

ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE,
CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI



Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile (LM-23)

**ANALISI SISMICA DI UN EDIFICIO PUBBLICO
ESISTENTE IN CEMENTO ARMATO CON INTERVENTI
DI ADEGUAMENTO**

Relatore:

Prof. Luca Landi

Correlatore

Ing. Franco Baroni

Presentata da:

Simone Pio Ciuffolo

2023/2024

Sommario

Indice tabelle.....	5
Indice figure.....	5
Abstract.....	9
1. Evoluzione della normativa italiana sul sisma.....	11
2. Adeguamento e miglioramento sismico.....	16
3. Sfide per la sicurezza sismica per gli edifici esistenti.....	20
3.1 Vulnerabilità tipiche degli edifici in c.a. e soluzioni.....	21
3.1.1 Rinforzo degli elementi esistenti.....	22
3.1.2 Aggiunta di nuovi elementi strutturali.....	25
3.1.3 Isolatori sismici.....	28
4. Caso studio.....	30
4.1 Rilievo strutturale e indagini diagnostiche.....	32
4.1.1 Determinazione della profondità di carbonatazione.....	32
4.1.2 Microscassi.....	34
4.2 Modellazione f.e.m.	54
4.2.1 Comparazione dei risultati.....	57
4.2.2 Comparazione modello f.e.m. con la letteratura.....	61
4.3 Analisi Pushover.....	68
4.3.1 Curve di capacità.....	69
4.3.2 Confronto tra forza alla base e taglio resistente della struttura.....	71
4.3.3 Analisi sezione di base dei nuclei.....	75
4.3.4. Curva bilineare equivalente.....	78
5. Conclusioni.....	85
Riferimenti.....	87

Indice tabelle

Tabella 1 Fattore di sicurezza sismico	17
Tabella 2 Pilastrini piano interrato	35
Tabella 3 Travi piano interrato	35
Tabella 4 Pilastrini primo piano seminterrato	37
Tabella 5 Travi piano primo seminterrato	37
Tabella 6 Pilastrini piano terra	39
Tabella 7 Travi piano terra	39
Tabella 8 Pilastrini piano primo	41
Tabella 9 Travi piano primo	42
Tabella 10 Piano secondo.....	44
Tabella 11 Travi piano secondo.....	45
Tabella 12 Pilastrini piano terzo.....	47
Tabella 13 Travi piano terzo.....	47
Tabella 14 Pilastrini piano quarto.....	49
Tabella 15 Travi piano quarto	49
Tabella 16 Pilastrini piano quinto.....	51
Tabella 17 Travi piano quinto	51
Tabella 18 Pilastrini piano sesto.....	53
Tabella 19 Travi piano sesto.....	53
Tabella 20 Confronto sollecitazioni alla base nei due modelli	62
Tabella 21 Tabelle delle rigidezze	63
Tabella 22 Confronto sollecitazioni alla base nei due modelli direzione secondaria	65
Tabella 23 Tabelle delle rigidezza direzione secondaria	65
Tabella 24 Momento assorbito dalla mensola nelle diverse ipotesi	66
Tabella 25 Curva di capacità C-D	80
Tabella 26 Tabella 25 Curva di capacità C-D	83

Indice figure

Figura 1 Messina, 28 dicembre 1908	11
Figura 2 Carichi verticali DLL 15 16 del 1909 e 1916	12
Figura 3 Zone sismiche 1974	13
Figura 4 Zone sismiche 1984	13
Figura 5 Mappa di pericolosità sismica dal 2003	14
Figura 6 Planimetria interventi	31
Figura 7 Profondità di carbonatazione	33
Figura 8 Planimetria indagini piano secondo interrato	34
Figura 9 Planimetria indagini primo seminterrato	36
Figura 10 Planimetria indagini piano terra	38
Figura 11 Planimetria indagini piano primo	40

Figura 12 Planimetria indagini piano secondo.....	43
Figura 13 Planimetria indagini piano terzo.....	46
Figura 14 Planimetria indagini piano quarto.....	48
Figura 15 Planimetria indagini piano quinto.....	50
Figura 16 Planimetria indagini piano sesto.....	52
Figura 17 Modello agli elementi finiti	54
Figura 18 Elementi beam per travi e pilastri.....	55
Figura 19 Elementi membrana per platea e nuclei in C.A.	55
Figura 20 Telaio edificio	56
Figura 21 Platea e nuclei in C.A. di nuova costruzione.....	57
Figura 22 Pilastri collaboranti con i nuclei	58
Figura 23 Tutti i pilastri come elementi secondari.....	59
Figura 24 Pilastri perimetrali collaboranti	59
Figura 25 Parete irrigidente collegata a un telaio soggetta a carichi orizzontali	62
Figura 26 Modello consolidato	64
Figura 27 Pilastri perimetrali consolidati.....	64
Figura 28 Modello consolidato direzione secondaria	65
Figura 29 Pilastri perimetrali consolidati direzione secondaria.....	66
Figura 30 Pushover direzione y	69
Figura 31 Pushover direzione x	70
Figura 32 Comportamento cerniere plastiche SAP2000.....	72
Figura 33 Formazione delle cerniere plastiche	73
Figura 34 My agente nucleo 1.....	75
Figura 35 Mx agente nucleo 1.....	75
Figura 36 My agente nucleo 2.....	76
Figura 37 Mx agente nucleo 2.....	76
Figura 38 Mx agente nucleo 3.....	76
Figura 39 My agente nucleo 3.....	77
Figura 40 My agente nucleo 4.....	77
Figura 41 Mx agente nucleo 4.....	77
Figura 42 Sistema e diagrammi bilineare equivalente	78
Figura 43 Spettro accelerazione.....	79
Figura 44 Spettro spostamento.....	80
Figura 45 Curva bilineare equivalente x	81
Figura 46 Metodo Energia equivalente	82
Figura 47 Curva bilineare equivalente y	83

Abstract

L'adeguamento sismico degli edifici esistenti rappresenta una delle sfide principali nell'ambito dell'ingegneria strutturale, soprattutto per le strutture in cemento armato realizzate in epoche in cui le normative sismiche erano meno stringenti. Questo studio si concentra sull'analisi della risposta sismica di un edificio pubblico in cemento armato, originariamente costruito nel 1968 come sede dell'INPS di Bologna, e attualmente in fase di conversione in studentato. L'indagine ha l'obiettivo di valutare l'efficacia degli interventi di adeguamento strutturali adottati per migliorare la capacità sismica dell'edificio.

1. Evoluzione della normativa italiana sul sisma

Agli inizi del '900 attraverso il decreto, emanato a seguito dei terremoti distruttivi di Reggio Calabria e Messina del 28 dicembre 1908, portò alla formulazione di normative più strutturate e moderne. Nel 1909 vennero introdotte due importanti leggi:

- *Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909, che stabilì Norme tecniche e igieniche obbligatorie per la ricostruzione nelle zone terremotate.* Queste norme escludevano l'uso di strutture spingenti, richiedevano il collegamento delle strutture portanti e imponevano l'adozione di materiali più resistenti (legno, ferro, cemento armato o muratura armata), ma limitavano l'uso della muratura per edifici a un solo piano. Si sanciva inoltre che non si potessero costruire edifici su terreni considerati inadatti, come quelli paludosi o franosi.
- Circolare n. 2664 del 20 aprile 1909 che forniva dettagli tecnici specifici per le costruzioni, incluse limitazioni sulle distanze tra le strutture portanti e l'esclusione delle strutture spingenti.



Figura 1 Messina, 28 dicembre 1908

Questo impose alle strutture di resistere a delle forze statiche equivalenti laterali (Equivalent Lateral Force ELF), rappresentative degli effetti dinamici applicati alle masse dell'edificio e dovute al moto sismico. Gli studi svolti portarono alla conclusione che “le forze convenzionali da introdurre nei calcoli corrispondevano ad una accelerazione di 700 ad 800 [mm/s²]. Venne quindi proposto di utilizzare forze orizzontali pari ad una quota C_h dei carichi verticali, costanti piano per piano, ed amplificare gli effetti dei carichi verticali con un coefficiente C_v . Con il DLL 1526 del 1916 vennero meglio modellate tali azioni.

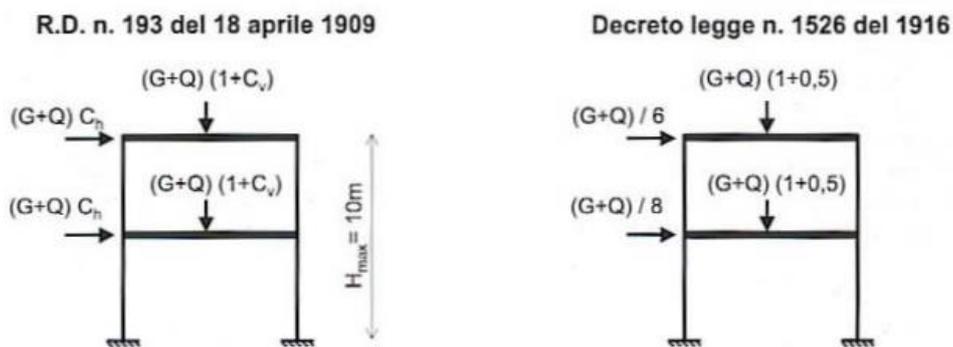


Figura 2 Carichi verticali DLL 15 16 del 1909 e 1916

La normativa italiana procede con l'individuazione delle zone sismiche nel Paese, dividendolo in una mappa i territori colpiti dai forti terremoti avvenuti dopo il 1908, mentre tutti i territori colpiti prima di tale data (la maggior parte delle zone sismiche d'Italia) non erano classificati come sismici e, di conseguenza, non vi era alcun obbligo di costruire rispettando la normativa antisismica. La lista originariamente consisteva, quindi, nei comuni della Sicilia e della Calabria gravemente danneggiati dal terremoto del 1908, che veniva aggiornata dopo ogni evento sismico.

Nel 1974, con la legge n.64, è stata approvata una nuova normativa sismica nazionale stabilendo un quadro di riferimento per le modalità di classificazione sismica del territorio nazionale. Essa ha posto le basi per un approccio organico e strutturato alla classificazione sismica del territorio e alla definizione delle norme tecniche necessarie per garantire la sicurezza delle costruzioni.

I punti principali della legge:

- *Emanazione delle norme tecniche*

La legge ha attribuito al Ministro dei lavori pubblici la responsabilità di elaborare e adottare le norme tecniche per le costruzioni, sia pubbliche che private. Questo processo doveva essere svolto tramite decreti ministeriali, adottati in collaborazione con il Ministro per l'interno e con il parere del Consiglio superiore dei lavori pubblici. Inoltre, il Consiglio nazionale delle ricerche (CNR) avrebbe collaborato per garantire che le norme tecniche fossero basate sulle migliori conoscenze scientifiche disponibili.

- *Classificazione sismica del territorio*

La legge prevedeva l'aggiornamento continuo della classificazione sismica del territorio italiano tramite specifici decreti ministeriali, per rispondere ai progressi scientifici e alle nuove conoscenze sui rischi sismici. Grazie a questa normativa, l'Italia ha adottato un

approccio più moderno e scientifico per affrontare il rischio sismico, gettando le basi per ulteriori sviluppi normativi che si sono susseguiti negli anni, come l'introduzione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) e l'adozione degli Eurocodici.



Figura 3 Zone sismiche 1974

Il periodo successivo ai disastri causati dai terremoti del Friuli Venezia Giulia del 1976 e dell'Irpinia del 1980 ha rappresentato un fase di evoluzione per la normative italiane , grazie agli studi di carattere sismologico, svolti all'interno del Progetto finalizzato "Geodinamica" del CNR, studi, basati per la prima volta su analisi probabilistiche della sismicità, hanno permesso di avanzare una proposta di classificazione sismica, che permisero al CNR di presentare una proposta al Governo, che verrà tradotta in una serie di decreti del Ministero dei lavori pubblici approvati tra il 1980 e il 1984, costituendo la classificazione sismica italiana fino all'emanazione dell'ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003, adottata per fornire una risposta rapida e coordinata al rischio sismico.



Figura 4 Zone sismiche 1984

Alla luce dell'ordinanza n. 3274 lo Stato stabilisce criteri generali per classificare i comuni italiani in zone di rischio sismico, lasciando alle regioni il compito di determinare in modo dettagliato la classificazione dei comuni secondo quattro zone rischio:

- **Zona 1:** rischio sismico più elevato, dove possono verificarsi i terremoti con intensità più elevate.
- **Zona 2:** rischio sismico significativo, con possibilità di eventi sismici di media alta intensità.
- **Zona 3:** rischio sismico moderato.
- **Zona 4:** rischio sismico basso, con eventi sismici di bassa intensità.

Le regioni per la caratterizzazione sismica dei comuni possono utilizzare la mappa di pericolosità sismica fornita dallo Stato oppure predisporre una mappa regionale, basandosi sui i criteri stabiliti nell'ordinanza. La mappa nazionale di pericolosità sismica, fornita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), costituisce uno strumento di riferimento per le regioni. Essa rappresenta la base scientifica per individuare le zone sismiche e stabilire le relative priorità nella prevenzione e nella progettazione antisismica.

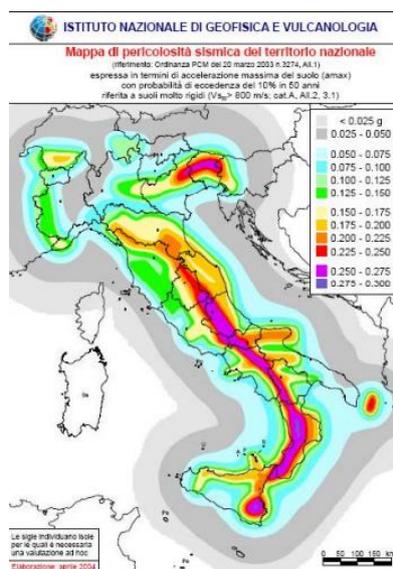


Figura 5 Mappa di pericolosità sismica dal 2003

L'ordinanza n. 3274 del 2003, adottata in un contesto di emergenza, aveva un carattere transitorio e mirava a fornire una risposta immediata al rischio sismico. Questo approccio temporaneo era stato concepito in attesa di un quadro normativo definitivo e organico. Tuttavia, la crescente complessità

delle problematiche legate al rischio sismico e alle costruzioni ha reso necessario un intervento strutturale. È stata incaricata una Commissione di redigere una bozza di Testo Unico della Normativa Tecnica, per trasformare le disposizioni in un sistema normativo stabile e coerente. Il Parlamento, con l'art. 5 del decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, ha stabilito che il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in collaborazione con il Dipartimento della Protezione Civile, avrebbe redatto norme tecniche definitive per le costruzioni. Queste norme includono requisiti specifici per la verifica e l'adeguamento sismico e idraulico.

La normativa tecnica per le costruzioni ha trovato il suo fondamento definitivo attraverso l'emanazione delle *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*. Queste norme sono state introdotte mediante decreti ministeriali specifici e si basano su leggi quadro preesistenti, quali la Legge n. 64 del 1974, che stabilisce le norme fondamentali per le costruzioni in zone sismiche; e il DPR n. 380 del 2001 (Testo Unico dell'edilizia) che costituisce la base giuridica per regolamentare la progettazione, costruzione e manutenzione degli edifici.

Le *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)* rappresentano un riferimento fondamentale per garantire sicurezza e resistenza nelle costruzioni, con un focus particolare sulla gestione del rischio sismico. Tra i loro punti centrali c'è la classificazione del territorio italiano in quattro zone sismiche, definite in base al livello di pericolosità. Questo sistema permette di stabilire le misure progettuali necessarie per ogni area, assicurando che le strutture siano adeguate al contesto sismico locale.

Oltre alla classificazione, le norme guidano la progettazione e la costruzione degli edifici, prevedendo criteri che garantiscano sia la sicurezza strutturale sia la durabilità nel tempo. Le indicazioni includono tutto ciò che serve per affrontare i carichi sismici e le altre sollecitazioni, mantenendo alta la qualità delle costruzioni.

Un aspetto importante riguarda gli edifici esistenti: le NTC forniscono strumenti per intervenire su di essi con due approcci principali. Da un lato, si può scegliere il miglioramento sismico, che punta a rafforzare la struttura senza raggiungere gli standard delle nuove costruzioni; dall'altro, c'è l'adeguamento sismico, necessario quando un edificio deve rispettare pienamente le normative più recenti, ad esempio in caso di ampliamenti o cambi d'uso.

Particolare attenzione è dedicata agli edifici strategici, come scuole, ospedali e infrastrutture critiche. Per queste strutture, fondamentali per la sicurezza e il funzionamento della comunità, le norme stabiliscono requisiti più stringenti, affinché possano rimanere operative anche in caso di eventi sismici. In questo modo, le NTC non solo garantiscono la protezione delle persone, ma anche la resilienza dei servizi essenziali.

2. Adeguamento e miglioramento sismico

Il concetto di *adeguamento sismico*, trattato dalla Legge 2 febbraio 1974 n. 64, è stato ripreso nel § C.9.1.1 del DM del 24 gennaio 1986 e successivamente sostituito integralmente dal DM del 16 gennaio 1996. Nel § C.9.1.2 si specificava che, per edifici con struttura in cemento armato, acciaio o pannelli portanti, era obbligatorio ottenere una verifica post-intervento effettuata da un tecnico abilitato. Tuttavia, tale verifica poteva essere evitata nel caso di edifici in muratura, a patto che questi soddisfacessero determinati requisiti costruttivi.

I DM del 1986 e 1996 hanno anche introdotto il concetto di *miglioramento sismico* come alternativa agli interventi di adeguamento per il patrimonio edilizio monumentale. Questo tipo di edifici, spesso caratterizzati da tecniche costruttive non conformi agli standard antisismici moderni, rendono gli interventi di adeguamento troppo costosi e invasivi.

Con il *miglioramento sismico*, invece, è possibile aumentare in parte la sicurezza sismica, bilanciando le esigenze di protezione strutturale con quelle di conservazione del valore storico e architettonico dell'edificio. Questa soluzione accetta un livello di sicurezza inferiore rispetto a quanto richiesto dalle normative per le nuove costruzioni, ma garantisce comunque un miglioramento rispetto alla situazione originale.

In sintesi, l'*adeguamento sismico* e il *miglioramento sismico* si differenziano principalmente per il livello di sicurezza che ciascun intervento mira a raggiungere:

- **Adeguamento sismico:** Consiste in interventi sull'edificio esistente progettati per portarlo a un livello di sicurezza sismica equivalente a quello richiesto per le nuove costruzioni. Rappresenta, quindi, il grado massimo di sicurezza previsto dalla normativa.
- **Miglioramento sismico:** Mira invece a ridurre il rischio sismico incrementando la sicurezza dell'edificio rispetto alla sua condizione iniziale, ma senza raggiungere i livelli richiesti per i nuovi edifici. Questa riduzione del rischio è espressa come una percentuale del livello di sicurezza richiesto per le nuove costruzioni.

La differenza principale tra i due interventi risiede nel risultato atteso: l'adeguamento garantisce il massimo livello di sicurezza normativa, mentre il miglioramento si limita a un incremento parziale, proporzionato alle esigenze e alle possibilità dell'edificio esistente.

Con il DM 14 gennaio 2008 si è compiuto un allineamento con gli Eurocodici, che ha integrato elementi chiave degli standard europei nella normativa tecnica italiana. Il processo di allineamento si

Tipo di intervento	Condizioni (NTC 2008)	Condizioni (NTC 2018)
Adeguamento	<p>Casi applicabili:</p> <p>a) Sopraelevazione. b) Ampliamento strutturale. c) Variazione di classe d'uso con carichi >10%. d) Interventi strutturali sistematici.</p> <p>Condizioni da soddisfare:</p> <p>$\zeta_E \geq f_{min}A$, con $f_{min}A=1.0$</p>	<p>Casi applicabili:</p> <p>a) Sopraelevazione. b) Ampliamento strutturale. c) Variazione di classe d'uso con carichi >10%. d) Interventi strutturali sistematici. e) Modifiche di classe d'uso per costruzioni III, scolastiche o strategiche IV</p> <p>Condizioni da soddisfare:</p> <p>$\zeta_E \geq f_{min}A$:</p> <p style="text-align: right;">$f_{min}A=1.0$; per casi a, b, d $f_{min}A=0.8$; per casi c, e</p>
Miglioramento	<p>Casi applicabili:</p> <p>Interventi non inclusi nei casi precedenti.</p> <p>Condizioni da soddisfare:</p> <p>$\zeta_E(R) - \zeta_E(E) \geq i_{min}M$</p> <p style="text-align: right;">Con $i_{min}M \geq 0.0$</p>	<p>Casi applicabili:</p> <p>Interventi non inclusi nei casi precedenti.</p> <p>Condizioni da soddisfare:</p> <p>$\zeta_E(R) - \zeta_E(E) \geq i_{min}M$</p> <p>$i_{min}M=0.1$; per tutti i casi eccetto i seguenti</p> <p>$\zeta_E(R) \geq f_{min}M$</p>
Riparazione locale	<p>Casi applicabili:</p> <p>Interventi su singoli parte della struttura.</p> <p>Condizioni da soddisfare:</p> <p>$\zeta_E(E) \geq \zeta_E(R)$</p> <p>limitatamente agli elementi coinvolti</p>	<p>Casi applicabili:</p> <p>Interventi su singole parti della struttura.</p> <p>Condizioni da soddisfare:</p> <p>$\zeta_E(E) \geq \zeta_E(R)$</p> <p>limitatamente agli elementi coinvolti.</p>

Tabella 1 Fattore di sicurezza sismico $f_{min}M=0.6$ per Classe III scolastica e IV.

è completato con il DM 17 gennaio 2018 (NTC 2018), in cui è stato formalizzato il concetto di *fattore di sicurezza sismica* (ζ_E), fornendo un parametro specifico per la valutazione quantitativa della capacità degli edifici di resistere agli eventi sismici. Questo strumento rappresenta un'importante evoluzione nella definizione e nell'applicazione delle verifiche di sicurezza sismica.

Dove:

- $\zeta_E(E)$ è il fattore di sicurezza sismico nello stato esistente
- $\zeta_E(R)$ è il fattore di sicurezza sismico nello stato rinforzato
- $i_{\min}M$ è l'incremento per il miglioramento
- $f_{\min}M$ è il fattore per il miglioramento
- $f_{\min}A$ fattore minimo per l'adeguamento

Secondo le NTC 2018, ogni intervento strutturale su un edificio esistente richiede una valutazione della sicurezza, come stabilito al § 8.3. Gli interventi strutturali si dividono in tre categorie principali: *interventi di riparazione o locali*, *interventi di miglioramento* e *interventi di adeguamento*. Ciascuna categoria ha obiettivi e requisiti specifici.

Gli *interventi di riparazione o locali* riguardano porzioni limitate della struttura, come singoli elementi danneggiati o deboli. Questi interventi hanno l'obiettivo di ripristinare o migliorare l'efficienza strutturale originale della parte coinvolta senza modificare il comportamento globale dell'edificio. È importante sottolineare che devono mantenere almeno il livello di sicurezza preesistente, ma possono anche aumentarlo localmente. Questa categoria è particolarmente utile per riparazioni puntuali o per interventi non invasivi.

Gli *interventi di miglioramento*, invece, mirano a incrementare la sicurezza complessiva della struttura rispetto alla condizione originaria, senza però necessariamente raggiungere i livelli richiesti per le nuove costruzioni. Questi interventi possono comportare modifiche significative sia a livello locale che globale, intervenendo su rigidità, resistenza o capacità deformativa degli elementi strutturali. Possono includere, ad esempio, la riduzione di irregolarità nella distribuzione delle forze o la trasformazione di meccanismi di collasso fragili in meccanismi duttili, migliorando così la capacità della struttura di resistere a un terremoto.

Infine, gli *interventi di adeguamento* rappresentano il livello massimo di intervento e sono finalizzati a portare l'edificio esistente ai livelli di sicurezza richiesti per una costruzione nuova. Questo significa che la struttura deve essere in grado di resistere all'azione sismica massima prevista dalla normativa. Gli interventi di adeguamento sono obbligatori in casi specifici, come sopraelevazioni, ampliamenti strutturali o variazioni di classe e destinazione d'uso che comportino un incremento dei carichi verticali superiore al 10%. Per questi ultimi casi, tuttavia, è ammesso un livello di sicurezza leggermente inferiore, pari all'80% del valore previsto per una nuova costruzione.

In sintesi, le NTC 2018 prevedono una gamma di interventi che va da soluzioni puntuali e meno invasive, come la riparazione o il miglioramento, fino all'adeguamento, che garantisce la piena

conformità ai requisiti di sicurezza sismica delle nuove costruzioni. La scelta del tipo di intervento dipende dalle condizioni dell'edificio, dagli obiettivi di sicurezza e dal contesto normativo applicabile.

3. Sfide per la sicurezza sismica per gli edifici esistenti

La normativa antisismica ha subito un'evoluzione significativa, con l'obiettivo di rappresentare in modo più realistico il comportamento di una struttura sottoposta a un sisma. Rispetto alle disposizioni precedenti, oggi si cerca di simulare il fenomeno naturale con maggiore precisione, sia in termini di accelerazioni al suolo sia in relazione alle risposte strutturali, tenendo conto del contenuto in frequenza del moto sismico.

Per comprendere l'entità del cambiamento, basti pensare che in passato, in una zona classificata come altamente sismica, l'accelerazione massima considerata al suolo per un'abitazione civile era limitata a circa 0.12 g. Oggi, invece, per lo Stato Limite di Vita (SLV), si possono raggiungere valori anche di 0.65 g. Sebbene questa accelerazione venga ridotta dal *fattore di comportamento* della struttura, rimane comunque molto più elevata rispetto a quella ipotizzata nelle normative di qualche decennio fa.

