



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e dell'Architettura

**STUDIO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI UN
EDIFICIO AD USO SCOLASTICO IN C.A. DEGLI ANNI
SETTANTA E IPOTESI DI INTERVENTO**

**STUDY OF THE SEISMIC VULNERABILITY OF A 1970s
REINFORCED CONCRETE SCHOOL BUILDING AND
INTERVENTION HYPOTHESES**

Relatore:

Prof.ssa Ing. Laura Ragni

Tesi di Laurea di:

Emanuele Paglia

Correlatore:

Ing. Laura Gioiella

Anno Accademico 2019-2020

INTRODUZIONE	1
1. VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.	4
1.1. RISCHIO SISMICO E VULNERABILITÀ	4
1.2. FATTORI CHE CONDIZIONANO LA VULNERABILITÀ DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.	9
2. CASO STUDIO: ISTITUTO TECNICO ECONOMICO A. GENTILI DI MACERATA	17
2.1. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.....	17
2.2. INDAGINI CONOSCITIVE	21
2.2.1. Analisi storico-critica e descrizione della struttura	22
2.2.2. Rilievo strutturale.....	31
2.2.3. Indagini diagnostiche sui materiali.....	36
2.2.3.1 Prove Magnetometriche	38
2.2.3.2 Prove Ultrasoniche e Sclerometriche (Metodo SonReb)	41
2.2.3.3 Prove di compressione su provini	43
2.2.3.4 Prove di trazione sui ferri d'armatura	45
2.3. DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA	47
2.4. VALUTAZIONE DELLE AZIONI E MODELLAZIONE	49
2.4.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	49
2.4.2 Analisi dei carichi.....	52
2.4.3 Combinazione delle azioni.....	56
2.4.4 Determinazione delle azioni sismiche	58
2.4.4.1 Stati limite e probabilità di superamento	58
2.4.4.2 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	59
2.4.4.3 Categoria di suolo e coefficiente topografico	61
2.4.5 Spettri di risposta elastici	62
2.4.5.1 Spettro di risposta elastico allo SLO	63
2.4.5.2 Spettro di risposta elastico allo SLD	64
2.4.5.3 Spettro di risposta elastico allo SLV	65
2.4.5.4 Spettro di risposta elastico allo SLC	66
2.4.6 Modellazione strutturale.....	67
2.4.7 Analisi Modale	72
3. ANALISI STATICA NON LINEARE (ANALISI PUSHOVER).....	76
3.1 DEFINIZIONE DELLE FORZE DI SPINTA	78
3.2 MODELLAZIONE E ASSEGNAZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE	80
3.3 RISULTATI ANALISI PUSHOVER: DEFINIZIONE DELLE CURVE DI CAPACITÀ	85

4. VERIFICHE STRUTTURALI E ANALISI DEI RISULTATI.....	91
4.1. VERIFICA GLOBALE: METODO CSM	91
4.2. DETERMINAZIONE DEGLI INDICI DI RISCHIO	95
4.3. VERIFICHE ALLO SLO.....	98
4.4. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI FRAGILI.....	106
4.4.1 Verifiche a taglio di travi e pilastri.....	106
4.4.2 Verifiche delle pareti in muratura.....	109
5. INTERVENTI PER LA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA.....	112
5.1. IPOTESI DI INTERVENTO TRADIZIONALE	114
5.1.1 Risultati dell' Analisi Modale post-intervento.....	119
5.1.2 Risultati delle Analisi Pushover della struttura post-intervento	121
5.2. IPOTESI DI INTERVENTO DISSIPATIVO.....	130
CONCLUSIONI	140
BIBLIOGRAFIA.....	142
RINGRAZIAMENTI	143

INTRODUZIONE

Il tema del presente lavoro di tesi è lo studio della vulnerabilità degli edifici scolastici, che è di rilevante interesse attuale in quanto il decreto-legge 8/2017 stabilisce che ogni immobile adibito a uso scolastico nelle zone classificate a rischio sismico 1 e 2, come la maggior parte del territorio della nostra regione, deve essere sottoposto a verifica di vulnerabilità sismica al fine di valutare e progettare gli eventuali interventi che risulteranno necessari a seguito delle verifiche.

