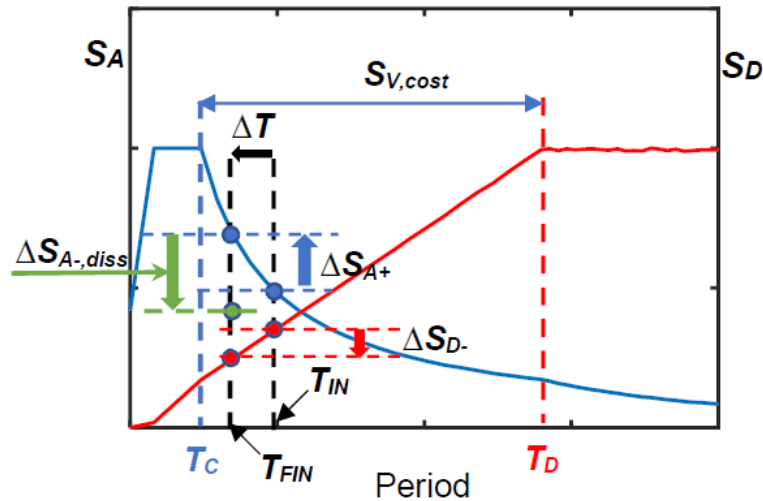


Fig. 110. Quantità spettrali coinvolte nella procedura di dimensionamento del sistema di controventi dissipativi

A seconda delle caratteristiche di ogni singolo caso di studio, la stima di $\Delta S_{A-,diss}$ viene quindi modulata tramite un coefficiente m_{ed} :

$$\Delta S_{A-,diss} = m_{ed} \Delta S_{A+} \quad (35)$$

dal cui valore dipende, appunto, l'entità finale del taglio alla base in condizioni post-intervento. In generale, è suggeribile assumere valori di m_{ed} maggiori di 1 per edifici irregolari, al fine di compensare preliminarmente possibili contributi significativi dei modi traslazionali più elevati e di quelli torsionali, nonché per strutture piuttosto deformabili (orientativamente con periodi fondamentali superiori a 1,5 s), poiché per queste l'irrigidimento causato dal sistema di controventamento induce assai significativi incrementi di rigidezza laterale.

La riduzione del taglio alla base, ΔV , correlata allo smorzamento supplementare è ottenuta dal prodotto tra $\Delta S_{A-,diss}$ e la massa sismica dell'edificio, M , da cui si ricava un primo valore di tentativo della capacità di dissipazione energetica da assegnare all'insieme delle piastre, tramite l'espressione:

$$E_d = 4\Delta V \Delta S_{D-} = 4M \Delta S_{A-,diss} \Delta S_{D-} = 4M m_{ed} \Delta S_{A+} \Delta S_{D-} \quad (36)$$

Dall'applicazione delle relazioni (32)-(36), che definiscono il criterio di progetto proposto in questo studio, si procede al dimensionamento del sistema, separatamente per gli assi X e Y, derivandone le corrispondenti capacità di dissipazione energetica, $E_{d,x}$ e $E_{d,y}$.

Operativamente, al fine di stimare il numero totale di piastre da assegnare all'insieme dei dispositivi T-ADAS per ciascuna direzione, $n_{p,x}$ e $n_{p,y}$, i termini $E_{d,x}$ e $E_{d,y}$ devono essere divisi per l'energia dissipata da ciascun piastra, $E_{d,p,t}$. A sua volta, tale valore viene calcolato a partire dalla stima preliminare dell'energia dissipata da una piastra in un ciclo corrispondente allo spostamento massimo valutato in fase di analisi (positivo o negativo), $d_{max,e}$, rappresentato in Fig. 109 ed espresso come:

$$E_{d,p,c} = 2P_y \cdot 2(d_{max,e} - d_y) \quad (37)$$

a cui deve essere sommata la quantità di energia dissipata nei cicli rimanenti caratterizzati da ampiezze minori, $E_{d,p,r}$. In base alle indicazioni derivanti da studi sperimentali [37], $E_{d,p,r}$ può essere stimato pari a circa 10 volte $E_{d,p,c}$. Con riferimento a tale indicazione, $E_{d,p,t}$ può quindi essere così quantificato:

$$E_{d,p,t} = E_{d,p,c} + E_{d,p,r} = (1 + 10)E_{d,p,c} = 11E_{d,p,c} \quad (38)$$

Ne derivano le seguenti stime dei valori di $n_{p,x}$ e $n_{p,y}$:

$$n_{p,X} = \frac{E_{d,X}}{E_{d,p,t}} \quad (39a)$$

$$n_{p,Y} = \frac{E_{d,Y}}{E_{d,p,t}} \quad (39b)$$

Una volta che sia fissato il termine $d_{max,e}$ presente nella (37). A tal fine, è possibile porlo approssimativamente pari al massimo spostamento relativo di piano della struttura, ID_m , in considerazione del fatto che i controventi diagonali di sostegno dei dispositivi T-ADAS sono notevolmente rigidi alla traslazione orizzontale, e che quindi gli spostamenti laterali sono determinati pressoché totalmente dalla deformazione plastica dei dissipatori [34-35]. Assumendo, dunque, $d_{max,e} = ID_{m,t}$, resta infine da fissare un valore "target" di progetto per quest'ultimo, da calibrare sulla specificità di ciascun caso di studio e sull'intensità dell'azione sismica prescelta in fase di analisi.

Per il caso in esame, ai fini del contenimento del danno su tamponature e tramezzature entro limiti di riparabilità, si è fatto riferimento al consueto valore dello 0,5% dell'altezza interpiano,

suggerito da varie linee guida e istruzioni normative di rilevanza internazionale [38-41], oltre alle NTC 2018.

6.3 Definizione della soluzione di intervento

Con riferimento alla nomenclatura in Fig. 109, i dispositivi T-ADAS sono stati progettati assumendo le seguenti dimensioni geometriche delle piastre [33-34]: $H = 150$ mm; $t = 15$ mm, $B = 75$ mm. L'acciaio è di tipo S275, con tensione di snervamento e a rottura rispettivamente pari a 275 N/mm² e 430 N/mm². A partire da queste caratteristiche geometriche e meccaniche, e utilizzando le espressioni (26) e (27), sono stati ottenuti i valori della forza di snervamento e del corrispondente spostamento di una piastra: $P_y = 5,156$ kN, $d_y = 1,96$ mm, da inserire nella relazione (37). Con riferimento all'assunzione $d_{max,e} = ID_{m,t}$, essendo quest'ultimo valore pari ai 3,4 m propri del piano terra, ne è derivato: $d_{max,e} = (0,005 \times 3400)$ mm = 17 mm. Coerentemente, $D_{top,targ}$ è stato posto pari allo 0,5% dell'altezza totale, 18,6 m: $D_{top,targ} = (0,005 \times 18600)$ mm = 93 mm, sia in X che in Y. Inoltre, considerando la regolarità della struttura e le sue caratteristiche modali, m_{ed} è stato posto pari ad 1.

Sulla base di questi criteri, l'applicazione della procedura è di seguito riepilogata separatamente per i due assi, associando gli indici X e Y a tutte le quantità e ai simboli introdotti in precedenza.

Direzione X

$$T_{IN,X} = 1,21 \text{ s}$$

$$S_{D,X}(T_{IN,X}) = 159,4 \text{ mm}$$

$$S_{A,X}(T_{IN,X}) = 0,349 \text{ g}$$

$$S_{V,cont} = 665,7 \text{ mm/s}$$

$$D_{top,targ} = 93 \text{ mm}$$

$$\Delta S_{D-,X} = S_{D,X}(T_{IN,X}) - D_{top,targ} = 66,4 \text{ mm}$$

$$\text{Da (34): } T_{FIN,X} = 0,584 \text{ s}$$

$$S_{A,X}(T_{FIN,X}) = 0,723 \text{ g}$$

$$\Delta S_{A+,X} = S_{A,X}(T_{FIN,X}) - S_{A,X}(T_{IN,X}) = 0,374 \text{ g}$$

$$\text{Da (35), per } m_{ed} = 1: \Delta S_{A-,diss,X} = \Delta S_{A+,X} = 0,374 \text{ g}$$

$$\text{Da (36), per } M = 1675 \text{ kN/g: } E_{d,X} = (4 \cdot 1675 \cdot 9,81 \cdot 0,374 \cdot 0,0664) \text{ kJ} = 1632 \text{ kJ}$$

$$\text{Da (37), per } d_{max,e} = 17 \text{ mm: } E_{d,p,c,X} = [2 \cdot 5,156 \cdot 2 \cdot (17 - 1,96)] \text{ J} = 310 \text{ J} = 0,31 \text{ kJ}$$

$$\text{Da (38): } E_{d,p,t,X} = (11 \cdot 0,31) \text{ kJ} = 3,41 \text{ kJ}$$

$$\text{Da (39a): } n_{p,X} = E_{d,X} / E_{d,p,t,X} = 479$$

Direzione Y

$$T_{IN,Y} = 1,18 \text{ s}$$

$$S_{D,Y}(T_{IN,Y}) = 155,4 \text{ mm}$$

$$S_{A,Y}(T_{IN,Y}) = 0,358 \text{ g}$$

$$S_{V, cost} = 665,7 \text{ mm/s}$$

$$D_{top, targ} = 93 \text{ mm}$$

$$\Delta S_{D-,Y} = S_{D,Y}(T_{IN,Y}) - D_{top, targ} = 62,4 \text{ mm}$$

$$\text{Da (34): } T_{FIN,Y} = 0,591 \text{ s}$$

$$S_{A,Y}(T_{FIN,Y}) = 0,719 \text{ g}$$

$$\Delta S_{A+,Y} = S_{A,Y}(T_{FIN,Y}) - S_{A,Y}(T_{IN,Y}) = 0,361 \text{ g}$$

$$\text{Da (35), per } m_{ed} = 1: \Delta S_{A-, diss, Y} = \Delta S_{A+, Y} = 0,361 \text{ g}$$

$$\text{Da (36), per } M = 1675 \text{ kN/g: } E_{d,Y} = (4 \cdot 1675 \cdot 9,81 \cdot 0,361 \cdot 0,0624) \text{ kJ} = 1481 \text{ kJ}$$

$$\text{Da (37), per } d_{max,e} = 17 \text{ mm: } E_{d,p,c,Y} = [2 \cdot 5,156 \cdot 2 \cdot (17 - 1,96)] \text{ J} = 310 \text{ J} = 0,31 \text{ kJ}$$

$$\text{Da (38): } E_{d,p,t,Y} = (11 \cdot 0,31) \text{ kJ} = 3,41 \text{ kJ}$$

$$\text{Da (39b): } n_{p,Y} = E_{d,Y} / E_{d,p,t,Y} = 434$$

Partendo dai simili valori ottenuti in conclusione del processo di predimensionamento per il numero di piastre in X (479) e in Y (434), coerentemente alle simili proprietà modali della struttura nelle due direzioni, quale scelta di progetto si è ritenuto opportuno unificare tali due valori nella loro media, adottando pertanto il seguente numero finale: $n_{pd,X} = n_{pd,Y} = 464$.

Successivamente sono stati selezionati gli allineamenti verticali in cui inserire i controventi dissipativi, ed è stata stabilita la distribuzione delle piastre per ogni piano. Riguardo ai primi, stati individuati 8 allineamenti perimetrali in X, e 4 perimetrali, 2 sul vano scala e 2 interni in Y (Fig. 111), al fine di ridurre al minimo l'impatto architettonico dell'intervento e, al contempo, di aumentare la rigidezza torsionale in pianta, come abitualmente operato nell'installazione di controventi dotati di dispositivi ADAS/T-ADAS in edifici multipiano [42-48]. Il numero delle piastre da installare ai vari piani è stato stabilito in proporzione ai profili degli spostamenti relativi di piano elencati in Tabella 12, in modo che la capacità di risposta del sistema risultasse a sua volta proporzionale alla domanda di spostamento allo stato attuale. Ne sono così risultate, sia in X sia in Y, 12 piastre per dispositivo al piano terra, 14 al primo, 14 al secondo, 10 al terzo e 8 al quarto, per un totale di 58 piastre per allineamento verticale. All'ultimo piano non stati inseriti dispositivi, conseguenza dei limitati spostamenti e della risposta pienamente in sicurezza della struttura a tale livello, ritenendo comunque opportuna l'installazione di tradizionali controventi non dissipativi, in modo da evitare discontinuità nella rigidezza laterale della

struttura lungo l'altezza dell'edificio. Le aste diagonali di tutte le maglie e di tutti i piani sono realizzate con profili tubolari circolari di spessore 4,6 mm e diametro 150 mm.

In Fig. 112 sono raffigurati i prospetti della struttura dotata del sistema di protezione, unitamente ai dettagli d'installazione dei controventi in una maglia di telaio. In Fig. 113 è riportata una vista del modello agli elementi finiti contenente il sistema stesso.

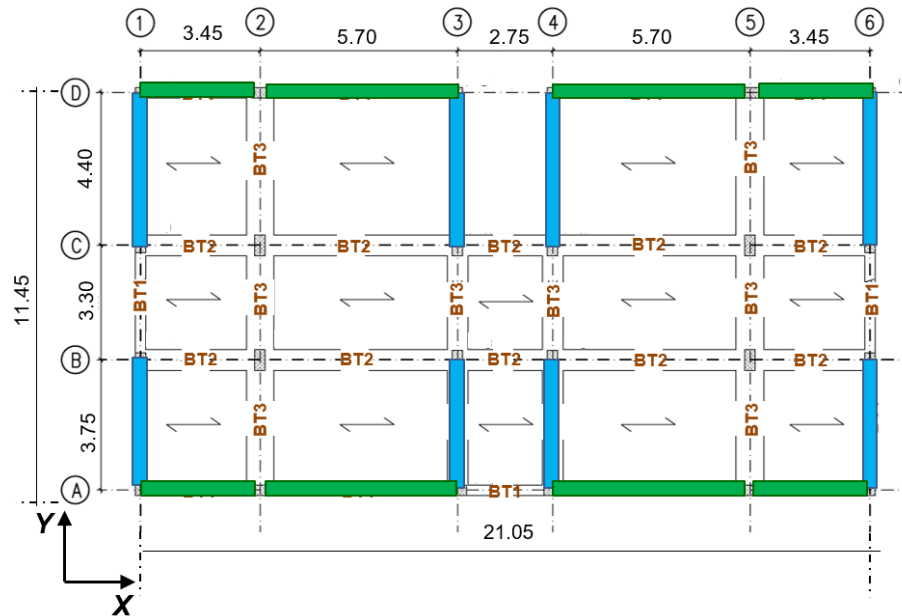


Fig. 111. Posizioni in pianta del sistema di controventi dissipativi, individuate dai rettangoli campiti in verde e in blu

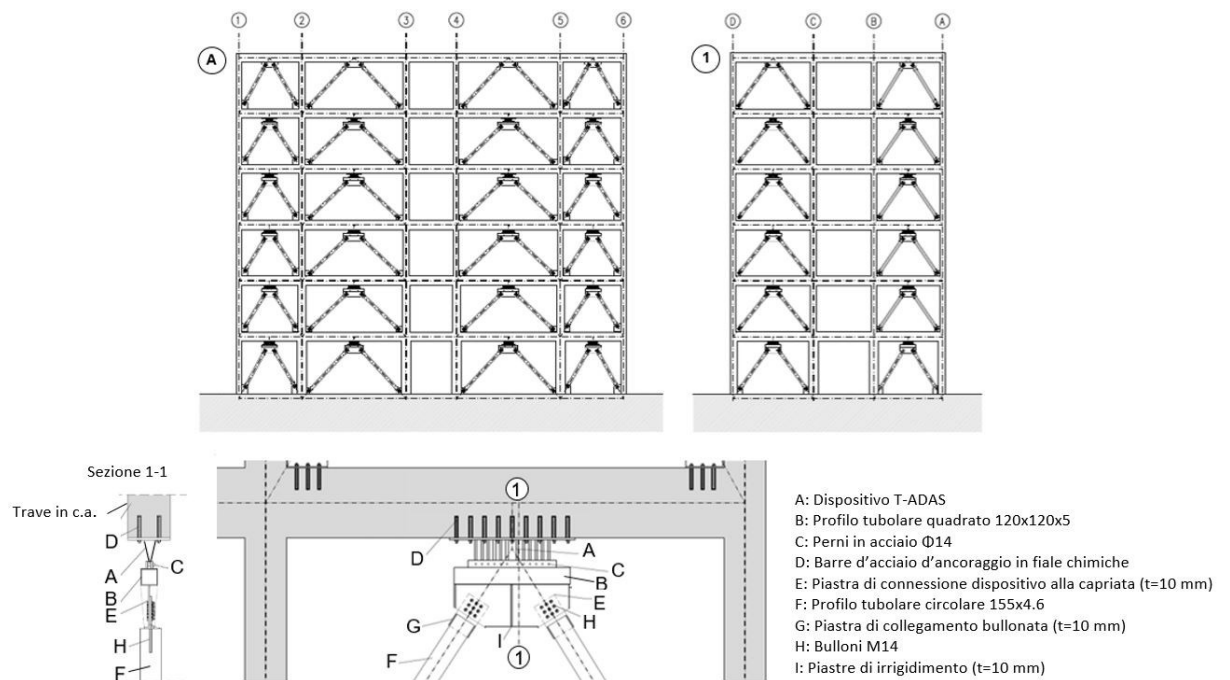


Fig. 112. Prospetti lungo gli allineamenti orizzontali A e 1 della struttura dotata dei controventi dissipativi, e dettaglio d'installazione di questi in una maglia di telaio

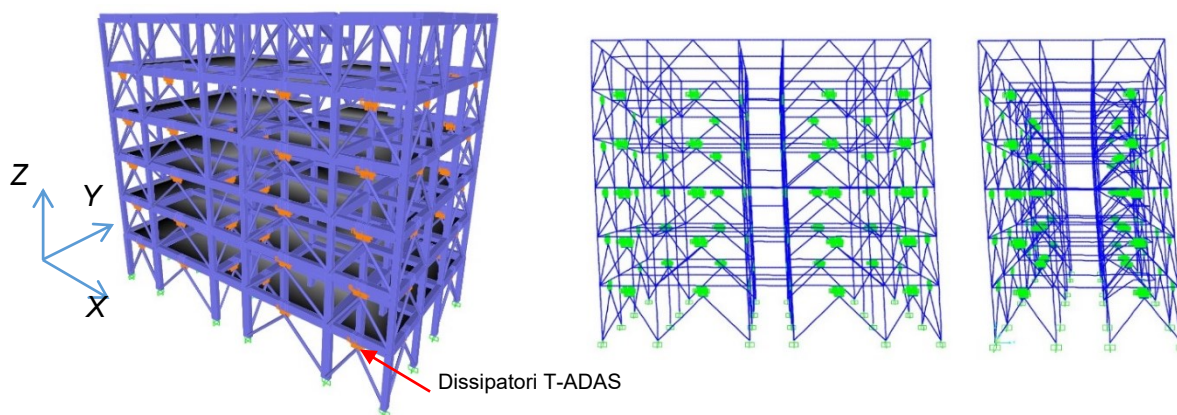


Fig. 113. Vista del modello agli elementi finiti della struttura comprensiva del sistema di controventi dissipativi e prima forma modale in X e in Y

6.4 Valutazioni delle prestazioni in condizioni di adeguamento

La risposta modale della struttura a seguito dell'inserimento del sistema di protezione ha evidenziato nuovamente due principali modi traslazionali, le cui deformate sono graficizzate in Fig. 113, con periodi di vibrazione ridotti a 0,609 s in X e 0,614 s in Y e masse associate pari all'83,2% e 81,9%, e un primo modo rotazionale intorno all'asse Z, con periodo e massa pari a 0,53 s e all'80,7%. Analogamente allo stato attuale, sono risultati necessari nove modi per attivare una massa partecipante superiore al 90% rispetto ai tre assi. Si osserva come i periodi dei due primi modi traslazionali siano lievemente maggiori rispetto a quelli calcolati in fase di pre-dimensionamento, $T_{FIN,X} = 0,584$, e $T_{FIN,Y} = 0,591$ s, con differenze del 4,3% (X) e del 3,9% (Y), ovviamente dovute all'effettiva deformabilità della struttura rispetto all'implicita schematizzazione come oscillatore semplice equivalente insita nell'approccio spettrale su cui è basata la procedura di progetto.

I dispositivi T-ADAS sono stati modellati mediante elementi non lineari caratterizzati da un comportamento plastico alla Wen. I risultati delle analisi dinamiche, in questo caso svolte con il metodo FNA, sono ricapitolati nelle Tabelle 13 e 14, che duplicano le Tabelle 11 e 12 per condizioni post-intervento.

Per quanto riguarda i tagli di piano (Tabella 13), si rilevano riduzioni comprese tra il 5% e il 15% (azione con $P_{VR}/V_R=63\%$), il 16% e il 23% ($P_{VR}/V_R=10\%$), e il 21% e il 31% ($P_{VR}/V_R=5\%$).