Tuttavia, l'aumento della severità normativa non dipende solo dai valori dell'azione sismica. Esistono altri due aspetti fondamentali che rendono le verifiche particolarmente gravose per gli edifici esistenti:

- Le normative attuali impongono valori piuttosto contenuti per il fattore di comportamento degli edifici esistenti, con un massimo di circa 3. Inoltre, nei casi di meccanismi fragili (come il collasso per taglio), il fattore viene ulteriormente ridotto fino a valori pari o inferiori a 1.5, limitando così la capacità della struttura di dissipare energia sismica.
- Questi fattori, legati al livello di conoscenza della struttura, penalizzano ulteriormente le resistenze utilizzabili. Poiché la valutazione dipende dalla quantità e qualità delle indagini condotte, un livello di conoscenza incompleto porta a riduzioni significative delle risorse di resistenza. Questo implica una maggiore difficoltà nel soddisfare i requisiti di sicurezza.

Questi elementi fanno sì che qualsiasi edificio classificato come "esistente" venga penalizzato in partenza. La combinazione di disposizioni più severe e di limitazioni specifiche genera un contesto di verifica molto rigoroso, rendendo particolarmente complesso il rispetto delle normative attuali. Gli edifici esistenti, infatti, devono affrontare carichi normativi che si sommano, arrivando a creare scenari di progettazione particolarmente difficili, soprattutto se confrontati con quelli previsti per le nuove costruzioni.

In un quadro così complesso, il progettista deve adottare soluzioni mirate per sfruttare al meglio le risorse disponibili e ridurre l'impatto delle penalizzazioni normative. Due strategie particolarmente utili sono:

- *Ottimizzazione della resistenza della struttura*: utilizzando tutti i ferri presenti nella sezione, valutandone con precisione la disposizione e sfruttando gli effetti di confinamento offerti dalla staffatura, massimizzando la resistenza a taglio regolando l'angolo delle bielle compresse
- *Riduzione delle sollecitazioni nei meccanismi fragili*: ad esempio nella verifica dei nodi trave-pilastro, considerati meccanismi fragili, è possibile ridurre le sollecitazioni orizzontali agenti sfruttando la capacità flessionale delle travi, che rappresentano meccanismi duttili. Questo permette di spostare la criticità del comportamento strutturale su elementi più controllabili.

3.1 Vulnerabilità tipiche degli edifici in c.a. e soluzioni

Gli edifici in cemento armato costruiti in periodi antecedenti all'introduzione di normative sismiche moderne o con modalità costruttive inadeguate presentano diverse vulnerabilità sismiche ricorrenti.

Queste vulnerabilità possono essere suddivise in categorie principali, che includono:

- Armature longitudinali trasversali sottodimensionate rispetto alle sollecitazioni sismiche previste
- Scarsa presenza di staffe nei nodi trave-pilastro, con conseguente mancanza di confinamento e rischio di rottura fragile
- Irregolarità in pianta che causa una distribuzione non uniforme della rigidezza e della resistenza che genera delle torsioni
- Irregolarità in elevazione con rischio della formazione di piani deboli
- Calcestruzzi con bassa resistenza o degrado causato da infiltrazioni, carbonatazione o corrosione delle armature
- Giunti strutturali mal progettati o assenti
- Carenza di dissipazione delle strutture per comportamenti scarsamente duttili

- Deformazioni marcate negli elementi e mancanza di controventamenti per limitare i movimenti della struttura

Per migliorare le capacità sismiche di un edificio, è necessario adottare interventi mirati che includano:

- Rinforzo degli elementi esistenti con l'utilizzo di materiali compositi, calcestruzzi ad alte prestazioni o confinamenti metallici
- Aggiunta di nuovi elementi strutturali, quali setti in c.a., controventi in acciaio o pareti dissipative
- Isolamenti sismici alla base con tecnologie avanzate per separare la struttura dalle sollecitazioni del terreno
- Miglioramento dei dettagli costruttivi intervenendo sui nodi e carenze nelle connessioni

Per applicare le tecniche corretta è necessario studiare e individuare al meglio le carenze dell'edificio, in questo modo si garantisce la sicurezza e si ottimizzano i costi.

3.1.1 Rinforzo degli elementi esistenti

Il rinforzo degli elementi esistenti è una delle tecniche più utilizzate per migliorare la capacità sismica di un edificio. Questo tipo di intervento consiste nell'applicare materiali o sistemi aggiuntivi agli elementi strutturali esistenti (pilastri, travi, solai) per aumentarne la resistenza e la duttilità, le tecniche più utilizzate sono:

- ***FRP (Fiber Reinforced Polymers)***: Materiali compositi costituiti da fibre (carbonio, vetro, aramidiche) immerse in una matrice polimerica. Vengono applicati sotto forma di laminati, tessuti o barre per aumentare la resistenza a flessione, taglio e compressione.
- ***Calcestruzzi ad alte prestazioni***: Calcestruzzi con caratteristiche meccaniche superiori rispetto a quelli tradizionali, utilizzati per creare camicie o gusci intorno agli elementi esistenti.

- **Confinamenti metallici:** Sistemi di cerchiatura realizzati con profili metallici (acciaio, inox) per migliorare la resistenza a taglio e compressione del calcestruzzo.
- **Intonaci armati:** Intonaci tradizionali rinforzati con fibre metalliche o sintetiche per aumentare l'adesione alla muratura e la resistenza a trazione.
- **Jacketing:** Consiste nell'avvolgere l'elemento esistente con un nuovo elemento in calcestruzzo armato o acciaio.

Rinforzo con materiali compositi (FRP)

I materiali FRP (Fiber Reinforced Polymers) sono composti da fibre ad alta resistenza (di carbonio, vetro o aramidiche) immerse in una matrice polimerica. Si applicano agli elementi strutturali esistenti per migliorarne le prestazioni meccaniche. Possono essere incollati come laminati su superfici piane (ad esempio, per rafforzare travi a flessione), applicati sotto forma di tessuti flessibili per avvolgere pilastri e nodi strutturali o inseriti come barre rinforzanti.

Gli FRP sono estremamente leggeri, facili da applicare e offrono un'elevata resistenza a trazione e corrosione. Sono ideali per interventi su edifici dove si vogliono minimizzare i carichi aggiuntivi.

Applicazioni tipiche:

- Rinforzo di pilastri e travi contro la flessione e il taglio.
- Confinamento di pilastri per migliorare la resistenza a compressione.
- Incremento della resistenza dei nodi trave-pilastro.

Rinforzo con camicie in calcestruzzo ad alte prestazioni (HPC)

Il calcestruzzo ad alte prestazioni (High-Performance Concrete) è un materiale che possiede resistenze meccaniche superiori rispetto al calcestruzzo tradizionale, grazie a una composizione ottimizzata. Viene usato per realizzare camicie o gusci intorno a pilastri e travi. Il nuovo strato di calcestruzzo è legato all'elemento esistente tramite connettori metallici o adesivi. Questa tecnica aumenta sia la capacità portante che la rigidezza globale dell'elemento. È una soluzione particolarmente indicata per elementi strutturali fortemente degradati.

Applicazioni tipiche:

- Rinforzo di pilastri in c.a. soggetti a compressione e taglio.

- Incremento della resistenza di travi e setti murari.

Confinamento con profili metallici

I sistemi di confinamento metallici utilizzano profili o fasce in acciaio per avvolgere gli elementi esistenti. Si possono applicare cerchiature continue o profili in acciaio attorno ai pilastri e ai nodi strutturali. Questi profili sono fissati meccanicamente o tramite saldature. L'acciaio è un materiale molto resistente e duttile, capace di assorbire deformazioni significative senza rompersi. Il confinamento metallico migliora sia la resistenza a compressione sia la capacità di dissipare energia.

Applicazioni tipiche:

- Rinforzo di pilastri e nodi trave-pilastro.
- Stabilizzazione di colonne in muratura o c.a. danneggiate.

Intonaci armati

Gli intonaci armati rappresentano una soluzione leggera ed economica, utilizzata principalmente su pareti murarie o superfici in cemento armato. Gli intonaci sono realizzati con malte tradizionali rinforzate con fibre metalliche o sintetiche. Vengono applicati sulle superfici per migliorarne la resistenza a trazione e l'aderenza con l'elemento esistente. Questo sistema è rapido da applicare, poco invasivo e utile per interventi diffusi su grandi superfici. Non comporta aumenti significativi di peso per l'edificio.

Applicazioni tipiche:

- Rinforzo di pareti murarie portanti o divisorie.
- Incremento della resistenza di setti in c.a. contro taglio e flessione.

Jacketing (camicie strutturali)

Il jacketing è una tecnica tradizionale che consiste nell'avvolgere un elemento strutturale con un nuovo strato di materiale, generalmente calcestruzzo armato o acciaio. Le camicie in calcestruzzo sono collegate agli elementi esistenti tramite connettori, mentre quelle in acciaio possono essere fissate tramite bullonatura o saldatura. Questa tecnica garantisce un significativo incremento della resistenza e della duttilità dell'elemento. È particolarmente indicata per strutture degradate o fortemente sottodimensionate.

Applicazioni tipiche:

- Pilastrini in c.a. e nodi trave-pilastro.
- Rinforzo di travi particolarmente sollecitate.

Ogni tecnica di rinforzo offre vantaggi specifici, ma la scelta della soluzione più adatta dipende dalle condizioni dell'edificio, dal tipo di carenza strutturale riscontrata e dagli obiettivi del progetto. Con interventi mirati, è possibile migliorare sensibilmente la sicurezza sismica preservando l'integrità dell'edificio e la sua funzionalità.

3.1.2 Aggiunta di nuovi elementi strutturali

L'aggiunta di nuovi elementi strutturali rappresenta una strategia fondamentale nel processo di adeguamento sismico degli edifici esistenti. Questa tecnica consente di potenziare la capacità portante e la duttilità della struttura, migliorando significativamente la resistenza ai carichi laterali indotti da eventi sismici. Inoltre, grazie alla possibilità di focalizzare gli interventi sulle parti più vulnerabili dell'edificio, è possibile ottimizzare costi e tempi, aumentando significativamente la sicurezza globale. La necessità di demolizioni parziali e modifiche strutturali può comportare un impatto estetico e funzionale sull'edificio, oltre ad aumentare i costi complessivi. Questo tipo di lavori richiede anche un'attenta pianificazione per evitare sovraccarichi e preservare le caratteristiche originarie dell'edificio. Di seguito, approfondiamo i principali tipi di elementi strutturali aggiunti, i loro vantaggi e svantaggi, i fattori da considerare nella scelta e le situazioni in cui è opportuno optare per questa soluzione. I tipici elementi sono:

- **Setti in calcestruzzo armato:** pareti verticali in calcestruzzo armato, realizzate all'interno o all'esterno dell'edificio, che aumentano la resistenza a taglio e flessione.
- **Controventi in acciaio:** sistemi di elementi in acciaio diagonali o orizzontali, che aumentano la rigidezza della struttura e la resistenza ai carichi laterali.
- **Diaframmi rigidi:** elementi orizzontali (solai, coperture) rinforzati per migliorare la trasmissione dei carichi laterali ai nodi strutturali.
- **Nuclei in calcestruzzo armato:** elementi verticali centralizzati, che aumentano la rigidezza torsionale della struttura.

Setti in calcestruzzo armato

I setti in calcestruzzo armato sono pareti verticali aggiunte all'interno o all'esterno di un edificio con l'obiettivo di migliorare la resistenza strutturale a taglio e flessione. Questi elementi svolgono un ruolo fondamentale nel rafforzamento sismico, distribuendo meglio le forze che agiscono sulla struttura durante un terremoto.

Vantaggi:

Il principale beneficio dei setti è il significativo incremento della capacità portante dell'edificio, che li rende particolarmente efficaci nel migliorare la risposta sismica globale. Inoltre, la possibilità di posizionarli sia internamente che esternamente garantisce una certa flessibilità nell'applicazione, permettendo di adattarli alle esigenze strutturali e funzionali del fabbricato.

Svantaggi:

Tuttavia, l'aggiunta di setti comporta un aumento del peso della struttura, il che può richiedere verifiche preliminari per garantire che le fondazioni siano in grado di sopportarlo. Inoltre, i lavori necessari per installare questi elementi possono essere invasivi, richiedendo demolizioni parziali e modifiche significative all'edificio. Infine, se collocati esternamente, i setti possono influire sull'aspetto estetico dell'edificio, specialmente se questo ha un valore architettonico o storico.

Controventi in acciaio

I controventi in acciaio sono elementi strutturali diagonali o orizzontali che vengono aggiunti per migliorare la rigidezza e la resistenza ai carichi laterali. Grazie alle caratteristiche intrinseche dell'acciaio, questi sistemi rappresentano una soluzione estremamente versatile e performante.

Vantaggi:

Gli elementi in acciaio sono particolarmente apprezzati per la loro elevata resistenza e duttilità, che li rendono capaci di assorbire deformazioni significative senza subire rotture. Un ulteriore vantaggio è la rapidità di installazione: i controventi possono essere prefabbricati, riducendo così i tempi e i disagi legati al cantiere. Inoltre, essendo molto più leggeri rispetto al calcestruzzo, l'aggiunta di controventi non aumenta significativamente il peso complessivo della struttura.

Svantaggi:

Nonostante i numerosi vantaggi, l'acciaio può essere soggetto a corrosione se non adeguatamente protetto, richiedendo quindi manutenzione nel tempo. Inoltre, i costi iniziali possono essere elevati, soprattutto per materiali di alta qualità e per l'installazione di sistemi complessi. Dal punto di vista

estetico e funzionale, i controventi possono interferire con l'uso e la disposizione degli spazi interni, rendendo necessarie modifiche architettoniche.

Diaframmi rigidi

I diaframmi rigidi sono elementi orizzontali, come solai e coperture, che vengono rinforzati per migliorare la distribuzione delle forze sismiche all'interno della struttura. Si tratta di interventi particolarmente efficaci per stabilizzare l'edificio e migliorarne il comportamento complessivo.

Vantaggi:

Il rinforzo dei diaframmi permette una trasmissione più uniforme dei carichi laterali verso i nodi strutturali, migliorando così la stabilità globale. Inoltre, la loro integrazione con gli elementi esistenti è generalmente meno invasiva rispetto ad altre tecniche, poiché i diaframmi orizzontali si collocano in punti già consolidati dell'edificio, come i piani intermedi o la copertura.

Svantaggi:

L'aggiunta di diaframmi può però richiedere spazi adeguati all'interno della struttura, influenzando la distribuzione degli ambienti o riducendo la flessibilità d'uso. Inoltre, i lavori per rinforzare questi elementi possono risultare complessi, soprattutto se si tratta di edifici già danneggiati o con accesso limitato. È fondamentale anche verificare che le modifiche apportate non sovraccarichino gli elementi strutturali esistenti.

Nuclei in calcestruzzo armato

I nuclei in calcestruzzo armato rappresentano un'opzione efficace per aumentare la rigidità torsionale della struttura. Si tratta di elementi verticali centrali, spesso progettati come "cuore" della stabilità dell'edificio, particolarmente utili in edifici di grandi dimensioni o in quelli soggetti a forti sollecitazioni sismiche.

Vantaggi:

L'aggiunta di nuclei permette di concentrare le forze sismiche, migliorando significativamente la resistenza agli sforzi torsionali. Questo tipo di intervento si traduce in un notevole aumento della stabilità generale, con un impatto positivo sia sulla sicurezza che sulla durabilità dell'edificio.

Svantaggi:

Tuttavia, l'installazione di un nucleo centrale può richiedere spazi ampi e adeguati, limitando le possibilità di intervento in edifici già densamente utilizzati. Anche i costi associati alla progettazione

e alla costruzione di questi elementi possono essere elevati, dato che si tratta di interventi altamente tecnici e specializzati. Come per altre soluzioni, i nuclei possono avere un impatto sull'organizzazione interna degli spazi, richiedendo modifiche significative al layout.

Optare per l'aggiunta di nuovi elementi strutturali è particolarmente indicato nei casi in cui l'edificio presenti carenze significative, come l'assenza di elementi resistenti ai carichi laterali o gravi danneggiamenti. Questa soluzione è inoltre essenziale quando l'edificio deve essere adeguato a normative antisismiche più stringenti o adattato a una nuova destinazione d'uso che richieda maggiore capacità strutturale.

3.1.3 Isolatori sismici

L'isolamento sismico alla base rappresenta una delle tecnologie più avanzate e innovative per la protezione degli edifici dai terremoti. Questa tecnica consiste nell'inserire tra la fondazione e la struttura degli speciali dispositivi, chiamati isolatori sismici, che hanno la funzione di disaccoppiare il moto della costruzione da quello del terreno durante un evento sismico, riescono a farlo grazie alla loro elevata deformabilità orizzontale e alla ridotta rigidità, assorbono l'energia del terremoto e riducono significativamente le sollecitazioni trasmesse alla struttura. In pratica, l'edificio "galleggia" sull'isolatore. Diverse tipologie sono disponibili, ciascuna con caratteristiche specifiche che ne determinano il campo di applicazione:

- ***Isolatori elastomerici:*** Realizzati in gomma ad alta densità, sono i più diffusi grazie al loro costo relativamente basso e alla facilità di installazione. Ideali per molti tipi di edifici.
- ***Isolatori elastomerici con nucleo in piombo:*** Offrono un'elevata capacità di smorzamento delle vibrazioni. Sebbene siano più costosi rispetto agli elastomerici semplici, garantiscono prestazioni migliori in situazioni sismiche particolarmente intense.
- ***Isolatori a scorrimento a superficie piana:*** Questi dispositivi utilizzano l'attrito tra due superfici per dissipare l'energia sismica. Sono particolarmente indicati per edifici in cui il controllo delle vibrazioni è fondamentale.

- ***Isolatori a pendolo scorrevole:*** Offrono un elevato livello di isolamento sismico e sono particolarmente efficaci per edifici molto pesanti, come grandi strutture pubbliche o industriali.

I settori principali in cui è più comunemente utilizzato includono edifici pubblici come scuole, ospedali e caserme sono spesso dotati di isolamento sismico per garantire continuità operativa e sicurezza durante e dopo un terremoto, edifici industriali, edifici storici e monumentali. Nonostante i numerosi vantaggi, questa tecnologia presenta anche alcune limitazioni che devono essere attentamente considerate come il costo iniziale elevati, complessità progettuale e necessita di spazio alla base per l'installazione del dissipatore.

4. Caso studio

L'edificio oggetto di studio, con oltre cinquant'anni di vita, è stato sottoposto a un'analisi dettagliata al fine di valutare la sua vulnerabilità sismica e definire le necessarie strategie di rinforzo strutturale.

Al momento della sua costruzione, nel 1968, la normativa sismica italiana era ancora regolata dal *D.M. del 3 marzo 1962*, il quale prevedeva una classificazione sismica limitata a specifiche aree del territorio nazionale, escludendo molte zone che oggi sono riconosciute a rischio. Di conseguenza, la progettazione antisismica non era ancora una pratica diffusa, e le prescrizioni tecniche risultavano notevolmente meno rigorose rispetto agli standard attuali.

Questo contesto normativo ha inevitabilmente influenzato le scelte costruttive dell'epoca, rendendo oggi necessario un adeguamento dell'edificio alle moderne normative di sicurezza sismica, attraverso interventi mirati a migliorarne la capacità di resistenza alle azioni orizzontali.

L'edificio in oggetto è una struttura intelaiata in cemento armato, caratterizzata dalla presenza di un piano interrato, un seminterrato e sei piani fuori terra. La configurazione dei solai prevede due differenti orditure, con una variazione significativa nell'orientamento del telaio nella porzione finale dell'edificio, che conferisce una certa complessità alla distribuzione delle sollecitazioni. La costruzione è realizzata su fondazioni a trave rovescia.

L'analisi è stata condotta attraverso un approccio integrato che include:

- **Rilievo strutturale e indagini diagnostiche:** per determinare lo stato di conservazione dei materiali e individuare eventuali criticità strutturali.
- **Modellazione numerica:** realizzazione di un modello agli elementi finiti per simulare la risposta sismica dell'edificio dopo gli interventi.
- **Interventi di adeguamento:** applicazione di tecniche di rinforzo, tra cui l'incamiciatura dei pilastri esistenti e la costruzione di nuclei in cemento armato
- **Analisi non lineare:** verifica della risposta dell'edificio tramite un'analisi pushover.

La riqualificazione prevede la riconfigurazione degli spazi, l'inserimento di nuovi collegamenti verticali, l'ammodernamento delle facciate e il miglioramento dell'efficienza energetica dell'edificio.

Per ottimizzare la distribuzione interna, sono previste demolizioni localizzate finalizzate alla creazione di un'unica e più ampia corte interna. La superficie e il volume demoliti verranno recuperati attraverso un intervento di sopraelevazione.

L'edificio ospiterà complessivamente 540 stanze, di cui 139 doppie e 401 singole, per un totale di 679 posti letto. Di questi, 526 saranno destinati a studentato, mentre 152 posti saranno riservati alla formula alberghiera per soggiorni brevi.

Di seguito si ripota l'esempio di piano tipo con gli interventi strutturali di demolizione e costruzione dei nuclei in C.A.

Legenda:

- Demolizione ■
- Nuclei in C.A. ■

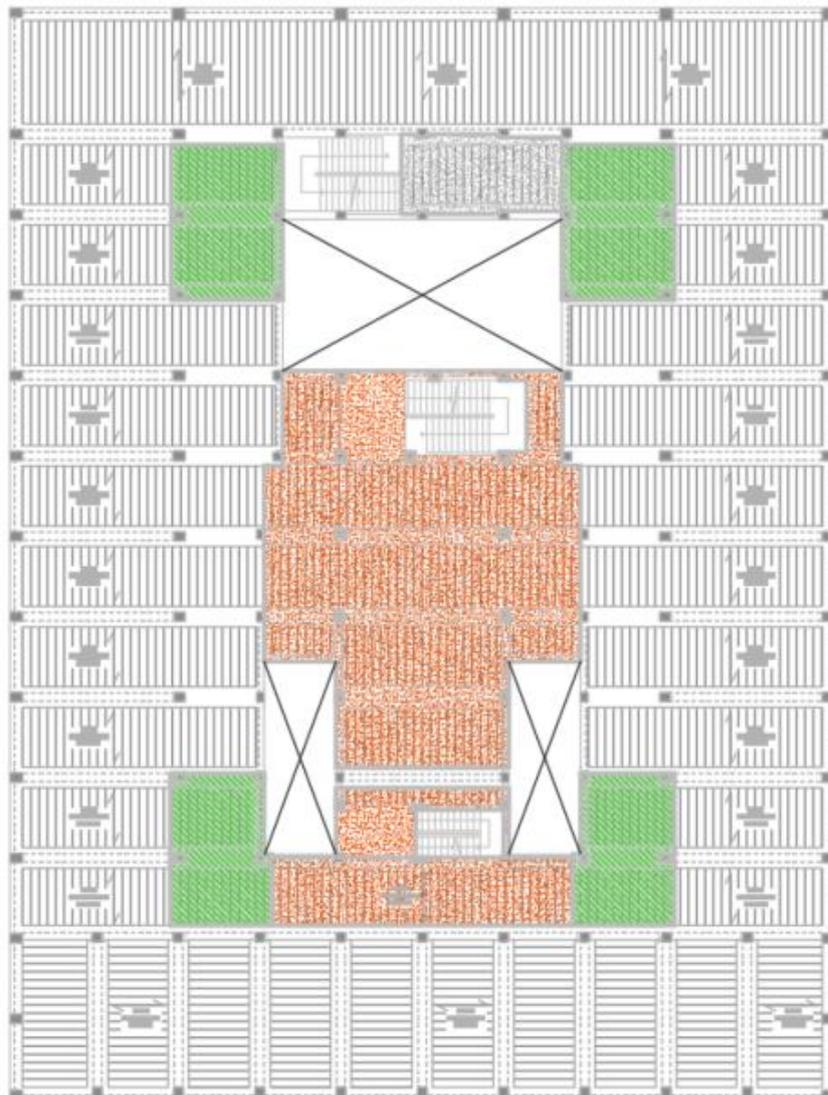


Figura 6 Planimetria interventi

4.1 Rilievo strutturale e indagini diagnostiche

La committenza ha incaricato aziende esterne di eseguire indagini strutturali, tra cui carotaggi e microscassi. Queste indagini permetteranno di verificare le armature e le resistenze dei materiali. I dati raccolti saranno utilizzati per determinare le caratteristiche strutturali dell'edificio e per valutare eventuali interventi necessari. Inoltre, sono stati effettuati rilievi per acquisire le misure e la disposizione degli elementi portanti, le altezze interpiano e altre caratteristiche variabili, utili per definire il modello agli elementi finiti.

4.1.1 Determinazione della profondità di carbonatazione

La prova consiste in un'analisi colorimetrica per verificare il grado di carbonatazione del calcestruzzo, un fenomeno che può compromettere la durabilità delle armature metalliche.

Per eseguire il test, si spruzza una soluzione di fenolftaleina all'1% in alcool etilico al 70% sulla superficie del campione di calcestruzzo. Questo reagente cambia colore a seconda del livello di alcalinità:

- Se il calcestruzzo è ancora non carbonatato, assume una colorazione violacea.
- Se è carbonatato, rimane incolore, indicando una riduzione del pH.

L'indagine può essere condotta su campioni estratti (carote, coni di pull-out) o direttamente su fratture e microscassi, dopo un'adeguata pulizia e, se necessario, una leggera umidificazione con acqua distillata.

La carbonatazione è un processo graduale in cui l'anidride carbonica dell'aria penetra nei pori del calcestruzzo, riducendo progressivamente il pH. Questo avviene dalla superficie esterna verso l'interno, con velocità decrescente.

Quando la carbonatazione raggiunge le armature in acciaio, può innescare un processo di corrosione, poiché il pH del calcestruzzo scende dai valori normali di 13-14 fino a inferiori a 9. Al di sotto di pH 11,5, il film protettivo di ossido ferrico sulle barre d'acciaio perde la sua capacità di protezione, aumentando il rischio di degrado. Inoltre, possono liberarsi cloruri dai composti presenti nel calcestruzzo, favorendo fenomeni di corrosione localizzata (pitting).