In particolare, il lavoro affrontato durante la tesi riguarda lo studio della vulnerabilità sismica di un edificio scolastico, sito nel comune di Macerata, con struttura in cemento armato e la conseguente scelta degli interventi di miglioramento e adeguamento.

Tra gli interventi possibili sono stati presi in considerazione sia interventi tradizionali che interventi basati su tecniche innovative, come la dissipazione di energia, che permettono il raggiungimento di livelli prestazionali superiori. Nel dettaglio, il complesso in oggetto è l'Istituto superiore I.T.E. Gentili, realizzato nei primi anni settanta (gli elaborati progettuali risalgono al 1970), quando ancora il territorio di appartenenza non era stato classificato sismico, e progettato quindi con il R.D. n.229 del 16/11/1939 "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato".

Tale norma, allora vigente, non contemplava quei principi, fondamentali per una corretta risposta alle azioni sismiche degli edifici, oggi previsti dalle norme antisismiche nazionali, quali la regolarità strutturale in pianta ed in elevazione, la gerarchia delle resistenze, i limiti di deformabilità, i limiti geometrici e di armatura degli elementi strutturali. Pertanto le strutture costruite prima degli anni '80 venivano progettate ai soli carichi verticali, in assenza di ogni criterio antisismico, come l'edificio in questione.

Da qui la necessità di sottoporre il complesso scolastico a interventi di riduzione della vulnerabilità, affinché possa avere un adeguato comportamento sotto l'azione sismica.

Nella prima parte del presente studio, dopo aver introdotto il concetto di rischio sismico, sono stati trattati i fattori che influenzano la vulnerabilità degli edifici esistenti in c.a., che costituiscono gran parte del patrimonio edilizio esistente in Italia. Nella seconda parte è stata invece effettuata la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico oggetto del lavoro di tesi, mentre nella terza sono state illustrate

le ipotesi di intervento di miglioramento e adeguamento.

Nello specifico, nel Capitolo 2, oltre la descrizione del caso di studio, è riportata la fase di conoscenza dell'edificio, sviluppatasi a partire dagli elaborati originali di progetto e da indagini diagnostiche effettuate su alcuni elementi strutturali in calcestruzzo. L'obiettivo di questa fase è il raggiungimento di un adeguato livello di conoscenza. Su tale base si è proceduto quindi alla modellazione della struttura mediante l'utilizzo di elementi monodimensionali "frame" per travi e pilastri, e bidimensionali "shell" per setti murari, con l'ausilio del programma di calcolo SAP2000 v.22, basato sul metodo a elementi finiti FEM (Finite Element Method).

Si è poi analizzato il comportamento strutturale dell'edificio allo stato attuale, in relazione sia alle azioni verticali sia a quelle sismiche. A tal fine è stata condotta in primo luogo un'analisi modale, che ha come scopo la definizione del comportamento dinamico della struttura e successivamente un'analisi statica non lineare (analisi pushover) per lo studio della vulnerabilità sismica dell'edificio scolastico in questione. In particolare, nel Capitolo 3 vengono ampiamente descritte le analisi pushover, effettuate in entrambe le direzioni e versi, e con due diverse distribuzioni delle forze di spinta, una proporzionale alla forma del modo di vibrare (pushmodo) e una proporzionale alle masse (pushmassa). Tali analisi hanno permesso una chiara lettura del comportamento globale dell'edificio attraverso la determinazione delle curve di capacità della struttura per ogni verso e direzione.