Tabella 13. Tagli di piano massimi $V_{m,X}$, $V_{m,Y}$, corrispondenti tagli resistenti $V_{R,X}$, $V_{R,Y}$, e rapporti domanda/capacità $\rho_{V,X}$, $\rho_{V,Y}$ in condizioni post-intervento

Condizioni post-intervento														
S	SLD				SLV				SLC					
	$V_{R,X}$ (kN)	$V_{R,Y}$ (kN)	$V_{m,X}$ (kN)	$V_{m,Y}$ (kN)	$\rho_{V,X}$	$\rho_{V,Y}$	$V_{m,X}$ (kN)	$V_{m,Y}$ (kN)	$\rho_{V,X}$	$\rho_{V,Y}$	$V_{m,X}$ (kN)	$V_{m,Y}$ (kN)	$\rho_{V,X}$	$\rho_{V,Y}$
1	1996	2337	1956	2430	0.98	1.04	4970	5304	2.49	2.27	5037	6240	2.97	2.67
2	1814	1912	1505	1683	0.83	0.88	3320	3614	1.83	1.89	4100	4512	2.26	2.36
3	1747	1813	1380	1504	0.79	0.83	2568	2774	1.47	1.53	3162	3427	1.81	1.89
4	1696	1696	1068	1085	0.63	0.64	1967	2188	1.16	1.29	2544	2222	1.39	1.50
5	1696	1696	729	763	0.43	0.45	1322	1459	0.78	0.86	1662	1509	0.92	0.98
6	1696	1696	322	356	0.19	0.21	644	730	0.38	0.43	780	882	0.46	0.52

Tabella 14. Massimi spostamenti relativi di piano normalizzati all'altezza interpiano $ID_{m,X}$, $ID_{m,Y}$, e rapporti $\rho_{ID,X}$, $\rho_{ID,Y}$ in condizioni post-intervento

Condizioni post-intervento													
S	SLD					SLV				SLC			
	IH (m)	$ID_{m,X}$ (mm)	$ID_{m,Y}$ (mm)	$\rho_{ID,X}$ (%)	$\rho_{ID,Y}$ (%)	$ID_{m,X}$ (mm)	$ID_{m,Y}$ (mm)	$\rho_{ID,X}$ (%)	$\rho_{ID,Y}$ (%)	$ID_{m,X}$ (mm)	$ID_{m,Y}$ (mm)	$\rho_{ID,X}$ (%)	$\rho_{ID,Y}$ (%)
PT	3.40	7.3	7.6	0.21	0.22	14.3	14.9	0.42	0.44	16.9	17.3	0.50	0.51
1	3.04	7.9	8.3	0.26	0.27	15.6	15.9	0.51	0.52	19.6	20.2	0.64	0.66
2	3.04	7.2	7.5	0.24	0.25	14.8	15.2	0.49	0.50	18.3	19.4	0.60	0.64
3	3.04	4.7	5.1	0.15	0.17	12.6	13.0	0.41	0.43	15.9	16.8	0.52	0.55
4	3.04	3.2	3.6	0.11	0.12	9.3	9.7	0.31	0.32	11.8	12,7	0.39	0.42
5	3.04	1.2	1.4	0.04	0.05	3.6	3.9	0.12	0.13	5.6	6.4	0.18	0.21

Le riduzioni risultano ancor più significative in termini di caratteristiche di sollecitazione nei pilastri e nelle travi poiché una quota rilevante dei tagli di piano è assorbita dalle aste diagonali dei controventi. Al contempo, gli sforzi assiali aggiuntivi generati nei pilastri appartenenti alle campate in cui è inserito il sistema, e da questi trasferiti alle rispettive fondazioni, sono assorbiti in sicurezza. In termini di verifiche a flessione e a pressoflessione, queste risultano non soddisfatte solo per il 6% e il 10% dei pilastri, e per 6% il 9% delle travi, relativamente all'azione con $P_{VR}/V_R=10\%$ e 5%, rispettivamente. A titolo d'esempio, le risposte temporali in pressoflessione dei pilastri appartenenti all'allineamento 3B, mostrate in Fig. 108 allo stato attuale, sono replicate in Fig. 114 in condizioni riabilite, ponendo in luce il contenimento delle curve entro le frontiere dei relativi domini di sicurezza, ad eccezione del pilastro del piano terra, per il quale il rapporto domanda/capacità raggiunge un valore massimo di 1,25. Risultati simili sono stati ottenuti per i rimanenti pilastri al piano terra disposti lungo gli allineamenti 2/C, 3/A, 3/B, 3/C, 4/A, 4/B, 4/C, 5/B, 5/C. Le travi le cui verifiche di sicurezza danno esito negativo sono quelle di collegamento di questi ultimi pilastri, con rapporti domanda/capacità massimi

pari a 1,18, per il momento flettente, e 1,23, per il taglio. Su tali elementi è stato previsto un intervento minimo di rinforzo locale consistente nella fasciatura con singoli strati di tessuto in fibra di carbonio.

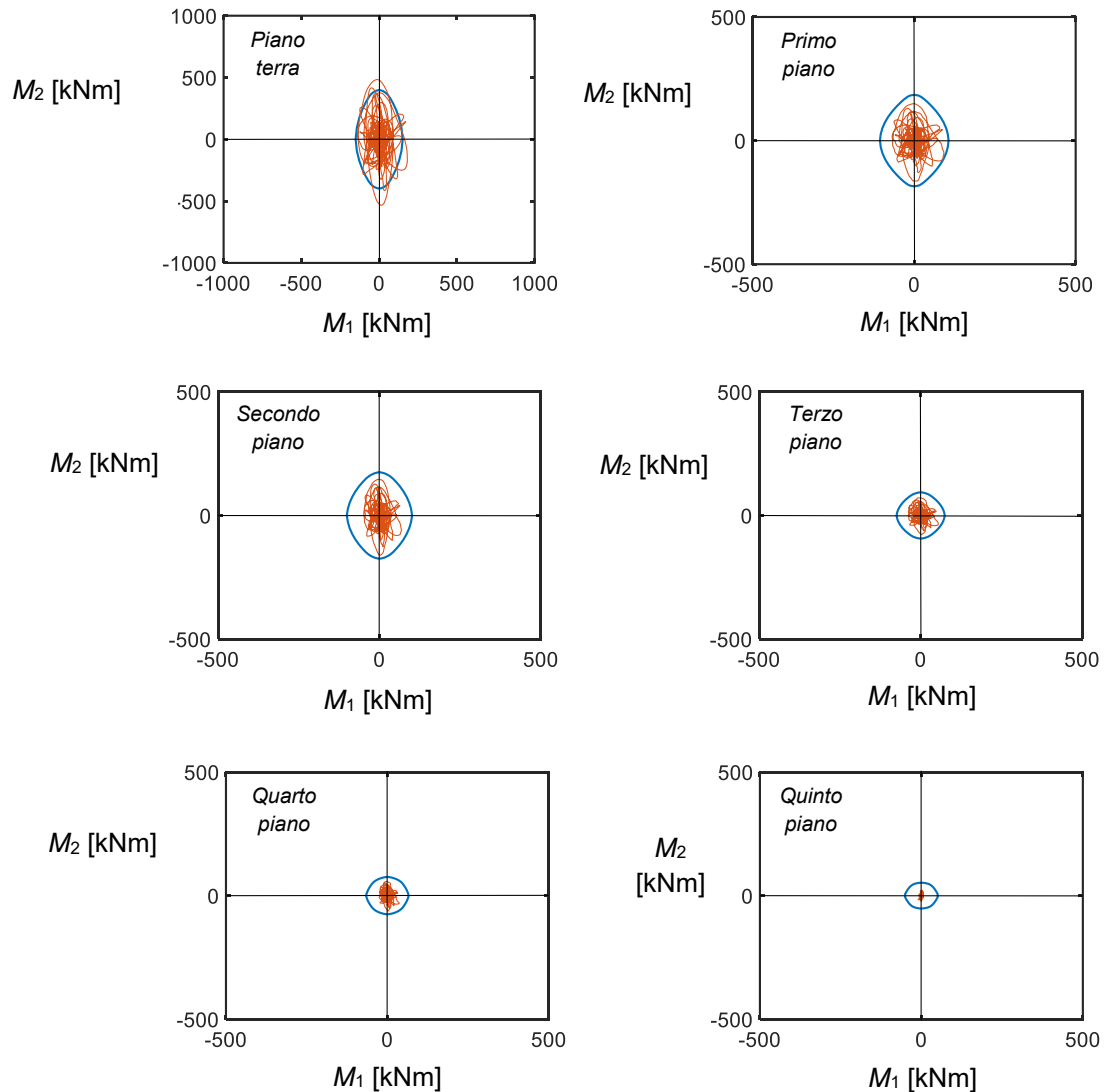


Fig. 114. Storie temporali dei momenti flettenti M_1 - M_2 ottenute per l'azione con $P_{VR}/V_R=10\%$ relativamente ai pilastri appartenenti all'allineamento 3/B in condizioni post-intervento, e corrispondenti domini di resistenza a pressoflessione (linee blu)

I risultati in termini di massimi spostamenti relativi di piano normalizzati riepilogati in Tabella 14 sottolineano il rispetto del limite dello 0,5% per tutti gli impalcati, ad eccezione del primo, dove è stato marginalmente superato (0,51% in X e 0,52% in Y), per l'azione con $P_{VR}/V_R=10\%$. Una risposta soddisfacente è ottenuta anche per l'azione con $P_{VR}/V_R=5\%$, con valori massimi di $\rho_{ID,X}$, $\rho_{ID,Y}$ pari a 0,64% e 0,66% allo stesso piano, e valori inferiori o uguali a 0,5% ai restanti. Nelle Figg. 115 e 116 sono graficizzati i cicli di risposta dei dissipatori installati nelle campate 2/D-3/D (parallela a X) e 1C-1/D (parallela a Y) per l'azione con $P_{VR}/V_R=10\%$.

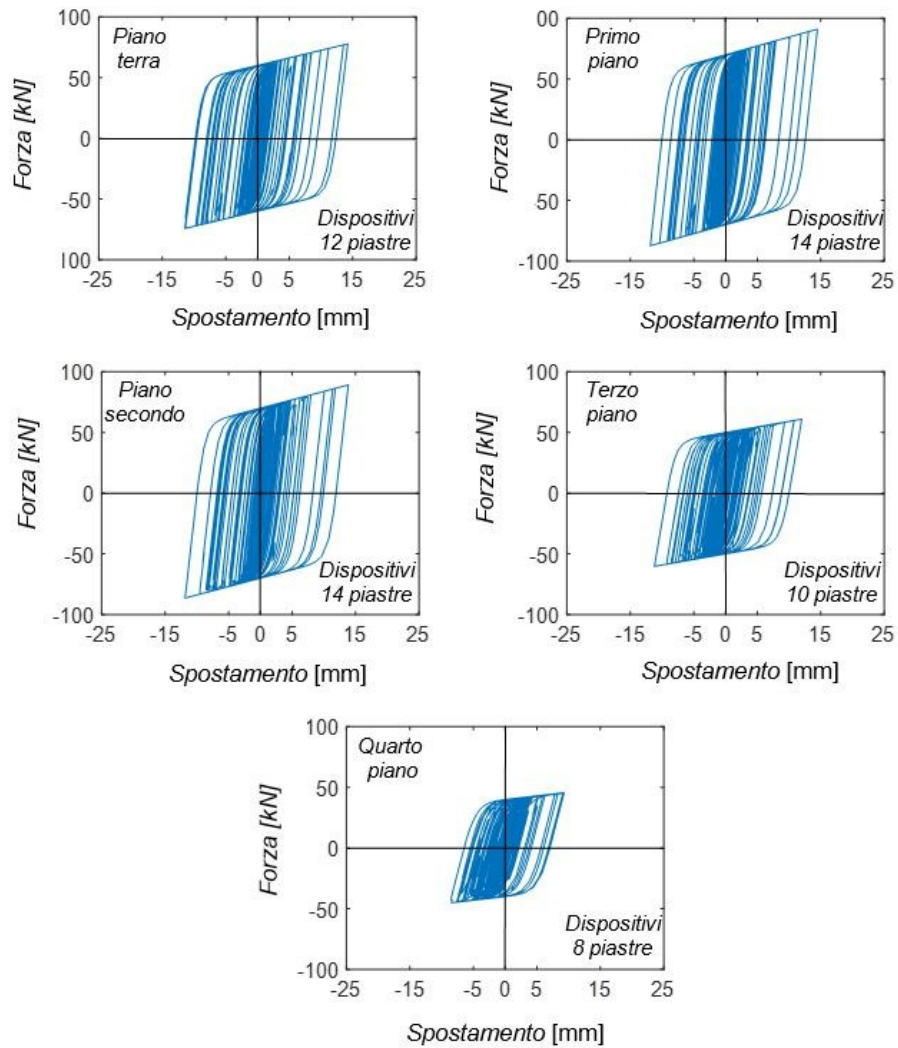


Fig. 115. Cicli di risposta dei dispositivi installati nella campata 2/D-3/D per l'azione con $P_{VR}/V_R=10\%$

Calcolando e confrontando le energie dissipate dai dispositivi nei cicli di risposta più ampi con quelle dei rimanenti, queste ultime sono risultate 10,6 volte (per i dispositivi situati nella campata 2/D-3/D) e 11,2 volte (campata 1/C-1/D) le prime. Simili valori sono stati riscontrati per tutti i restanti allineamenti del sistema, in ragione della sostanziale regolarità dell'edificio, ponendo così in evidenza una buona correlazione con il fattore 10 assunto nell'espressione di progetto (38). In relazione a tale stima, resta da osservare che questa ben si adatta ad accelerogrammi artificiali spettro-compatibili, come quelli utilizzati in questo studio, caratterizzati da un numero considerevole di accelerazioni con un'ampiezza piuttosto simile a quella del picco più ampio. Nel caso di registrazioni sismiche reali, i picchi secondari tendono ad essere più piccoli e pertanto, in tali casi, è plausibile considerare un valore compreso tra 4 e 7 per la prealutazione del contributo energetico fornito dai cicli minori in rapporto a quello di massima ampiezza [35].

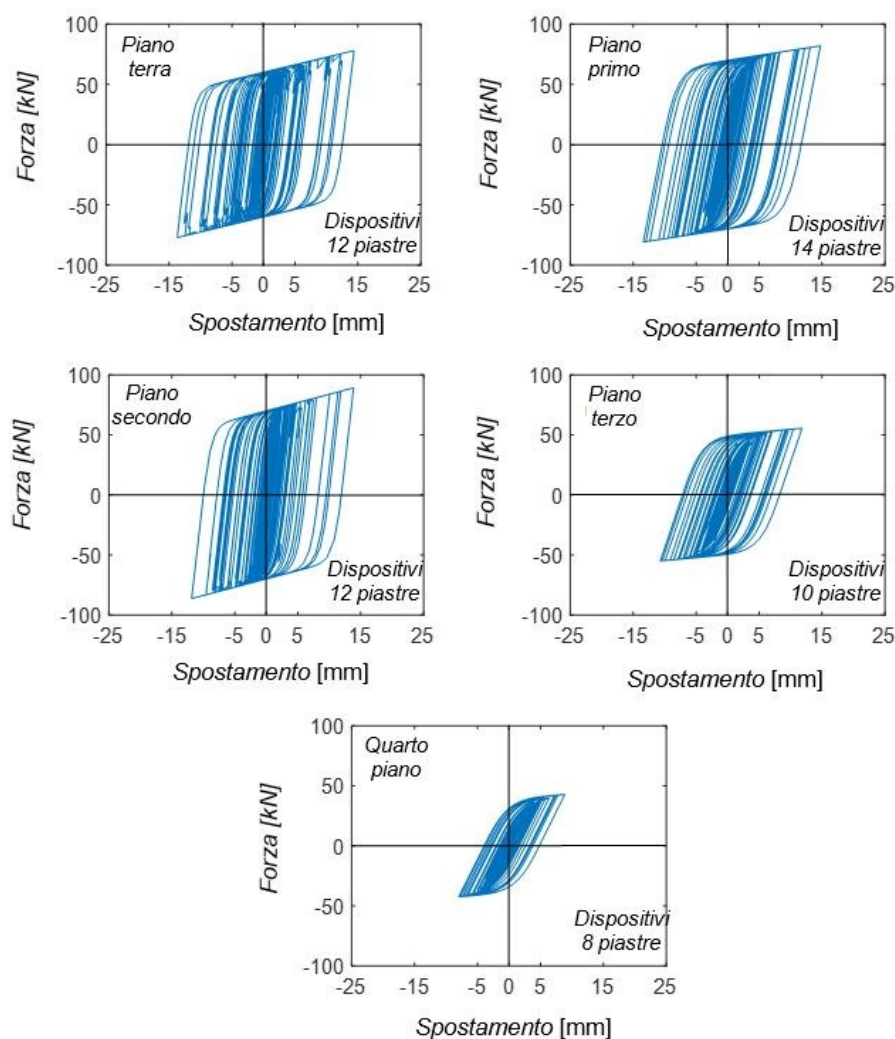


Fig. 116. Cicli di risposta dei dispositivi installati nella campata 1C-1/D per l'azione con $P_{VR}/V_R=10\%$

L'energia totale dissipata dai dispositivi è risultata di 2489 kJ, ovvero il 19,8% in meno della somma dei valori di $E_{d,x}$ (1632 kJ) ed $E_{d,y}$ (1481 kJ) stimati tramite la relazione (36), pari a 3113 kJ. Questa differenza è motivata dal fatto che gli spostamenti relativi massimi di risposta dei cinque piani oggetto dell'installazione del sistema (circa 15 mm per i per i piani terra, primo e secondo, 13 mm per il terzo e 8,5 mm per il quarto), sono del 12%, 24% e 50% inferiori al valore di tentativo assunto per $d_{max,e}$. Tale controllo a posteriori potrebbe suggerire di ridurre il numero di piastre ai due impalcati più alti, rispetto a tre sottostanti; tuttavia la capacità di dissipazione energetica espressa dai dispositivi è, di fatto, risultata confrontabile fra i cinque livelli, convalidando, per questo caso di studio, l'ipotesi di far variare il numero delle piastre lungo l'altezza dell'edificio in proporzione ai valori degli spostamenti relativi di piano ottenuti allo stato attuale, senza ulteriori riduzioni o redistribuzioni.

Dagli studi condotti su questo caso sono state tratte le pubblicazioni [34], [35], [36] di cui all'elenco dei riferimenti bibliografici.

7. LO STADIO “ARTEMIO FRANCHI” DI FIRENZE

Sulla base di quanto più estesamente esposto nell’Introduzione per questo caso di studio, rispetto ai restanti, si procede nel seguito alla sua descrizione, e una sintesi delle analisi e delle verifiche allo stato attuale, e delle ipotesi d’intervento formulate. Si richiama qui soltanto che l’attività in oggetto è stata parzialmente svolta nell’ambito di una convenzione stipulata tra il Comune di Firenze e il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell’Università di Firenze, con responsabile scientifico la Prof.ssa Terenzi, co-tutor della Tesi, mentre un’ulteriore fase di approfondimento è stata successivamente sviluppata per gli scopi della Tesi stessa e per la redazione di alcune pubblicazioni scientifiche sull’argomento.

7.1 Descrizione generale

La struttura dello Stadio, una cui attuale veduta aerea è mostrata in Fig. 117, ha una pianta a forma di D con un ingombro di dimensioni (270×150) m² circa, ed è costituita da 24 blocchi distinti, separati da giunti tecnici, come rappresentato in Fig. 118.

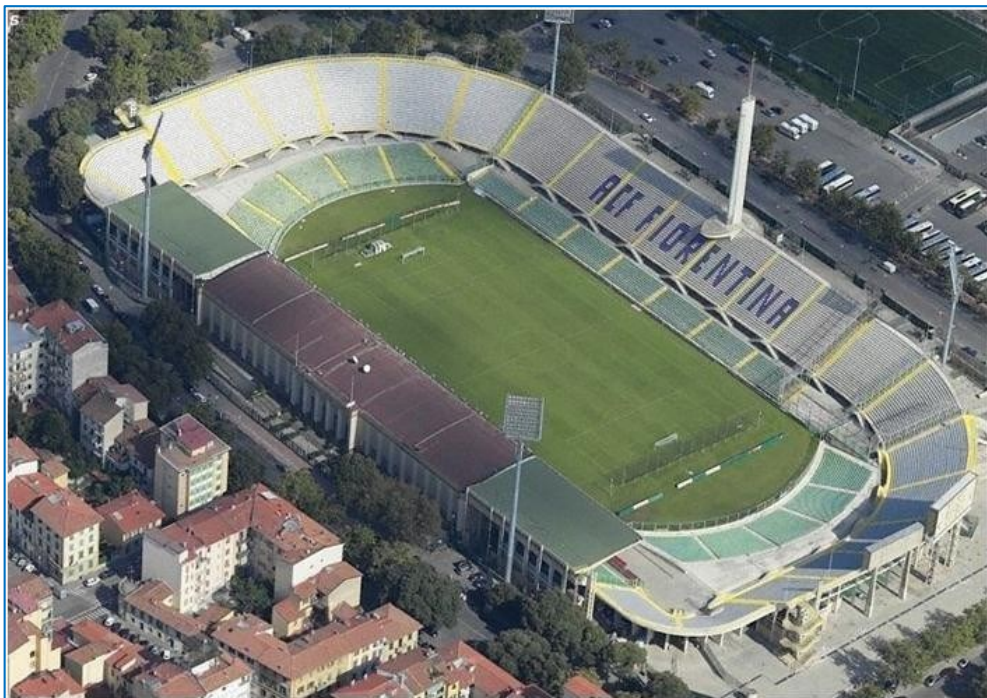


Fig. 117. Vista aerea dello Stadio “Artemio Franchi”

I blocchi da 2 a 7 compongono la Curva Ferrovia, quelli da 8 a 12 la Tribuna Maratona, da 13 a 18 la Curva Fiesole, da 20 a 22 la Tribuna Centrale coperta dalla pensilina realizzata all’epoca della costruzione, mentre i restanti blocchi (1, 19, 23, 24) le Tribune Laterali, coperte successivamente.