In sintesi, il test alla fenolftaleina è un metodo rapido ed efficace per valutare la carbonatazione del calcestruzzo e il potenziale rischio di corrosione delle armature.



Figura 7 Profondità di carbonatazione

4.1.2 Microscassi

In edilizia, le indagini tramite microscassi vengono utilizzate per verificare le armature negli edifici esistenti. Queste indagini sono cruciali per valutare lo stato di conservazione delle strutture e per rilevare eventuali danneggiamenti, deterioramenti o alterazioni che potrebbero compromettere la sicurezza dell'edificio. Le armature, ossia le barre di acciaio inserite nel cemento, hanno il compito di rinforzare il materiale e garantirne la resistenza. Con il tempo, tuttavia, il cemento può subire processi di carbonatazione, corrosione delle armature, o altri fenomeni che riducono l'efficacia del rinforzo.

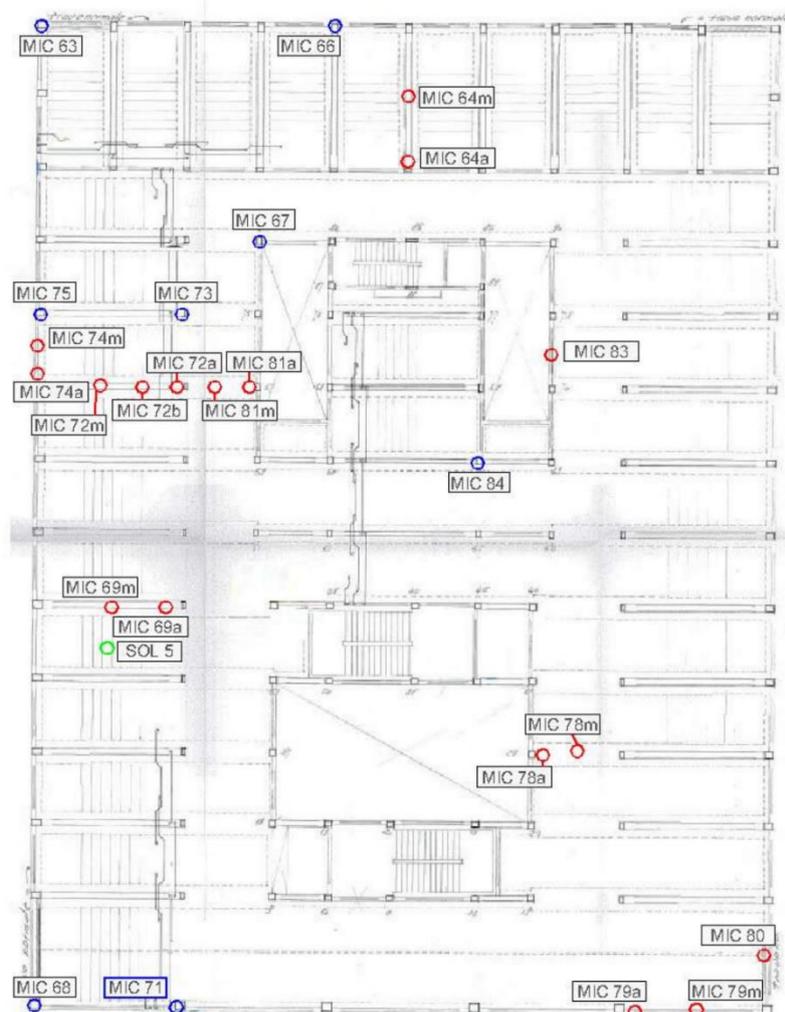


Figura 8 Planimetria indagini piano secondo interrato

Tabella 2 Pilastrini piano interrato

Piano 2 interrato B02													
Pilastrini	Barre Longitudinali					Staffe				Dim [cm]		Ac [cm ²]	As/Ac
	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez			
MIC 63	6	14			9,24	20	7	2	0,77	45	70	3150	0,29%
MIC 66	10	20			31,42	20	7	2	0,77	45	65	2925	1,07%
MIC 67	8	14			12,32	20	6	2	0,57	60	60	3600	0,34%
MIC 75	10	20			31,42	20	7	2	0,77	70	45	3150	1,00%
MIC 73	10	20			31,42	20	6	2	0,57	70	50	3500	0,90%
MIC 84	8	14			12,32	20	6	2	0,57	60	60	3600	0,34%
MIC 77	10	20			31,42	22	6	2	0,57				
MIC 68	4	20	4	14	18,72	20	7	2	0,77	55	55	3025	0,62%
MIC 71	10	20			31,42	22	6	2	0,57	65	65	4225	0,74%

Piano 2 interrato B02												
Travi	Longitudinale					Staffe				Dim [cm]		
	n	fi	n	fi	A [cm ²]	s	fi	b	A [cm ²]	Sez		
MIC 64m	2	26	4	20	23,18	25	8	2	1,01	36	84	
MIC 64a	2	26	5	20	26,33	25	8	2	1,01	36	84	
MIC 74m	4	8			2,01	22	6	2	0,57	14	65	
MIC 74m	2	8			1,01	22	6	2	0,57	14	65	
MIC 72m	2	26	4	20	23,18	25	8	2	1,01	35	84	
MIC 72a	2	26	4	20	23,18	25	8	2	1,01	35	84	
MIC 81a	2	12			2,26	25	8	2	1,01	35	84	
MIC 81m	4	12			4,52	25	8	2	1,01	35	84	
MIC 69m	6	20			18,85	25	8	2	1,01	33	84	
MIC 69a	8	20			25,13	25	8	2	1,01	33	84	
MIC 78m	2	14	6	20	21,93	25	8	2	1,01	33	84	
MIC 78a	2	14	7	20	25,07	25	8	2	1,01	33	84	
MIC 80	2	12	2	10	3,83	25	6	2	0,57	30	62	
MIC 79a	3	26	4	18	26,11	25	8	2	1,01	33	60	
MIC 79m	3	26	4	18	26,11	25	8	2	1,01	33	60	

Tabella 3 Travi piano interrato

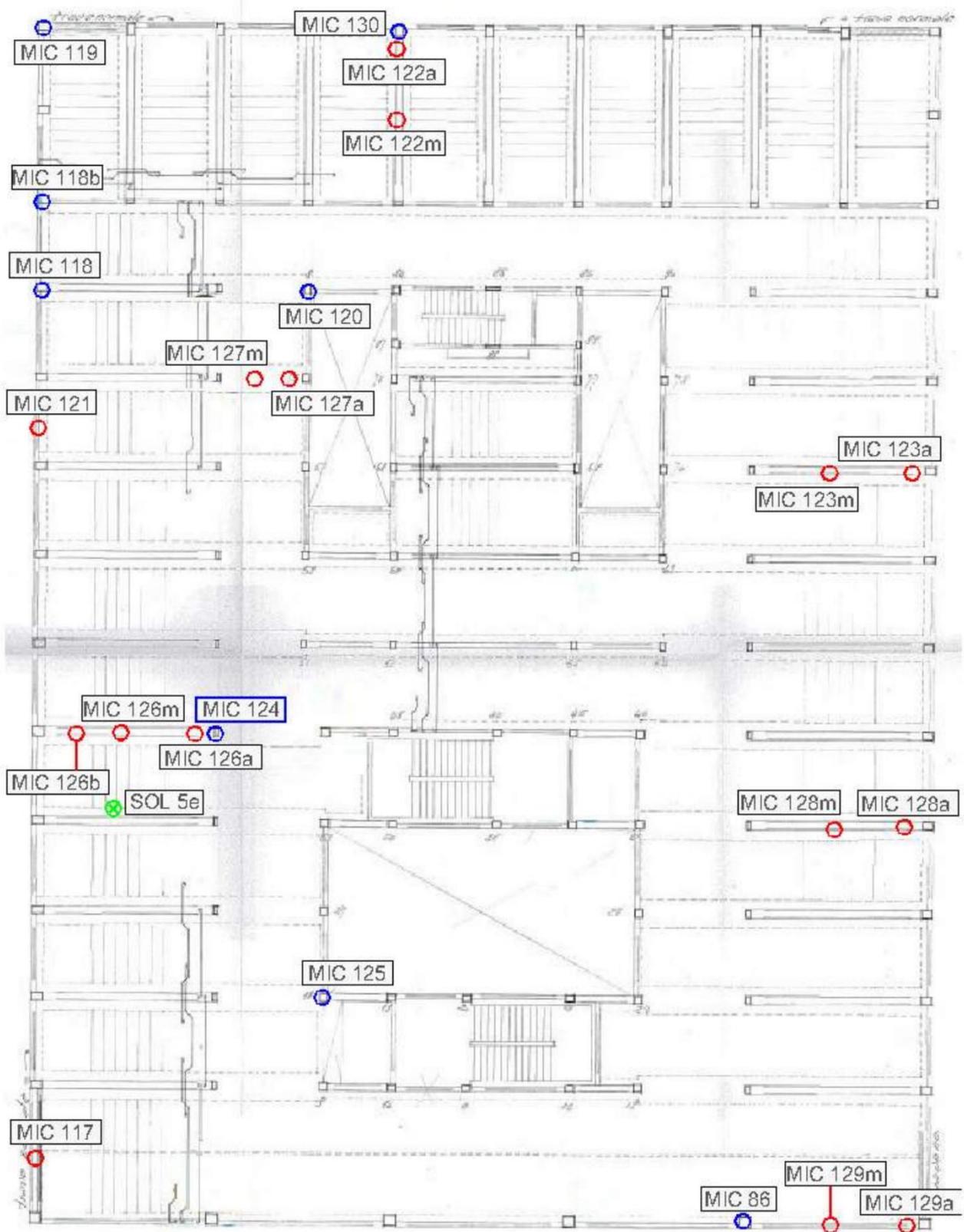


Figura 9 Planimetria indagini primo seminterrato

Piano 1 seminterrato B01													
Pilastri	Longitudinale				Staffe				Dim		Ac	As/Ac	
	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez			
MIC 119	8	14			12,32	20	6	2	0,57	65	45	2925	0,42%
MIC130	8	20			25,13	20	6	2	0,57	65	40	2600	0,97%
MIC 118b	8	14			12,32	20	6	2	0,57	40	70	2800	0,44%
MIC 118	8	20			25,13	20	6	2	0,57	40	70	2800	0,90%
MIC 120	8	20			25,13	20	6	2	0,57	60	60	3600	0,70%
MIC 124	8	14			12,32	25	5	2	0,39	70	60	4200	0,29%
MIC 86	8	20			25,13	20	7+10	2	2,26	70	60	4200	0,60%

Tabella 4 Pilastri primo piano seminterrato

Piano 1 seminterrato B01													
Travi	Longitudinale							Staffe				Dim	
	n	fi	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez	
MIC 122a	1	26	6	24	2	14	35,53	23	8	2	1,01	35	80
MIC 122m	4	26			2	14	24,32	23	8	2	1,01	35	80
MIC 127m	2	12	4	20	2	26	25,45	25	8	4	2,01	120	30
MIC 127a	2	12	4	20			14,83	25	8	4	2,01	120	30
MIC 123a	2	14	7	26			40,24	25	8	2	1,01	34	64
MIC 123m	2	14	4	26			24,32	25	8	2	1,01	34	64
MIC 126a	3	20	2	26			20,04	30	8	2	1,01	40	74
MIC 126m	5	26					26,55	25	8	2	1,01	40	74
MIC 126B	6	26					31,86	23	8	2	1,01	40	74
MIC 128m	2	14	4	26			24,32	25	8	2	1,01	34	64
MIC 128a	3	14	6	26			36,47	25	8	2	1,01	34	64
MIC 117	8	8					4,02	25	6	4	1,13	30	70
MIC 129m	2	20	2	26			16,90	20	8	2	1,01	15	30
MIC 129a	2	26					10,62	20	8	2	1,01	15	30

Tabella 5 Travi piano primo seminterrato

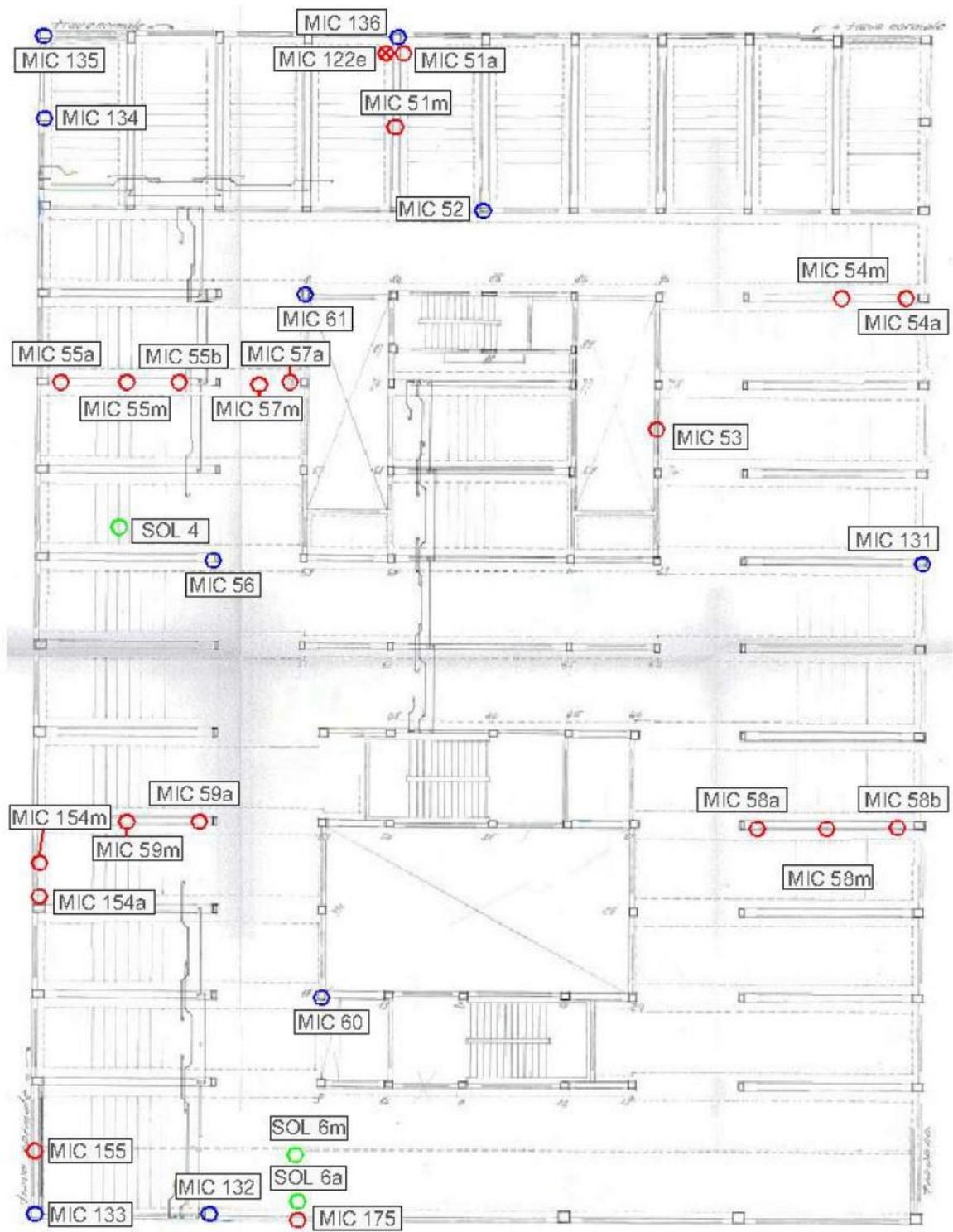


Figura 10 Planimetria indagini piano terra

Piano L00													
Pilastri	Longitudinale					Staffe				Dim		Ac	As/Ac
	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez			
MIC 135	4	14			6,16	20	6	2	0,57	65	40	2600	0,24%
MIC 136	8	20			25,13	20	7	2	0,77	65	40	2600	0,97%
MIC 134	4	14			6,16	20	6	2	0,57	65	40	2600	0,24%
MIC 102	4	14			6,16	20	6	2	0,57	60	40	2400	0,26%
MIC 52	8	20			25,13	20	7	2	0,77	65	40	2600	0,97%
MIC 61	8	14			12,32	22	6	2	0,57	56	56	2463	0,50%
MIC 56	6	20	2	14	21,93	20	7	2	0,77	60	40	2400	0,91%
MIC 131	6	20			18,85	20	6	2	0,57	70	40	2800	0,67%
MIC 132	6	20			18,85	22	7	2	0,77	55	55	3025	0,62%
MIC 133	4	14			6,16	20	7	2	0,77	55	55	3025	0,20%

Tabella 6 Pilastri piano terra

Piano L00													
Travi	Longitudinale						Staffe				Dim		
	n	fi	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez	
MIC 122e	7	26					37,17	25	8	2	1,01	35	30
MIC 51m	2	14	4	26			24,32	25	8	2	1,01	40	64
MIC 51a	7	26	2	14			40,24	25	8	2	1,01	40	64
MIC 54m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	73
MIC 54a	6	26	2	14			34,93	20	8	2	1,01	40	73
MIC 55m	7	26	2	14			40,24	25	8	2	1,01	20+40+20	74
MIC 55b	7	26	2	14			40,24	25	8	2	1,01	20+40+20	74
MIC 55a	8	26	2	14			45,55	25	8	2	1,01	20+40+20	74
MIC 53	2	14					3,08	25	6	2	0,57	30	46
MIC 154m	2	10	2	8			2,58	20	8	2	1,01	20	70
MIC 154a	2	8					1,01	35	7	2	0,77	20	70
MIC 59m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	74
MIC 59a	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	74
MIC 58a	4	26	2	14			24,32	30	8	2	1,01	40	74
MIC 58bm	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	74
MIC 175	2	8					1,01	35	7	2	0,77	20	70

Tabella 7 Travi piano terra

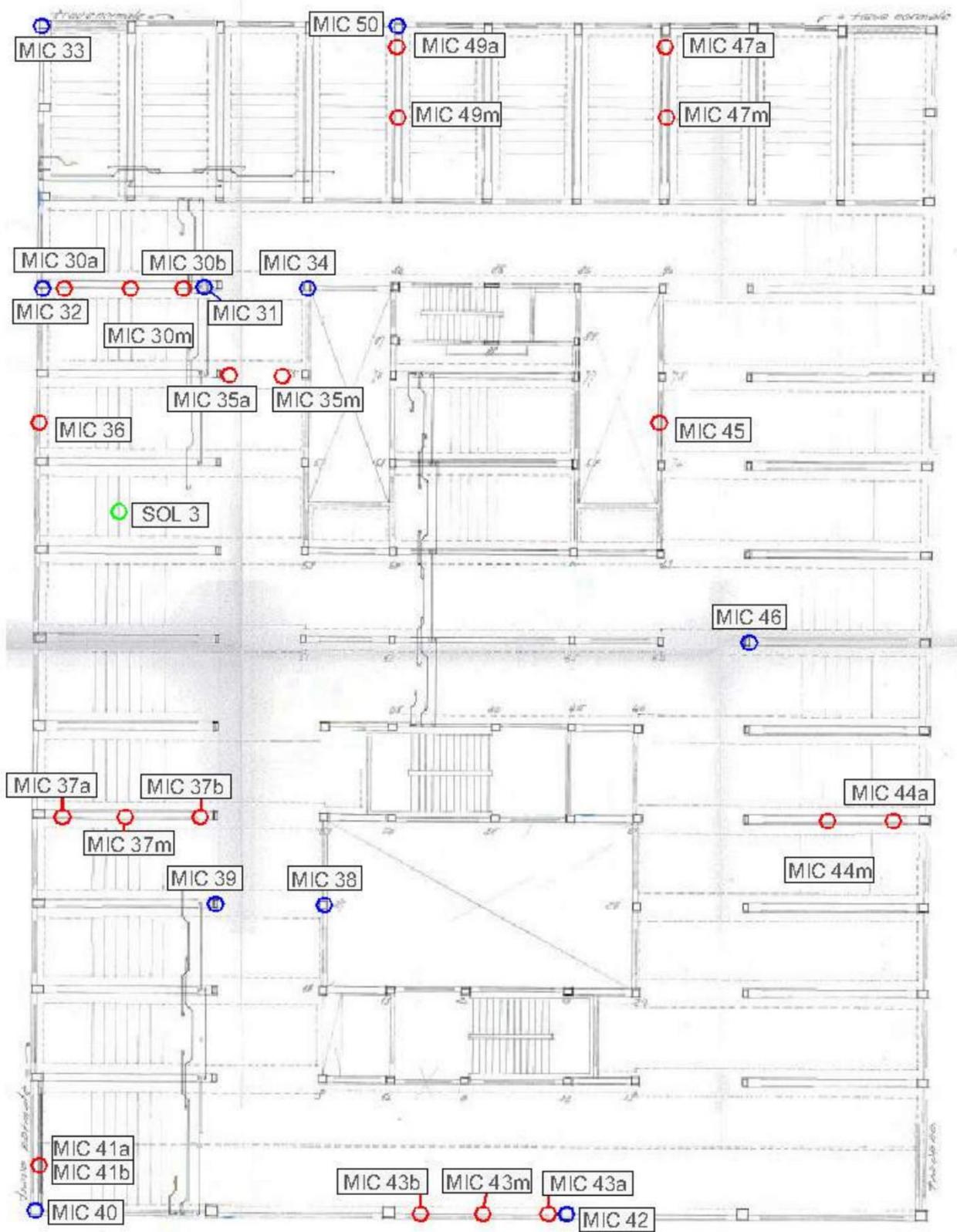


Figura 11 Planimetria indagine piano primo

Piano L01													
Pilastrì	Longitudinale					Staffe				Dim		Ac	As/Ac
	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez	Sez		
MIC 33	4	14			6,16	20	6	2	0,57	60	30	1800	0,34%
MIC 50	8	20			25,13	20	7	2	0,77	55	40	2200	1,14%
MIC 32	4	20			12,57	20	7	2	0,77	60	40	2400	0,52%
MIC 31	8	20			25,13	20	7	2	0,77	55	40	2200	1,14%
MIC 34	6	14			9,24	20	7	2	0,77	40	35	1400	0,66%
MIC 46	8	20			25,13	20	7	2	0,77	55	40	2200	1,14%
MIC 39	8	20			25,13	20	7	2	0,77	55	40	2200	1,14%
MIC 38	4	18			10,18	20	7	2	0,77	40	40	1600	0,64%
MIC 40	4	14			6,16	20	7	2	0,77	60	55	3300	0,19%
MIC 42	4	14			6,16	20	7	2	0,77	55	55	3025	0,20%

Tabella 8 Pilastrì piano primo

Piano L01													
Travi	Longitudinale						Staffe				Dim		
	n	fi	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez	Sez
MIC 49a-c	7	26					37,17	20	8	2	1,01	40	74
MIC 49m	7	26					37,17	20	8	2	1,01	40	74
MIC47a	9	26					47,78	20	8	2	1,01	40	74
MIC 47m	7	26					37,17	20	8	2	1,01	40	74
MIC 30a	6	26	2	12			34,12	20	8	2	1,01	40	57
MIC 30b	6	26	2	12			34,12	30	8	2	1,01	40	57
MIC 30m	4	26	2	12			23,50	25	8	2	1,01	40	57
MIC 30b	6	26	2	12			34,12	30	8	2	1,01	40	57
MIC 30m	4	26	2	12			23,50	25	8	2	1,01	40	57
MIC 36	4	8					2,01	25	6	2	0,57	20	65
MIC 35a	4	20	2	12			14,83	25	8	4	2,01	43+35+43	36
MIC 35m	2	26	4	20	2	12	25,45	25	8	4	2,01	43+35+43	36
MIC 45	4	8					2,01	22	6	2	0,57	18	89
MIC 37a	5	26	2	14			29,63	25	8	2	1,01	40	74
MIC 37m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	74
MIC 37b	6	26	2	14			34,93	25	8	2	1,01	40	74

MIC 44a	6	26	2	14	34,93	25	8	2	1,01	40	74
MIC 44m	4	26	2	14	24,32	25	8	2	1,01	40	74
MIC 43b	3	26	1	12	17,06	25	8	2	1,01	20	61
MIC 43a	2	12			2,26	25	8	2	1,01	20	61
MIC 43m	4	26	2	12	23,50	25	8	2	1,01	20	61