Nel Capitolo 4 sono riportate le verifiche effettuate sulla struttura che includono: la verifica dei meccanismi duttili allo SLV e allo SLC con il metodo di verifica globale CSM (Capacity Spectrum Method), le verifiche in termini di spostamento allo SLO e infine le verifiche dei meccanismi fragili. A conclusione della fase di valutazione della sicurezza, sono stati calcolati i valori degli indicatori di rischio (IR) in termini di accelerazione. Tale parametro, oltre alle problematiche emerse dalle verifiche degli elementi fragili, è di fondamentale importanza perché può orientare la scelta della tipologia di intervento che l'edificio necessita.

Infine sulla base di quanto riscontrato dallo studio di vulnerabilità, nel Capitolo 5 sono state formulate delle ipotesi di intervento per il ripristino della capacità statica

dell'edificio e successivamente migliorare la risposta all'azione sismica. In particolare, al fine di stimare le differenze in termini di risultati perseguibili, sono state prese in considerazione due tipologie di intervento. La prima è basata sulla demolizione delle pareti in muratura e sulla loro sostituzione con telai controventati in acciaio di rigidezza equivalente. Nella seconda è stata ipotizzata l'introduzione in tali controventi di dissipatori fluido-viscosi al fine di stimare l'incremento di prestazione in relazione all'incremento di spesa. I risultati ottenuti con le diverse ipotesi d'intervento sono stati descritti nella conclusione della tesi.

CAPITOLO 1

VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

1.1. RISCHIO SISMICO E VULNERABILITÀ

Il territorio italiano è caratterizzato da una elevata pericolosità sismica, che ha spinto la comunità tecnico-scientifica e le pubbliche amministrazioni verso uno studio sempre più approfondito ed esteso della vulnerabilità degli edifici esistenti. Eseguire una analisi di vulnerabilità significa valutare la predisposizione delle strutture a subire un danneggiamento più o meno elevato a seguito di un evento sismico di una data intensità.

Attualmente il territorio italiano è classificato interamente sismico, tuttavia il patrimonio edilizio è costituito in gran parte da edifici realizzati tra gli anni '60 ed i primi anni '80 con struttura in cemento armato, prima dell'introduzione di una normativa antisismica, e quindi non rispettando criteri antisismici.

La mitigazione del rischio sismico, nonché la definizione di tecniche e strategie per l'adeguamento del patrimonio edilizio esistente, rappresenta quindi una tematica di notevole interesse per la collettività.

Il rischio sismico è la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità del territorio, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti). Esso è il risultato dell'interazione tra l'evento naturale e le principali caratteristiche di beni e vite esposte.

Il rischio sismico (R) di un territorio può essere valutato come combinazione di pericolosità (P), esposizione (E) e vulnerabilità (V): $R=P \times V \times E$.

La *pericolosità sismica* è definita come la probabilità che, in una data area e in un certo intervallo di tempo, si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco fissata; la pericolosità è una caratteristica fisica del territorio ed

è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità. La pericolosità sismica, intesa in senso probabilistico, è lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo. Questo tipo di stima si basa sulla definizione di una serie di elementi di input (quali catalogo dei terremoti, zone sorgente, relazione di attenuazione del moto del suolo, ecc.) e dei parametri di riferimento (per esempio: scuotimento in accelerazione o spostamento, tipo di suolo, finestra temporale, ecc.).

Gli studi di pericolosità sismica sono di solito eseguiti su aree estese (es. territorio nazionale) ed eseguiti a due differenti livelli, distinguendo tra:

- la pericolosità sismica di base che identifica il moto sismico di riferimento per il sito considerato, nelle condizioni ideali di terreno rigido e superficie topografica orizzontale. È definita in Italia dall'INGV.
- La pericolosità sismica locale che identifica il moto sismico di riferimento per il sito considerato, tenendo conto delle condizioni locali, quali fattori geologici, morfologici e geotecnici che lo caratterizzano. In Italia è definita dalle NTC.

In particolare le NTC 2018 fanno riferimento alla Mappa di Pericolosità Sismica MPS04-S1 rilasciata dall' Istituto Nazionale di geofisica e vulcanologia (INGV) tra il 2004 e il 2006, che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante. Tale mappa mostra la pericolosità delle varie zone dal minimo (colore grigio) al massimo (colore viola).