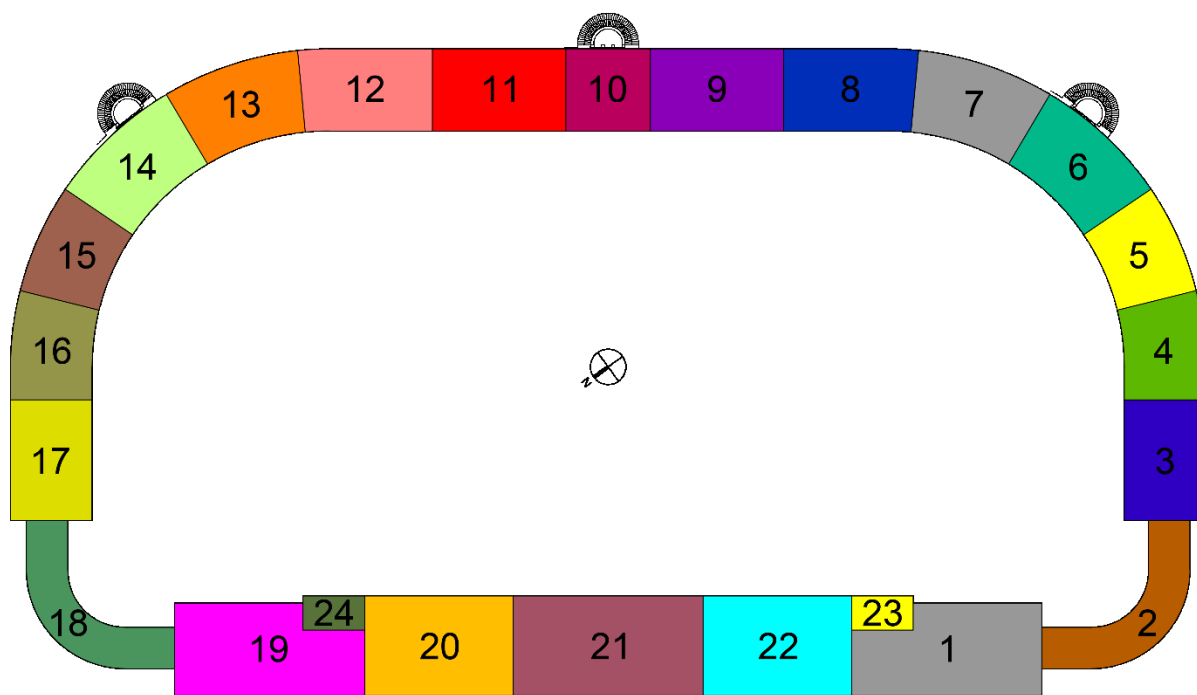


Fig. 118. Schematizzazione dei blocchi costituenti la struttura dello Stadio

Le tre scale elicoidali visibili in pianta danno accesso sommitale al blocco 6 per la Curva Ferrovia, del blocco 14 per la Curva Fiesole e al blocco 10 per la Maratona. I blocchi 23 e 24, costruiti in occasione dell'intervento di riordino estetico-funzionale avvenuto in occasione del Campionato Mondiale di Calcio del 1990, seguono lo schema strutturale dei telai adiacenti, e si inseriscono all'interno di nicchie presenti nella conformazione originale delle gradinate. Sempre in occasione del suddetto intervento architettonico, sono state aggiunte tribune con struttura in acciaio al disotto dei blocchi 2 e 18, al fine di colmare, lato campo, un vuoto presente nell'anello della cavea, e nuove tribune indipendenti in c.a., costituenti i parterre dei quattro settori principali, come visibili dalla foto di Fig. 117.

Gli unici ambienti chiusi si collocano tra i blocchi 20, 21 e 22 della Tribuna Centrale, con una disposizione organizzata su quattro livelli: al piano interrato vi sono i vani tecnici, gli spazi di servizio e gli spogliatoi; al piano terra si trovano gli uffici, gli spazi di rappresentanza e lo spogliatoio della squadra di casa; il primo piano ospita altri spazi di rappresentanza e lo spogliatoio della squadra ospite; mentre il quarto piano è adibito a vano tecnico nel quale sono installati gli impianti.

I telai raddoppiati posti a cavallo dei giunti tecnici, di spessore medio di 15 mm, risultano collegati tra loro soltanto nella porzione posta in prossimità del campo, perimetrata da un camminamento anulare interno che funge anche da primo gradone. Inoltre, sempre in occasione degli interventi eseguiti per i Mondiali del 1990, nonché successivamente a questi, i telai sui

giunti sono stati solidarizzati mediante barre filettate passanti bullonate in testa su di una piastra in acciaio per ciascun lato, come mostrato in Fig. 119, per quanto riguarda i blocchi dal 3 al 17 e dall'1 al 19.



Fig. 119. Collegamento bullonato in corrispondenza dei telai di estremità fra i blocchi

In Fig. 120 sono indicate le epoche di costruzione dei vari settori dello Stadio. Come visibile dal disegno, i blocchi colorati in rosa sono stati realizzati tra il dicembre 1930 e il settembre 1931, in azzurro tra il giugno ed il settembre 1931, in verde tra l'agosto e il settembre 1932, e in viola tra il settembre e l'ottobre 1932. Come sopra detto, i blocchi 23 e 24, sono del 1989-90.

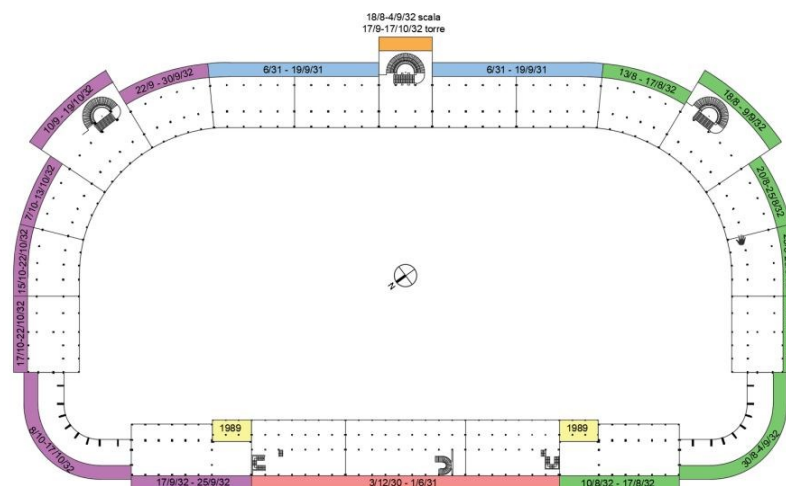


Fig. 120. Indicazione dei periodi di costruzione dei diversi settori

7.2 Caratteristiche strutturali ed architettoniche dello Stadio

Il processo conoscitivo della struttura dello Stadio che, come verrà dettagliato nel seguito è avvenuto attraverso un'attenta ricognizione della documentazione storica di progetto e

un'estesa campagna sperimentale di indagini in sito, ha consentito di individuare sette principali tipologie di telaio in c.a. portanti le gradinate, cui è stata aggiunta un'ottava riferita ai suddetti telai dei blocchi 23 e 24. Le posizioni degli otto tipi di telai sono individuate nella pianta di Fig. 121.

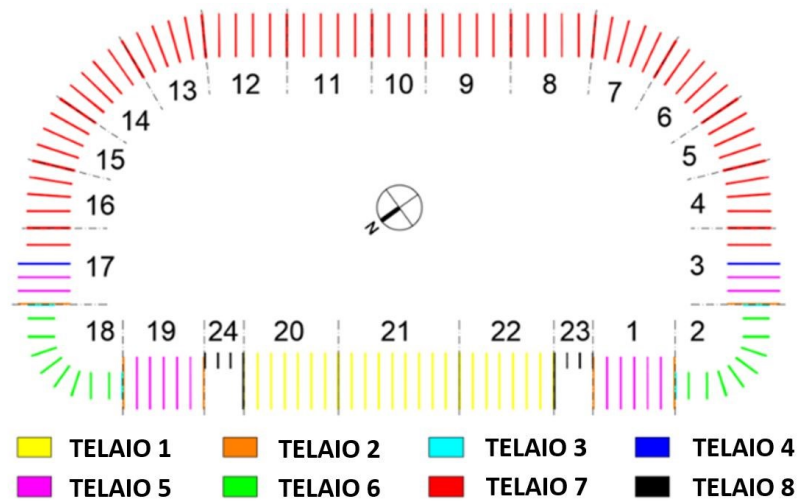


Fig. 121. Rappresentazione schematica degli otto tipi di telai che portano le gradinate

7.2.1 Tipizzazione dei telai

Il telaio 1 (Fig. 122) caratterizza l'intera Tribuna Centrale (evidenziato con colore giallo in Fig. 121).

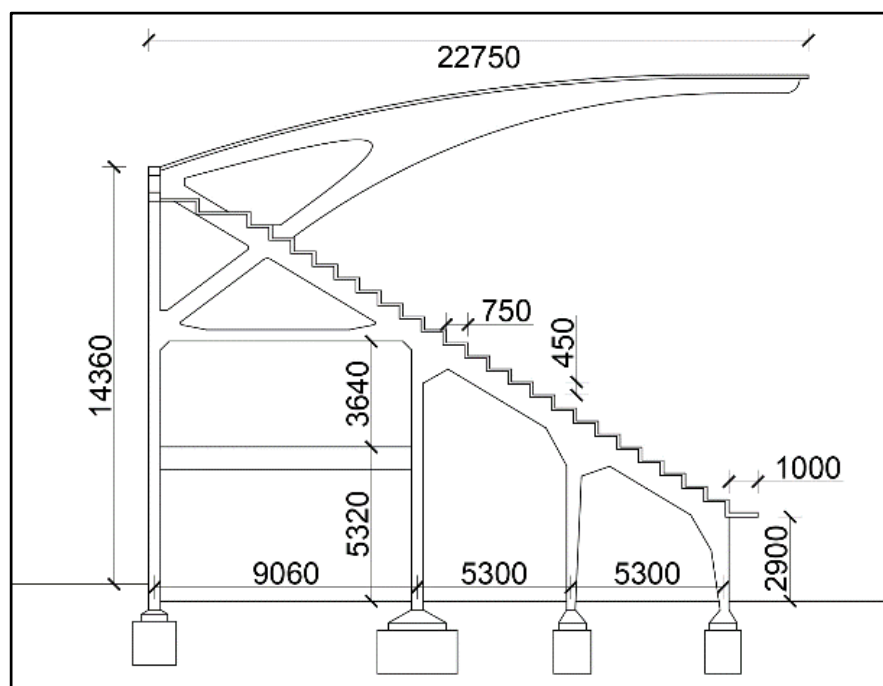


Fig. 122. Telaio 1

Il telaio 2 (Fig. 123) ricorre nelle tribune laterali appartenenti ai blocchi 1 e 19 e nelle curve, a ridosso dei settori curvi a raggio ridotto (cosiddetti “curvini”) che costituiscono le sezioni terminali dei blocchi 2 e 18 (arancione in Fig. 121).

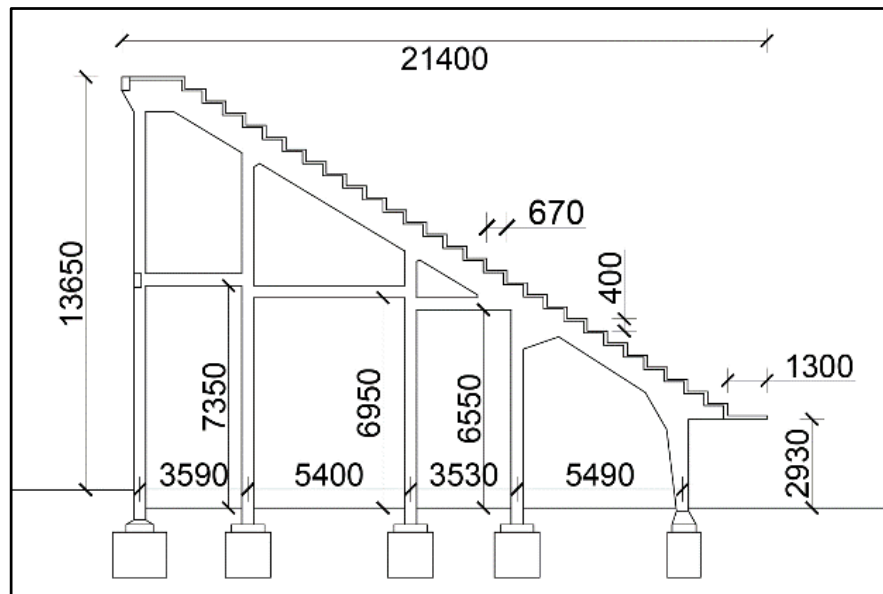


Fig. 123. Telaio 2

Il telaio 3 (Fig. 124) si trova ai margini delle due curve a raggio ridotto (ciano in Fig. 121).

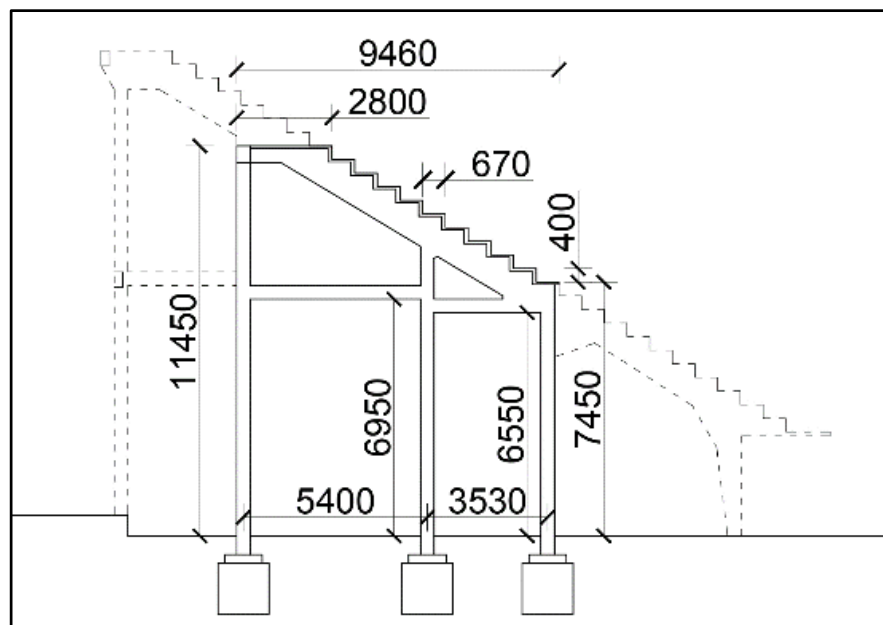


Fig. 124. Telaio 3

Il telaio 4 (Fig. 125) presenta uno sviluppo molto simile al 2, con l’eccezione del secondo pilastro a partire da destra, traslato di circa 50 cm verso l’esterno; ne è presente soltanto uno in entrambe le curve (blu in Fig. 121).

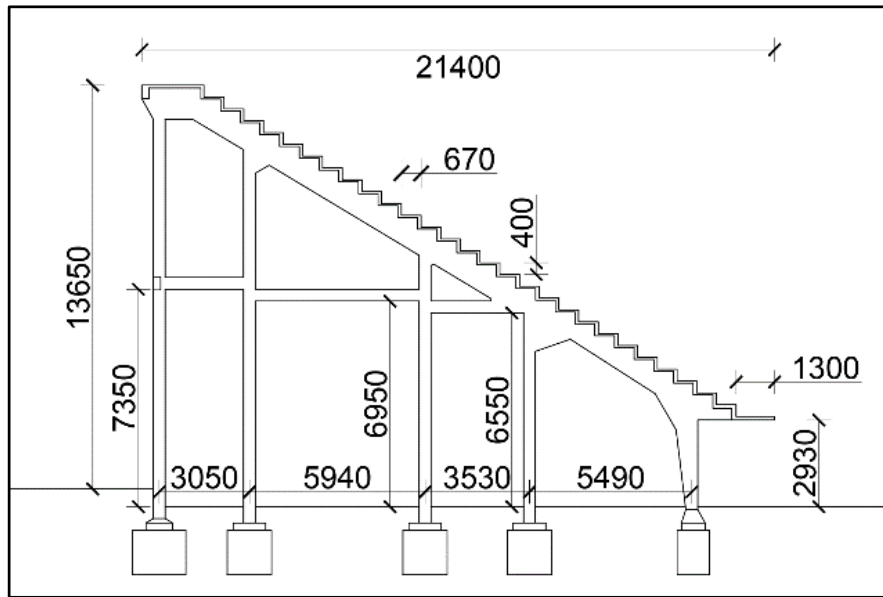


Fig. 125. Telaio 4

Il telaio 5 (Fig. 126) si trova nelle porzioni interne dei blocchi 1 e 19 appartenenti alle tribune laterali e nelle due curve (fucsia in Fig. 123).

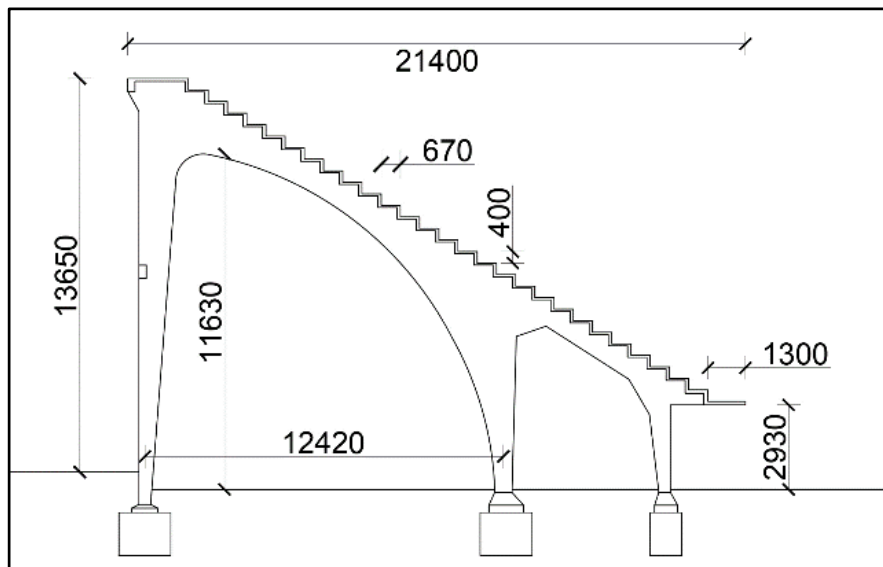


Fig. 126. Telaio 5

Il telaio 6 (Fig. 127) caratterizza le due curve a raggio ridotto (verde in Fig. 123).

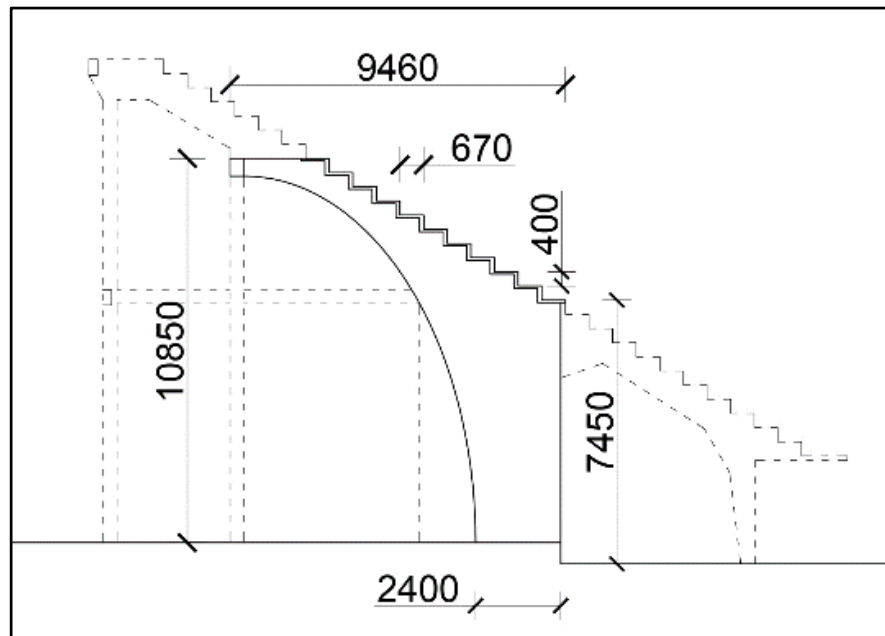


Fig. 127. Telaio 6

Il telaio 7 (Fig. 128) è di gran lunga il più diffuso nella struttura dello Stadio e caratterizza l'intera Tribuna di Maratona e la maggior parte dei telai costituenti le curve (rosso in Fig. 123).

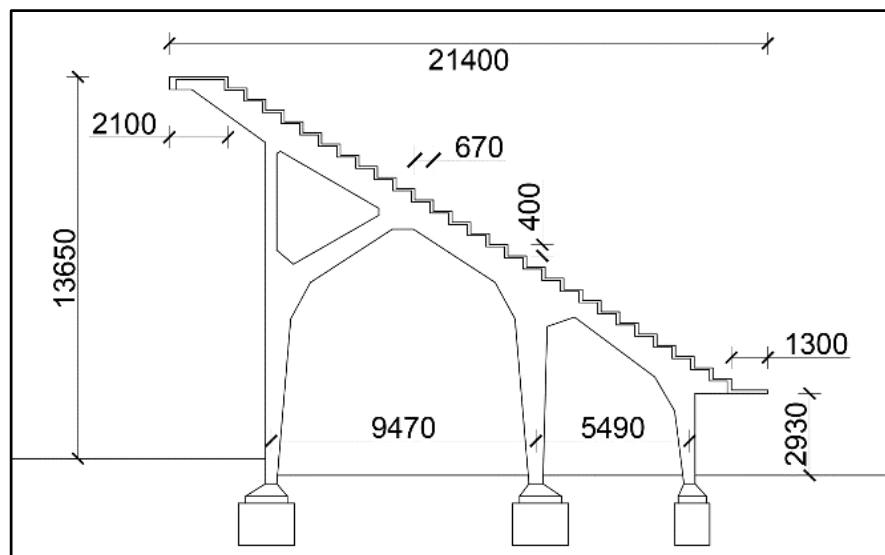


Fig. 128. Telaio 7

Il telaio 8 (Fig. 129) si trova ai lati della Tribuna Centrale e si compone di due parti, una più arretrata con sviluppo in adiacenza ai due telai di estremità della stessa Tribuna (appartenenti rispettivamente ai blocchi 20 e 22), ed una parte più avanzata (lato campo di gioco) che occupa gli interi Blocchi 23 e 24, come sopra detto (nero in Fig. 121).