Tabella 9 Travi piano primo

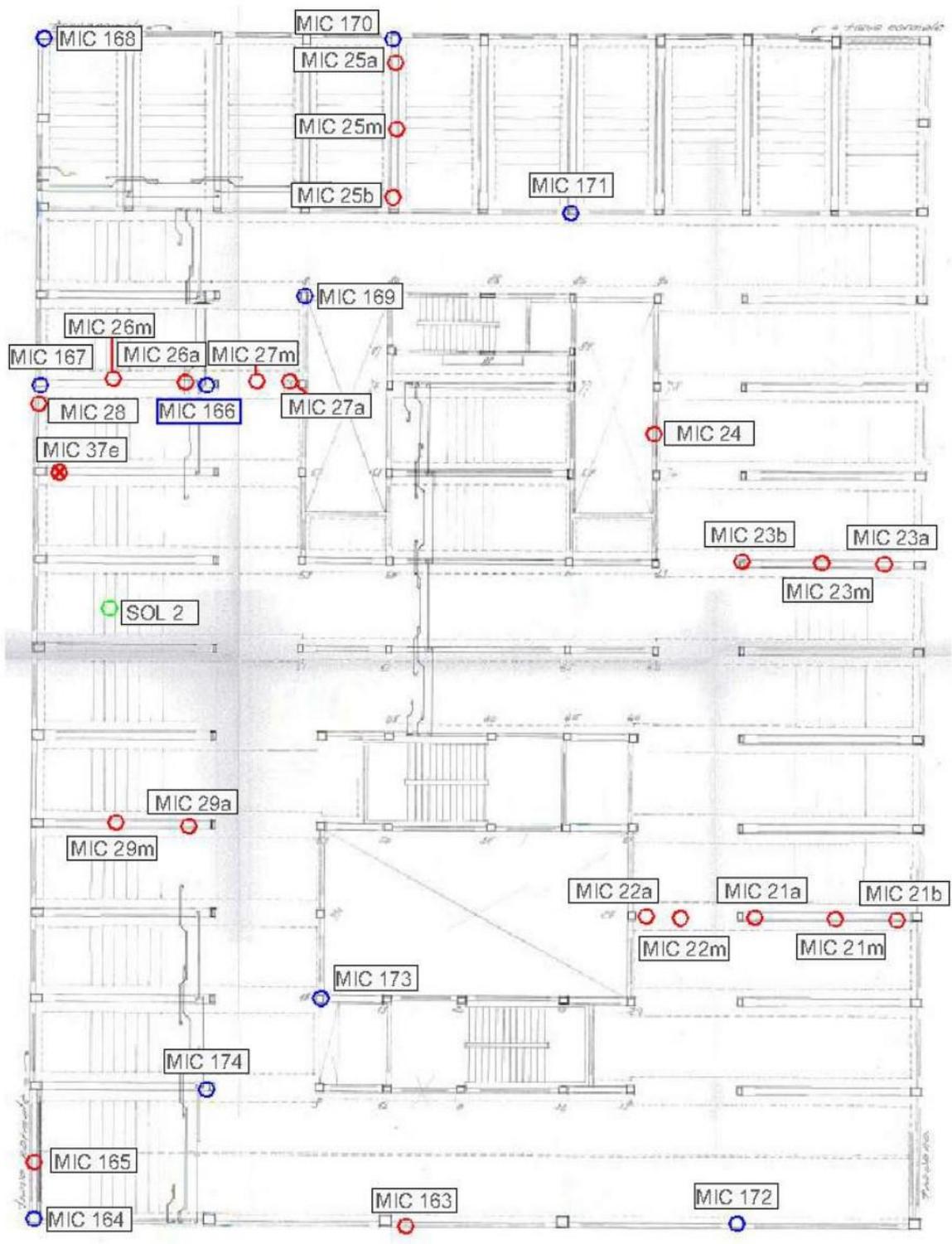


Figura 12 Planimetria indagini piano secondo

Piano L02													
Pilastri	Longitudinale					Staffe				Dim		Ac	As/Ac
	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez			
MIC 168	4	14			6,16	20	6	2	0,57	60	55	3300	0,19%
MIC 170	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	40	2200	0,28%
MIC 171	6	20			18,85	20	7	2	0,77	50	40	2000	0,94%
MIC 169	6	14			9,24	20	8	2	1,01	40	30	1200	0,77%
MIC 166	6	20			18,85	20	7	2	0,77	50	40	2000	0,94%
MIC 173	4	18			10,18	20	8	2	1,01	40	40	1600	0,64%
MIC 174	8	20			25,13	20	7	2	0,77	50	40	2000	1,26%
MIC 164	4	14			6,16	20	6	2	0,57	60	55	3300	0,19%
MIC 172	4	14			6,16	20	7	2	0,77	55	55	3025	0,20%

Tabella 10 Piano secondo

Piano L02													
Travi	Longitudinale						Staffe				Dim		
	n	fi	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez	
MIC 25a	9	26					47,78	20	8	2	1,01	40	74
MIC 25m	7	26					37,17	20	8	2	1,01	40	74
MIC 25b	9	26					47,78	20	8	2	1,01	40	74
MIC 26m	7	26					37,17	20	8	2	1,01	40	74
MIC 26a	9	26					47,78	20	8	2	1,01	40	74
MIC 27m	4	20	2	12			14,83	25	8	4	2,01	46+35+56	36
MIC 27a	4	20	2	12			14,83	20	8	4	2,01	46+35+56	36
MIC 24	4	10					3,14	20	6	2	0,57	20	90
MIC 37e	6	26	2	12			34,12	25	8	2	1,01	40	30
MIC 23m	7	26					37,17	20	8	2	1,01	40	75
MIC 23a	9	26					47,78	20	8	2	1,01	40	75
MIC 23b	9	26					47,78	20	8	2	1,01	40	75
MIC 29m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	75
MIC 29a	6	26	2	14			34,93	20	8	2	1,01	40	75
MIC 22m	2	26	4	20	2	12	25,45	25	8	4	2,01	44+34+44	36

MIC 22a	2	26	4	20	2	12	25,45	20	8	4	2,01	44+34+44	36
MIC 21m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	75
MIC 21a	6	26	2	14			34,93	20	8	2	1,01	40	75
MIC 21b	6	26	2	14			34,93	20	8	2	1,01	40	75
MIC 165	4	10					3,14	25	6	2	0,57	15	95
MIC 163	2	26	2	12			12,88	25	8	2	1,01	20	95
MIC 28	4	8					2,01	25	6	2	0,57	20	95

Tabella 11 Travi piano secondo

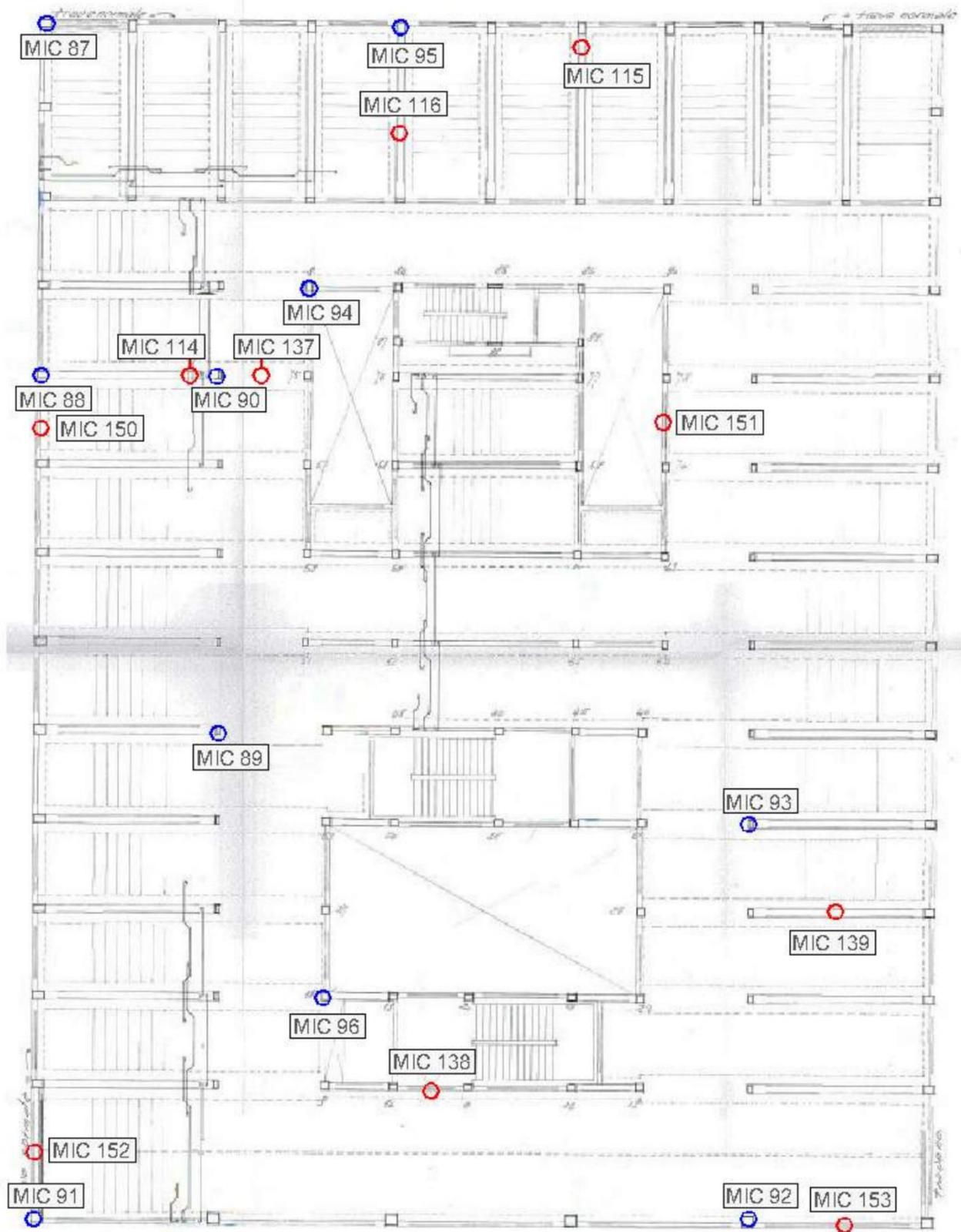


Figura 13 Planimetria indagini piano terzo

Piano L03													
Pilastr	Longitudinale					Staffe				Dim		Ac	As/Ac
	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez			
MIC 87	4	14			6,16	25	6	2	0,57	60	40	2400	0,26%
MIC 95	4	14			6,16	25	6	2	0,57	55	40	2200	0,28%
MIC 94	4	14			6,16	20	6	2	0,57	40	30	1200	0,51%
MIC 90	6	20			18,85	20	7	2	0,77	40	40	1600	1,18%
MIC89	4	14			6,16	20	6	2	0,57	50	40	2000	0,31%
MIC 96	4	14			6,16	20	6	2	0,57	40	40	1600	0,38%
MIC 91	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	60	3300	0,19%
MIC 92	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	55	3025	0,20%

Tabella 12 Pilastr piano terzo

Piano L03													
Travi	Longitudinale						Staffe				Dim		
	n	fi	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez	
MIC 115	8	26	1	24			47,00	25	8	2	1,01	40	74
mic 116	7	26					37,17	25	8	2	1,01	40	74
MIC 114	6	26	2	14			34,93	25	8	2	1,01	40	74
MIC 137	4	20	2	12			14,83	25	8	4	2,01	45+36+45	36
MIC 151	4	12					4,52	25	6	2	0,57	28	30
MIC 138	4	10					3,14	25	8	2	1,01	21	88
MIC 152	4	10					3,14	30	6	2	0,57	15	85
MIC 153	2	14					3,08	30	8	2	1,01	20	63

Tabella 13 Travi piano terzo

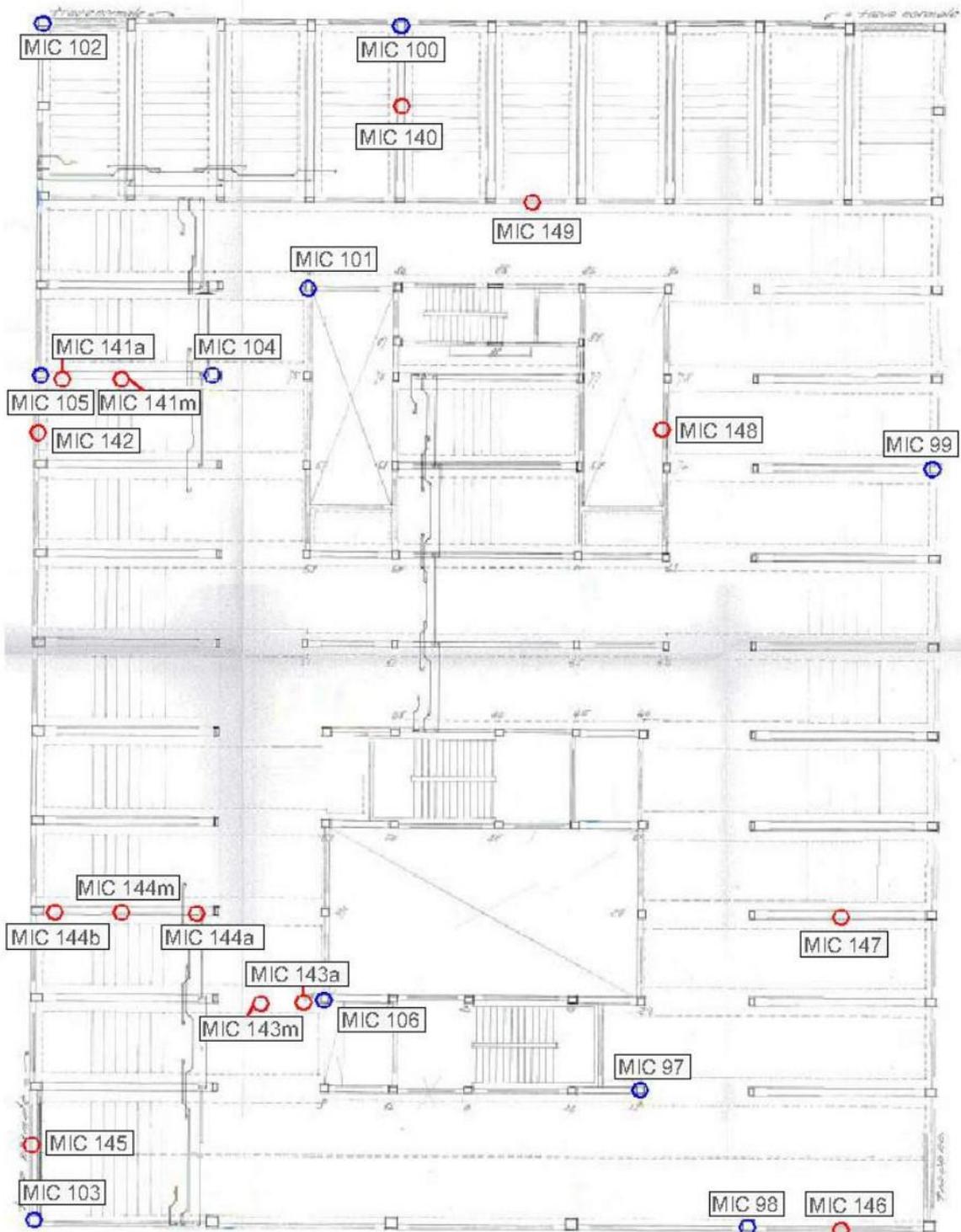


Figura 14 Planimetria indagini piano quarto

Piano L04													
Pilastrì	Longitudinale					Staffe				Dim		Ac	As/Ac
	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez			
MIC 102	4	14			6,16	20	6	2	0,57	60	40	2400	0,26%
mic 100	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	40	2200	0,28%
MIC 101	4	14			6,16	25	6	2	0,57	55	40	2200	0,28%
MIC 105	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	40	2200	0,28%
MIC 104	6	20			18,85	20	7	2	0,77	40	40	1600	1,18%
MIC 99	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	40	2200	0,28%
MIC 106	4	14			6,16	20	6	2	0,57	40	40	1600	0,38%
MIC 97	4	20			12,57	20	6	2	0,57	40	40	1600	0,79%
MIC 98	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	55	3025	0,20%
MIC 103	4	14			6,16	20	6	2	0,57	60	55	3300	0,19%

Tabella 14 Pilastrì piano quarto

Piano L04													
Travi	Longitudinale						Staffe				Dim		
	n	fi	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez	
MIC 140	7	26					37,17	25	8	2	1,01	40	74
MIC 149	2	10	2	8			2,58	30	8	2	1,01	20	65
MIC 141m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	74
MIC 141a	6	26	2	14			34,93	25	8	2	1,01	40	74
MIC 148	2	8	2	10			2,58	27	6	2	0,57	20	90
MIC 144m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	74
MIC 144a	6	26	2	14			34,93	25	8	2	1,01	40	74
MIC 144b	6	26	2	14			34,93	25	8	2	1,01	40	74
MIC 143m	2	26	4	20	2	12	25,45	25	8	4	2,01	45+35+45	36
MIC 143a	2	26	3	20	2	12	22,31	25	8	4	2,01	45+35+45	36
MIC 147	4	26	2	14			24,32	27	8	2	1,01	40	74
MIC 145	4	10					3,14	20	6	2	0,57	15	85
MIC 146	2	14					3,08	20	8	2	1,01	20	63

Tabella 15 Travi piano quarto

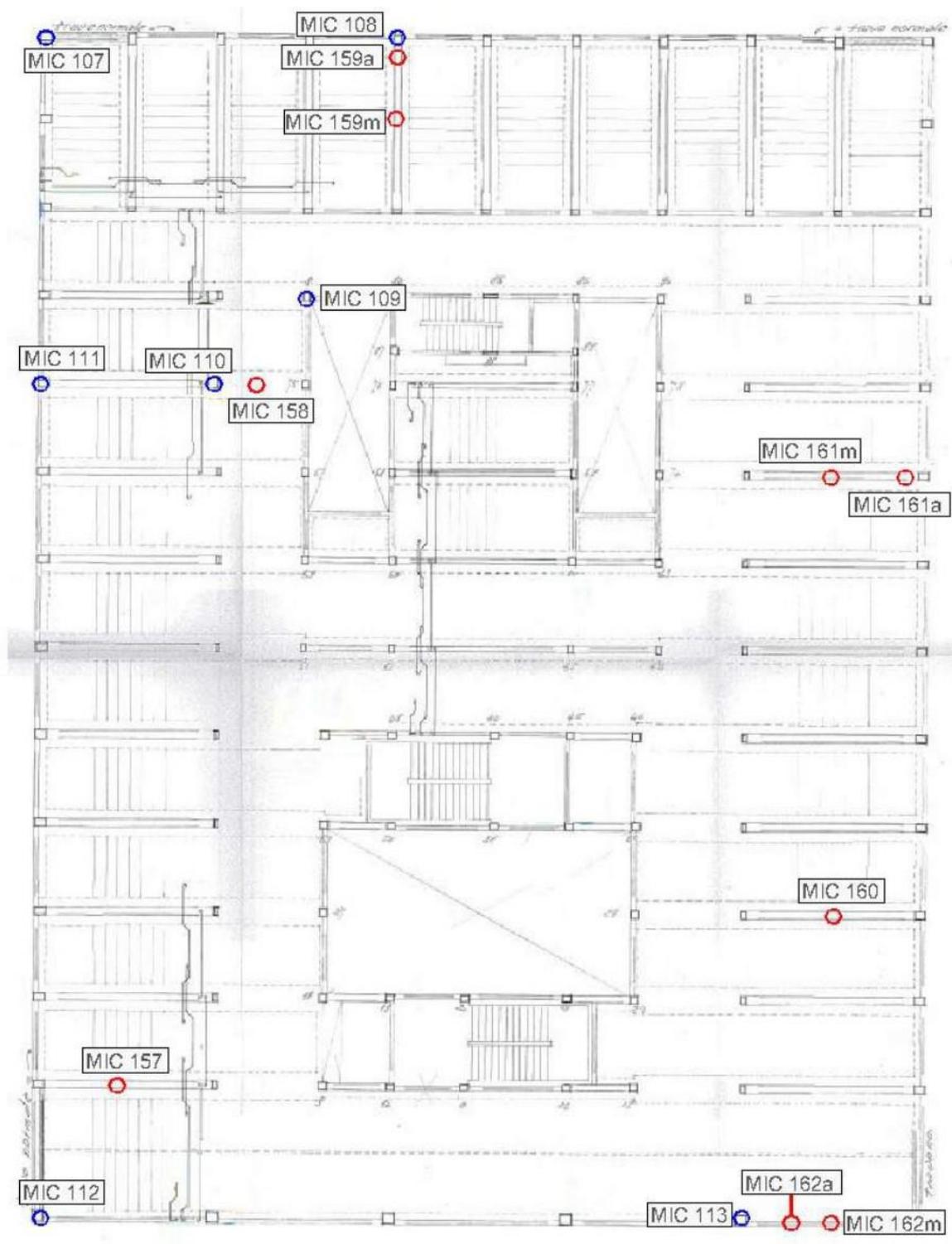


Figura 15 Planimetria indagini piano quinto

Piano L05													
Pilastrì	Longitudinale					Staffe				Dim		Ac	As/Ac
	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez			
MIC 107	4	14			6,16	20	6	2	0,57	60	40	2400	0,26%
MIC 108	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	40	2200	0,28%
MIC 109	4	14			6,16	20	6	2	0,57	40	30	1200	0,51%
MI 111	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	40	2200	0,28%
MIC 110	4	14			6,16	20	6	2	0,57	40	35	1400	0,44%
MIC 112	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	60	3300	0,19%
MIC 113	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	55	3025	0,20%

Tabella 16 Pilastrì piano quinto

Piano L05													
Travi	Longitudinale					Staffe				Dim			
	n	fi	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez	
MIC 159m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	65
MIC 159a	7	26	2	14			40,24	25	8	2	1,01	40	65
MIC 158	5	18	2	12			14,99	25	8	2	1,01	44+35+44	36
MIC 161m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	44	74
MIC 161a	6	26	2	14			34,93	25	8	2	1,01	44	74
MIC 160	4	26	2	14			24,32	28	8	2	1,01	40	74
MIC 157	6	26					31,86	25	8	2	1,01	40	71,5
MIC 162m	1	10					0,79	30	8	2	1,01	20	61
MIC 162a	1	20					3,14	30	8	2	1,01	20	30

Tabella 17 Travi piano quinto

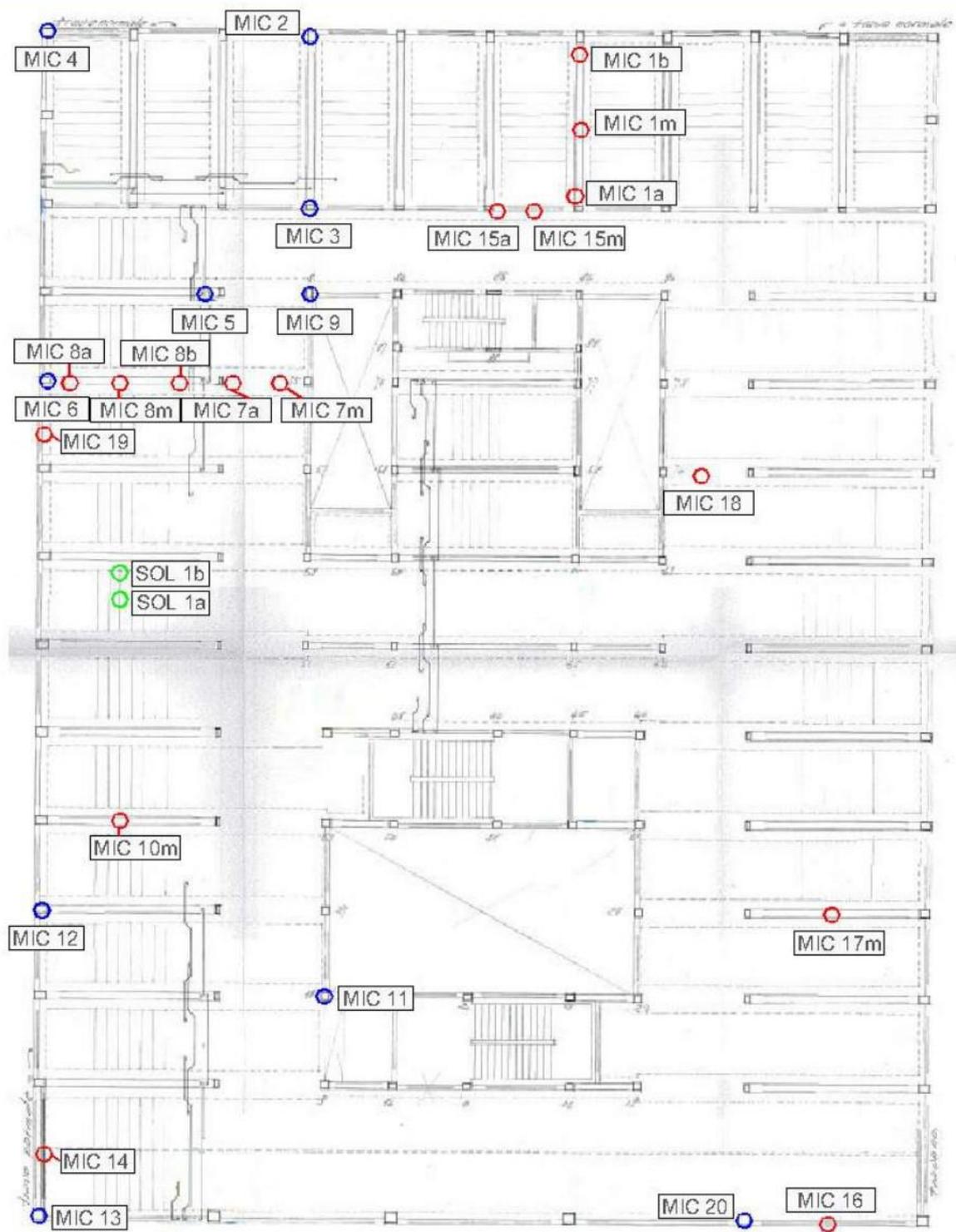


Figura 16 Planimetria indagini piano sesto

Piano L06													
Pilastrì	Longitudinale									Dim		Ac	As/Ac
	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez			
MIC 4	4	14			6,16	20	7	2	0,77	60	40	2400	0,26%
MIC 2	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	40	2200	0,28%
MIC 3	4	14			6,16	20	6	2	0,57	40	25	1000	0,62%
MIC 5	4	14			6,16	20	6	2	0,57	35	40	1400	0,44%
MIC 9	4	14			6,16	20	6	2	0,57	40	30	1200	0,51%
MIC 6	4	14			6,16	20	6	2	0,57	40	55	2200	0,28%
MIC 12	4	14			6,16	20	6	2	0,57	40	55	2200	0,28%
MIC 11	4	14			6,16	25	6	2	0,57	40	40	1600	0,38%
MIC 13	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	55	3025	0,20%
MIC 20	4	14			6,16	20	6	2	0,57	55	55	3025	0,20%

Tabella 18 Pilastrì piano sesto

Piano L06													
Travi	Longitudinale						Staffe				Dim		
	n	fi	n	fi	n	fi	A	s	fi	b	A	Sez	
MIC 1m	4	26	2	14			24,32	20	8	2	1,01	40	56
MIC 1b	6	26	2	14			34,93	20	8	2	1,01	40	56
MIC 1a	6	26	2	14			34,93	20	8	2	1,01	40	56
MIC 15m	2	10	2	8			2,58	20	8	2	1,01	25	58
MIC 15a			2	8			1,01	20	8	2	1,01	25	58
MIC 8m	4	26	2	14			24,32	25	8	2	1,01	40	57
MIC 8a	2	26	2	14			13,70	25	8	2	1,01	40	57
MIC 8B	2	26	2	14			13,70	25	8	2	1,01	40	57
MIC 7m	2	26	6	16			22,68	30	8	4	2,01	90	30
MIC 7a	6	16					12,06	30	8	4	2,01	90	30
MIC 19	2	10					1,57	25	6	2	0,57	25	58
MIC 18	6	16					12,06	30	8	4	2,01	90	30
MIC 10m	4	26	2	12			23,50	25	8	2	1,01	40	57
MIC 17m	4	26	2	12			23,50	25	8	2	1,01	40	58
MIC 14	4	8					2,01	24	6	2	0,57	15	57
MIC 16	2	8					1,01	5	8	2	1,01	25	58

Tabella 19 Travi piano sesto

4.2 Modellazione f.e.m.

Dopo aver determinato le resistenze dei materiali e le caratteristiche geometriche delle sezioni, si procede con la creazione di un modello ad elementi finiti, realizzato mediante un software di calcolo specifico. Questo modello consente di analizzare diverse strategie di intervento, tutte accomunate dalla demolizione della parte interna dell'edificio e dalla successiva costruzione di quattro vani ascensori. Questi ultimi non solo assolvono alla loro funzione primaria, ma svolgono anche un ruolo strutturale fondamentale, contribuendo all'assorbimento delle azioni orizzontali indotte dal sisma.