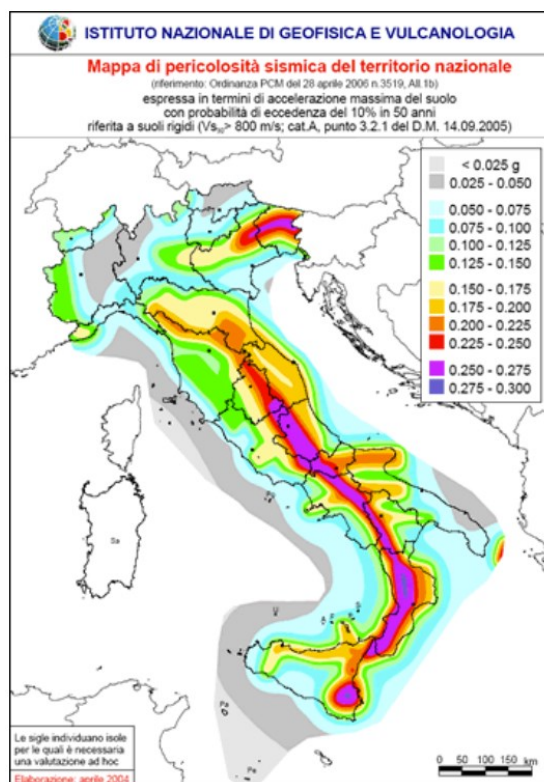


Figura 1.1 *Mapa di pericolosità sismica italiana tratta dal sito INGV (Modello MPS04-S1)*

Nel dettaglio, il territorio italiano, classificato appunto interamente sismico, è suddiviso in quattro zone a diverso rischio sismico:

- Zona 1: Intensità sismica alta; è la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.
- Zona 2: Intensità sismica media; nei comuni inseriti in questa zona possono verificarsi terremoti abbastanza forti.
- Zona 3: Intensità sismica bassa; può essere interessata da scuotimenti modesti.
- Zona 4: Intensità sismica molto bassa; è la meno pericolosa, nei comuni inseriti in questa zona le possibilità di danni sismici sono basse.

Zone sismiche	Rischio
Zona 1	Alto
Zona 2	Medio
Zona 3	Basso
Zona 4	Molto basso

Figura 1.2 *Classificazione sismica del territorio italiano*

L'*esposizione* indica la possibilità che un territorio subisca un danno più o meno elevato in termini economici, di perdita di vite umane e di beni architettonici e culturali, in base alla maggiore o minore presenza di beni esposti al rischio. Dipende quindi dalla dislocazione sul territorio di beni di valore, di aree densamente popolate e di attività produttive, che possano essere influenzate da un evento sismico. L'esposizione urbanistica di una certa zona ci fornisce informazioni sui manufatti presenti e sul numero di persone che probabilmente saranno coinvolte nel terremoto. Anche l'esposizione è una componente del rischio sismico difficilmente controllabile; la sua modifica infatti comporterebbe un trasferimento di attività, persone e beni di difficilissima od impossibile attuazione se non in rarissimi casi.

La *vulnerabilità* infine è la predisposizione delle strutture a subire un danneggiamento più o meno elevato a seguito di un evento sismico, delle attività a subire danni o interruzioni e delle persone a correre rischi di essere ferite più o meno gravemente; la vulnerabilità di un edificio è legata alla tipologia costruttiva in funzione al numero di piani, al tipo di materiale impiegato, alle tecniche di costruzione e allo stato di conservazione, ed esprime la capacità dell'edificio di resistere all'evento sismico.

Oggi, le norme per le costruzioni in zone sismiche prevedono che gli edifici non si danneggino per terremoti di bassa intensità, non abbiano danni strutturali per terremoti di media intensità e non crollino in occasione di terremoti forti, pur potendo subire gravi danni. Un edificio può riportare danni strutturali agli elementi portanti (pilastri, travi) e/o danni non strutturali agli elementi che non ne determinano l'instabilità (cornicioni, tramezzi).