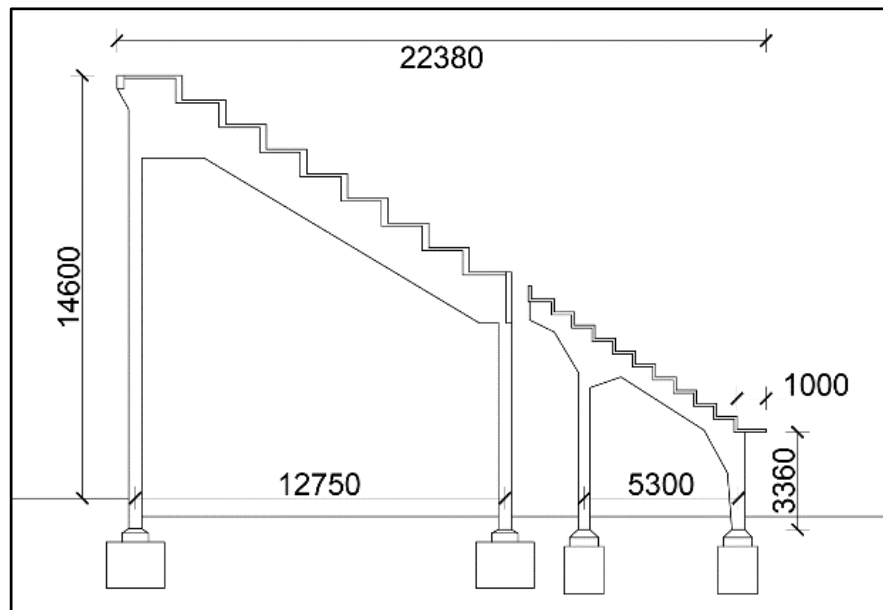


Fig. 129. Telaio 8

7.2.2 La Torre di Maratona

Da un punto di vista strutturale, il blocco 10 appartenente alla Tribuna Maratona si configura come il più complesso, per il fatto di inglobare la Torre di Maratona e una delle scale elicoidali. La Torre presenta una struttura scatolare in c.a. che si sviluppa verticalmente per 39,43 m a partire dalla sommità delle gradinate della tribuna, posta a quota 14,25 m, raggiungendo così un'altezza totale rispetto al piano di campagna pari a 53,68 m. Al suo interno ospita un ascensore che raggiunge il piccolo balcone a loggia posto nella parte più alta.

La sezione scatolare di base ha dimensioni esterne di 3,15 m × 2,15 m; le dimensioni interne sono costanti, pari a 1,65 m × 1,15 m. Lo spessore dei setti laterali e di quello posteriore è di 500 mm fino al primo livello, a quota 28,15 m, a partire dal quale si riduce a 300 mm fino al secondo livello, posto a 41,18 m, e a 100 mm fino in sommità. Lo spessore del setto anteriore è pari a 300 mm lungo tutta l'altezza fino. Sempre nella parte anteriore, la sezione della torre è completata da una pannellatura in vetro a forma semi-ellittica, supportata da una struttura intelaiata in acciaio, che termina con un pennone metallico avente una sezione tubolare di 200 mm di diametro e spessore 8 mm, la cui sommità raggiunge un'altezza di 71 m dal suolo. A completamento della facciata anteriore della torre, alla stessa quota della base, è presente la pensilina di forma semi-ellittica che si protrae a sbalzo verso il campo di gioco. Le Figg. 130, 131 mostrano, rispettivamente, pianta e sezione della pensilina e sezioni della Torre di Maratona.

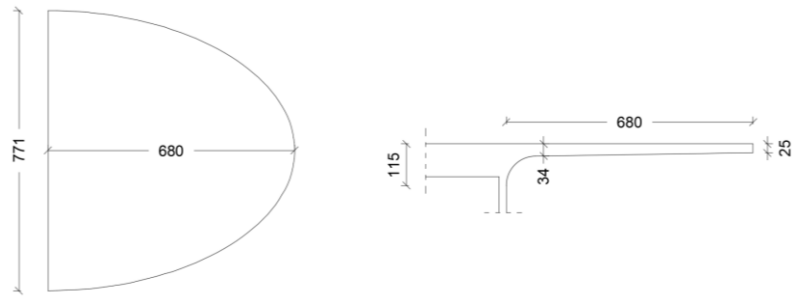


Fig. 130. Pianta e sezione della pensilina semi-ellittica di Maratona

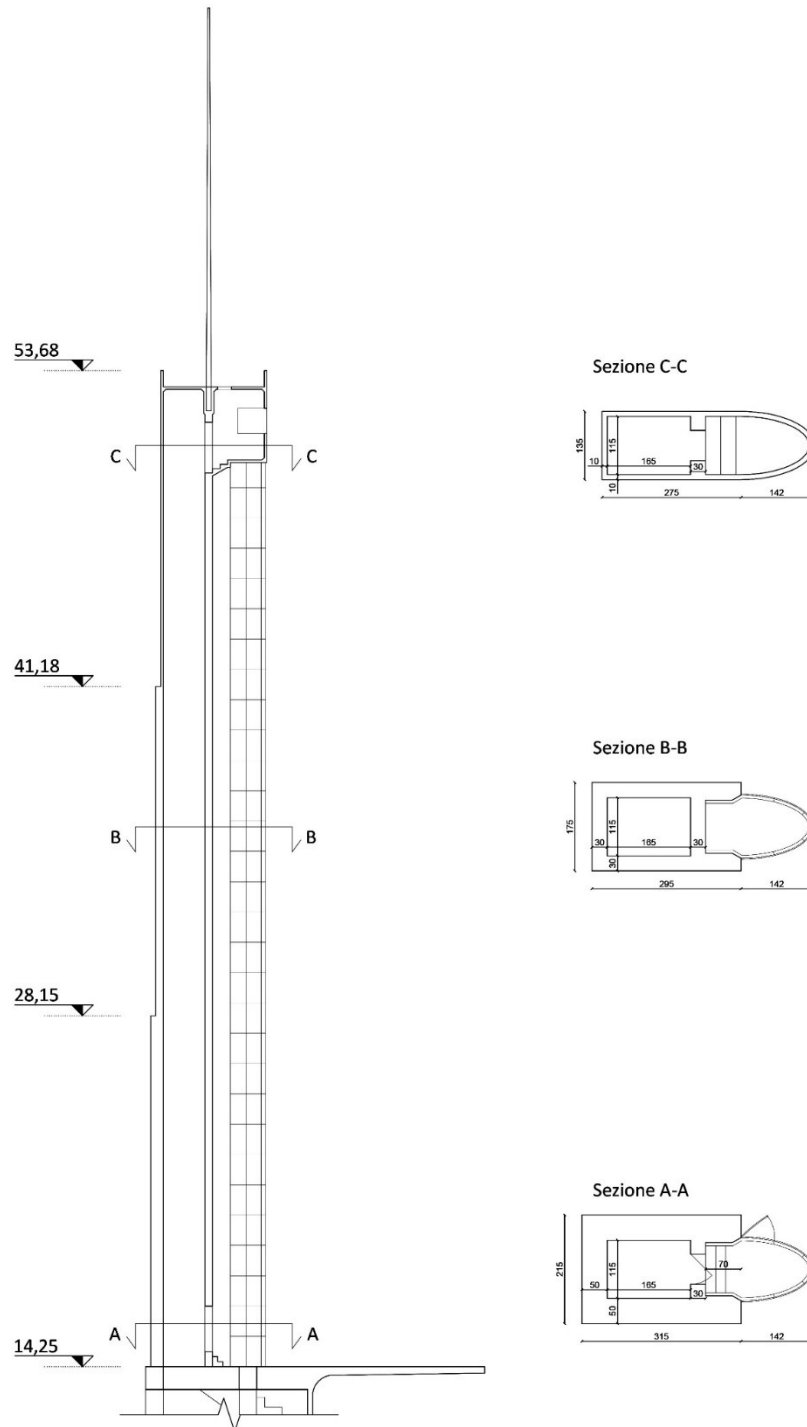


Fig. 131. Sezioni verticale e trasversali della Torre di Maratona

7.2.3 Le scale elicoidali

La struttura delle scale elicoidali è costituita da quattro pilastri di sezione $(700 \times 700) \text{ mm}^2$, irrigiditi sia in sommità sia a due quote inferiori da travi di altezza 900 mm e larghezza 700 mm, in entrambe le direzioni. Nelle scale a servizio della Maratona sono presenti quattro ulteriori pilastri, spiccati in falso dalle più basse travi di irrigidimento, a una quota di 3,00 m. All'interno della maglia dei pilastri si trovano due rampe rettilinee. La prima, alla quale si accede direttamente dal piano di campagna, sbarca su di una terrazza semicircolare a quota 3,00 m; dalla stessa terrazza si accede alla seconda rampa che porta a 7,15 m di altezza, ovvero al pianerottolo dal quale si eleva la rampa elicoidale vera e propria, che prosegue fino alla quota di sommità delle gradinate. La rampa elicoidale, larga 300 mm, sporge a mensola da una trave posta sul lato interno della stessa rampa ed avvolta a spirale, di 600 mm di larghezza e 700 mm di altezza; la trave poi si incrocia in mezzeria con un'altra esattamente speculare. La soletta rastrema verso l'esterno, partendo da uno spessore di 320 mm e raggiungendo 100 mm all'estremità esterna. Sezioni orizzontale e verticali delle scale sono riportate nelle Figg. 132, 133.

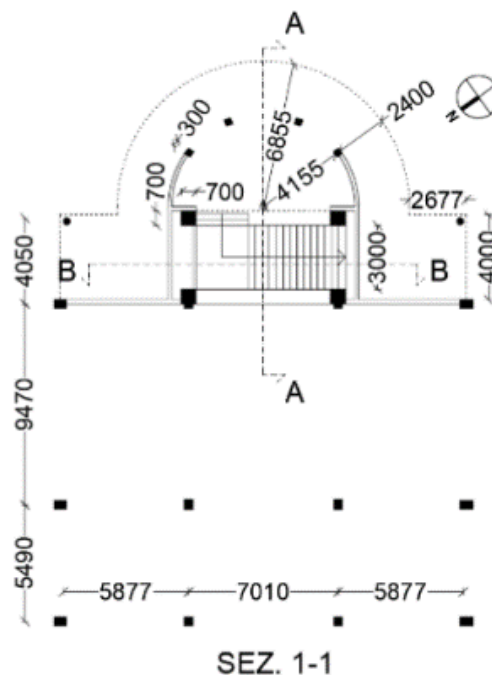


Fig. 132. Sezione orizzontale delle scale elicoidali della Maratona

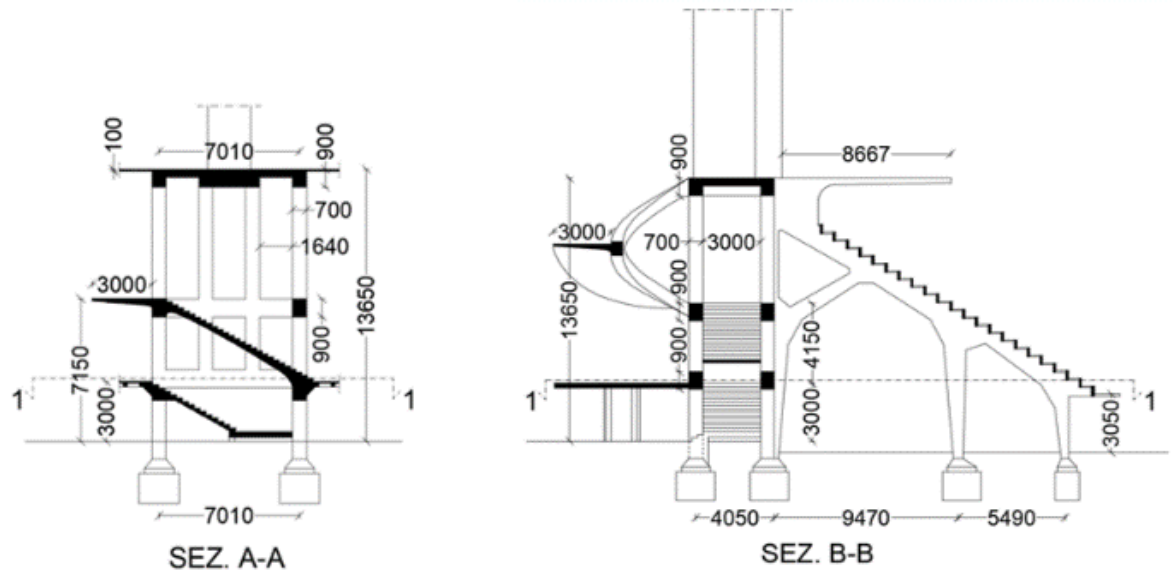


Fig. 133. Sezioni verticali delle scale elicoidali della Maratona

7.2.4 Pensilina di copertura della Tribuna Centrale

La “Pensilina Nervi” sovrasta la Tribuna Centrale per una lunghezza di 110 m ed è costituita da un sistema di nervature composte da 24 mensoloni portanti. Nel suo insieme possiede uno sbalzo pari a circa 22,50 m, che le ha consentito di raggiungere così il primato di luce libera più ampia al mondo per strutture in c.a. all’epoca di costruzione, che verrà mantenuto per i successivi due decenni. I mensoloni hanno un passo costante di 4,765 m, con sezione di spessore costante di 400 mm dall’esterno del telaio fino all’intersezione tra il puntone diagonale e la mensola propriamente detta; da quel punto fino all’estremità dello sbalzo lo spessore si riduce progressivamente fino a 350 mm. L’altezza dei mensoloni varia dai 2600 mm all’intersezione con il puntone fino ai 650 mm all’estremità.

Una trave di altezza 120 mm e larghezza 900 mm ricalca l’estradosso di tutto il mensolone e porta il solaio di copertura. I mensoloni sono tra loro collegati trasversalmente da una trave che si ancora nella zona di raccordo con il puntone diagonale. Il profilo di questa trave è articolato in 3 settori, di cui i due laterali hanno altezza variabile da 1200 mm (all’incastro) fino a 900 mm, ed il centrale di altezza costante pari a 900 mm. L’estratto di una tavola di progetto, contenente la sezione strutturale di telaio della Tribuna Centrale e della pensilina è presentato in Fig. 134.

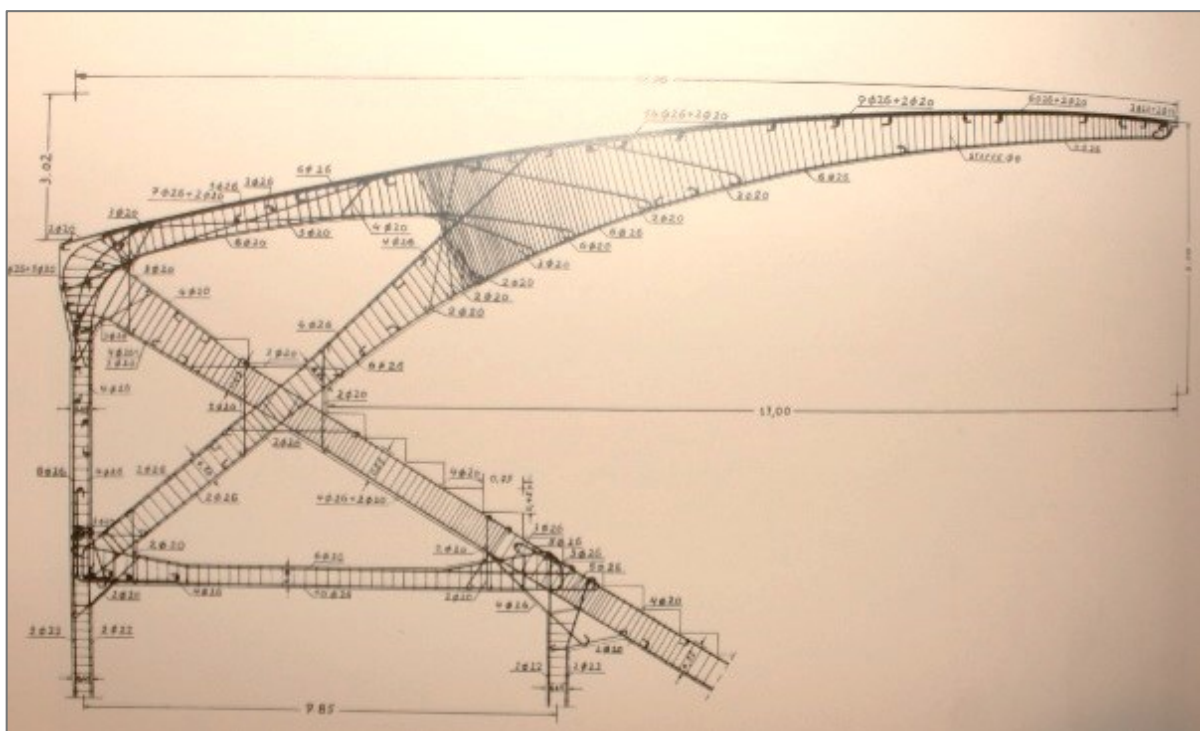


Fig. 134. Tavola di progetto riportante una sezione strutturale della Tribuna Centrale e della pensilina (Archivio fotografico Barsotti, Firenze)

7.3 Documentazione storica di progetto e risultati derivanti dalle campagne di indagini

Le informazioni riguardanti la geometria ed i quantitativi di armatura delle membrature strutturali sono stati ricavati a seguito di un processo di ricognizione e di approfondimento basato sulla documentazione originale di progetto e di collaudo. È stata altresì svolta un'estesa campagna di indagini in sito, la quale ha permesso di ottenere le informazioni mancanti relative ad alcuni elementi e di confermare, o integrare, quelle affette da una maggiore incertezza a seguito della consultazione dei documenti archivistici.

Per stimare i quantitativi di armatura presente sono stati eseguite 127 prove pacometriche, nella quasi totalità dei casi associate a saggi, e 11 prove con geo-radar. Ai fini della valutazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo sono stati condotti 60 test SonReb, e realizzati 22 carotaggi, comprensivi di prove di carbonatazione in sito, con prove di laboratorio di rottura a compressione sui campioni prelevati. I valori medi di resistenza cilindrica, f_{cm} , sono risultati pari a 24,76 N/mm² per le membrature situate nella Curva Ferrovia; 25,19 N/mm² (Curva Fiesole); 25,47 N/mm² (Tribuna Centrale); 28,03 N/mm² (Maratona); 30,04 N/mm² (scale elicoidali); 46,17 N/mm² (Torre di Maratona). Per l'armatura sono state eseguite 3 estrazioni di barre, con conseguenti prove di rottura a trazione, e 13 prove con durometro, previa eliminazione di porzioni di copriferro. Ne è stato ricavato, complessivamente, un valore medio di 316,3 N/mm².

Immagini di alcune delle prove in sito, con relative collocazioni, sono presentate nelle Figg. 135-137: carotaggi effettuati su un pilastro appartenente a un telaio di tipo 7 del blocco 9 (Fig. 135a) e su un pilastro di un telaio di tipo 1 del blocco 21 (Fig. 135b), con la pigmentazione risultante dalle prove di carbonatazione effettuate con uno spray composto da una soluzione alcolica di fenoltaleina; saggi e prove pacometriche sui pilastri appartenenti a un telaio di tipo 7 del blocco 5 (Fig. 136a) e del blocco 10 (Fig. 136b); infine, due prove eseguite attraverso la strumentazione geo-radar sul telaio di tipo 7 del blocco 11 (Fig. 137a-b).