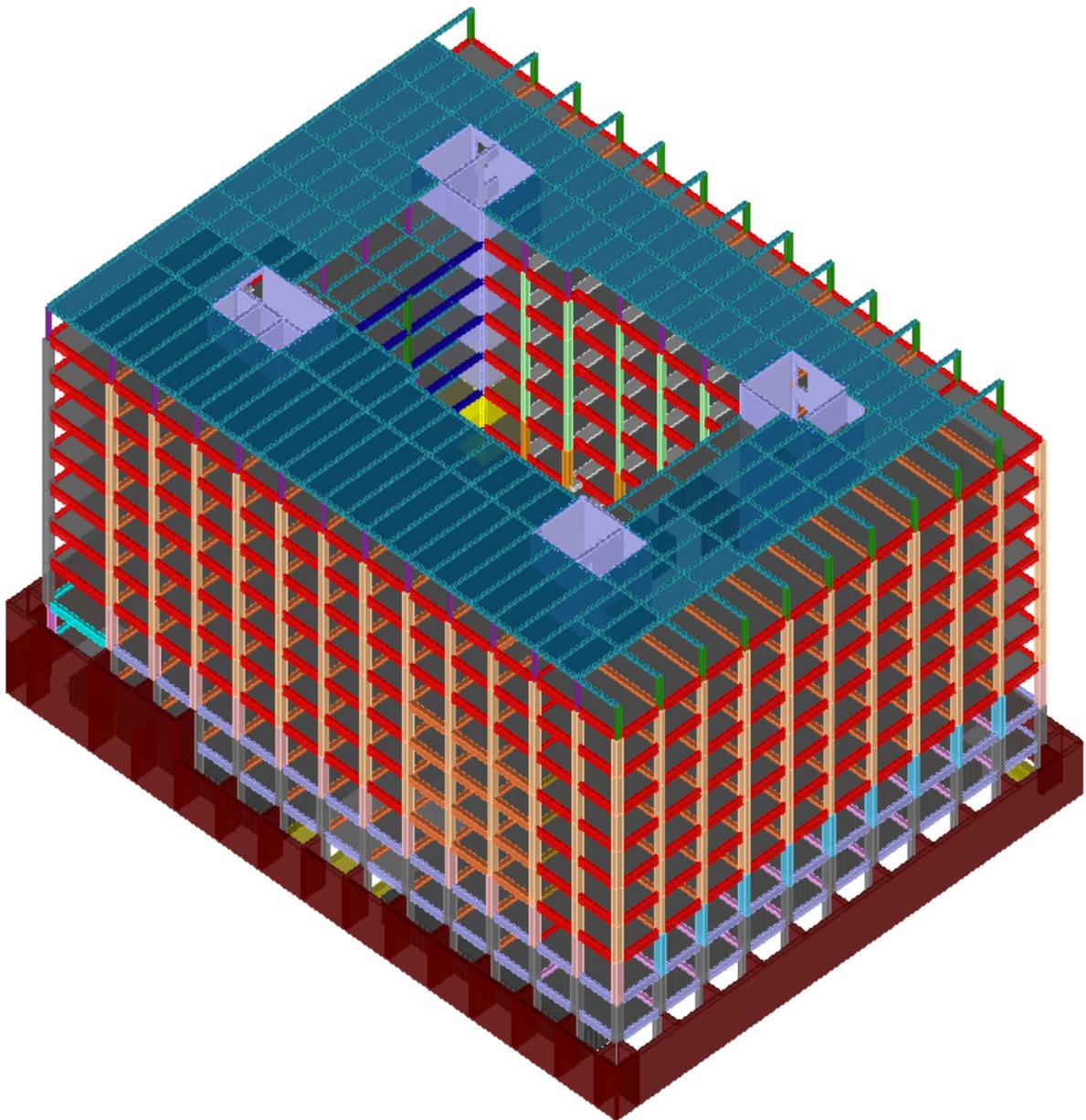


Figura 17 Modello agli elementi finiti

Per garantire una modellazione realistica, è stata adottata una rappresentazione accurata degli elementi strutturali. In particolare, le travi e i pilastri sono stati schematizzati attraverso elementi **beam**, mentre le pareti in calcestruzzo armato sono state simulate mediante elementi **membrana**, al fine di riprodurre un comportamento il più possibile aderente alla realtà strutturale.

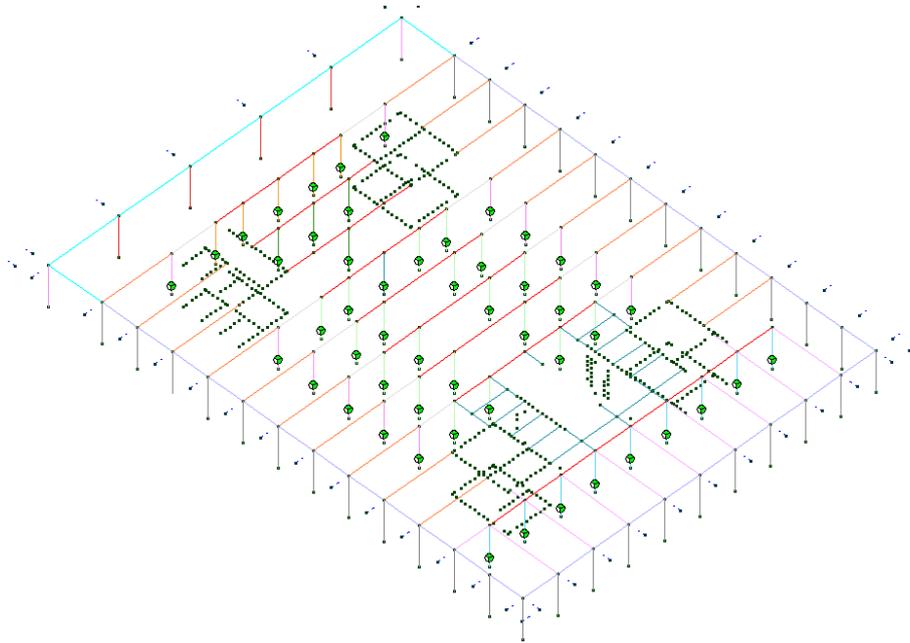


Figura 18 Elementi beam per travi e pilastri

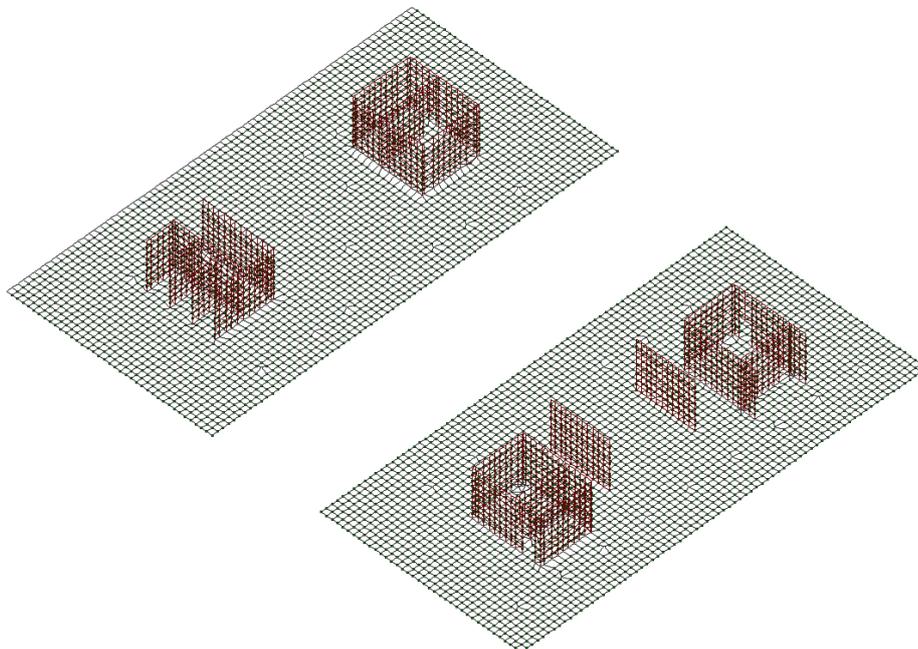


Figura 19 Elementi membrana per platea e nuclei in C.A.

Un aspetto cruciale della modellazione ha riguardato l'interazione tra la struttura e il terreno. A tal fine, i piani interrati sono stati circondati da elementi **membrana**, che simulano l'effettivo comportamento dei muri di sostegno del terreno. Questi elementi sono stati vincolati su un sistema di molle calibrate secondo un coefficiente di Winkler, pari alla spinta passiva del terreno, in modo da riprodurre fedelmente il supporto offerto dal suolo alla struttura.

Di seguito viene riportata l'ossatura dell'edificio

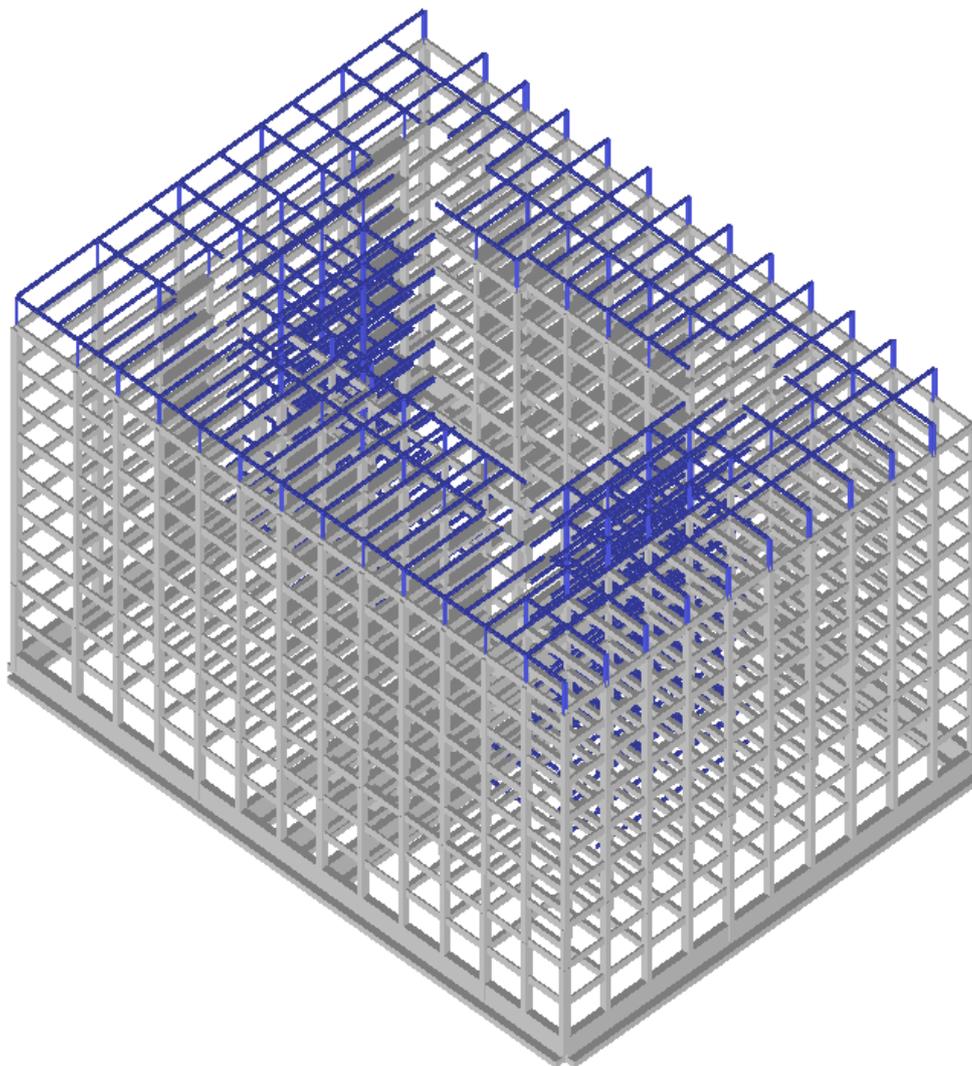


Figura 20 Telaio edificio

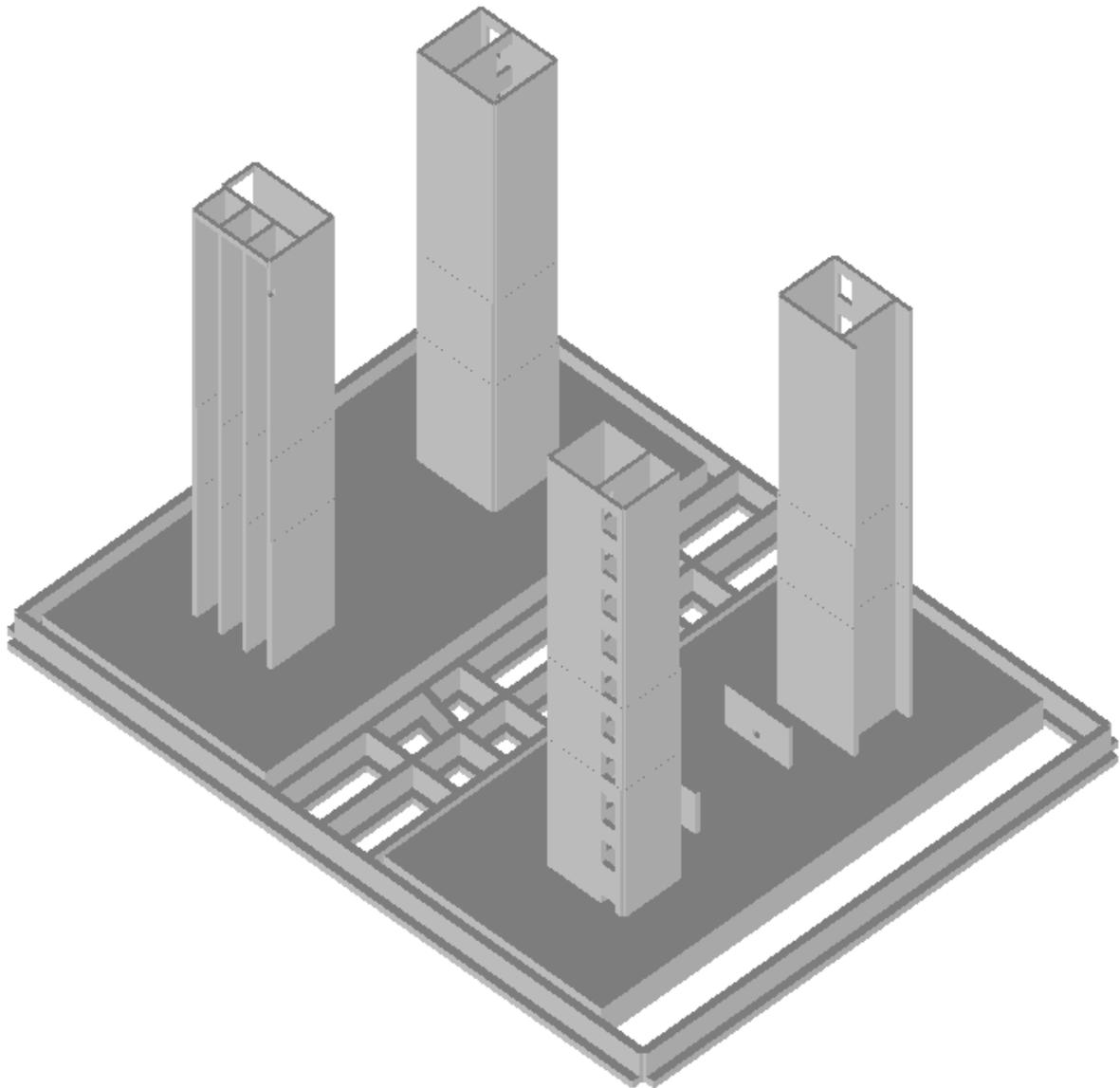


Figura 21 Platea e nuclei in C.A. di nuova costruzione

Completata la modellazione degli elementi, sono stati inseriti i carichi agenti e le condizioni sismiche specifiche del sito.

4.2.1 Comparazione dei risultati

Per valutare in modo approfondito la risposta dinamica della struttura, è stata eseguita un'analisi modale, finalizzata a comprendere il comportamento dell'edificio sotto l'azione delle sollecitazioni dinamiche.

I risultati ottenuti sono stati confrontati prendendo in esame gli spostamenti risultanti da differenti configurazioni costruttive. In particolare, sono state analizzate diverse ipotesi di comportamento strutturale, tra cui: il caso in cui la resistenza alle azioni orizzontali fosse affidata esclusivamente alle

pareti in calcestruzzo armato; la possibilità di una collaborazione parziale della pilastrata esterna; fino ad arrivare a uno scenario in cui tutte le pilastrate contribuiscono attivamente alla resistenza sismica dell'edificio. Attraverso questa analisi comparativa, si è potuto identificare con maggiore precisione quali pilastri, oltre al rinforzo con materiali fibrorinforzati (FRC), necessitassero di un ulteriore intervento di consolidamento a livello del nodo strutturale, al fine di garantire un comportamento più efficace dell'intera struttura sotto l'azione sismica e quindi comprendere quali elementi potessero essere considerati secondari.

Di seguito sono riportate le diverse configurazioni di deformata risultanti dalle varie tipologie strutturali analizzate.

Come primo caso di studio, è stata valutata la configurazione in cui tutti i pilastri collaborano attivamente con i nuclei in calcestruzzo armato, contribuendo alla dissipazione delle forze orizzontali generate dall'evento sismico. Questo scenario consente di analizzare il comportamento globale della struttura in presenza di una distribuzione ottimale delle sollecitazioni tra i vari elementi portanti.

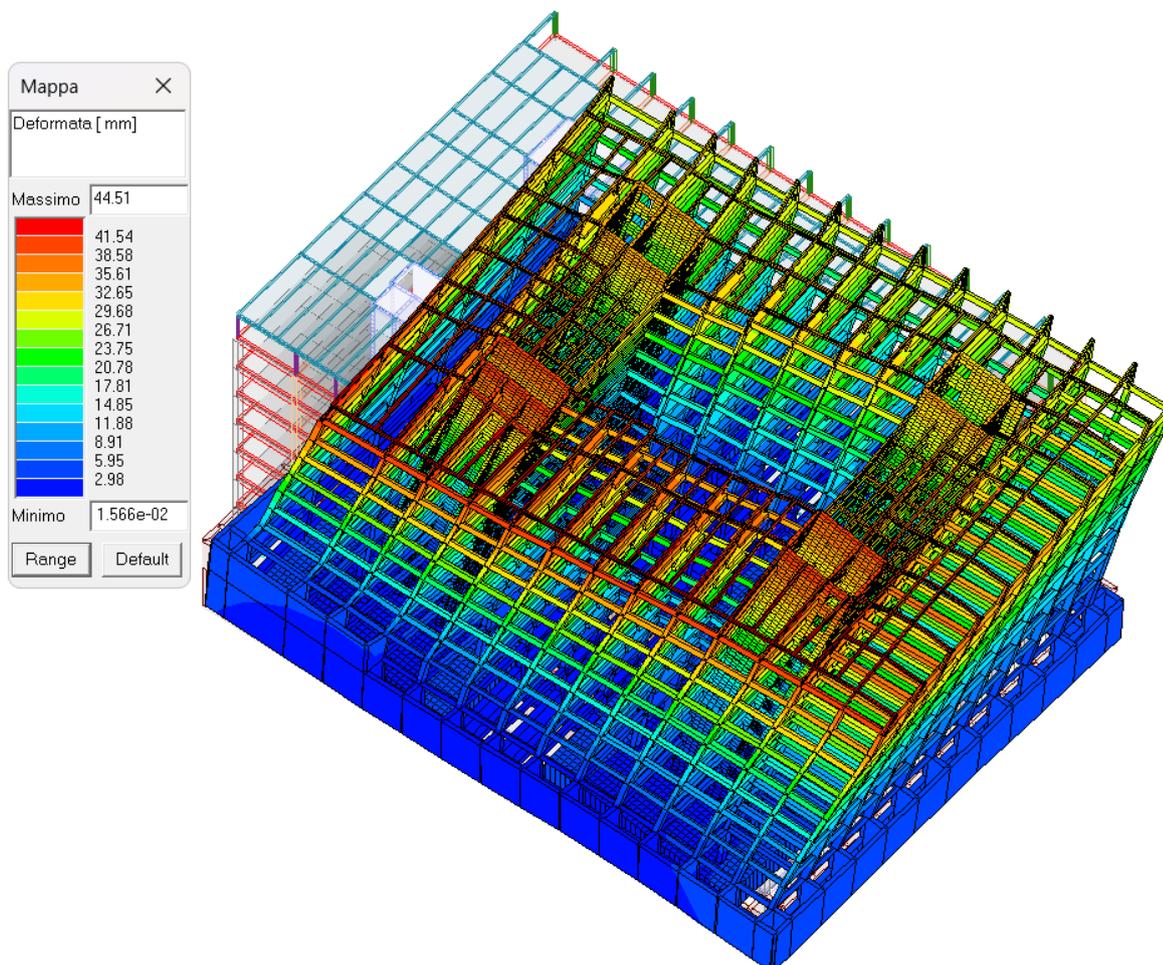


Figura 22 Pilastri collaboranti con i nuclei

In seconda battuta, è stata analizzata una configurazione alternativa in cui tutti i pilastri sono considerati elementi secondari, escludendoli quindi dalla collaborazione con i nuclei in calcestruzzo armato per l'assorbimento delle azioni orizzontali.

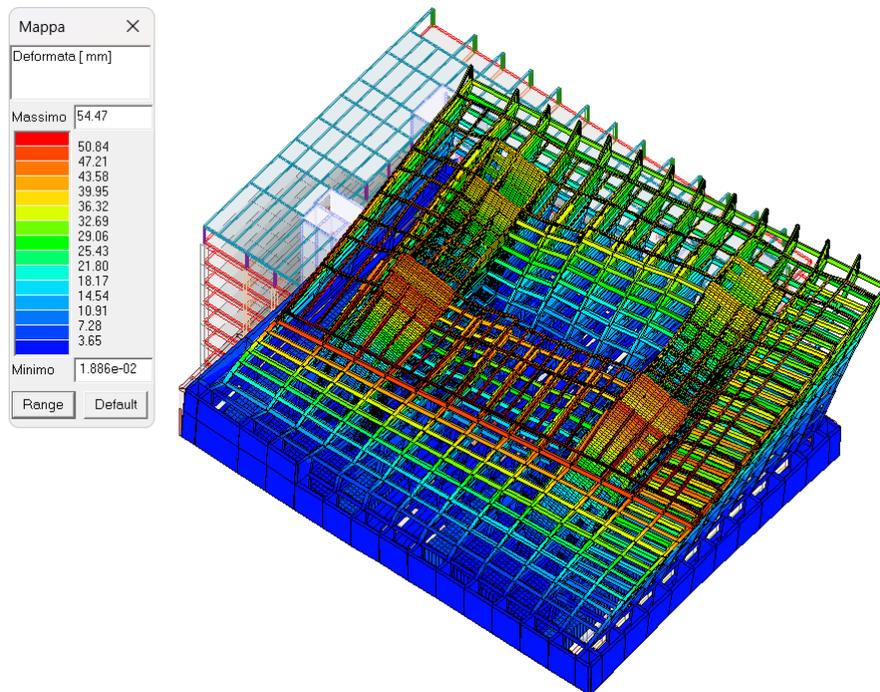


Figura 23 Tutti i pilastri come elementi secondari

Infine, è stata considerata una configurazione intermedia, in cui solo le pilastrate perimetrali collaborano con i nuclei in calcestruzzo armato nella resistenza alle azioni orizzontali.