Il tipo di danno dipende dai seguenti fattori : struttura dell'edificio, età, materiali, luogo

di realizzazione, vicinanza con altre costruzioni e elementi non strutturali. Quando si verifica un terremoto, il terreno si muove orizzontalmente e/o verticalmente, sottoponendo un edificio a spinte in avanti e indietro. L'edificio inizia così a oscillare, deformandosi. Se la struttura è duttile e quindi capace di subire grandi deformazioni, potrà anche subire gravi danni, ma non crollerà. Il danno dipende anche dalla durata e dall'intensità del terremoto. Dopo un terremoto, per valutare la vulnerabilità degli edifici è sufficiente rilevare i danni provocati, associandoli all'intensità della scossa. Più complessa è invece la valutazione della vulnerabilità degli edifici prima che si verifichi un evento sismico. Per questa sono stati messi a punto metodi di tipo statistico, meccanicistico o i giudizi esperti.

I metodi di tipo statistico classificano gli edifici in funzione dei materiali e delle tecniche con cui sono costruiti, sulla base dei danni osservati in precedenti terremoti su edifici della stessa tipologia. Questa tecnica richiede dati di danneggiamento dei passati terremoti, non sempre disponibili, e non può essere utilizzata per valutare la vulnerabilità del singolo edificio perchè ha carattere statistico e non puntuale. I metodi di tipo meccanicistico utilizzano, invece, modelli teorici che riproducono le principali caratteristiche degli edifici da valutare, su cui vengono studiati i danni causati da terremoti simulati. Infine, alcuni metodi utilizzano i giudizi esperti per valutare il comportamento sismico e la vulnerabilità di predefinite tipologie strutturali o per individuare i fattori che determinano il comportamento delle costruzioni e valutarne la loro influenza sulla vulnerabilità.

La pericolosità sismica e l'esposizione del territorio sono componenti del rischio sismico non modificabili, dunque la mitigazione del rischio sismico è attuabile con la riduzione della vulnerabilità. L'approccio alla riduzione della vulnerabilità sismica si fonda necessariamente su una prima analisi delle tipologie costruttive e degli schemi strutturali presenti su una precisa area nonché sullo studio accurato del costruito tale da evidenziare, soprattutto, criticità, elementi vulnerabili e carenze strutturali sia a livello generale sia a livello locale.

L'Italia ha una pericolosità sismica medio-alta (per frequenza e intensità dei fenomeni), una vulnerabilità molto elevata (per fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale, produttivo e dei servizi) e un'esposizione altissima (per densità abitativa e

presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo). La nostra Penisola è dunque ad elevato rischio sismico, in termini di vittime, danni alle costruzioni e costi diretti e indiretti attesi a seguito di un terremoto.

1.2. FATTORI CHE CONDIZIONANO LA VULNERABILITÀ DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.

Per una corretta progettazione delle strutture in zona sismica le recenti NTC 2018 seguono un approccio basato sull'analisi dei seguenti aspetti:

- Regolarità strutturale;
- Gerarchia delle resistenze;
- Materiali e dettagli costruttivi.

La scarsa considerazione di tali aspetti ha portato alla realizzazione di edifici con risposte all'azione sismica non governabili e inadatte alla conservazione delle capacità resistenti del sistema strutturale durante l'evento sismico.

Prima di operare qualsiasi modellazione e analisi numerica per uno studio di vulnerabilità sismica è necessario quindi procedere a un esame visivo della costruzione, reperire i rilievi architettonici e strutturali e tutta la documentazione progettuale disponibile per evidenziare eventuali fattori di vulnerabilità sismica. Si tratta cioè di esaminare le caratteristiche globali e macroscopiche visibili della costruzione, per individuare la presenza di patologie tali da influire sulla sua propensione a subire danni per effetto del sisma.