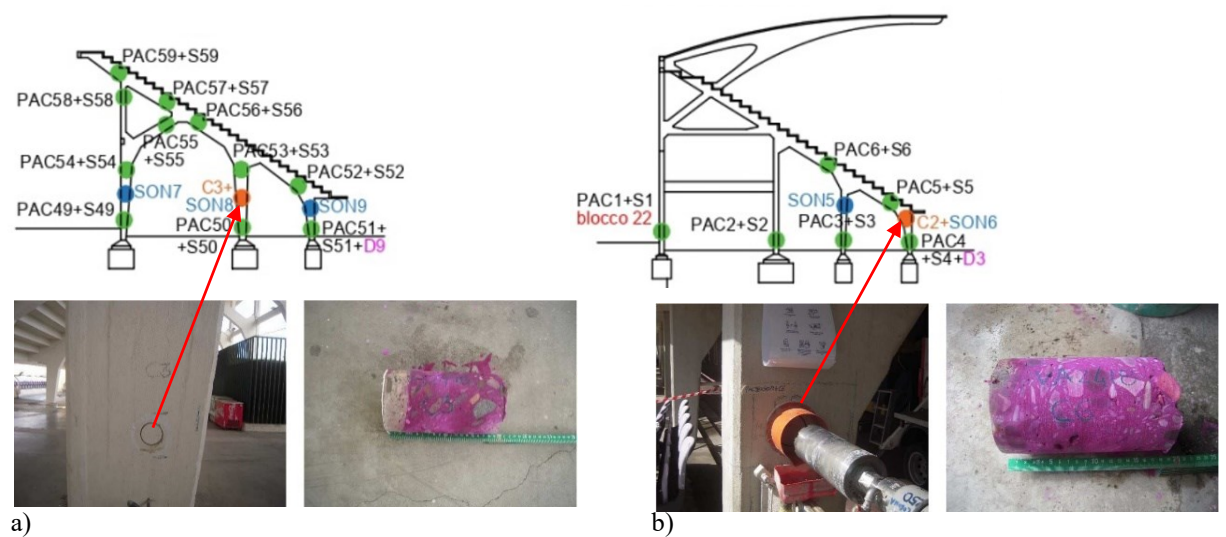


Fig. 135. Carote di calcestruzzo estratte con i relativi test di carbonatazione

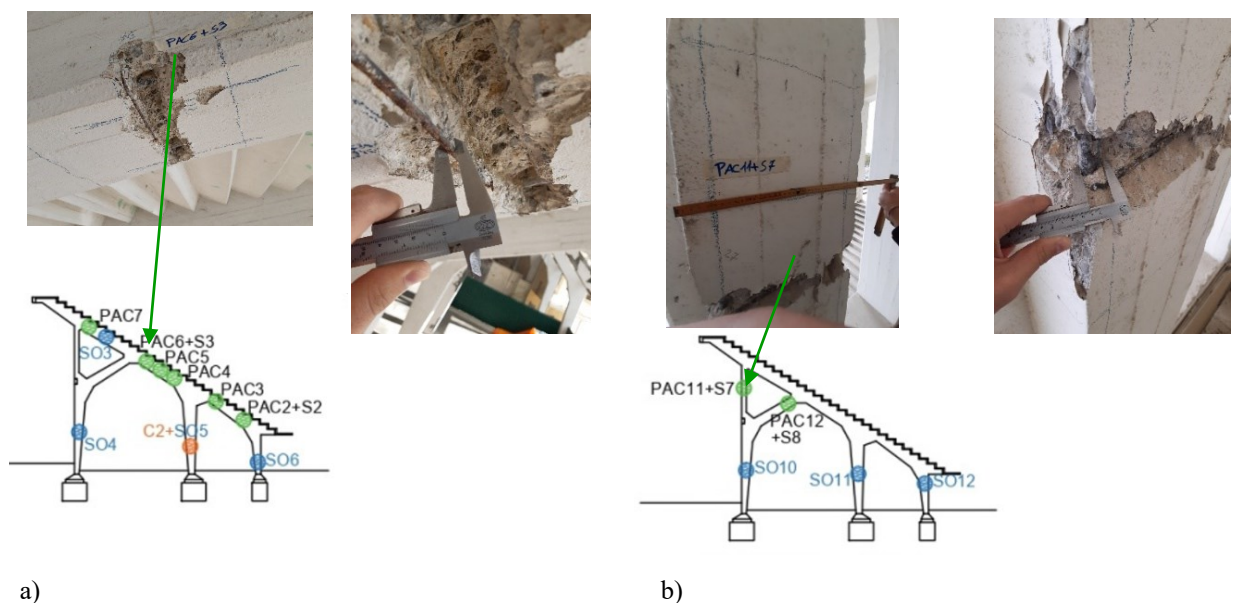


Fig. 136. Saggi e prove pacometriche con misurazione dei diametri delle barre di armatura rilevate

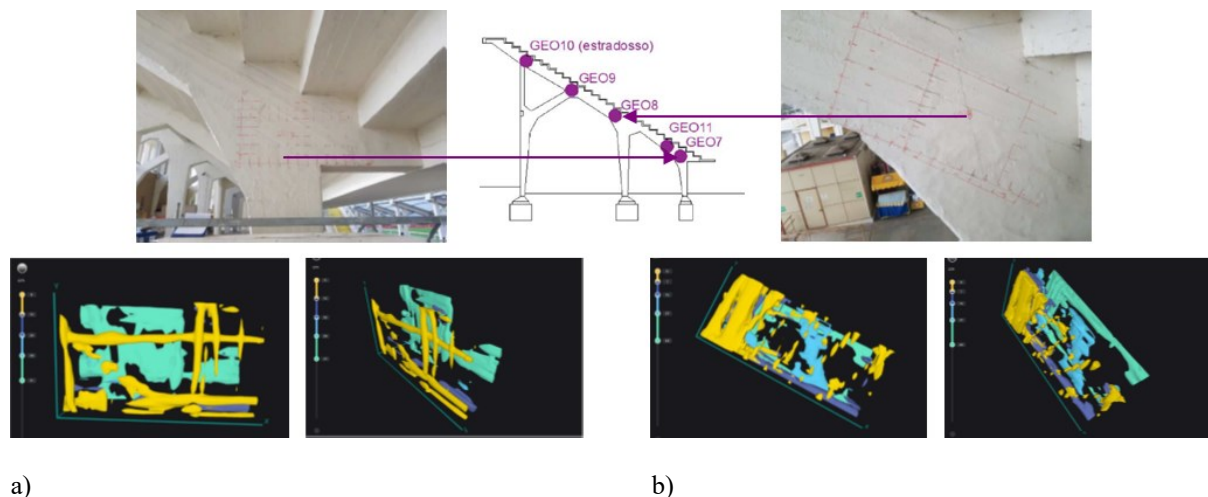


Fig. 137. Prove eseguite con la strumentazione geo-radar

La campagna sperimentale ha poi previsto una prima serie di prove di caratterizzazione dinamica, condotta mediante una speciale tecnica radar interferometrica, basata sull'utilizzo di un sensore radar portatile in grado di trasmettere onde continue a predeterminati valori di frequenza, con una frequenza centrale di 16,75 GHz ed una larghezza di banda fino a 350 MHz. La frequenza del campionamento è stata sintonizzata su un'azione eccitante che, per strutture alte o di notevoli dimensioni, varia normalmente da 50 Hz a 100 Hz. Il principio di funzionamento dell'attrezzatura, dotata di due antenne trasmettenti e riceventi con una larghezza di banda di circa 13°, è basato sulla riflessione prodotta dalle strutture delle onde elettromagnetiche irradiate, successivamente catturate da un ricevitore interno, fornendo misure di spostamento con risoluzione millimetrica. Le storie temporali di spostamento acquisite sono state elaborate attraverso un'analisi del tipo JTFA (Joint Time Frequency Analysis), sviluppata a partire dalla valutazione dei segnali di spostamento mediante una finestra temporale scorrevole. Nel caso specifico, le principali frequenze di vibrazione naturale sono state ottenute dalla media delle ampiezze degli spettri derivati da diverse finestre temporali consecutive, in modo da raggiungere un'accuratezza maggiore rispetto ad un'analisi mediante trasformata di Fourier eseguita sulle storie temporali complete degli spostamenti.

Trattandosi di un radar portatile, è stato possibile installarlo liberamente in varie posizioni sul suolo, eseguendo numerose misurazioni, finalizzate all'identificazione delle principali frequenze di vibrazione della Torre di Maratona e di alcuni blocchi dello Stadio sotto l'azione del vento e dei carichi dinamici indotti dagli spettatori sulle gradinate. Per quanto riguarda la prima configurazione, come illustrato in Fig. 138, l'attrezzatura è stata disposta all'interno del campo da gioco in prossimità della Curva Ferrovia; la velocità di picco del vento durante tali misurazioni è risultata pari a circa 10 m/s.

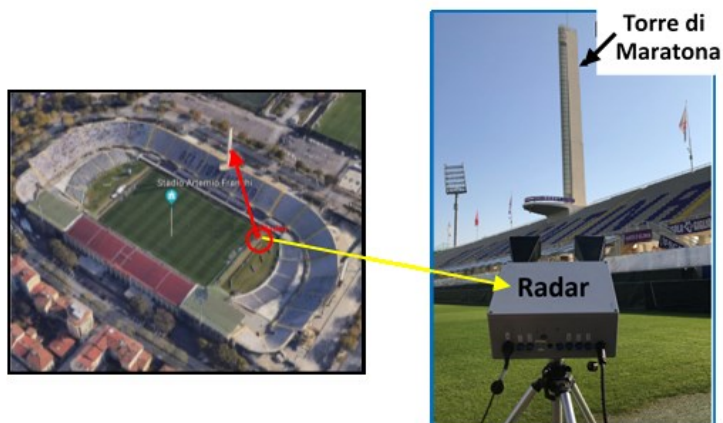


Fig. 138. Posizionamento dell'apparecchiatura di rilevamento radar all'interno del campo da gioco per il rilievo dinamico della Torre di Maratona sotto l'azione del vento

Per la seconda configurazione, le rilevazioni sono state condotte durante due incontri di calcio, alla presenza di un pubblico di circa 30.000 spettatori in entrambe. Lo strumento è stato posizionato come sintetizzato in Fig. 139. Durante la prima partita i blocchi monitorati sono stati i numeri 9, 11, 14, 18 e 1; durante la seconda nuovamente i blocchi 9, 11 e 14, in modo da confrontare i risultati ottenuti con i precedenti, e in aggiunta 3 e 5.

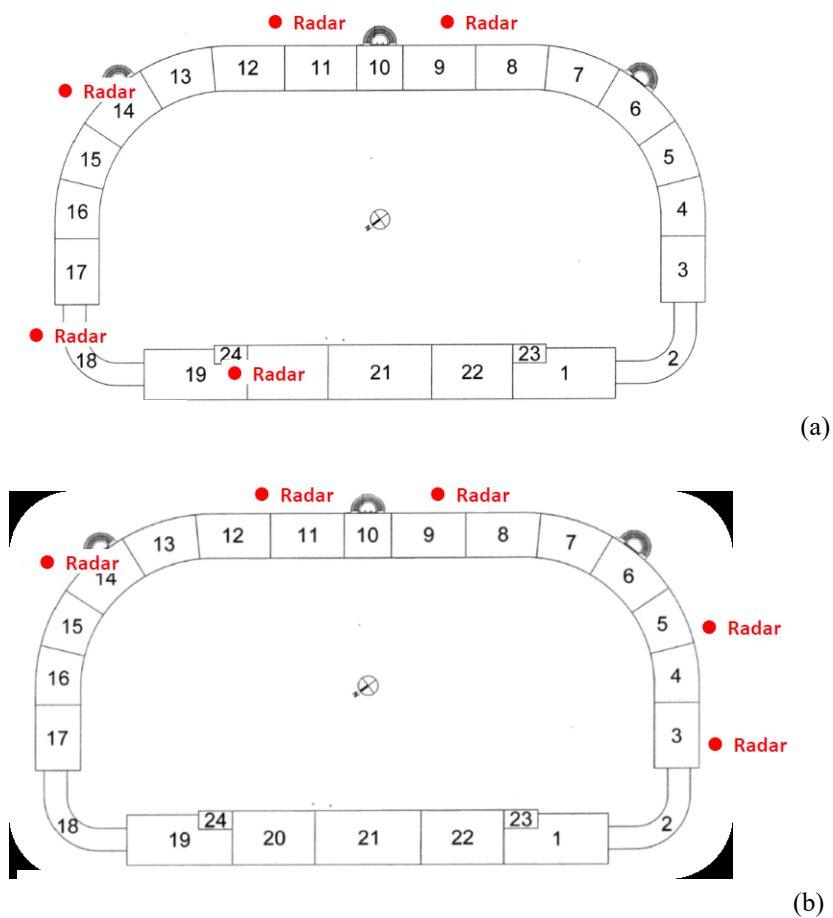


Fig. 139. Posizionamento dell'apparecchiatura radar durante la prima (a) e la seconda (b) partita

Dalle due indagini sono derivati i seguenti valori delle tre principali frequenze di vibrazione della Torre di Maratona, praticamente coincidenti per le rilevazioni sotto l'azione del vento e del pubblico: $f_{1,MT} = 0,685$ Hz (modo rotazionale rispetto all'asse verticale), $f_{2,MT} = 0,799$ Hz (traslazionale rispetto alla direzione trasversale, parallela all'asse locale di riferimento X rappresentato in Fig. 140) e $f_{3,MT} = 1,031$ Hz (traslazionale rispetto alla direzione longitudinale, parallela a Y). A titolo d'esempio si riportano anche i valori di frequenza ottenuti per uno dei blocchi monitorati, ovvero il numero 14, relativi ai primi due modi traslazionali rispettivamente secondo la direzione di sviluppo ortogonale e parallela dei telai strutturali: $f_{1,B14} = 2,83$ Hz e $f_{2,B14} = 5,05$ Hz.

Per verificare i dati ottenuti con il radar è stata condotta un'ulteriore indagine consistente nel posizionamento di un accelerometro sulla sommità della Torre di Maratona, e rilevandone la risposta sotto l'azione del vento (Fig. 140). La misurazione principale è avvenuta in presenza di considerando una velocità di picco simile a quella caratterizzante le rilevazioni radar, pari a 11 m/s. Il dispositivo è stato orientato secondo tre diverse direzioni, di cui la prima disposta parallelamente all'asse secondo cui era stato orientato il radar, la seconda parallela all'asse locale X mostrato in Fig. 140, e la terza a Y. I valori di frequenza calcolati sono risultati molto vicini a quelli identificati dalla campagna radar, ossia: $f_{1,MT} = 0,677$ Hz, $f_{2,MT} = 0,787$ Hz, $f_{3,MT} = 1,03$ Hz.

Il complesso delle indagini conoscitive ha consentito di attingere un livello di conoscenza LC3.

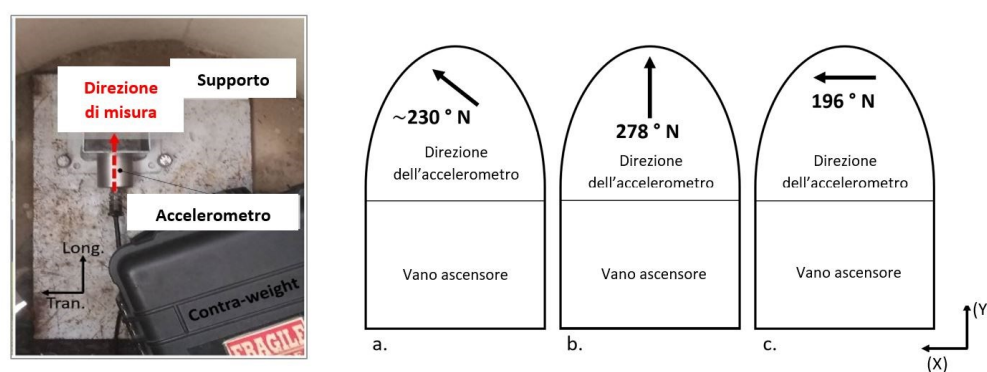


Fig. 140. Accelerometro posizionato alla sommità della Torre di Maratona (sinistra) e rappresentazione schematica delle tre differenti direzioni di installazione (destra)

7.4 Modellazione agli elementi finiti e analisi

Le analisi della risposta statica e sismica sono state condotte con un modello completo dell'intera struttura, comprensivo delle tribune complementari in acciaio e sopra descritte,

anche in questo caso generato con SAP2000NL. In Fig. 141 ne sono mostrate una vista d'insieme ed alcune di dettaglio.

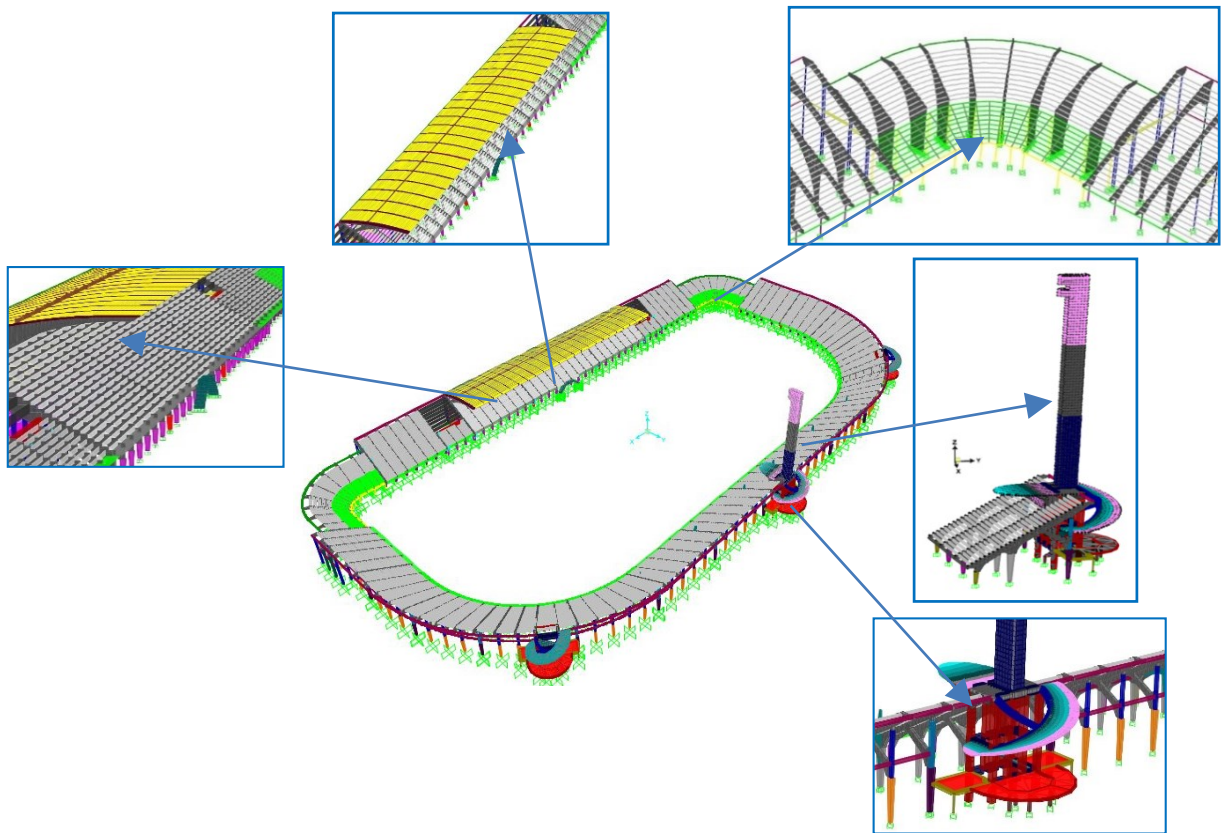


Fig. 141. Vista del modello complessivo agli elementi finiti dello Stadio, ed alcuni estratti dello stesso

Elementi di tipo *frame* sono stati utilizzati per i pilastri, ed elementi *shell* per le travi e le gradinate. La scelta per le travi è derivata dall'esigenza di riprodurre le forme variabili e in certe zone massicce, nonché per rappresentarne l'estradosso forgiato "a dente di sega" per accogliere i travetti ad L costituenti le gradinate. A titolo esemplificativo di tale modellazione, in Fig. 142 rappresentata la maglia adottata per uno dei telai di tipo 1 della Tribuna Centrale e un dettaglio del collegamento della trave inclinata, discretizzata mediante *shell* di forma triangolare, con il primo pilastro lato campo.

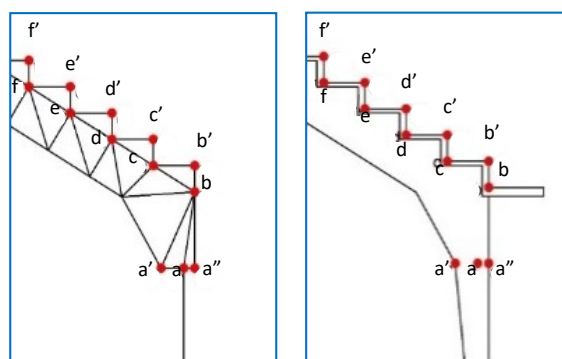


Fig. 142. Particolare della modellazione del telaio tipo 1, con dettaglio dei collegamenti fra travi e pilastri

In totale, il modello completo contempla 8.747 elementi *frame* e 32.904 elementi *shell*.

I risultati delle analisi statiche hanno posto in luce il non soddisfacimento delle verifiche di resistenza per 87 sezioni, con massimi rapporti domanda/capacità a pressoflessione non superiori a 1,5, e valori medi pari a 1,25 per i pilastri e 1,18 per le travi. Le verifiche a taglio sono state superate da tutti gli elementi. A titolo dimostrativo, in Fig. 143 sono indicati i rapporti ottenuti per le sezioni non verificate a pressoflessione nei telai costituenti il blocco 19.

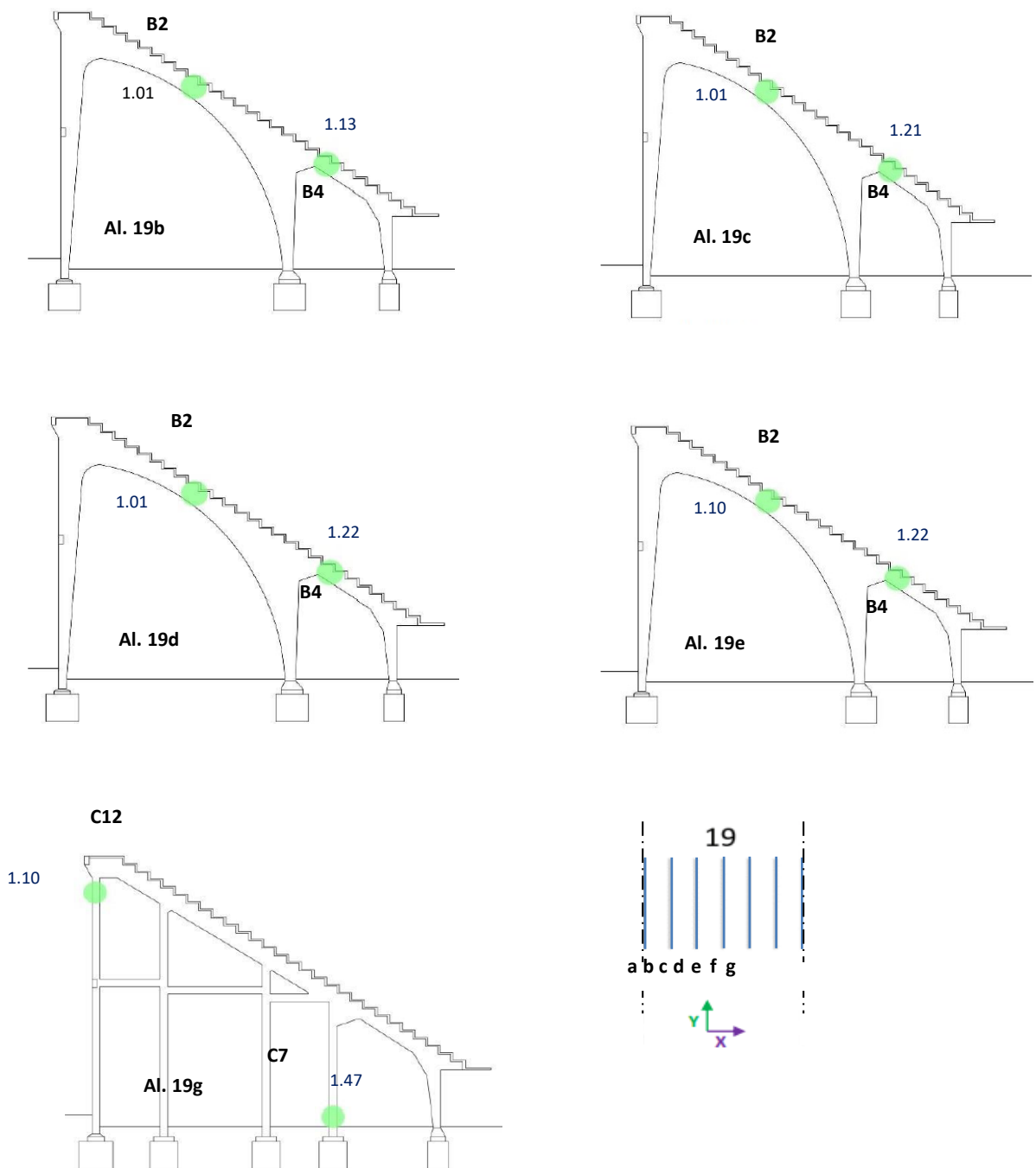


Fig. 143. Analisi statica. Valori dei rapporti domanda/capacità nelle sezioni in cui non risultano soddisfatte le verifiche di resistenza a pressoflessione deviata per il blocco 19, i cui allineamenti sono schematicamente rappresentati in basso a destra

In base ai suddetti risultati, sono stati previsti interventi locali di rinforzo consistenti nell'applicazione di tessuti fibro-rinforzati per le travi e i pilastri fuori sicurezza, in aggiunta a estese misure di riparazione locale consistenti nella passivazione delle barre di armatura e nel ripristino del copriferro.