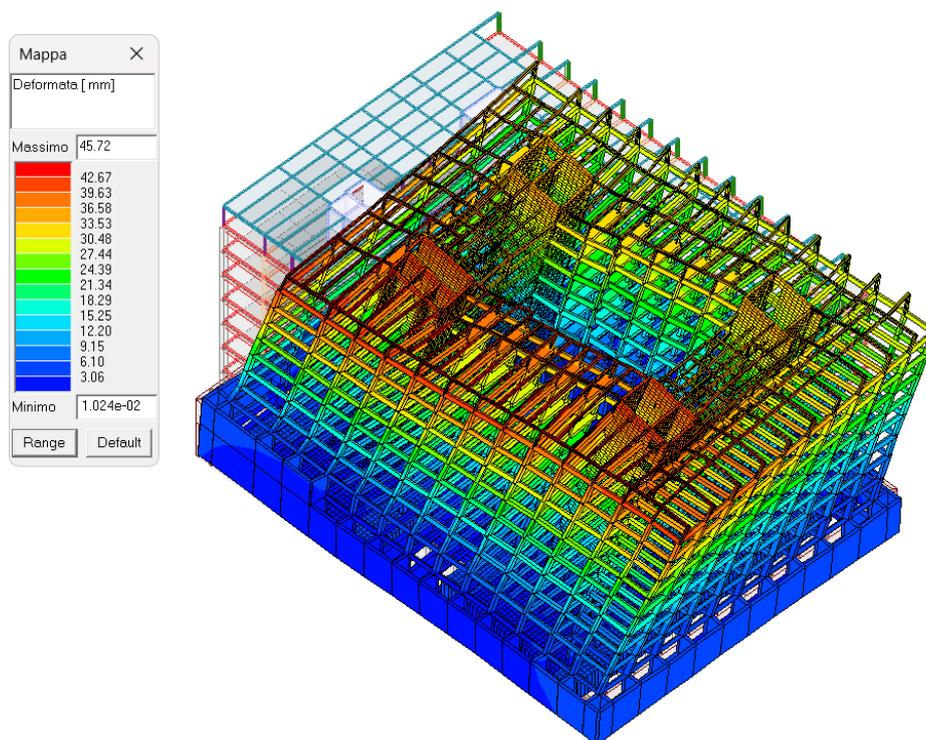


Figura 24 Pilastri perimetrali collaboranti

Dal momento che il primo modo di vibrare della struttura risulta prevalentemente **torsionale**, la presenza delle pilastrate perimetrali si rivela particolarmente vantaggiosa.

Infatti, il contributo di questi elementi consente di incrementare la rigidità torsionale complessiva, riducendo gli effetti indesiderati della rotazione e migliorando la distribuzione delle sollecitazioni. Di conseguenza, l'inserimento delle pilastrate esterne come elementi collaboranti con i nuclei in calcestruzzo armato si configura come una soluzione strutturalmente più efficace per mitigare il comportamento torsionale dell'edificio sotto azione sismica.

A seguire vengono riportati gli spostamenti relativi all'ultimo piano per ciascuna delle tre configurazioni strutturali analizzate.

Spostamenti nodi ultimo livello				
	CDC	X	CDC	Y
Pil. Cons	27	46,74	43	33,45
	30	47,67	46	39,34
Solo nuclei	20	61,2	31	43,84
	21	61,76	34	52,05
Pil. Est. Cons	27	49,53	43	39,58
	30	50,19	46	44,58

Confrontando le deformazioni con quelle della configurazione più rigida, si osserva che le differenze risultano accettabili nella struttura con i nodi esterni consolidati. Di conseguenza, questa soluzione viene considerata la più efficace e verrà sviluppata e implementata nella fase esecutiva del progetto.

	<i>Tutti i pilastrati</i>	<i>Pilastrati perimetrali</i>	<i>Nessun pilastro</i>
<i>X [mm]</i>	47,67	50,19	61,76
<i>%</i>	0	5%	30%
<i>Y [mm]</i>	39,34	44,58	52,05
<i>%</i>	0	13%	32%

A supporto di questa scelta, si fa riferimento alle *Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC18)*, capitolo 7.2.3, che stabilisce quanto segue:

"In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura "irregolare" a struttura "regolare" come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidezza ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell'analogo contributo degli elementi primari."

Alla luce di quanto detto, con la configurazione costruttiva adottata è possibile classificare i pilastri interni (tutti quelli non perimetrali) come elementi secondari, in quanto il loro contributo è limitato ai soli carichi gravitazionali, mentre la resistenza alle azioni orizzontali è affidata principalmente ai nuclei in calcestruzzo armato e alle pilastrate perimetrali.

4.2.2 Comparazione modello f.e.m. con la letteratura

Si è voluto mettere a confronto il momento alla base generato dalla configurazione in cui tutti i pilastri collaborano all'azione orizzontale con quello prodotto dalla configurazione in cui solo i pilastri perimetrali partecipano a tale azione.

In particolare, l'analisi ha mirato a evidenziare le differenze nei valori dei momenti risultanti nelle due configurazioni strutturali, al fine di comprendere l'influenza della partecipazione dei pilastri interni sulla risposta globale della struttura. Questo confronto risulta fondamentale per valutare l'effettiva rigidezza e capacità resistente del sistema nel suo complesso, permettendo di individuare eventuali criticità e ottimizzare il comportamento strutturale rispetto alle sollecitazioni orizzontali.

Per fornire un confronto chiaro e dettagliato tra le due situazioni strutturali, evidenziando come la distribuzione dei momenti vari in funzione della collaborazione o meno dei pilastri interni si presentano due tabelle che permettono di comprendere meglio il contributo di ciascun elemento alla risposta globale della struttura, supportando eventuali decisioni progettuali volte a migliorare l'efficienza e la sicurezza dell'intero sistema.

Le sollecitazioni considerate derivano dalla medesima combinazione di carico prevista per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Tabella 20 Confronto sollecitazioni alla base nei due modelli

Modello interamente consolidato			Pilastrini esterni consolidati		
M_{tot}	1,92E+05	[kNm]	M_{tot}	2,26E+05	[kNm]
$M_{mensola}$	1,84E+05	95,7%	$M_{mensola}$	2,21E+05	97,9%
M_{telaio}	8,34E+03	4,3%	M_{telaio}	4,70E+03	2,1%
V_{tot}	1,15E+04	[kN]	V_{tot}	9,88E+03	[kN]
$V_{mensola}$	9241,24	80,3%	$V_{mensola}$	8287,30	83,9%
V_{telaio}	2,27E+03	19,7%	V_{telaio}	1,59E+03	16,1%

È stato effettuato un confronto tra i risultati ottenuti dal modello ad elementi finiti e quelli presenti in letteratura, si è implementato un codice MATLAB appositamente progettato per generare i grafici riportati nel testo di riferimento, il libro *Teoria e Tecniche delle Strutture di Piero Pozzati, Volume 2,*

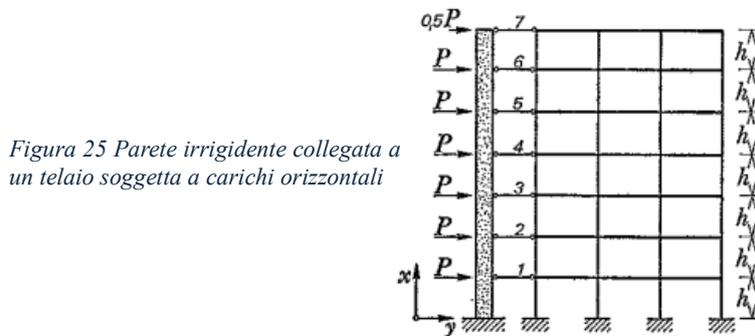


Figura 25 Parete irrigidente collegata a un telaio soggetta a carichi orizzontali

capitolo 16, dove i telai con pareti di irrigidimento soggetta ai carichi orizzontali.

L'obiettivo principale di questa implementazione è stato quello di riprodurre fedelmente le curve e le distribuzioni delle sollecitazioni descritte nel manuale, al fine di verificare la coerenza dei dati e validare l'approccio adottato nell'analisi delle configurazioni strutturali considerate. Attraverso l'uso di MATLAB, è stato possibile automatizzare il calcolo dei momenti consentendo così una visualizzazione chiara ed efficace dei fenomeni studiati confrontando in maniera immediata le due configurazioni strutturali, mettendo in evidenza le differenze nel comportamento del sistema in risposta ai carichi orizzontali.

L'equazione differenziale che governa il fenomeno è:

$$\frac{d^2 M_t}{dx^2} - \frac{M_t}{\lambda^2} = -\frac{M_0}{\lambda^2}$$

Dove:

$$M_t = A \cosh\left(\frac{x}{\lambda}\right) + B \sinh\left(\frac{x}{\lambda}\right) + M_{tp}$$

$$M_{tp} = M_0 - q\lambda^2$$

$$M_0 = -\frac{q(H-x)^2}{2}$$

Per ricavare le costanti A e B devo imporre delle condizioni al contorno:

- 1) Alla base del telaio (x=0) dev'essere nulla la rotazione dv/dx, essendo $T_t = dM_t/dx$, si deve avere $dM_t/dx=0$, per cui:

$$B = -\lambda \left(\frac{dM_{tp}}{dx}(x=0) \right)$$

- 2) In sommità (x=H), M_t dev'essere nullo, quindi:

$$A \cosh\left(\frac{x}{\lambda}\right) + B \sinh\left(\frac{x}{\lambda}\right) + M_{tp}(x=H) = 0$$

Conoscendo tutto il resto, si ricava la A e si sostituiscono le costanti nell'equazione di M_t data in precedenza.

$$\lambda = \sqrt{\frac{EJ_{mensola}}{GA'_{telaio}}} = \beta \cdot H$$

Tabella 21 Tabelle delle rigidezze

Modello interamente consolidato		
GA telaio		
$E_{pilastr}$	2,71E-03	kN/cm ²
$K_{i-piano}$	4,70E-02	kN/cm
GA_{EQ}	1,86E+01	kN
EJ Mensola		
E_{nuclei}	3,67E-03	kN/cm ²
EJ_{nuclei}	1,23E+09	kNcm ²
Beta	2,28	
Lambda	8125	

Pilastr		
GA telaio		
$E_{pilastr}$	2,71E-03	kN/cm ²
$K_{i-piano}$	2,40E-02	kN/cm
GA_{EQ}	9,51E+00	kN
EJ Mensola		
E_{nuclei}	3,67E-03	kN/cm ²
EJ_{nuclei}	1,23E+09	kNcm ²
Beta	3,19	
Lambda	11364	

Implementando le equazioni teoriche in MATLAB, è stato possibile ottenere i seguenti risultati:

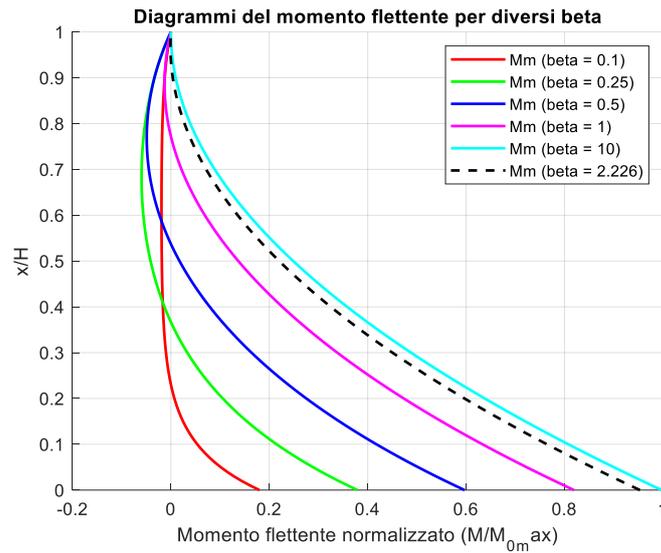


Figura 26 Modello consolidato

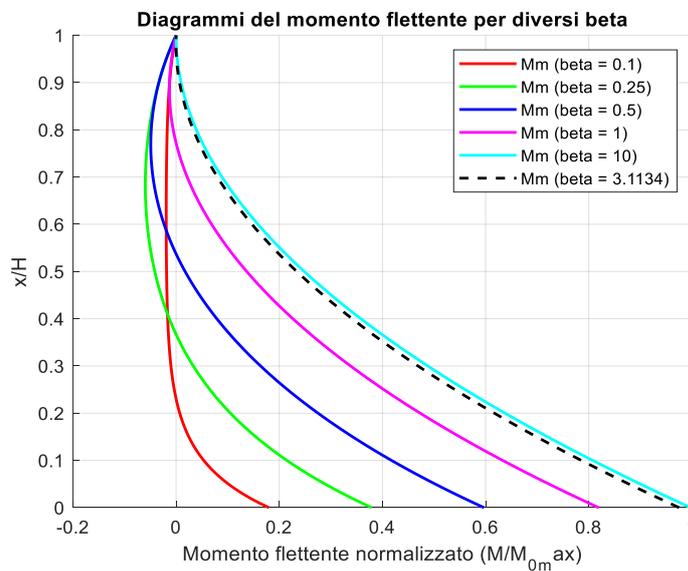


Figura 27 Pilastrini perimetrali consolidati

I risultati ottenuti mostrano un'eccellente corrispondenza tra il modello agli elementi finiti (FEM) e i dati presenti in letteratura, confermando l'accuratezza dell'implementazione numerica.

Dato che la struttura presenta una disposizione diversa nelle due direzioni, è necessario effettuare le analisi precedenti anche nell'altra direzione.

Tabella 22 Confronto sollecitazioni alla base nei due modelli direzione secondaria

Modello interamente consolidato			Pilastrini esterni consolidati		
M_{tot}	2,58E+05	[kNm]	M_{tot}	2,64E+05	[kNm]
$M_{mensola}$	2,55E+05	98,8%	$M_{mensola}$	2,63E+05	99,6%
M_{telaio}	2,97E+03	1,2%	M_{telaio}	1,18E+03	0,4%
V_{tot}	1,00E+04	[kN]	V_{tot}	1,24E+04	[kN]
$V_{mensola}$	9,24E+03	92,3%	$V_{mensola}$	1,21E+04	97,7%
V_{telaio}	7,76E+02	7,7%	V_{telaio}	2,81E+02	2,3%

Tabella 23 Tabelle delle rigidezze direzione secondaria

Modello interamente consolidato			Pilastrini esterni consolidati		
GA telaio			GA telaio		
$E_{pilastrini}$	2,71E-03	kN/cm ²	$E_{pilastrini}$	2,71E-03	kN/cm ²
$K_{i-piano}$	3,52E-02	kN/cm	$K_{i-piano}$	1,87E-02	kN/cm
GA_{EQ}	1,39E+01	kN	GA_{EQ}	7,41E+00	kN
EJ Mensola			EJ Mensola		
E_{nuclei}	3,67E-03	kN/cm ²	E_{nuclei}	3,67E-03	kN/cm ²
EJ_{nuclei}	3,01E+09	kNcm ²	EJ_{nuclei}	3,01E+09	kNcm ²
Beta	4,13		Beta	5,66	
Lambda	14704		Lambda	20138	

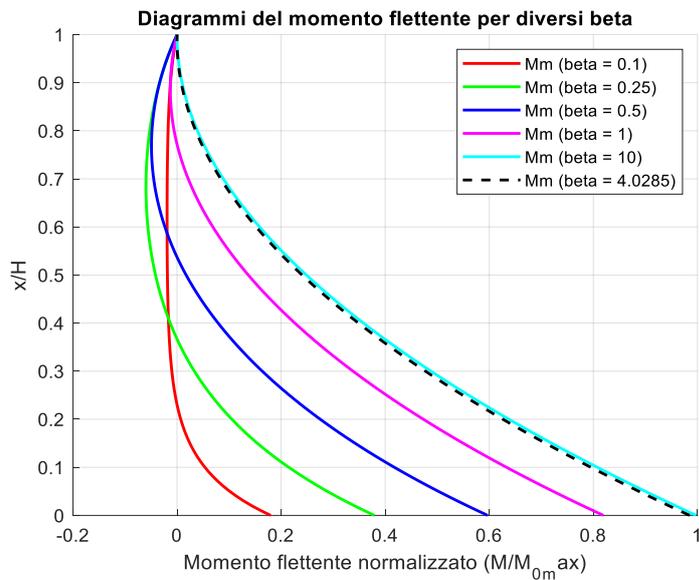


Figura 28 Modello consolidato direzione secondaria

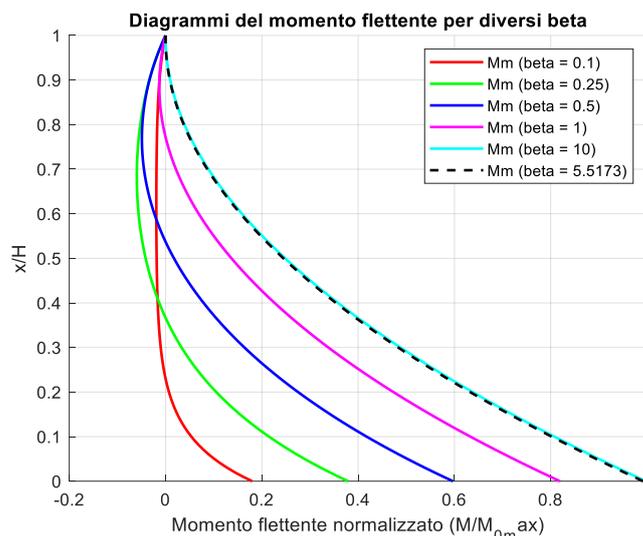


Figura 29 Pilastri perimetrali consolidati direzione secondaria

Nello specifico, per il modello in cui tutti i pilastri partecipano alla resistenza orizzontale, il valore calcolato tramite FEM risulta pari al **95,66%**, mentre quello riportato in letteratura è **95,32%**, con una differenza trascurabile che attesta la validità del metodo utilizzato. Analogamente, nel caso in cui solo i pilastri perimetrali collaborano, il modello FEM restituisce un valore pari al **97,92%**, rispetto al **97,52%** riportato nelle fonti teoriche, evidenziando ancora una volta un'ottima concordanza tra i due approcci.

Queste minime discrepanze possono essere attribuite a fattori come la discretizzazione del modello FEM, piccole differenze nelle ipotesi di calcolo o arrotondamenti numerici. Tuttavia, l'elevato grado di similitudine tra i risultati conferma l'affidabilità della modellazione agli elementi finiti e la sua capacità di riprodurre con precisione i comportamenti strutturali attesi.

Tabella 24 Momento assorbito dalla mensola nelle diverse ipotesi

	Modello interamente consolidato	Pilastri esterni consolidati
F.E.M.	95,66%	97,92%
Da letteratura	95,32%	97,52%
F.E.M direzione secondaria	98,85%	99,55%
Da letteratura direzione secondaria	98,50%	99,19%

In conclusione, l'analisi ha dimostrato che non è necessario coinvolgere l'intera struttura del telaio nell'assorbimento delle forze orizzontali. La riduzione del momento flettente sulle mensole risulta trascurabile, pertanto si ritiene sufficiente concentrare gli interventi di consolidamento sui soli pilastri perimetrali.

4.3 Analisi Pushover

L'**analisi pushover** è un metodo di analisi strutturale non lineare utilizzato per valutare la risposta sismica di edifici e strutture. Si tratta di un'analisi statica incrementale, in cui un carico orizzontale crescente viene applicato a un modello della struttura fino a raggiungere il collasso o una condizione di prestabilita deformazione. L'obiettivo principale è valutare la capacità di una struttura di resistere alle azioni sismiche e identificare i punti deboli.

L'analisi pushover si basa su un modello strutturale non lineare, che tiene conto della plasticizzazione progressiva della struttura. Essa consente di ottenere la *curva di capacità*, ovvero il grafico che rappresenta la relazione tra la forza laterale applicata e lo spostamento del punto di controllo (solitamente il centro di massa dell'ultimo piano). Questa curva fornisce informazioni fondamentali sulla capacità della struttura di dissipare energia e sulla sua riserva di duttilità prima del collasso.

Modellazione dell'Analisi Pushover in SAP2000

L'analisi pushover è un metodo statico non lineare utilizzato per valutare la capacità sismica di una struttura. In SAP2000, questa analisi viene implementata attraverso la definizione di un modello strutturale che include proprietà non lineari per materiali ed elementi, permettendo di simulare la risposta progressiva della struttura sotto carichi orizzontali crescenti.

La modellazione segue le linee guida della ASCE/SEI 41, che definisce i criteri per la valutazione sismica degli edifici esistenti, tra cui:

- *Definizione della geometria e dei materiali*, considerando le proprietà meccaniche degradate nel tempo.
- *Assegnazione delle cerniere plastiche* agli elementi strutturali, seguendo i criteri di accettazione stabiliti dalla normativa.
- *Applicazione dei carichi orizzontali* proporzionali alle forze statiche equivalenti o ai modi di vibrare principali.
- Esecuzione dell'analisi per ottenere la *curva di capacità*, che rappresenta la relazione tra spostamento e forza totale applicata.

I risultati permettono di individuare le zone critiche della struttura, valutare la formazione di meccanismi di collasso e supportare le decisioni progettuali per l'adeguamento sismico. In particolare, è possibile ottimizzare il consolidamento selettivo dei nodi trave-colonna, migliorandone la capacità di partecipazione all'azione sismica e la sicurezza globale della struttura.

Il carico sismico può essere applicato secondo diverse distribuzioni, come quella uniforme, proporzionale alla massa della struttura, o quella modale, basata sulla forma del primo modo di vibrazione. La simulazione può essere condotta seguendo due approcci principali: il controllo per spostamento (Displacement Control), che impone un progressivo aumento dello spostamento del punto di controllo, oppure il controllo per forza (Force Control), che applica un incremento progressivo delle forze agenti.

4.3.1 Curve di capacità

L'analisi pushover ha fornito due curve di capacità, una per ogni direzione, ottenute considerando un carico laterale uniformemente distribuito. L'immagine mostra una di queste curve, che mette in relazione lo spostamento (displacement) della struttura con il taglio alla base (base shear).

Le analisi sono state svolte sotto un carico uniformemente distribuito.

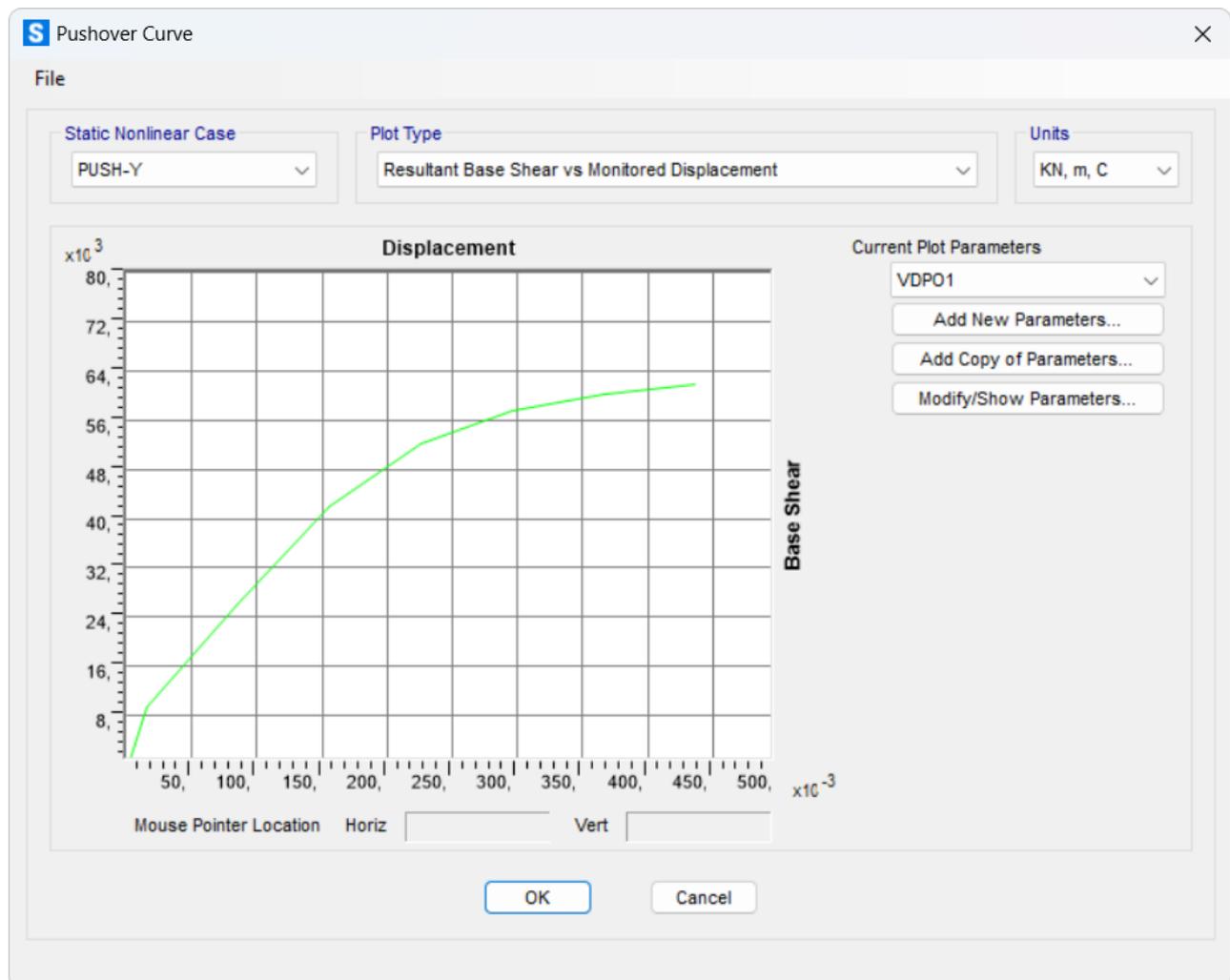


Figura 30 Pushover direzione y

L'asse orizzontale ci dice quanto l'edificio si è spostato, mentre l'asse verticale ci dice quanta forza è stata necessaria per causare quel movimento. Inizialmente, quando la spinta è lieve, l'edificio si oppone con forza, dimostrando la sua rigidità. Questa fase iniziale è rappresentata dalla parte ripida della curva.