Vengono analizzati in seguito i principali fattori di vulnerabilità sismica che possono alterare il comportamento sismico di un edificio in c.a..

Un primo fattore fondamentale è la morfologia dell'edificio, con particolare riferimento alla regolarità, da intendersi sia planimetricamente che in elevazione, e non solo dal punto di vista geometrico, ma anche in riferimento alla distribuzione degli

elementi resistenti, delle masse e delle rigidità. La mancanza di regolarità implica comportamenti strutturali anomali ed un peggioramento delle prestazioni in caso di terremoto. La non simmetria planimetrica porta generalmente ad un allontanamento del baricentro delle masse da quello delle rigidità, con l'insorgere di effetti torsionali che, in caso di sisma, rappresentano una delle insidie peggiori. Infatti, il vantaggio di una concezione regolare della struttura è essenzialmente l'attenuazione degli effetti torsionali indotti dal sisma durante la risposta dell'edificio.

Se la distribuzione planimetrica degli elementi strutturali e dei tamponamenti risulta regolare, il centro di massa e il centro delle rigidità tendono a coincidere limitando gli effetti del momento torcente che si sviluppa a causa della eccentricità residua. In questo caso i modi di vibrare della struttura saranno prevalentemente flessionali, con la sostanziale traslazione dei solai e la scarsa influenza dell'effetto rotazionale. Per contro, se l'eccentricità tra i due punti risulta elevata il momento torcente genera una rotazione del piano più rilevante; in questo caso si avranno modi di vibrare flessor-torsionali con elevata massa partecipante, quindi non trascurabili.

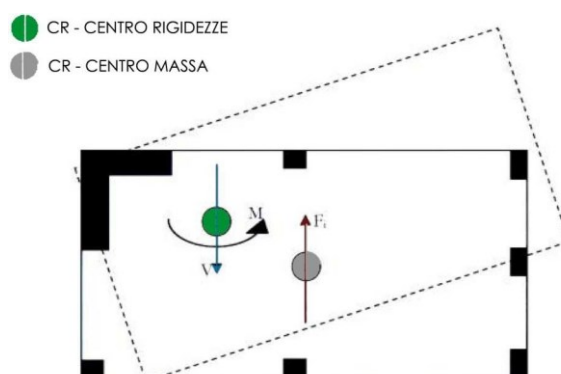


Figura 1.3 Effetti torsionali dovuti dall'eccentricità tra il centro di massa e il centro delle rigidità

Considerando ancora l'importanza che gli elementi resistenti e irrigidenti siano distribuiti uniformemente e che ad ogni piano della costruzione il baricentro delle masse e quello delle rigidità siano quanto più vicini possibili, è necessario valutare con particolare attenzione le posizioni del vano ascensore e del vano scala negli edifici esistenti in c.a.

Per quanto riguarda il vano ascensore, questo è solitamente realizzato con setti in c.a., disposti a formare una configurazione planimetrica chiusa, estremamente rigida, sia

flessionalmente che torsionalmente. Se il vano ascensore è stato posizionato, per esigenze architettoniche, sul perimetro della costruzione (la situazione peggiore è in corrispondenza di uno spigolo), produce uno spostamento significativo del centro delle rigidezze, con il conseguente decentramento rispetto al centro di massa e l'insorgere di coppie torcenti di elevata entità. In modo analogo deve essere valutata la posizione del vano scala, che rappresenta una ricorrente causa di irregolarità strutturale in quanto, se collocato in posizione eccentrica, dà luogo a rilevanti effetti torsionali. I vani scala rappresentano infatti delle anomalie nella regolarità dello schema strutturale a causa della loro elevata rigidità data dai pilastri tozzi che sono tali per la presenza dei pianerottoli di piano e dagli elementi ad asse inclinato. I pilastri tozzi e le travi inclinate possono essere sede di meccanismi di rottura fragili, i primi per le elevate richieste da sollecitazione di taglio non contrastate da adeguata armatura trasversale, le seconde per essere caratterizzate da elevate sforzi assiali.