L'analisi di accertamento sismico è stata condotta per le azioni con P_{VR}/V_R del 63% e del 10%, con V_R pari a 75 anni, in base all'assunzione di un coefficiente d'uso C_u pari a 1,5. Essendo la categoria della superficie topografica (T1) e il suolo (tipo C) analoghi a quelli caratterizzanti i casi di studio della sede ACI e della Piscina di Bellariva a Firenze, sono identici gli spettri di risposta in pseudo-accelerazione, mostrati nuovamente per comodità in Fig. 144 per i due livelli considerati per l'azione.

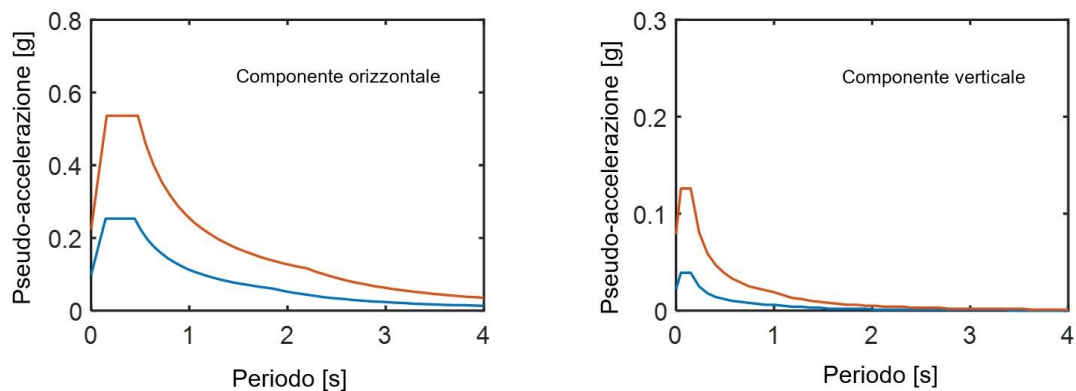


Fig. 144. Spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione per la città di Firenze – componenti orizzontali e verticale

L'analisi dinamica svolta è stata, in questo caso, di tipo lineare per sovrapposizione modale, stante l'assai elevato numero di elementi costituenti il modello computazionale. I risultati per l'azione con P_{VR}/V_R del 10%, pongono in evidenza il non soddisfacimento delle verifiche di sicurezza a pressoflessione deviata per 473 pilastri e 104 travi con valori massimi dei rapporti domanda/capacità pari 2,86, e 2,15, rispettivamente. Le verifiche per taglio non sono superate per soli 20 pilastri, con un rapporto domanda/capacità massimi non superiori a 1,3. Sia la Torre di Maratona, comprensiva della struttura portante il balcone ellittico, la pensilina della Tribuna Centrale e le scale elicoidali risultano in condizioni di sicurezza.

Come per le analisi statiche, in Fig. 145 sono indicati i rapporti ottenuti per le sezioni non verificate a pressoflessione nei telai costituenti il blocco 19.

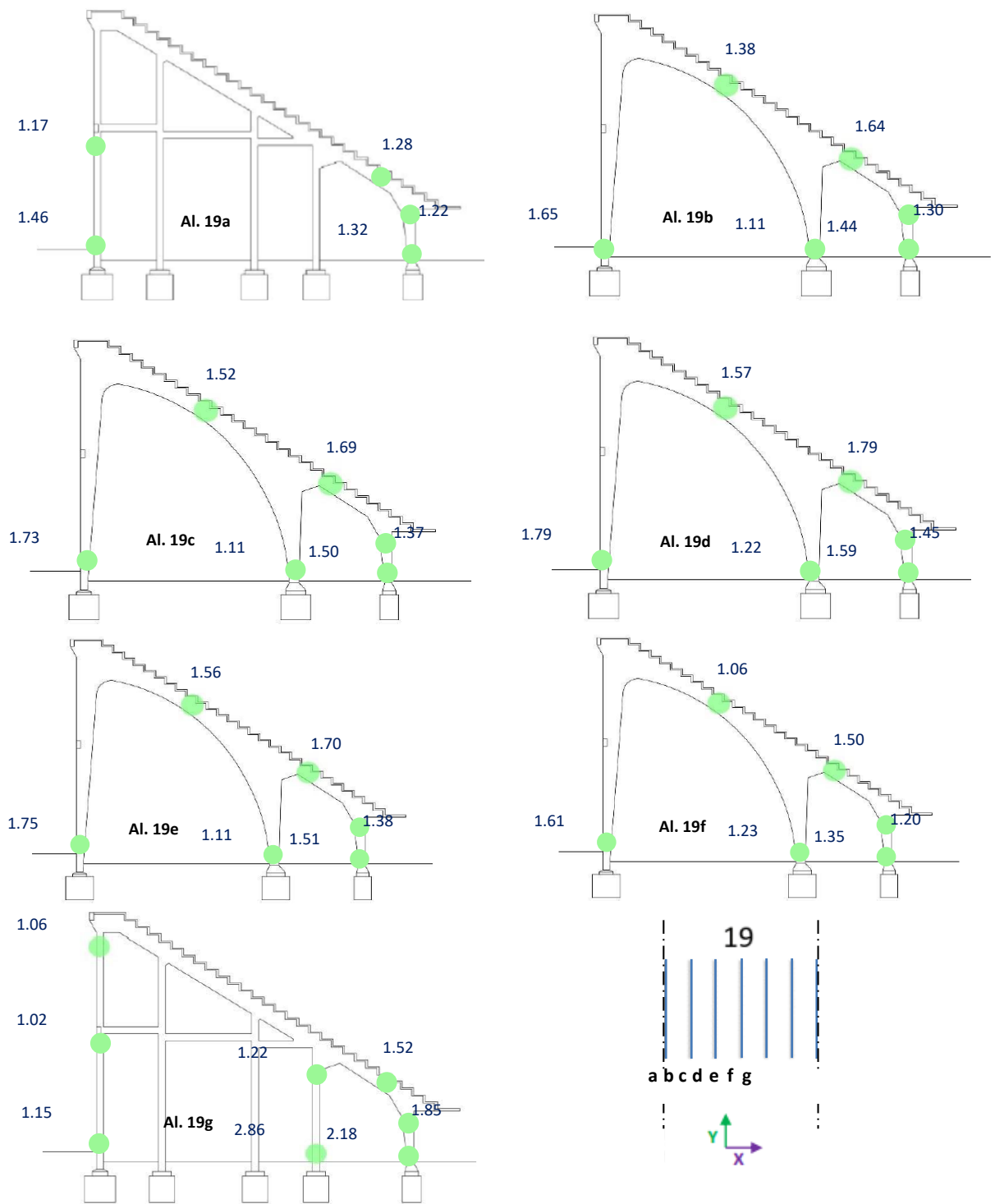


Fig. 145. Analisi sismica. Valori dei rapporti domanda/capacità nelle sezioni in cui non risultano soddisfatte le verifiche di resistenza a pressoflessione deviata per il blocco 19, i cui allineamenti sono schematicamente rappresentati in basso a destra

7.5 Descrizione generale del progetto di miglioramento sismico

La strategia d'intervento adottata in questo caso consiste nell'inserimento di controventi includenti dispositivi elastico-dissipativi fluido-viscosi pressurizzati a matrice siliconica, e di dissipatori puri anti-martellamento a cavallo dei giunti tecnici, prevedendone preliminarmente il ripristino mediante interventi di pulizia, ampliamento ed impermeabilizzazione. In particolare, il posizionamento dei dispositivi è stato previsto tra i giunti di separazione dei telai adiacenti dei blocchi da 2 a 18, con collocazione intermedia lungo l'altezza o in sommità ai telai stessi. Due coppie di dissipatori puri sono state ipotizzate anche tra i blocchi 19 e 20 e tra i blocchi 22 e 1, essendo i blocchi laterali 19 e 1 tamponati solo fino a metà altezza in direzione longitudinale, e risultando dunque passibili di martellamento con i due blocchi adiacenti più rigidi.

I controventi dissipativi sono stati ipotizzati in vari allineamenti appartenenti alla Curva Ferrovia (ad eccezione del blocco 6), della Curva Fiesole e della Maratona in direzione longitudinale. Nei blocchi 2 e 18 sono stati previsti altri due allineamenti anche in direzione trasversale, per un totale di 23. Ciascun telaio interessato dall'inserimento dei controventi è stato suddiviso in tre campi secondo l'altezza, in ognuno dei quali sono state incorporate tre coppie di smorzatori. A tale configurazione costituiscono un'eccezione i due allineamenti trasversali dei blocchi 2 e 18 i quali, a causa della minore altezza delle gradinate, comprendono soltanto due livelli. Inoltre, in questi due casi, l'installazione dei dispositivi è stata prevista solo al secondo livello, poiché allo stato attuale gli spostamenti calcolati alla quota della maglia inferiore sono decisamente piccoli. Non è stata prevista la presenza di controventi dissipativi nella Tribuna Centrale, massicciamente tamponata, e dunque di rigidità traslazione orizzontale tale da non poterne sfruttare l'azione smorzante. Il numero totale dei dispositivi elastico-dissipativi adottati è pari a 130, e quello degli smorzatori puri anti-martellamento pari a 36. Il riepilogo delle posizioni assegnate in pianta a tali elementi è offerto in Fig. 146.

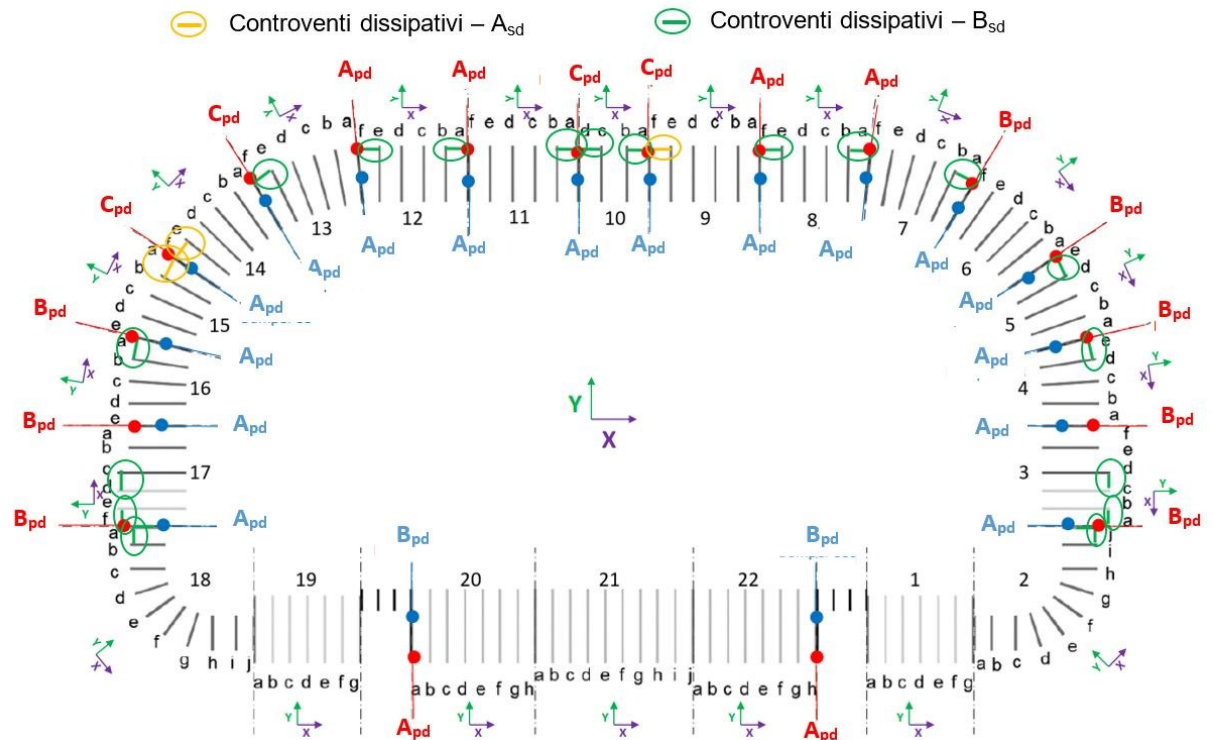


Fig. 146. Installazione del sistema di protezione in pianta. Con i cerchi blu e rossi sono indicate le posizioni dei dispositivi anti-martellamento tra i giunti di separazione. I trattini gialli e verdi racchiusi tra le ellissi individuano i controventi dissipativi

7.6 Criteri di dimensionamento dei dispositivi impiegati

Il principio di funzionamento dei dispositivi fluido-viscosi considerati è basato sul flusso di un fluido altamente viscoso che scorre attraverso un sottile spazio anulare posto tra la testa del pistone ed il corpo del serbatoio [49]. Per gli elementi elastico-dissipativi il comportamento meccanico è caratterizzato dalla combinazione di una componente di forza di smorzamento, F_d , e di una elastica, F_e , così espresse [49,50]:

$$F_d(t) = c \operatorname{sgn}[\dot{x}(t)] |\dot{x}(t)|^\gamma \quad (40)$$

$$F_{ne}(t) = k_2 x(t) + \frac{(k_1 - k_2)x(t)}{\left[1 + \left|\frac{k_1 x(t)}{F_0}\right|^5\right]^{1/5}} \quad (41)$$

dove t = tempo; c = coefficiente di smorzamento; $\operatorname{sgn}(\cdot)$ = funzione segno; $\dot{x}(t)$ = velocità; $|\cdot|$ = valore assoluto; γ = esponente frazionario, con valori compresi tra 0,1 e 0,2; F_0 = pre-carico

statico; k_1, k_2 = rigidezze dei rami di risposta situati al di sotto ed al di sopra di F_0 ; $x(t)$ = spostamento.

Diversamente dai dispositivi elastico-dissipativi, in cui le due componenti coesistono [51-53], i dissipatori puri sono caratterizzati unicamente dalla componente F_d [13,14].

I dispositivi da installare nei controventi sono stati dimensionati sulla base del criterio energetico proposto in [54], governato dalle seguenti relazioni:

$$E_{D,\alpha_{C/D}} = 2\pi\xi_{eq}\alpha_{C/D,max}V_{b,max}d_d \quad (42)$$

$$\xi_{eq} = \alpha_{C/D,max}V_{b,max}d_d \frac{2(\alpha_{C/D,max} - 1)}{\pi \alpha_{C/D,max}} \quad (43)$$

In cui $E_{D,\alpha_{C/D}}$ = valore di tentativo dell'energia di dissipazione assegnato al sistema di protezione sismica, espresso in funzione del rapporto domanda/capacità massimo ottenuto dall'analisi di accertamento allo stato attuale, $\alpha_{C/D,max}$; ξ_{eq} = rapporto di smorzamento viscoso equivalente; $V_{b,max}$ = taglio alla base massimo valutato allo stato attuale; d_d = spostamento di progetto assunto.

Tale procedura ha richiesto lo svolgimento di due passaggi principali:

1. l'individuazione del rapporto $\alpha_{C/D,max}$ corrispondente all'elemento reputato come il più critico dalle analisi allo stato attuale, per ciascun blocco strutturale;
2. l'assunzione di uno spostamento orizzontale massimo ammissibile tra i vari blocchi in condizioni post-intervento, assunto pari a 50 mm, a seguito dei sopra menzionati interventi di ripristino e lieve ampliamento dei giunti.

Applicando le relazioni (42) e (43), il valore di tentativo della richiesta energetica totale è risultato: $E_{D,\alpha_{C/D}} = 3371$ kJ, da soddisfare attraverso, considerando separatamente i contributi dissipativi offerti dai controventi e dagli smorzatori anti-martellamento. Per gli elementi elastico-dissipativi da incorporare nei primi, sono stati assunti due diversi tipi, denominati A_{sd} e B_{sd}, aventi le seguenti proprietà meccaniche: E_n = capacità di dissipazione energetica nominale = 7 kJ (A_{sd}), 14 kJ (B_{sd}); $c = 27,9$ kN·(s/m)^γ (A_{sd}), 40 kN·(s/m)^γ (B_{sd}); $\gamma = 0,15$ (A_{sd} e B_{sd}); $F_0 = 90$ kN (A_{sd}), 130 kN (B_{sd}); s_{max} = corsa massima = ± 30 mm (A_{sd}), ± 40 mm (B_{sd}) [55]. Come classicamente assunto per l'installazione di questa classe di controventi dissipativi, [51-53], all'interno di ogni maglia coppie i dispositivi sono montati in coppia al vertice di due aste diagonali di supporto conformate a V rovescia, e mutuamente condotti a metà corsa.

I dispositivi di tipo B_{sd} sono installati nei blocchi 9, 14, 15, per un totale di 18 apparecchi (trattini gialli in Fig. 146). Nei blocchi rimanenti, sono previsti i rimanenti 112, di tipo A_{sd} (trattini verdi).

La capacità in termini di energia di dissipazione nominale totale dei 130 dispositivi è risultata: $E_{tn,sd} = (112 \cdot 7 + 18 \cdot 14) \text{ kJ} = 1036 \text{ kJ}$. Di conseguenza, la capacità dissipativa totale da assegnare agli smorzatori puri anti-martellamento, $E_{tn,pd,tent}$, ottenuta per differenza tra $E_{D,\alpha_{CD}}$ e $E_{tn,sd}$ è pari a: $E_{tn,pd,tent} = E_{D,\alpha_{CD}} - E_{tn,sd} = (3371 - 1036) \text{ kJ} = 2335 \text{ kJ}$. Come per i controventi dissipativi, anche la scelta dei dissipatori puri è stata effettuata sulla base degli spostamenti relativi massimi tra i blocchi derivanti dall'analisi allo stato attuale, valutando l'energia necessaria per garantire il contenimento di tali spostamenti entro il valore $d_d = 50 \text{ mm}$.

Gli apparecchi da collocare ad altezza intermedia interni sono stati calibrati con capacità dissipativa pari a metà di quelli da posizionare in sommità ai telai, ad eccezione di alcuni casi particolari come per quelli dei blocchi 7-8 e 11-12, in cui gli spostamenti calcolati allo stato attuale ai due livelli sono risultati molto simili. In conseguenza di tali assunzioni, sono state selezionate tre differenti tipologie di smorzatori puri, denominate A_{pd} , B_{pd} , C_{pd} , aventi le seguenti proprietà: $E_n = 22 \text{ kJ}$ (A_{pd}), 120 kJ (B_{pd}), 160 kJ (C_{pd}); $c = 176,2 \text{ kN} \cdot (\text{s/m})^\gamma$ (A_{pd}), $338,6 \text{ kN} \cdot (\text{s/m})^\gamma$ (B_{pd}), $451,2 \text{ kN} \cdot (\text{s/m})^\gamma$ (C_{pd}); $\gamma = 0,1$ (A_{pd} , B_{pd} e C_{pd}); $s_{max} = \pm 30 \text{ mm}$ (A_{pd}), $\pm 50 \text{ mm}$ (B_{pd} , C_{pd}) [56]. I dispositivi A_{pd} sono stati previsti ai livelli intermedi dei telai, ad eccezione dei giunti tra i blocchi 7 e 8, 8 e 9, 11 e 12, 12 e 13, in cui vengono installati anche in sommità, e dei giunti tra i blocchi 19 e 20, 1 e 22, solo in sommità. I dispositivi C_{pd} sono collocati alla sommità dei telai tra i blocchi 9 e 10, 10 e 11, 13 e 14, 14 e 15, e quelli di tipo B_{pd} tra i giunti nelle rimanenti posizioni indicate in Fig. 146.

In totale sono stati previsti 22 smorzatori A_{pd} , 10 B_{pd} e 4 C_{pd} , la cui complessiva capacità dissipativa è pari a: $E_{tn,pd} = (22 \cdot 22 + 10 \cdot 120 + 4 \cdot 160) \text{ kJ} = 2324 \text{ kJ}$, ossia pari all'1% in meno del valore di tentativo $E_{tn,pd,tent} = 2335 \text{ kJ}$.

7.7 Modellazione e analisi

Concordemente a quanto indicato negli studi [50, 52-53], gli smorzatori puri sono stati simulati mediante elementi di tipo *damper* appositamente previsti nella libreria di base del programma SAP2000NL, e i dispositivi elastico-dissipativi tramite un assemblaggio degli stessi *damper* con molle elastiche non lineari ad essi disposte in parallelo. Una vista del modello globale inclusivo del sistema di protezione è mostrata in Fig. 147.

L'analisi dinamica di tipo FNA è stata condotta, analogamente ai casi di studio precedenti con sette famiglie di terne accelerometriche generate a partire dagli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione sopra menzionati.