Man mano che la spinta aumenta, però, l'edificio inizia a cedere. Alcuni elementi strutturali, come travi e pilastri, iniziano a deformarsi in modo permanente. Questa è la fase non lineare, dove la curva inizia a piegarsi. L'edificio sta ancora resistendo, ma la sua rigidità diminuisce.

Alla fine, raggiungiamo un punto critico: il punto di collasso. Qui, l'edificio ha raggiunto il limite della sua resistenza. Oltre questo punto, anche se continuiamo a spingere, la forza che l'edificio può sopportare diminuisce.

La forma della curva, in particolare la sua lunghezza nella fase non lineare, ci dice quanto l'edificio è "duttile".

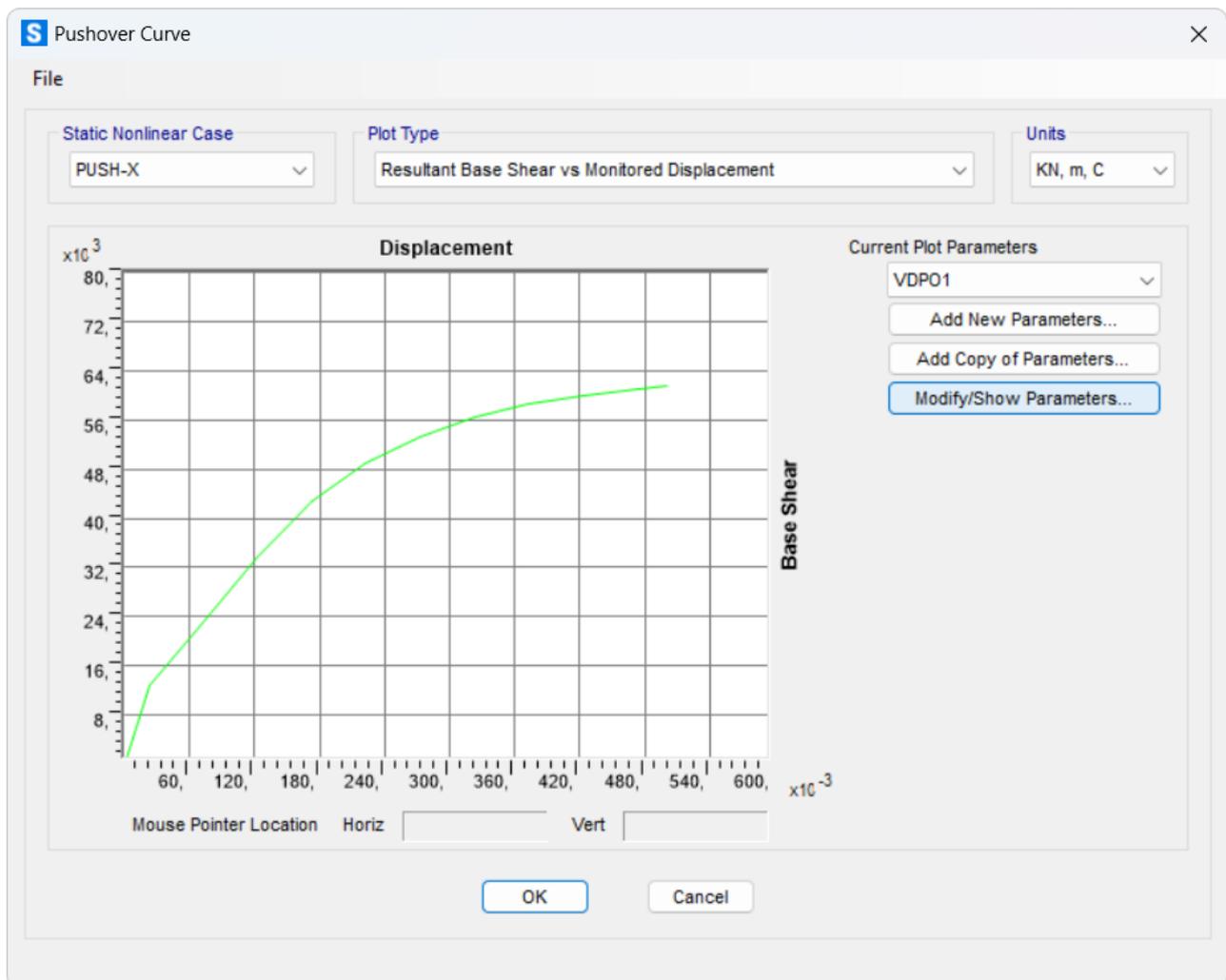


Figura 31 Pushover direzione x

In particolare, per la direzione y, il collasso avviene con una forza alla base pari a 7467,13 kN e uno spostamento massimo di 50 cm, mentre nella direzione x il cedimento strutturale si manifesta con una forza alla base di 68.903,7 kN e uno spostamento di 42 cm.

4.3.2 Confronto tra forza alla base e taglio resistente della struttura

A questo punto, sorge un quesito essenziale: la struttura è realmente in grado di sopportare tali forze di taglio? Per rispondere a questa domanda, è necessario calcolare la capacità resistente della struttura al taglio, determinata dai setti che compongono i nuclei in calcestruzzo armato (C.A.). Successivamente, la somma di queste capacità dovrà essere confrontata con i valori di taglio ottenuti dalle curve di capacità.

Il calcolo del taglio resistente alla base viene effettuato secondo le prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) per le pareti situate in zona sismica. In particolare, la verifica tiene conto dei meccanismi di rottura per taglio e flessione, considerando i contributi di resistenza del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale e trasversale.

Nel *Capitolo 7.4.4.5 delle Norme Tecniche per le Costruzioni* viene enunciato quanto segue:

“Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell’anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un’inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone dissipative tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo $0,4$.

Verifica a taglio-trazione dell’armatura dell’anima

Il calcolo dell’armatura d’anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} l_w)$. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5, assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 l_w$ ed un’inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° .

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28] \text{ ,,}$$

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell’armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

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

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Direzione X				
Nucleo 1			Nucleo 2	
Setto1	6060	[kN]	Setto 1	6060 [kN]
Setto2	6060	[kN]	Setto2	6060 [kN]
Setto3	3400	[kN]		
Nucleo 3			Nucleo 4	
Setto1	6621	[kN]	Setto1	6620 [kN]
Setto2	3592	[kN]	Setto2	6620 [kN]
Setto3	3592	[kN]	Setto3	4938 [kN]
Setto4	3592	[kN]		
Taglio complessivo dato dai setti perpendicolari all'azione			5660	[kN]
Taglio totale resistente			64913	[kN]

Direzione Y				
Nucleo 1			Nucleo 2	
Setto1	7855	[kN]	Setto1	7855 [kN]
Setto2	5723	[kN]	Setto2	6798 [kN]
Nucleo 3			Nucleo 4	
Setto1	7976	[kN]	Setto1	7976 [kN]
Setto 2	7976	[kN]	Setto 2	5802 [kN]
Setto 01	5802	[kN]	Parete 02	5802 [kN]
Taglio complessivo dato dai setti perpendicolari all'azione			6792	[kN]
Taglio totale resistente			76357	[kN]

Prima di procedere con il confronto tra il taglio ottenuto dall'analisi pushover e la capacità resistente della struttura, è fondamentale determinare quale frazione di questo taglio venga assorbita dal telaio nell'ultimo step della curva.

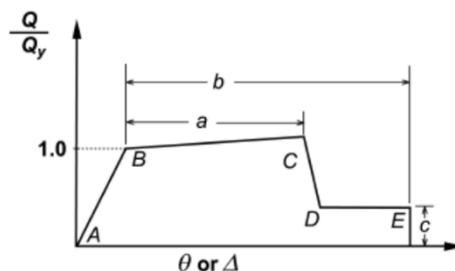


Figura 32 Comportamento cerniere plastiche SAP2000

Dall'analisi dell'immagine sottostante, si osserva che alcuni pilastri, in particolare quelli consolidati per resistere alle azioni orizzontali in combinazione con le mensole, sviluppano una cerniera plastica. Questa si colloca nel tratto B-C della curva che mostra il comportamento dalla cerniera plastica su SAP2000, il che implica che l'elemento strutturale non ha ancora raggiunto il collasso, ma ha un leggero miglioramento della resistenza prima di decadere.

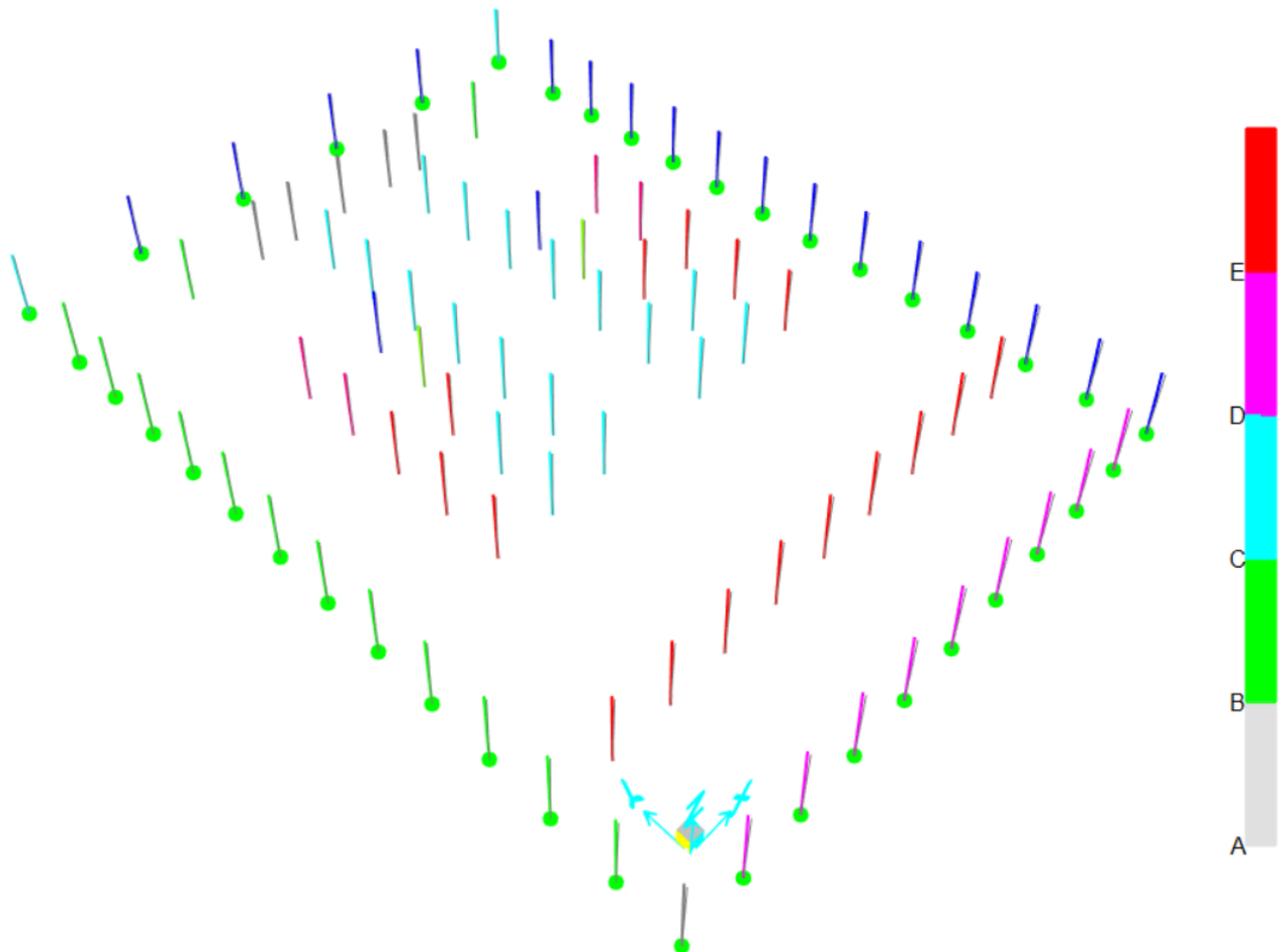


Figura 33 Formazione delle cerniere plastiche

Questo fenomeno è di cruciale importanza poiché indica che il telaio, attraverso il contributo dei pilastri plasticizzati, continua ad assorbire una parte delle azioni orizzontali, riducendo il carico trasmesso ai setti in calcestruzzo armato. Di conseguenza, il confronto tra il taglio resistente e il taglio ottenuto dalla pushover dovrà tenere conto di questa redistribuzione delle forze all'interno del sistema strutturale.

Direzione Y			Direzione X		
V _{base}	61764,51	[kN]	V _{base}	61647,8	[kN]
V _{telaio}	8148,238 13,19%	[kN]	V _{telaio}	17744,68 28,78%	[kN]
V _{mensola}	53616,27 86,81%	[kN]	V _{mensola}	43903,12 71,22%	[kN]
	<			<	
V _{resistente}	76357	[kN]	V _{resistente}	63781	[kN]

Dall'analisi dei risultati si osserva che il telaio, rispetto a quanto evidenziato nell'analisi lineare, è in grado di assorbire una percentuale maggiore delle azioni orizzontali. In particolare, l'assorbimento dell'azione sismica da parte del telaio aumenta dal 7,70% al 13,19% in una direzione e dal 19,7% al 28,78% nell'altra, questo incremento, come vedremo in seguito sarà causata da una perdita di rigidità dei nuclei.

Sottraendo la quota parte dell'azione orizzontale assorbita dal telaio, si può determinare il carico residuo che grava sui nuclei in calcestruzzo armato (C.A.). Confrontando il taglio resistente totale offerto dai quattro nuclei con il valore di taglio corrispondente al momento del collasso, si verifica che la capacità resistente della struttura risulta maggiore rispetto alla domanda sismica prevista.

Questo risultato è significativo perché dimostra che la strategia di progetto adottata, che prevede il contributo combinato di telaio e nuclei in C.A. , garantisce una redistribuzione delle azioni orizzontali, evitando il collasso prematuro e migliorando la sicurezza complessiva della struttura.

4.3.3 Analisi sezione di base dei nuclei

Analizziamo il comportamento dei nuclei in calcestruzzo armato, valutando la loro capacità di deformazione plastica mediante l'analisi del grafico momento-rotazione. Questo approccio consente di verificare la progressiva plasticizzazione della sezione e di comprendere meglio la risposta strutturale sotto carichi crescenti. Osserviamo che, in tutti i setti e per entrambe le direzioni di rotazione, la risposta iniziale è di tipo elastico-lineare, per poi evolvere in un comportamento plastico, evidenziando così un fattore chiave della duttilità della sezione.

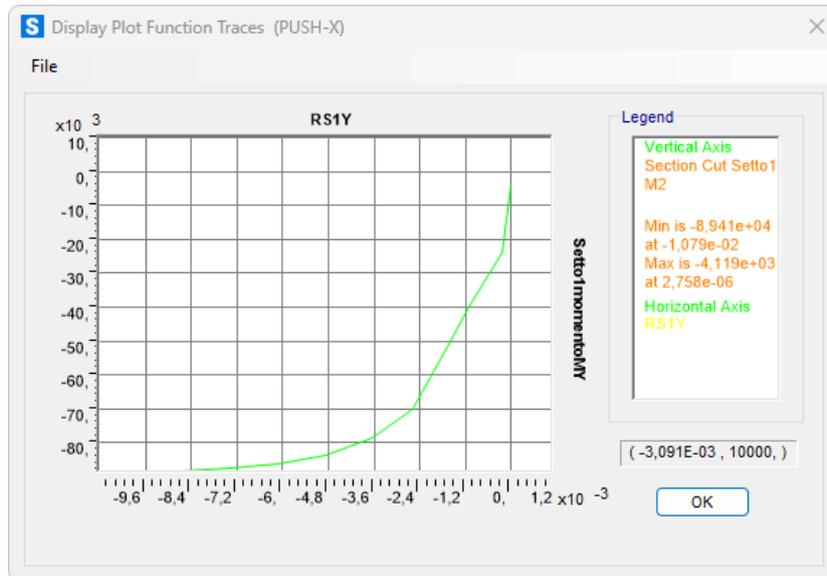


Figura 34 My agente nucleo 1

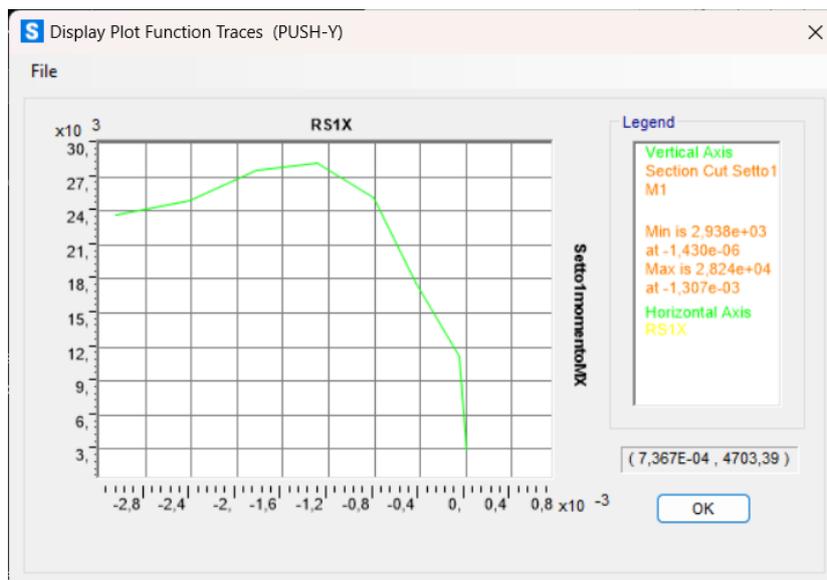


Figura 35 Mx agente nucleo 1

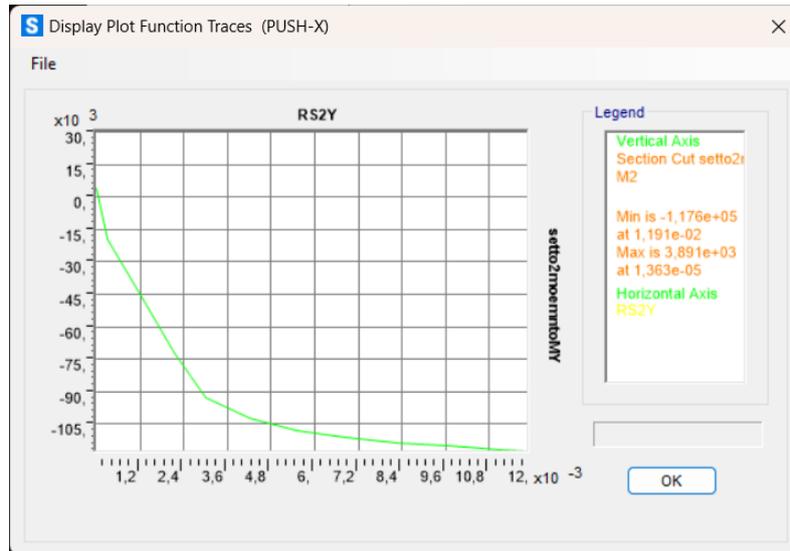


Figura 36 My agente nucleo 2

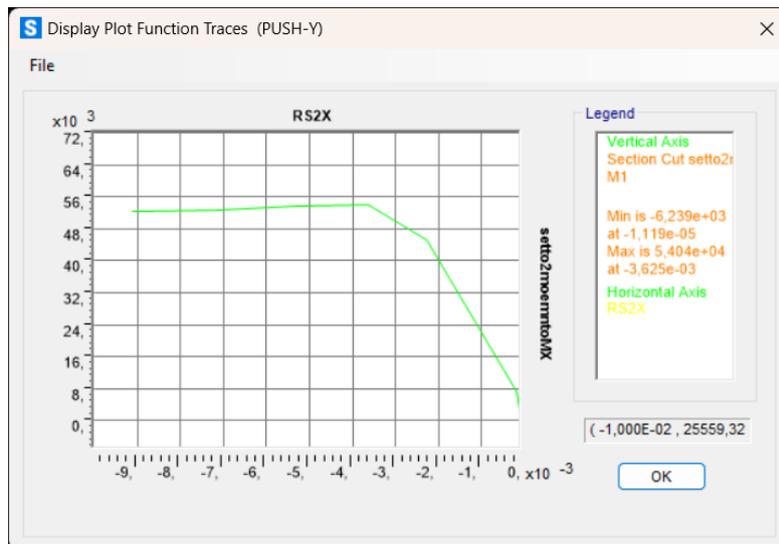


Figura 37 Mx agente nucleo 2

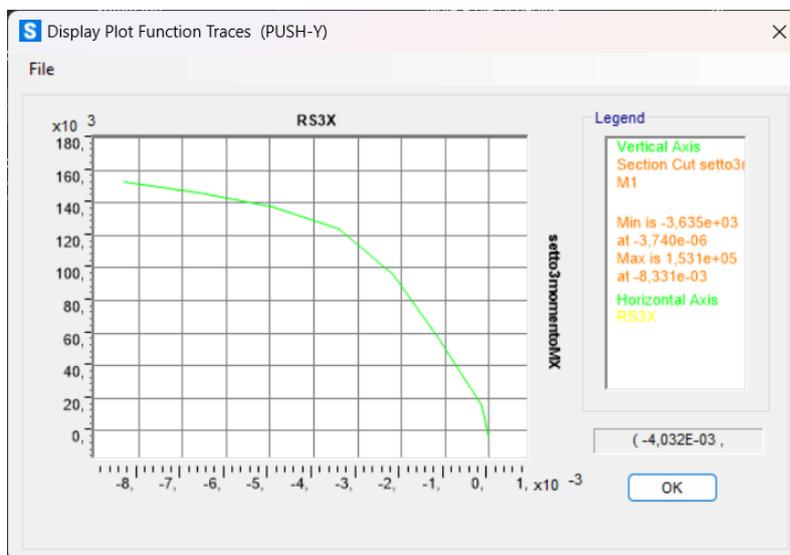


Figura 38 Mx agente nucleo 3

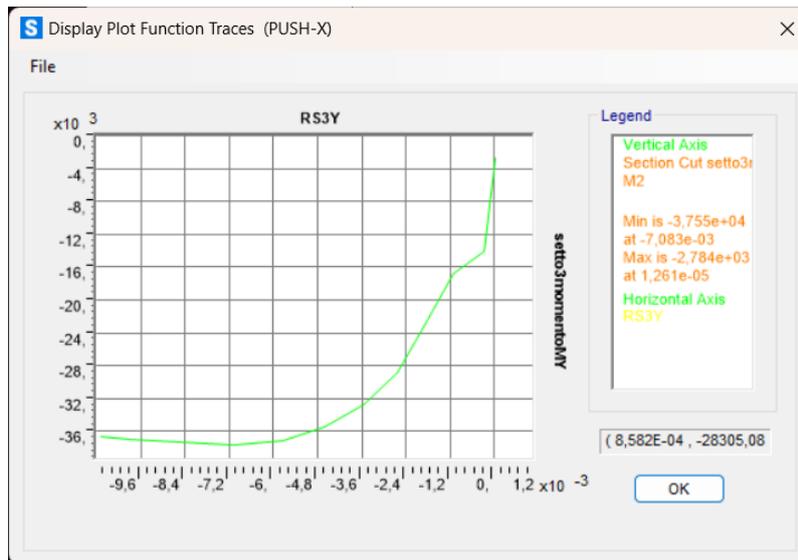


Figura 39 My agente nucleo 3

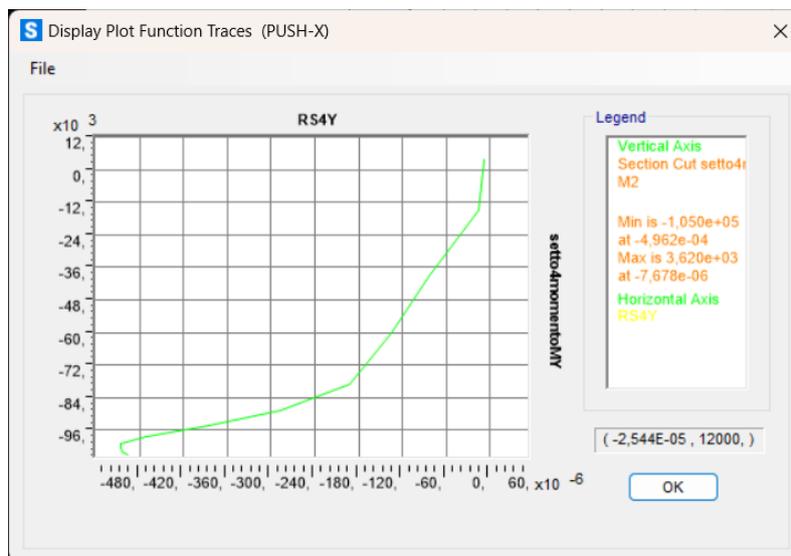


Figura 40 My agente nucleo 4

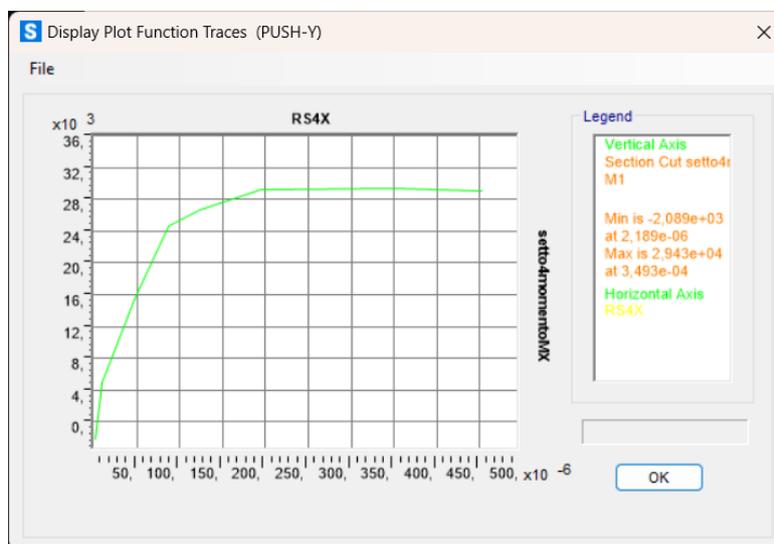


Figura 41 Mx agente nucleo 4

4.3.4. Curva bilineare equivalente

Quando si analizza il comportamento sismico di una struttura, è fondamentale rappresentare la risposta non lineare degli elementi strutturali in modo semplificato, ma efficace. Un metodo molto utilizzato è quello della curva bilineare equivalente, che consente di schematizzare la relazione tra momento e rotazione in modo più semplice rispetto alla curva reale. Questo approccio è essenziale per determinare il fattore di comportamento q , utile per la progettazione sismica secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC18).