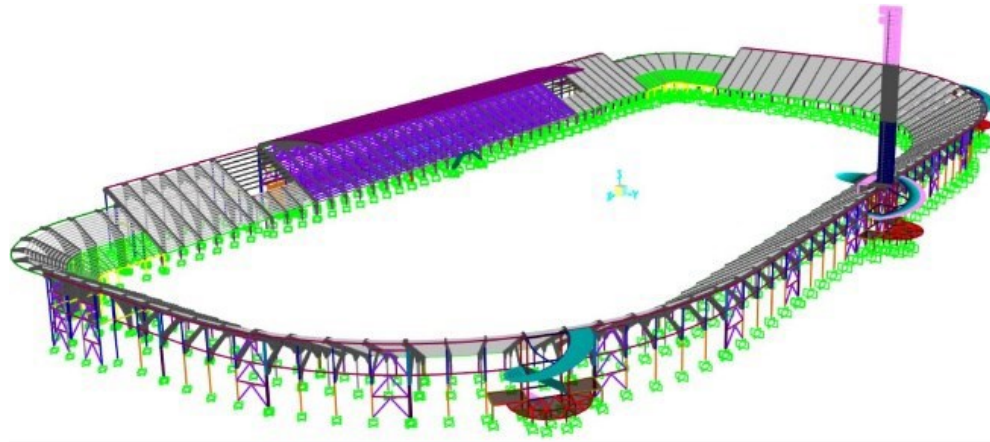


Fig. 147 Vista del modello complessivo agli elementi finiti dello Stadio comprensivo dei controventi dissipativi e degli smorzatori puri anti-martellamento

7.8 Risultati in condizioni post-intervento

Le analisi in presenza del sistema di protezione pongono in evidenza una riduzione degli elementi fuori sicurezza in pressoflessione allo stato di fatto, che passano da da 473 a 209, per i pilastri, e da 104 a 41, per le travi. Al contempo, i rapporti di domanda/capacità scendono a valori massimi di 1,79. A titolo d'esempio, la Fig. 145 è replicata in Fig. 148, mostrando la transizione al soddisfacimento delle verifiche per i telai del blocco 19.

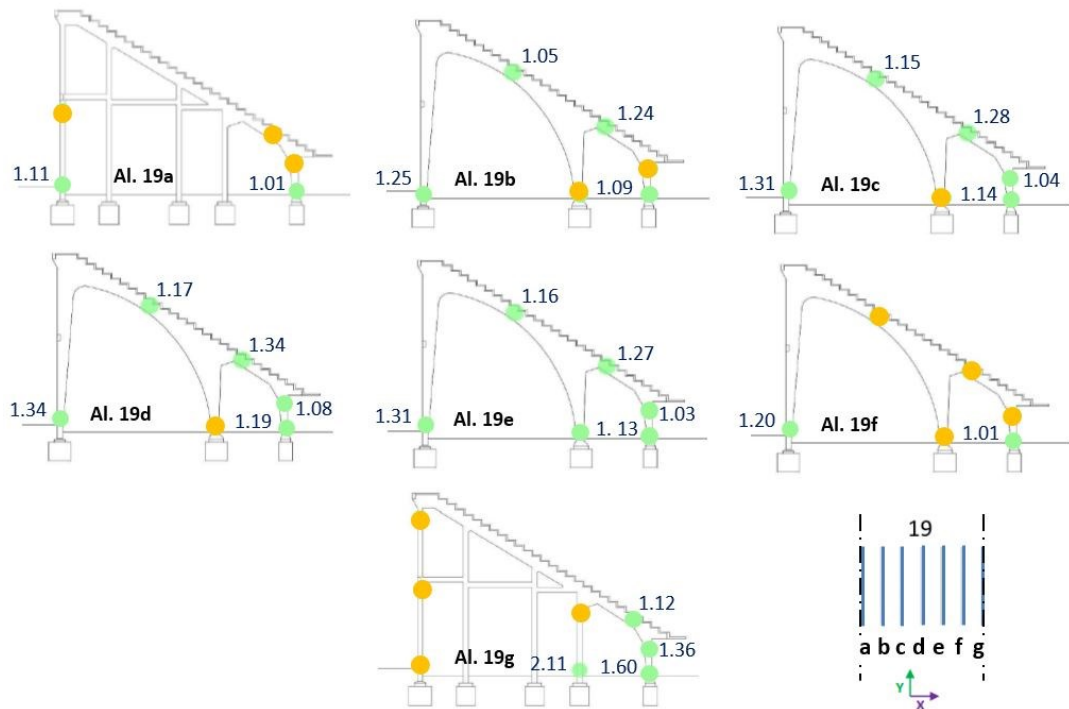
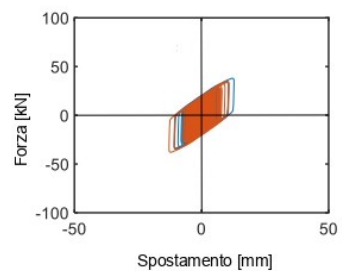
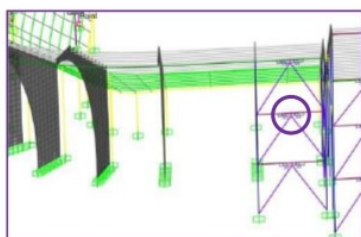


Fig. 148. Analisi sismica in condizioni di post-intervento. Valori dei rapporti domanda/capacità nelle sezioni in cui non risultano soddisfatte le verifiche di resistenza a pressoflessione deviata per il blocco 19, i cui allineamenti sono schematicamente rappresentati in basso a destra; con i cerchi arancioni sono identificate le sezioni che hanno raggiunto condizioni di sicurezza

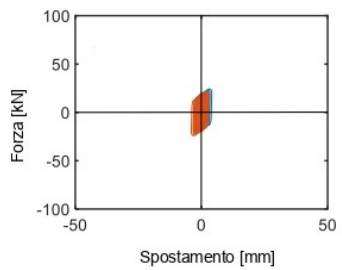
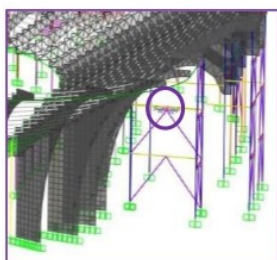
Intervenendo localmente sui suddetti elementi con fasciature in CFRP, 190 dei 209 pilastri, e tutte le travi traslano a condizioni di sicurezza. Per i rimanenti 19 pilastri, tutti appartenenti agli allineamenti lato campo, appare necessario un rinforzo un po' più consistente, per il quale è stato pensato a un rivestimento in malta fibro-rinforzata. Le verifiche a taglio risultano soddisfatte per tutte le membrature.

Nelle Figg. 149 a-d sono graficizzati i cicli di risposta di tutte le coppie di dispositivi inseriti nei controventi dissipativi, con le relative collocazioni nel modello agli elementi finiti. Si rileva un'apprezzabile attivazione di tutti i dissipatori, con spostamenti massimi pari a 16,7 mm per i dispositivi di tipo A_{sd} e a 14,7 mm per i B_{sd} , rispettivamente contenuti entro il 50% e il 35%, delle rispettive corse massime.

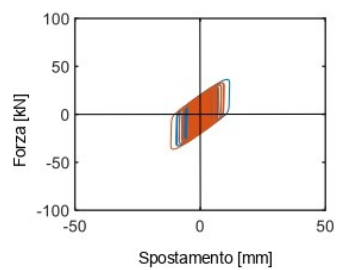
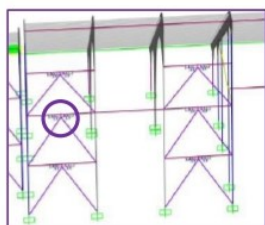
Blocco 2
Longitudinale



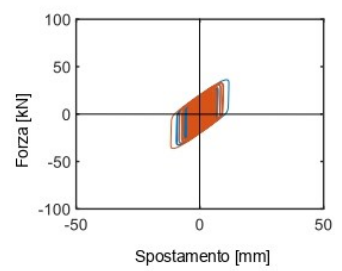
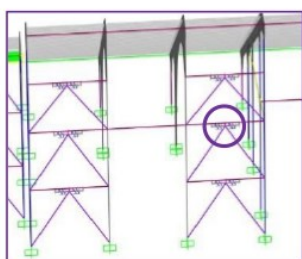
Blocco 2
Trasversale



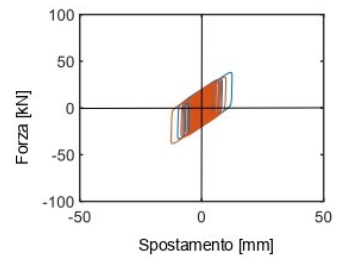
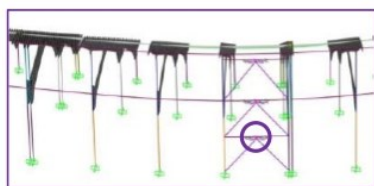
Blocco 3
Primo allineamento



Blocco 3
Secondo allineamento



Blocco 4



Blocco 5

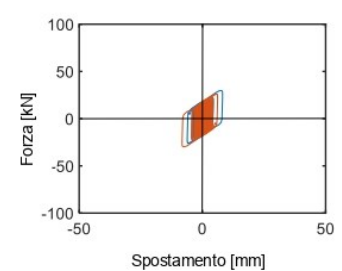
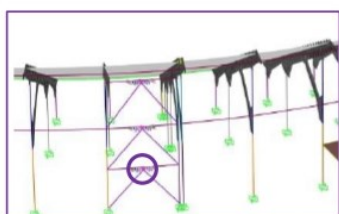


Fig. 149a. Cicli di risposta delle coppie di dispositivi elastico-dissipativi incorporate nel sistema di controventamento e relative posizioni nel modello agli elementi finiti (evidenziate in viola) – blocchi 2-5

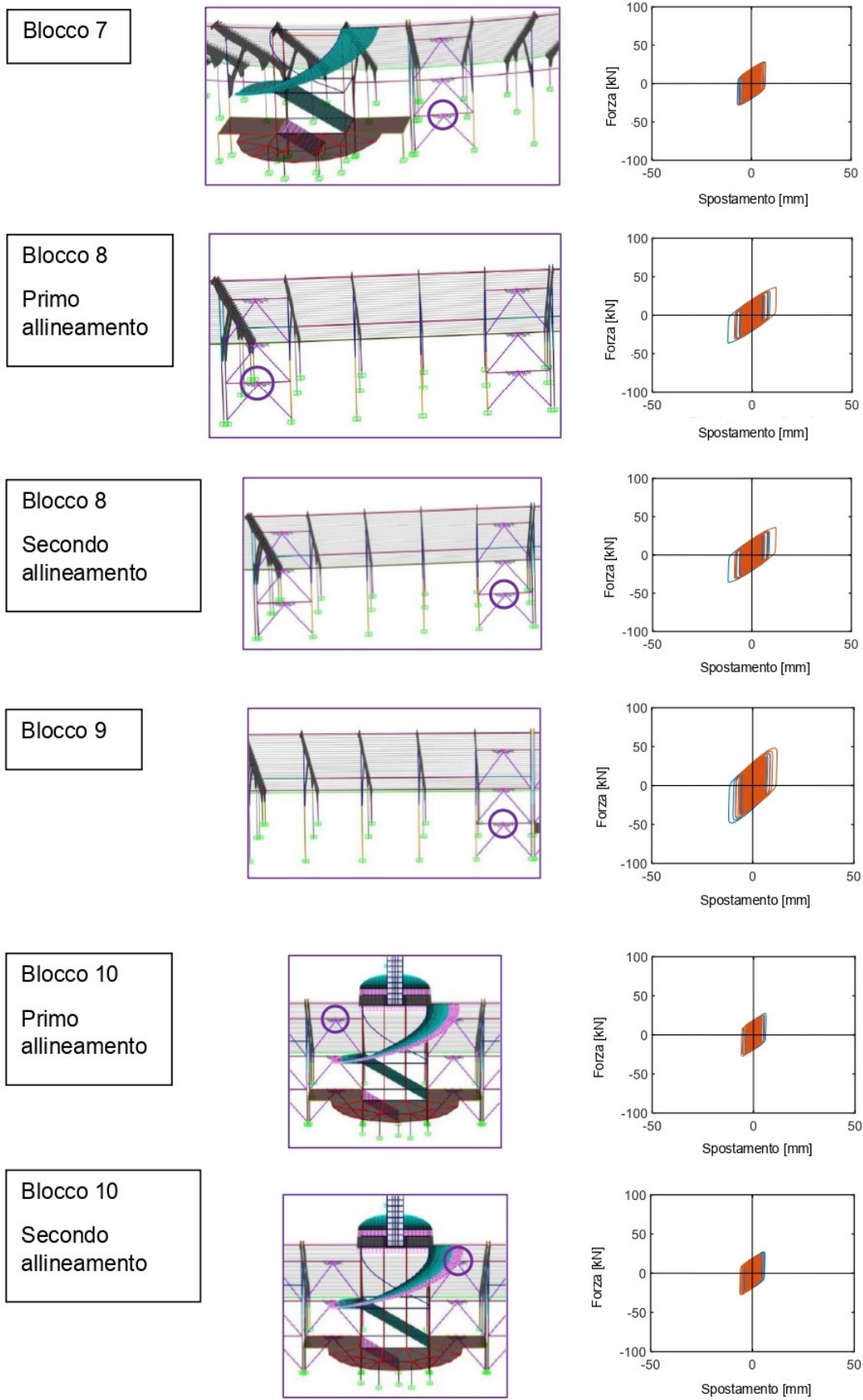


Fig. 149b. Cicli di risposta delle coppie di dispositivi elastico-dissipativi incorporate nel sistema di controventamento e relative posizioni nel modello agli elementi finiti (evidenziate in viola) – blocchi 7-10

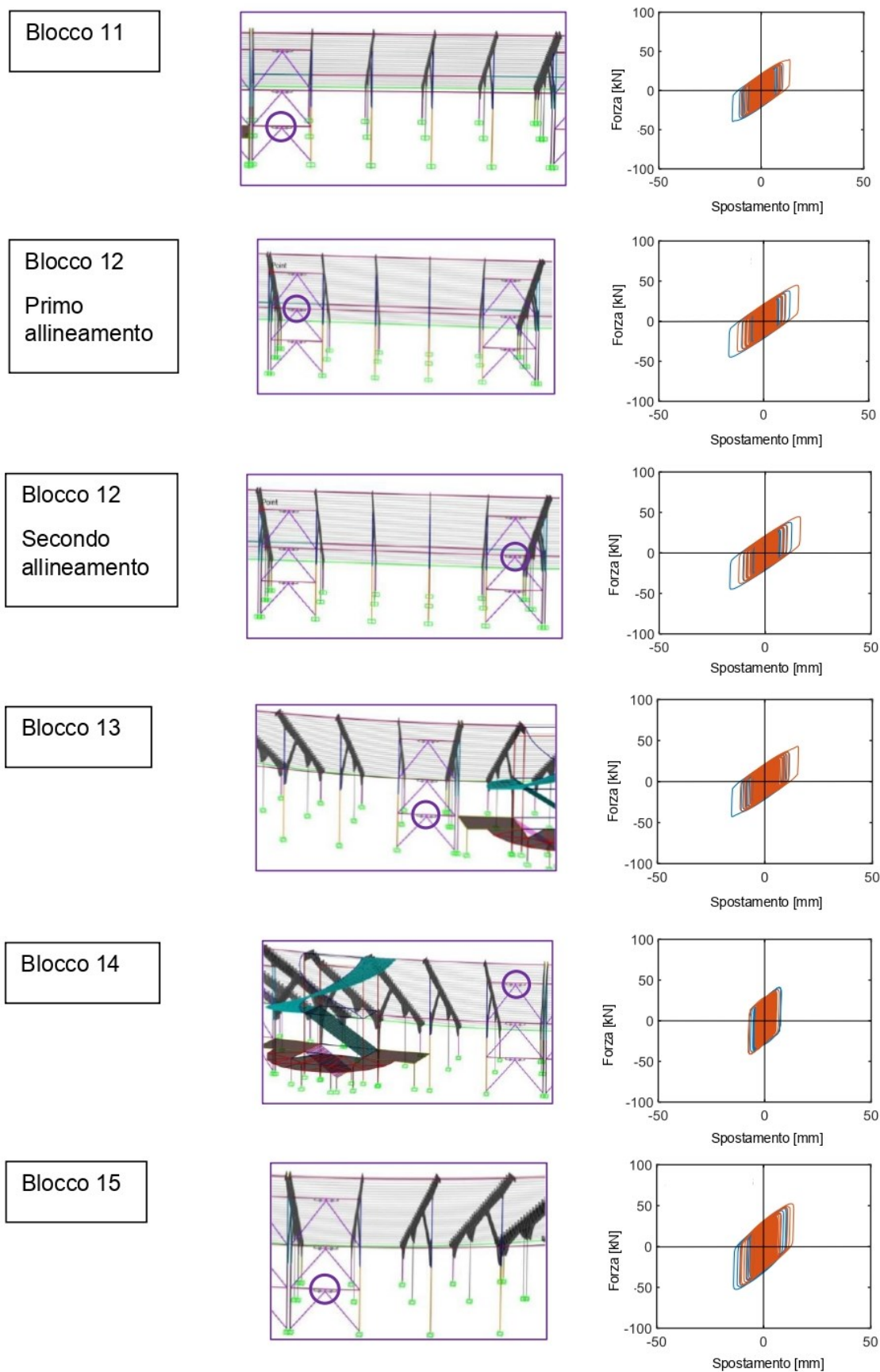


Fig. 149c. Cicli di risposta delle coppie di dispositivi elastico-dissipativi incorporate nel sistema di controventamento e relative posizioni nel modello agli elementi finiti (evidenziate in viola) – blocchi 11-15

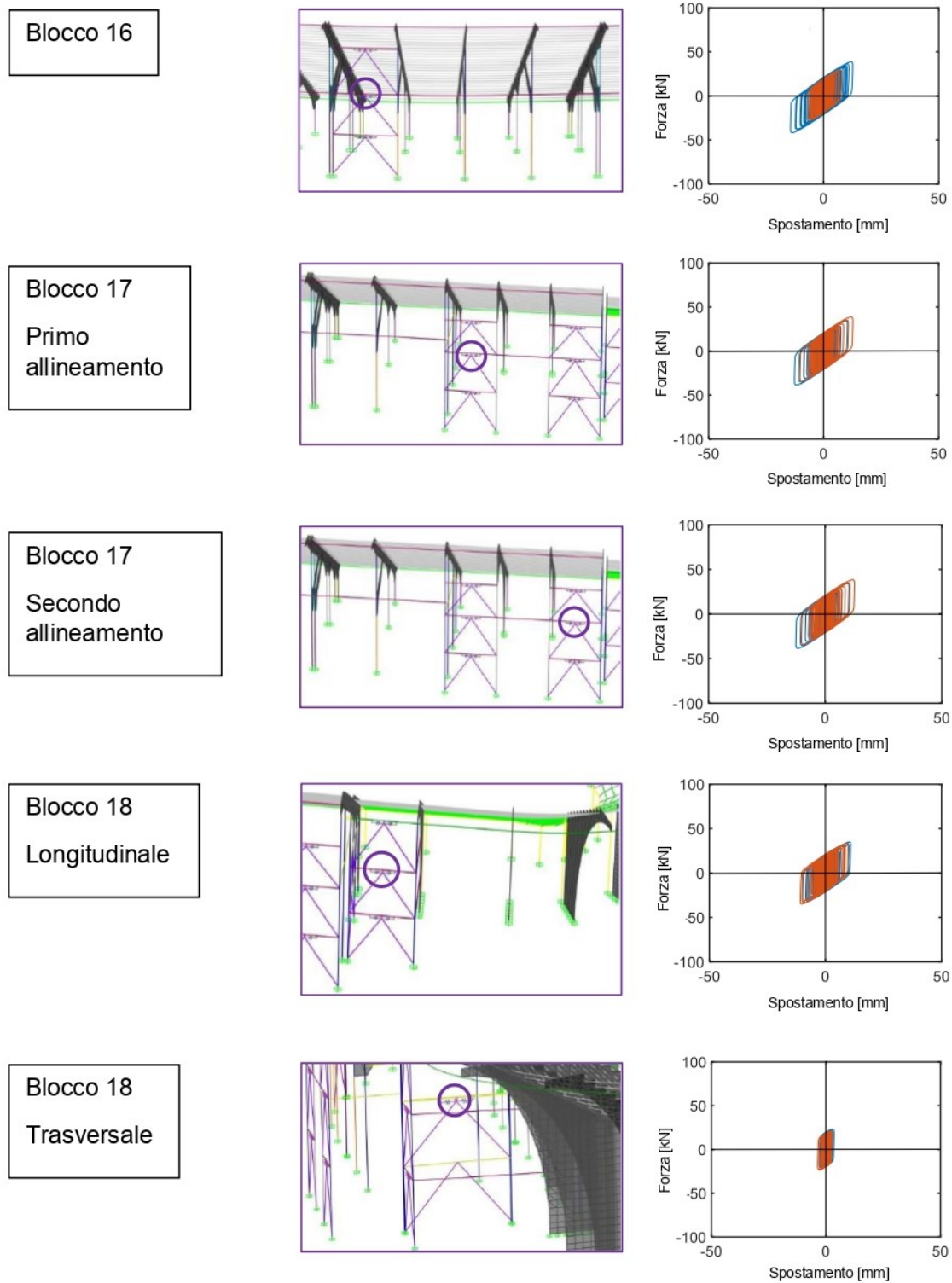


Fig. 149d. Cicli di risposta delle coppie di dispositivi elastico-dissipativi incorporate nel sistema di controventamento e relative posizioni nel modello agli elementi finiti (evidenziate in viola) – blocchi 16-18

In Fig. 150 sono mostrati i cicli di risposta dei dissipatori puri anti-martellamento più sollecitati, posizionati tra i giunti dei blocchi 7 e 8, 19 e 20 (A_{pd}), 6 e 7, 17 e 18 (B_{pd}), 10 e 11, 13 e 14 (C_{pd}). Gli spostamenti massimi, tutti contenuti entro i rispettivi limiti di corsa (± 30 mm— A_{pd} , ± 50 mm— B_{pd} and C_{pd}), per i due dispositivi B_{pd} e i due C_{pd} raggiungono un valore superiore ai 30 mm. Tale dato si rileva per un solo altro dispositivo, di tipo B_{pd} , posto a cavallo del giunto tra i blocchi 14 e 15. In base a queste risultanze, al fine di evitare ogni possibile contatto per martellamento in condizioni post-intervento, l'ampiezza massima dei giunti a seguito degli interventi di bonifica e rettificazione può essere confermata pari al valore di 30 mm ipotizzato in sede di predimensionamento dei dispositivi, innalzandola a 50 mm soltanto per i giunti tra i suddetti blocchi 6 e 7, 10 e 11, 13 e 14, 14 e 15, 17 e 18.

Nel complesso, le installazioni del sistema di protezione, nel consentire il conseguimento degli obiettivi di prestazione assunti in progetto, causano un limitato impatto visivo, lasciando libera scelta di poter celare i controventi mediante rivestimenti di vario tipo, oppure di mantenerli a vista, quale motivo di connotazione esplicita dell'intervento; al contempo, le assai contenute dimensioni dei dissipatori puri posti a cavallo dei giunti li rendono appena visibili all'intradosso delle gradinate, e comunque a loro volta facilmente mascherabili ove ritenuto preferibile, ad esempio mediante piccoli carter metallici di avvolgimento.

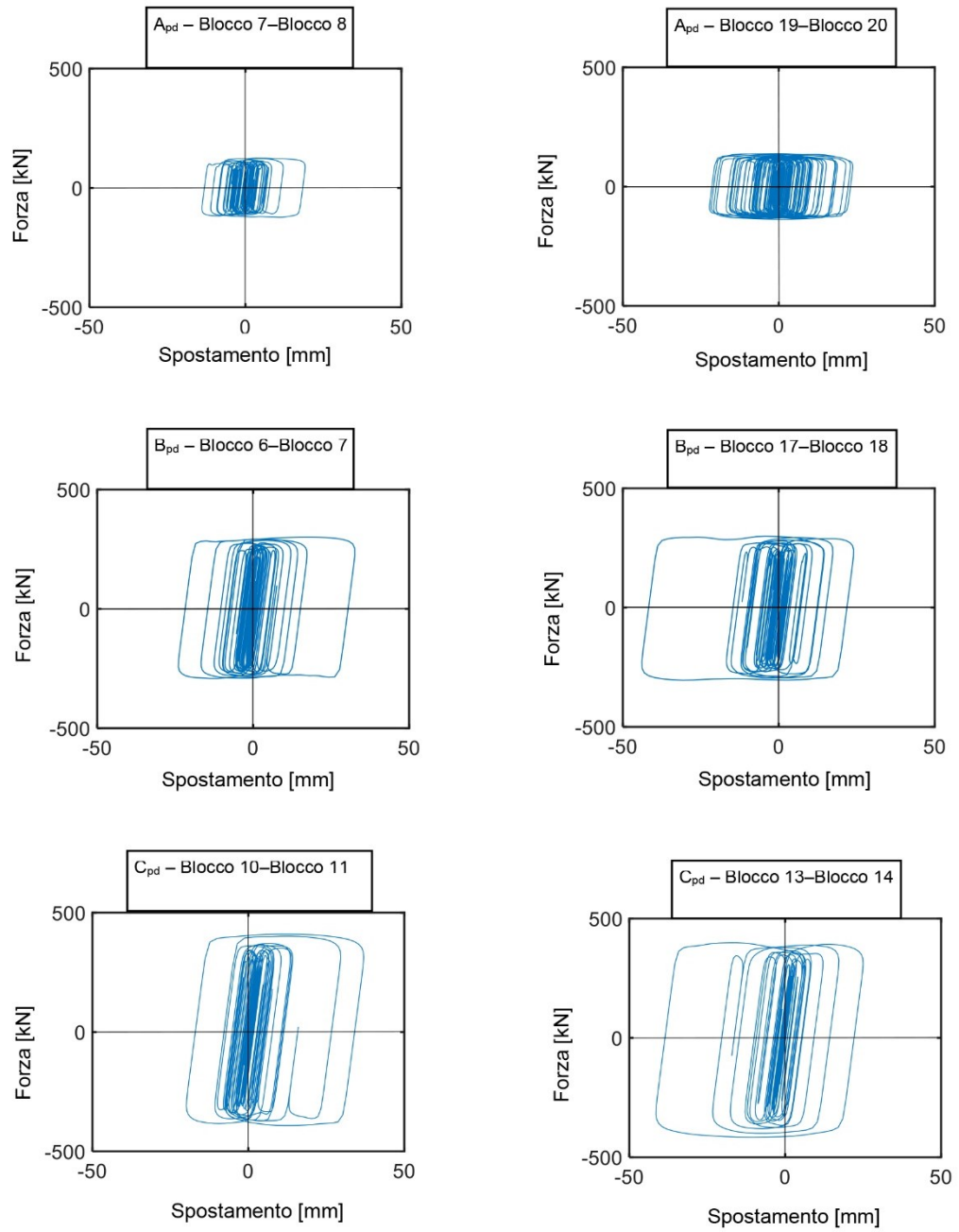


Fig. 150. Cicli di risposta dei dissipatori puri anti-martellamento A_{pd} , B_{pd} e C_{pd} più sollecitati

Dagli studi condotti su questo caso sono state tratte le pubblicazioni [56], [57] di cui all'elenco dei riferimenti bibliografici.

8. CONCLUSIONI

I cinque casi di studio esaminati, come sintetizzato nell'Abstract e discusso sia nell'Introduzione sia nei singoli capitoli ad essi dedicati, hanno mirato a comporre una panoramica di una certa significatività in termini di tipologie costruttive e strutturali, così come di possibili soluzioni d'intervento di miglioramento statico e sismico.

In tal senso, partendo dal periodo storico inizialmente assunto a riferimento, nel quale si collocano pienamente i primi tre casi, i restanti due sono stati selezionati, anche in relazione alle occasioni offerte da collaborazioni a convenzioni di ricerca sorte durante i tre anni del Dottorato, in modo da variegare il fronte di studio sulle costruzioni esistenti, e al contempo il novero delle soluzioni progettuali volte a mitigarne sensibilmente, o a eliminarne in toto, le vulnerabilità messe in luce dalle analisi di accertamento.

Queste sono state svolte secondo un comune filo conduttore, che ha visto quale primo passo lo svolgimento di accurate indagini storiche supportate dal reperimento della documentazione tecnica e delle tavole di progetto originali, nonché, per quasi tutti i casi, l'esecuzione di campagne sperimentali in sito volte all'approfondimento della conoscenza delle strutture e dei materiali costituenti. La partecipazione diretta ad alcune di tali campagne, e in particolare a quelle condotte sulla Palazzina della Piscina "Nannini" e sullo Stadio "Franchi", mi hanno anche consentito di arricchire significativamente il bagaglio di competenze nel campo della diagnostica strutturale, quale per me stimolante complemento del percorso formativo dottorale. La successiva fase dell'accertamento strutturale, sempre sviluppata mediante modelli completi agli elementi finiti calibrati sulle informazioni tratte dalle indagini storiche e diagnostiche, è stata a sua volta improntata ad un approccio unificato, attraverso elaborazioni in campo dinamico, basate su analisi per integrazione al passo o di tipo FNA, a seconda delle specifiche caratteristiche dei singoli casi.

Le ipotesi d'intervento sono state formulate in modo da fornire risposte attinenti alle carenze poste in evidenza dalle analisi allo stato attuale, mirando contestualmente alla minimizzazione dell'impatto generato in termini architettonici, funzionali ed estetici, nonché a un controllo dei costi di realizzazione.

Sono state, così, concepite le soluzioni progettuali per l'edificio sede dell'Automobile Club di Firenze, per il quale l'isolamento alla base mediante dispositivi a doppia superficie curva di scorrimento consente di mantenere completamente intatti gli interni di così elevato pregio, portando in sicurezza l'intero complesso strutturale ed eliminando la possibilità di martellamento tra le due ali che ne costituiscono la parte più elevata; la semplice sostituzione dei telai d'infisso esistenti con leggere strutture in acciaio nella Palazzina della Piscina

“Nannini”, che permette di risolvere le problematiche evidenziate dalle lesioni presenti sul solaio del primo piano, dovute alla presenza del grosso sbalzo del balcone da esso aggettante; l’adozione di interventi di confinamento attivo di pilastri, travi e nodi mediante il metodo CAM nella Scuola “Giafrancesco da Tolmezzo”, per la quale sono state rilevate insufficienze diffuse a carico delle membrature strutturali, ma al contempo un comportamento deformativo d’assieme relativamente soddisfacente; l’installazione di controventi dissipativi includenti dispositivi T-ADAS nell’edificio ad uso di civile abitazione de L’Aquila, per il quale viceversa è stata valutata una significativa deformabilità laterale, a causa dell’assenza di setti o nuclei nella compagine strutturale; infine, la concezione di un sistema coordinato di controventi incorporanti dispositivi fluido-viscosi elastico-dissipativi e di smorzatori fluido-viscosi puri a cavallo dei giunti di separazione tra i vari blocchi costituenti, per il caso di maggiore complessità e delicatezza strutturale, rappresentato dallo Stadio “Franchi”.

9. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. Cozzi M., Lensi F. Architettura & Industria, Edifir Edizioni, Firenze 2018.
2. Regio Decreto-Legge 16 novembre 1939, n. 2228/2229 "Norme per l'accettazione dei leganti idraulici".
3. Circolare n. 1472, 23 maggio 1957 "Armatura delle strutture in cemento armato".
4. Legge 5 novembre 1971, n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale, precompresso e a struttura metallica".
5. Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
6. De Magistris A., Desideri P., Olmo C., Pogacnik M., Sorace S. La Concezione Strutturale. Ingegneria E Architettura In Italia Negli Anni Cinquanta E Sessanta. Umberto Allemandi & C., Torino, 2013.
7. Il complesso A.C.I. a Firenze, in "Bollettino degli Ingegneri, a. 1960, n. 4.
8. Illustrata dai progettisti la nuova sede dell'Automobil Club, in "Giornale del Mattino", 18 luglio 1958.
9. Albergo e nuova sede dell'Automobil Club a Firenze, presentazione di Giovanni Klaus Koenig, "L'Architettura. Cronache e storia 81", a. 1962, n. 3.
10. La nuova sede dell'Automobil Club, in "La Nazione italiana" 18 luglio 1958.
11. Iervolino I., Manfredi G., Polese M., Verderame, G.M. Fabbrocino G. Sismic risk of R.C. building classes, Eng. Struct. 2007, 29, 813-820.
12. Jalayer F., Elefante L., Iervolini I., Manfredi G. Knowledge-Based Performance Assessment of Existing RC Buildings. J. Earthq. Eng. 2011,15, 362-389.
13. Pratesi F., Sorace S., Terenzi G. Analysis and mitigation of seismic pounding of a slender R/C bell tower. Eng. Struct. 2014, 71, 23-34.
14. Licari M., Sorace S., Terenzi G. Nonlinear Modeling and Mitigation of Seismic Pounding between R/C Frame Buildings. J. Earthq. Eng, 2015, 19, 431-460.
15. Jankowski R. Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding. Earthq. Eng. Struct. Dyn. 2005, 34,595-611.
16. Anagnostopoulos S.A., Spiliopoulos. An investigation of earthquake-induced pounding between adjacent buildings. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1992, 21, 289-302.
17. Jankowski, R. Analytical expression between the impact damping ratio and the coefficient of restitution in the non-linear viscoelastic model of structural pounding. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2006, 35, 517-524.

18. Goldsmith, W. Frasier, J.T. Impact: The theory and Physical Behaviour of Colliding Solids. *J. Appl. Mech*, 1961, 28, 639.
19. Vanmarcke E. H., Fenton G. A. and Heredia-Zavoni E. (1999) SIMQKE-II_Conditioned Earthquake Ground Motion Simulator; User's Manual; version 2.1 Princeton University USA.
20. Sorace, S.; Terenzi, G. A viable base isolation strategy for the advanced seismic retrofit of an R/C building. *Contemporary Engineering Sciences* 2014, 7, 817-834.
21. Terenzi G., Fuso E., Sorace S., Costoli I. (2020). Enhanced Seismic of a Reinforced Concrete Building of Architectural Interest. *Buildings* 10, 211_1-17, DOI: 10.3390/BUILDINGS10110211.
22. Terenzi G., Fuso E., Sorace S., Costoli I. (2020). A Case Study Modern Heritage Building: Base Isolation Seismic Retrofit for Preservation of its Architectural Distinguishing Features. In: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, vol. 960, IOP Publishing Ltd, proceedings of 5th World Multidisciplinary Civil Engineering – Architecture – Urban Planning Symposium, Prague, 1-5 Sept. 2020. ISSN: 1757-8981, cze, 2020, doi: 10.1088/1757-899X/960/3/032056.
23. Sorace S., and Terenzi G. (2013). Structural assessment of a modern heritage building. *Engineering Structures* 49 743–55.
24. Terenzi G.; Fuso E.; Spinelli P.; Costoli I.; Pieraccini M.; Miccinesi L. (2020). Ground penetrating radar survey for structural assessment of a heritage sport building. *Proceedings of International Conference Florence Heri-Tech – The Future of Heritage Science and Technologies*, 14-16 October 2020. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 949 (1), art. no. 012031, DOI: 10.1088/1757-899X/949/1/01203.
25. Parrini F., Pieraccini M., Grazzini G., Spinetti A., Macaluso G., De Pasquale G., Testa, C. (2010). ORFEUS GPR: a very large bandwidth and high dynamic range CWSF radar *Proceedings of the XIII International Conference on Ground Penetrating Radar* pp. 1-5.
26. CSI 2023 SAP2000NL Theoretical and Users' Manual; Release 24.05 ed Computers & Structures Inc Berkeley USA.
27. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni”. Decreto Ministeriale, 17 gennaio 2018. Supplemento ordinario alla G. U. n. 42, 20 Febbraio 2018, Roma, Italia, 2018.
28. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni”. Circolare n. 7, 21 Gennaio 2019. Supplemento ordinario alla G. U. n. 35, Roma, Italia, 2019.

29. Sorace S., Terenzi G. Fuso E. (2021). Local Retrofit of Reinforced Concrete Structure by the ACM System. *Buildings*, 11, 575_1-17, DOI: 10.3390/ Buildings11120575. Codice Scopus: 2-s2.0-85120717998, Codice ISI-WoS: 000736054600001.
30. Sorace S., Terenzi G. Fuso E. (2021). Active Confinement of Structural Members for Seismic Strengthening of R/C Frame Buildings. *Proceedings OFICET-21 – International Conference on Engineering & Technology*, Berlin, Germany, 30-31 July 2021.
31. Bergman, D. M., Goel, S. C. Evaluation of cyclic testing of steel-plate devices for added damping and stiffness. Report UMCE 87-10. Ann Arbor, MI: Department of Civil Engineering, University of Michigan, 1987.
32. Dargush, G. F., Soong, T. T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. *Earthquake Spectra* 1995, 11(4), 545–568.
33. Sorace, S., Terenzi, G., Mori, C. Passive energy dissipation-based retrofit strategies for R/C frame water storage tanks. *Engineering Structures* 2016, 106, 385–398.
34. Sorace S., Terenzi G., Fuso E. Stiffening Effects-Controlling Sizing Procedure of ADAS Dampers in Seismic Retrofit of Frame Structures. *Frontiers in Built Environment, Section Earthquake Engineering* 2023, 9, Article 1114349, 16 pp.
35. Terenzi G., Sorace S., Melani, D., Fuso E. Multi-Storey Building Retrofit by ADAS-Equipped Braces. *Lectures Notes in Civil Engineering, Volume 309 LNCE*, 2023, 532-545. *Proceedings of 17th Word Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures – WCSI 2022*, Turin, Italy, 12-16 September. ISSN: 23662557, DOI: 10.1007/978-3-031-21187-4_45.
36. Terenzi G., Sorace S., Melani, D., Fuso E., (). ADAS-Based Seismic Retrofit of a 6-storey Building Structure. *Proceedings of 3rd European Conference on Earthquake Engineering & Seismology – 3ECEES*, September 5-9, 2022, Bucharest. EDS: Cristian Arion, Alexandra Scupin, Alexandru Tigănescu, Conspress, Bucharest, RO, 2022, 2400-2408. ISBN 978-973-100-533-1.
37. Gandelli, E., De Domenico, D., and Quaglini, V. Cyclic engagement of hysteretic steel dampers in braced buildings: a parametric investigation. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2021, 19, 5219–5251.
38. SEAOC. Performance-based seismic engineering. Vision 2000 Committee. Sacramento, CA: Structural Engineers Association of California, 1995.
39. ASCE. FEMA 356 – Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Reston, VA: ASCE-American Society of Civil Engineers, 2000.

40. ATC. ATC 58-2. Preliminary evaluation of methods for defining performance. Redwood City, CA: ATC-Applied Technology Council, 2003.
41. ASCE. ASCE/SEI 41-17 – Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. Reston, VA: ASCE-American Society of Civil Engineers – Structural Engineering Institute, 2017.
42. Martinez-Romero, E. Experiences on the use of supplemental energy dissipators on building structures. *Earthquake Spectra* 1993, 9(3), 581–624.
43. Tsai, K. C., Chen, H. W., Hong, C. P., and Su, Y. F. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake Spectra* 1993, 9(3), 505–528.
44. Lavan, O., and Dargush, G. F. Multi-objective evolutionary seismic design with passive energy dissipation systems. *Journal of Earthquake Engineering* 2009, 13, 758–790.
45. Akehashi, H., and Takewaki, I. Ideal drift response curve for robust optimal damper design for elastic-plastic MDOF structures under multi-level earthquakes. *Computer Modeling in Engineering Sciences* 2021, 129(3), 1181–1207.
46. De Domenico, D., and Hajirasouliha, I. Multi-level performance-based design optimisation of steel frames with nonlinear viscous dampers. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2021, 19, 5015-5049.
47. Martinez-Romero, E. Experiences on the use of supplemental energy dissipators on building structures. *Earthquake Spectra* 1993, 9(3), 581–624.
48. Mazza, F. Displacement-based seismic design of hysteretic damped braces for retrofitting in-plan irregular r.c. framed structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2014, 66, 231–240.
49. Sorace S., Terenzi G. Non-linear dynamic modelling and design procedure of FV spring-dampers for base isolation. *Engineering Structures* 2001; 23:1556–1567.
50. Sorace S., Terenzi G. Seismic protection of frame structures by fluid viscous damped braces. *ASCE Journal of Structural Engineering* 2008; 134:45–55.
51. Pekcan G., Mander J.B., Chen SS. The seismic response of a 1:3 scale model R.C. structure with elastomeric spring dampers. *Earthquake Spectra* 1995; 11:249–267.
52. Sorace S., Terenzi G., Fadi F. Shaking table and numerical seismic performance evaluation of a fluid viscous-dissipative bracing system. *Earthquake Spectra* 2012; 28:1619–1642.
53. Sorace S., Terenzi G., Bertino G. Viscous dissipative, ductility-based and elastic bracing design solutions for an indoor sports steel building. *Advanced Steel Construction* 2012; 8:295–316.
54. Terenzi G. Energy-based design criterion of dissipative bracing systems for seismic retrofit of framed structures. *Applied Sciences* 2018; 8(2):268.

55. Dyna Shock System. URL [http:// www.dynashocksystem.com/](http://www.dynashocksystem.com/); accessed 13 May 2023.
56. Terenzi G., Fuso E., Sorace S. Structural performance study and improvement of Artemio Franchi Stadium in Florence (2024). *Engineering Structures* 298, article 117068.
57. Terenzi G., Fuso E., Sorace S. Static and Assessment of a 20th Century Architectural Masterpiece: Artemio Franchi Stadium in Flokrence. In (A cura di): Yohei Endo Toshikazu Hanazato, *Structural Analysis of Hystorical Constructions – Sahc 2023*. Rilem Bookseries, Vol. 47, P. 1202-1212, Londra: Springer Link. Proceedings of Sahc 2023 Conference, Kyoto, Giappone, 13-15/09/2023, ISBN: 978-3-031-39602-1, ISSN: 2211-0844, DOI: 10.1007/978-3-031-39603-8.
58. Michelucci G. Lo stadio “Giovanni Berta” in Firenze dell’Ing. Pier Luigi Nervi. *Architettura* 1932; XI: 105-116.
59. Koenig G. K. “Architettura in Toscana 1931-1938”, ERI-Rai Radiotelevisione Italiana, Torino, 1968.
60. Fenz, D.M.; Constantinou, M.C. Behaviour of the double concave friction pendulum bearing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2006, 35, 1403-1424.
61. Fabbrizzi F. Giuseppe Giorgio Gori. Opera completa, Edifir Edizioni, Firenze 2016.
62. Toniolo G., Di Prisco M. Reinforced Concrete Design to Eurocode 2; Springer Tracts in Civil Engineering, Springer Nature: Wien, Austria, 2017.
63. Khosravani M. R., Wagner P., Fröhlich D., Weinberg K. Dynamic fracture investigations of ultra-high performance concrete by spalling tests. *Eng. Struct.* 2019, 201, 109844.
64. Mazza, 2014; Teruna, 2015; Moghaddasi and Namazi, 2016; Sorace and Terenzi, 2016; Mohammadi et al., 2017; Mazza and Imbrogno, 2019; Shojaeifar et al., 2020; Gandelli et al., 2021; Khoshkalam et al., 2022.
65. Terenzi, G., Costoli, I., and Sorace, S. (2020). Activation control extension of a design method of fluid viscous dissipative bracing systems. *Bulletin of Earthquake Engineering* 18(8), 4017–4038. doi: 10.1007/s10518-020-00849-5.
66. Kookalani, S., Shen, D., Zhu, L.L., et al. (2022). An overview of optimal damper placement methods in structures. *Iran Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering* 46, 1785–1804. doi: 10.1007/s40996-021-00752-2.