Nell'analisi sismica non lineare di una struttura, l'analisi pushover viene spesso eseguita su un modello a più gradi di libertà (MDOF). Tuttavia, per semplificare lo studio della risposta sismica, si riconduce il sistema a un sistema ad un grado di libertà equivalente (SDOF). Questo passaggio è cruciale per determinare il comportamento globale della struttura in modo più gestibile e per la valutazione della capacità sismica.

Nel *Capitolo 7.3.4.2 della Circolare Attuativa delle NTC18* è riportato quanto segue:

“L'analisi non lineare statica consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione F_b-d_c , in cui F_b è il taglio alla base e d_c lo spostamento di un punto di controllo, che per gli edifici è in genere rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Per ogni stato limite considerato, il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento consente di determinare il livello di prestazione raggiunto. A tal fine, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente a un grado di libertà.”

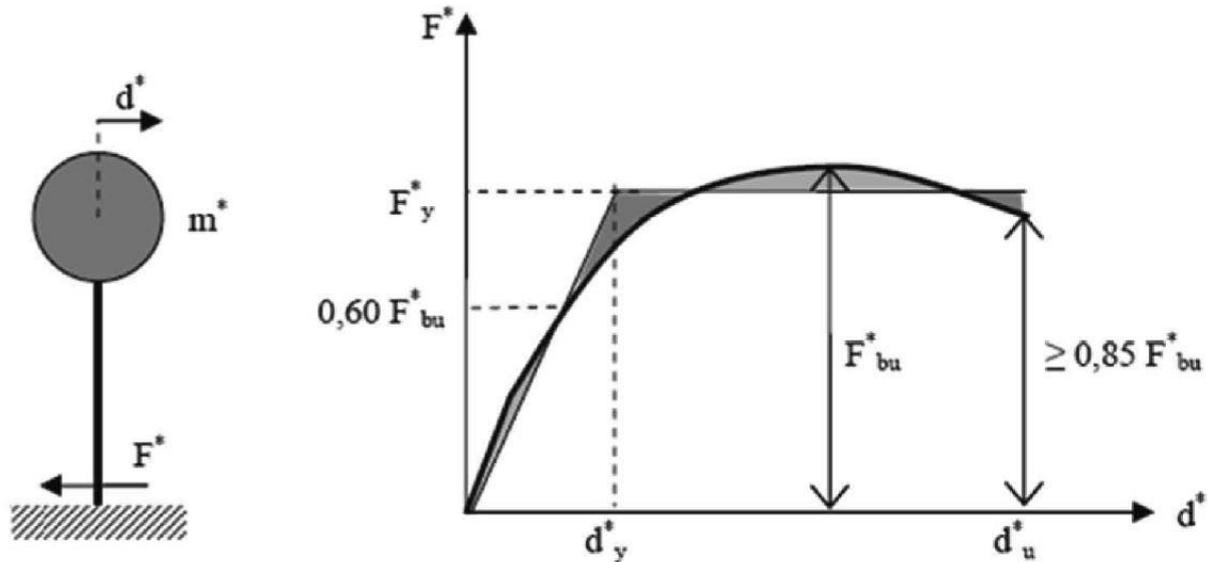


Figura 42 Sistema e diagrammi bilineare equivalente

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad [C7.3.3]$$

$$d^* = d_c / \Gamma \quad [C7.3.4]$$

Si procede con l'analisi procedendo con il **Metodo A**, basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia.

Si riportano i dati per la direzione X

Informazioni sul modo di vibrare fondamentale

Periodo	0,98
Massa attivata in direzione U1	57,4%
Massa attivata in direzione U2	5,6%

Fattore di partecipazione	108,60 kNs ²
Fattore di scala Massa Modale	1 kNms ²

Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Fattore di partecipazione		1,238
Quantità di massa attivata	rpm	57,40%
Massa del sistema equivalente	M*	9526,5 kNs ² /m
Rigidezza del sistema equivalente	K*	263725,0 kN/m
Frequenza del sistema equivalente	ω^*	5,261 1/s
Periodo del sistema equivalente	T*	1,194 s
Ordinata spettrale a SLC(T*)	Sa(T*)	0,291 g

Fbu	61647,8 kN	resistenza max edificio
Fbu*	49793,6 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6Fbu*	29876,1 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6Fbu)	0,1133 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	263725 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,4040 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,1765 m	spostamento limite primo ramo
F*y	46539,0 kN	snervamento
d*m	0,0002 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	14696,14 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,1765 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

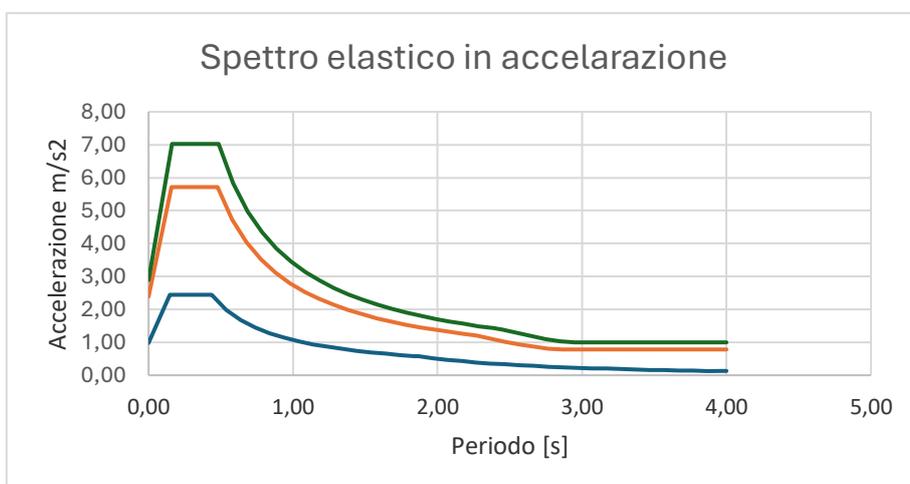


Figura 43 Spettro accelerazione

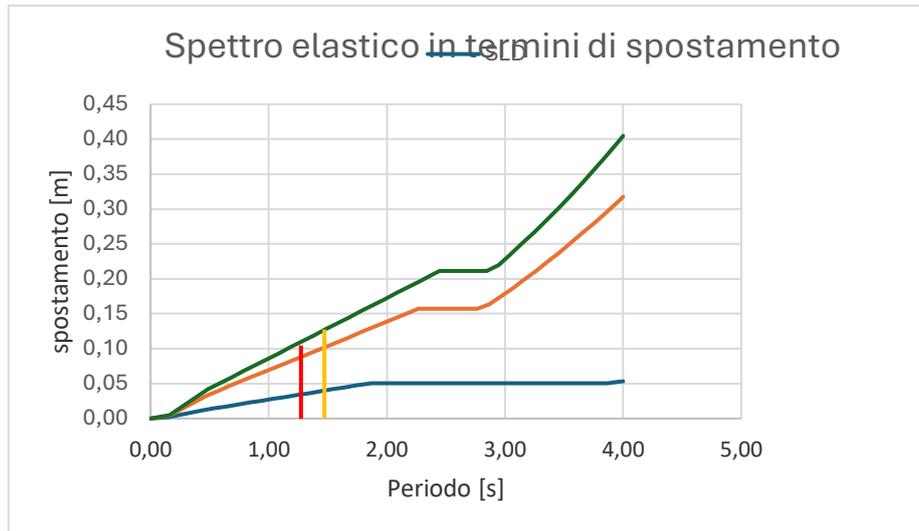
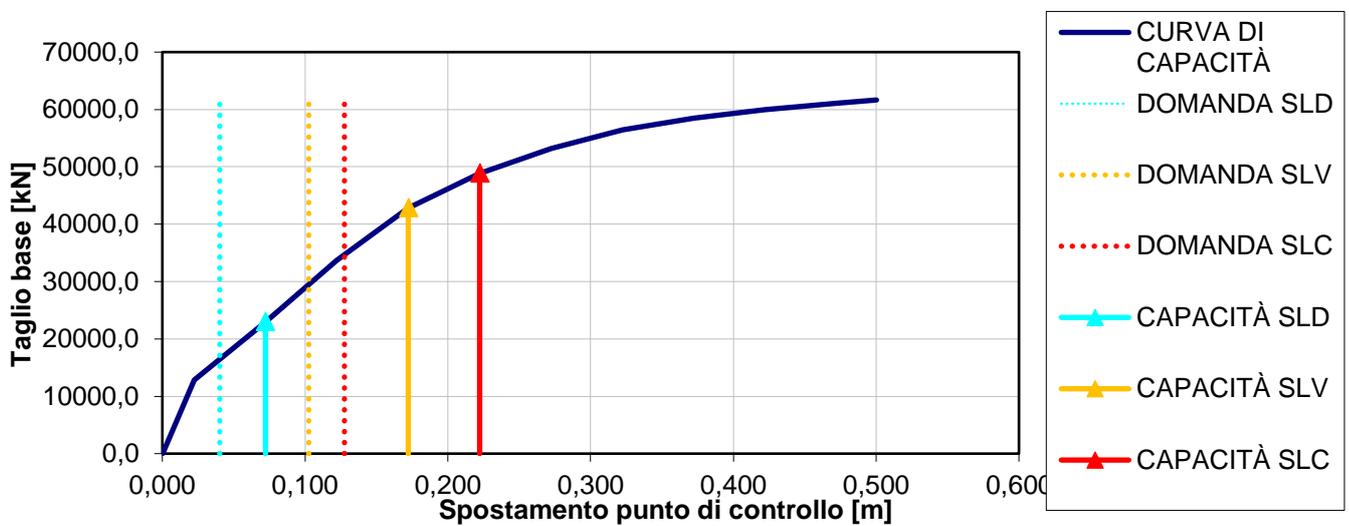


Figura 44 Spettro spostamento

Determinazione degli stati limite:

	<u>Domanda</u>		<u>Capacità</u>	
	d [m]		d [m]	V [kN]
SLD	0,040		0,072	22988,02
SLV	0,103		0,172	42837,75
SLC	0,128		0,222	48851,70

Tabella 25 Curva di capacità C-D



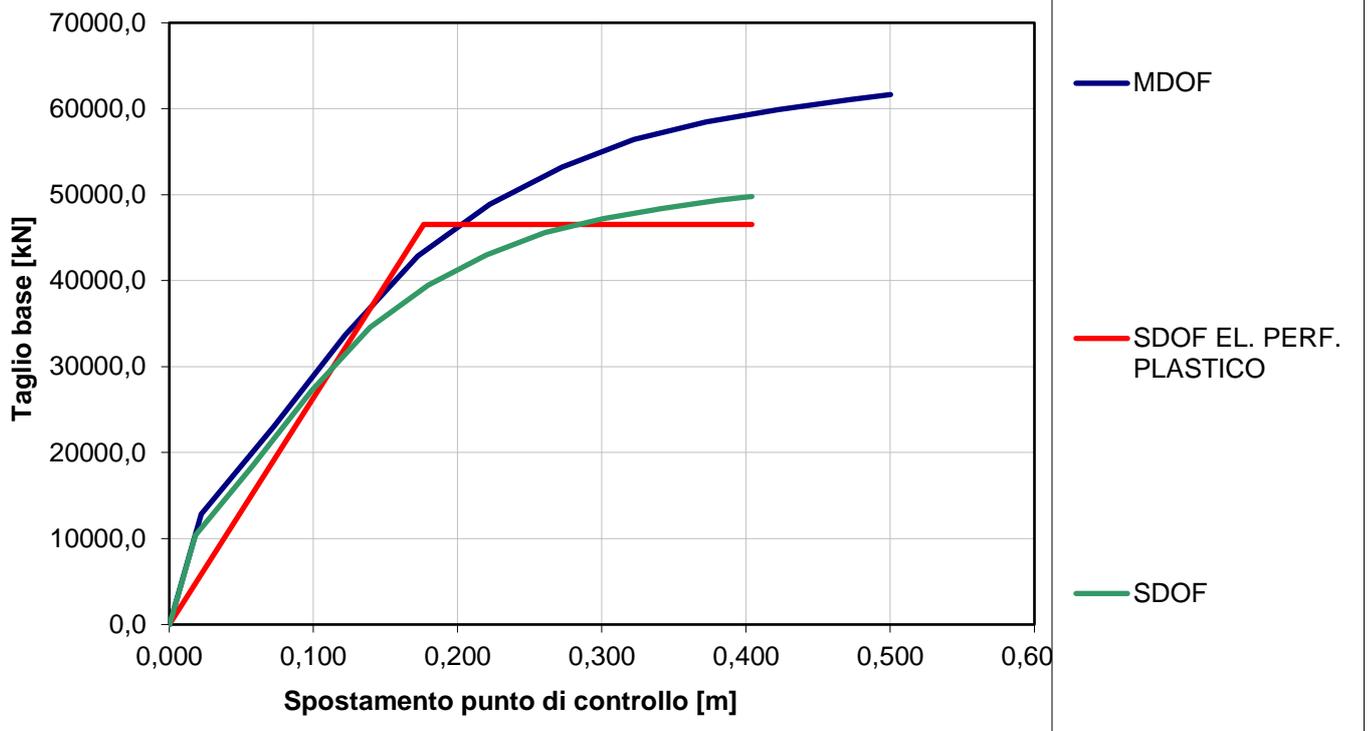


Figura 45 Curva bilineare equivalente x

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	40,183
Capacità di spostamento	C	72,265
Rapporto D/C:		55,6%
Fattore di sicurezza:		179,8%

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	102,566
Capacità di spostamento	C	172,265
Rapporto D/C:		59,5%
Fattore di sicurezza:		168,0%

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	127,547
Capacità di spostamento	C	222,264
Rapporto D/C:		57,4%
Fattore di sicurezza:		174,3%

Dato il periodo $T^* > T_c$ della struttura per il calcolo del fatto di struttura si utilizza il metodo di UGUALE SPOSTAMENTO:

Figura C7.3.2a – Spostamento di riferimento per $T^* \geq T_c$

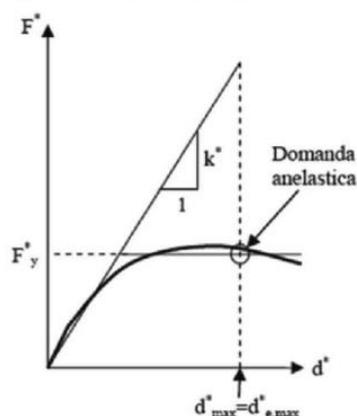


Figura 46 Metodo Energia equivalente

$$q = \mu = 2,29$$

Si riportano i dati per la direzione Y

Informazioni sul modo di vibrare fondamentale

Periodo	0,94
Massa attivata in direzione U1	5,9%
Massa attivata in direzione U2	57,4%
Fattore di partecipazione	-108,60 kNs ²
Fattore di scala Massa Modale	1 kNms ²

Caratteristiche del sistema SDOF equivalente

Fattore di partecipazione		1,216
Quantità di massa attivata	rpM	57,39%
Massa del sistema equivalente	M*	9696,3 kNs ² /m
Rigidezza del sistema equivalente	K*	277294,6 kN/m
Frequenza del sistema equivalente	ω^*	5,348 1/s
Periodo del sistema equivalente	T*	1,175 s
Ordinata spettrale a SLC(T*)	Sa(T*)	0,296 g

Fbu	61764,5 kN	resistenza max edificio
Fbu*	50780,7 kN	massima azione del sistema ridotto
0.6Fbu*	30468,4 kN	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
d(0.6Fbu)	0,1099 m	punto di intersezione con l'oscillatore EPP equivalente
k*	277295 kN/m	rigidezza primo ramo
du*	0,3582 m	spostamento massimo con una perdita massima di resistenza del 15%
dy*	0,1724 m	spostamento limite primo ramo
F*y	47794,4 kN	snervamento
d*m	0,0011 m	spostamento corrispondente alla massima resistenza
A*	13002,88 kNm	area corrispondente alla massima resistenza
dy*	0,1724 m	spostamento snervamento oscillatore equivalente

Determinazione degli stati limite:

	Domanda		Capacità	
	d [m]	V [kN]	d [m]	V [kN]
SLD	0,039	26228,83	0,086	26228,83
SLV	0,099	42062,59	0,156	42062,59
SLC	0,123	42062,59	0,156	42062,59

Tabella 26 Tabella 25 Curva di capacità C-D

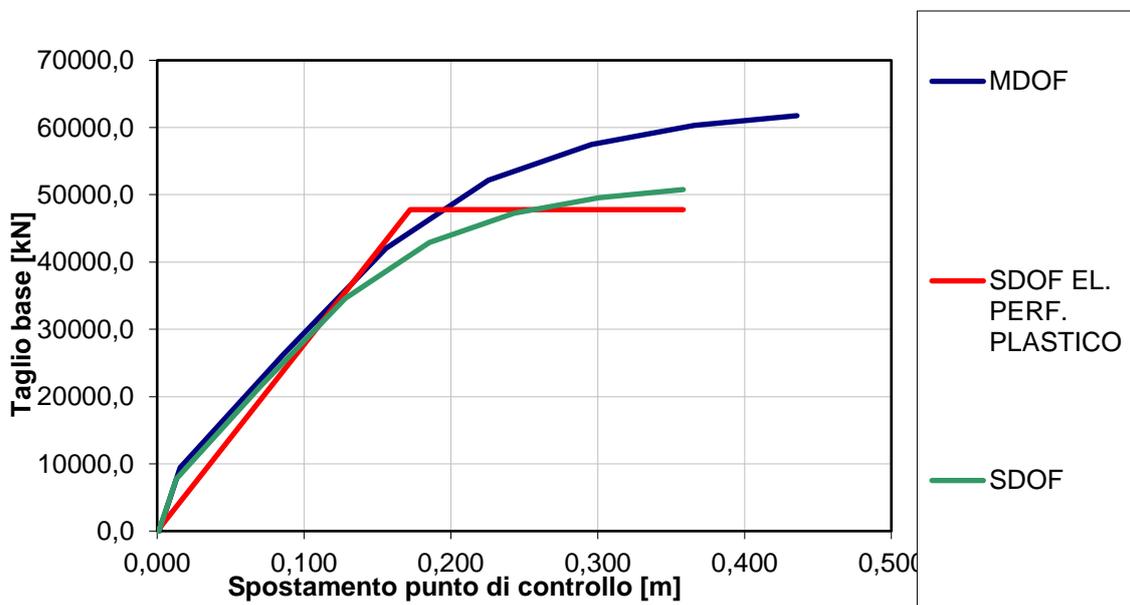
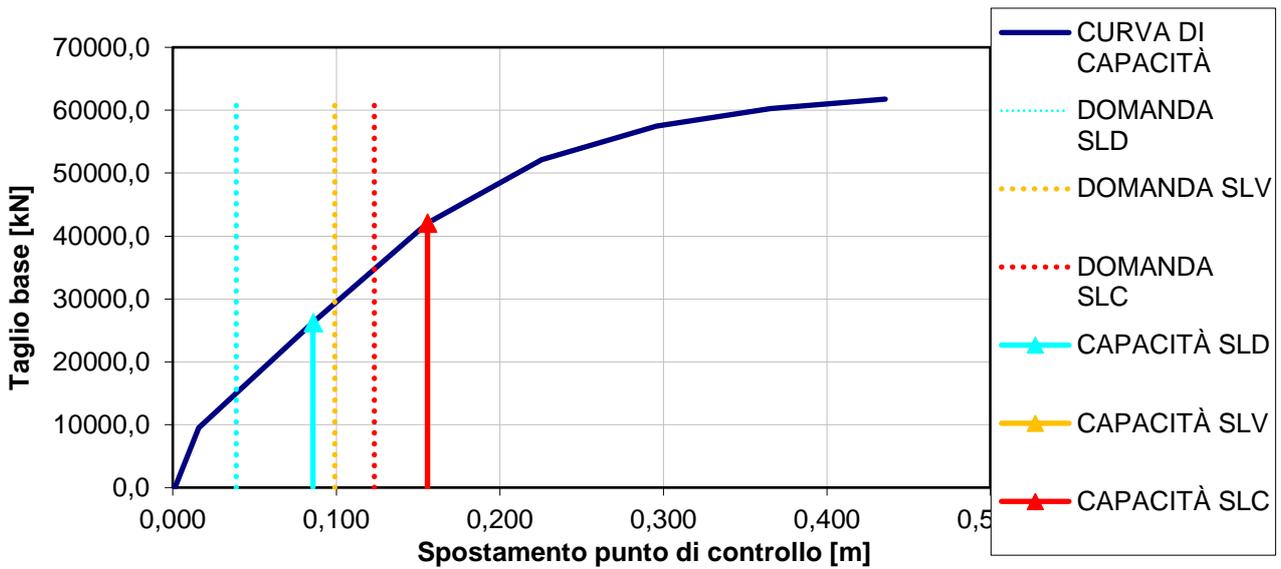


Figura 47 Curva bilineare equivalente y

Risultati della valutazione allo SLD

Domanda di spostamento	D	38,836
Capacità di spostamento	C	85,767
Rapporto D/C:		45,3%
Fattore di sicurezza:		220,8%

Risultati della valutazione allo SLV

Domanda di spostamento	D	99,082
Capacità di spostamento	C	155,765
Rapporto D/C:		63,6%
Fattore di sicurezza:		157,2%

Risultati della valutazione allo SLC

Domanda di spostamento	D	123,297
Capacità di spostamento	C	155,765
Rapporto D/C:		79,2%
Fattore di sicurezza:		126,3%

$$q = \mu = 2,08$$

5. Conclusioni

Alla luce delle considerazioni precedenti, possiamo affermare che gli interventi di adeguamento sismico, come l'inserimento di mensole progettate appositamente per assorbire efficacemente l'energia sismica, si rivelano particolarmente efficaci, garantendo una resistenza alla rottura fragile. Adottando soluzioni progettuali che favoriscono l'impiego di meccanismi duttili a flessione, si ottiene un miglioramento significativo delle prestazioni strutturali, in grado di ottimizzare la risposta della costruzione agli eventi sismici. Tali accorgimenti permettono, quindi, di soddisfare in maniera adeguata le necessità di resistenza sismica, con fattori di struttura superiori a 2 in entrambe le direzioni, risulta adeguata alle azioni sismiche di progetto, come evidenziato dai rapporti tra capacità e domanda di spostamento.

Riferimenti

- Ing. Fabio Baliani, *Evoluzione normativa sismica*, <https://www.ingballiana.it/Normativa.html>
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64, “*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*”
- Legge 5 novembre 1971, n. 1086
“*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato*”
- Regio Decreto 18 aprile 1909, n.193, “*Norme tecniche zone colpite da terremoto 1908*”
- Fabio Freddi, *Adeguamento e miglioramento sismico di edifici esistenti in c.a.: analisi di alcune tecniche di intervento*, <https://www.ingenio-web.it/articoli/adequamento-e-miglioramento-sismico-di-edifici-esistenti-in-c-a-analisi-di-alcune-tecniche-di-intervento/>
- Nicola Furcolo, *Adeguamento sismico e miglioramento sismico non sono la stessa cosa. Ecco le vere differenze*, <https://www.ingenio-web.it/articoli/adequamento-sismico-e-miglioramento-sismico-non-sono-la-stessa-cosa-ecco-le-vere-differenze-2/>
- Antonio Formisano, Federico M. Mazzolani, Generoso Vaiano, *Adeguamento sismico di edifici in cemento armato: confronto tra le tecnologie BRB e FRP*, <https://www.ingenio-web.it/articoli/adequamento-sismico-di-edifici-in-cemento-armato-confronto-tra-le-tecnologie-brb-e-frp/>
- Alessandro Buoso, Luigi Coppola, *I materiali compositi per il rinforzo statico e l'adequamento sismico delle strutture in c.a.*, <https://www.ingenio-web.it/articoli/i-materiali-compositi-per-il-rinforzo-statico-e-l-adequamento-sismico-delle-strutture-in-c-a/>
- Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, <http://zonesismiche.mi.ingv.it>
- Master Builders Solutions, *Ripristino e rinforzo delle strutture in cemento armato*

- Rui Pinho, Federico Bianchi, Roberto Nascimbene, *Valutazione sismica e tecniche di intervento per edifici esistenti in c.a.*
- Magenes, G., & Calvi, G. M. (2004). *Ingegneria sismica: Progettazione e adeguamento delle strutture esistenti*. McGraw-Hill.
- UNI ENV 1998-4, Eurocodice 8, "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture"
- Pinho, R., & Elnashai, A. (2007). *Structural seismic design: A practical guide to earthquake engineering*. Springer.
- Lemos, J. M., & Guedes, R. (2012). Seismic retrofitting of reinforced concrete structures: A review of techniques and strategies. *Engineering Structures*, 43(3), 118-132.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.027>
- Fajfar, P., & Fischinger, M. (2003). Seismic behavior of reinforced concrete structures under cyclic loading. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(7), 1033-1052.
<https://doi.org/10.1002/eqe.263>
- CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche). (2014). *Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 e Circolare applicativa 2009*. CNR.
- European Commission. (2011). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*.
<https://ec.europa.eu/jrc/en/publication/eur-scientific-and-technical-research-reports/eurocode-8-design-structures-earthquake-resistance>
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2010). *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana.