Essendo un nucleo molto rigido il vano scala gioca un ruolo fondamentale nella determinazione del baricentro delle rigidezze che tende a collocarsi in prossimità della zona più rigida. In questa situazione il centro delle rigidezze tende ad allontanarsi dal centro di massa, accentuando gli effetti torsionali nei modi di vibrare della struttura. Nella Figura 1.4 è mostrato un meccanismo di danno dovuto alla situazione descritta; la presenza di un nucleo in c.a. contenente il vano scala, ha esaltato il momento torcente attorno al centro delle rigidezze imponendo spostamenti elevati ai pilastri di estremità, che risultano lesionati.

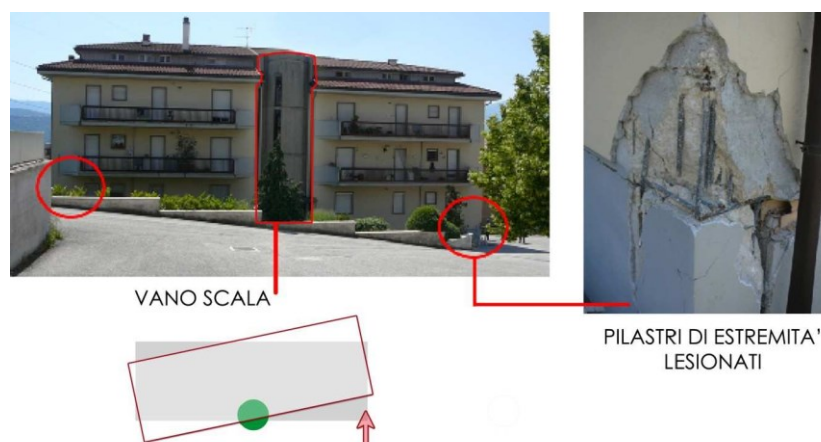


Figura 1. 4 *Meccanismo di danno dei pilastri di estremità di un edificio dovuto agli effetti torsionali dovuti alla rigidezza del vano scala*

Una volta esaminati i concetti generali riguardanti la regolarità e la morfologia dell'edificio si vanno ad analizzare aspetti più tipici della struttura in c.a., come la formazione di meccanismi locali e quelli riguardanti i principi di gerarchia di resistenza e i dettagli costruttivi.

Un primo problema importante è la presenza di un piano, detto piano soffice, la cui rigidezza e/o la cui resistenza sono sensibilmente inferiori agli altri piani. L'azione dinamica del sisma, infatti, una volta che la struttura entra in campo anelastico, tende a concentrare la richiesta di spostamento nelle zone che presentano una minore rigidezza esponendo la struttura alla possibilità di meccanismi di collasso locali. Spesso il piano debole è quello al piano terra, come negli edifici a pilotis, senza tamponature, oppure quando sono praticamente assenti le partizioni interne, come autorimesse, centri commerciali e cinema. È quindi un problema che si può manifestare quando tamponature e tramezzature sono presenti in tutti i piani tranne che in uno; la scarsa rigidezza del piano in questione comporta una maggiore richiesta di deformazione dei pilastri che possono raggiungere rapidamente al collasso.



Figura 1.5 Esempio di meccanismo di piano soffice

Secondo i moderni criteri antisismici, la qualità della risposta di una struttura soggetta all'azione sismica è strettamente correlata alla sua capacità di dissipare l'energia sismica che la investe, anche a prezzo di danneggiamenti estesi ma senza manifestare crolli, neppure localizzati. La dissipazione di energia avviene in zone particolari, le cerniere plastiche, che negli edifici di nuova costruzione sono appositamente progettate per assolvere tale funzione e provviste di dettagli costruttivi tali da assicurarne le adeguate caratteristiche di duttilità.

Progettare secondo la gerarchia delle resistenze infatti consiste nel prevedere una localizzazione delle zone dissipative in grado di attivare un meccanismo di collasso globale, in modo da poter dissipare energia prima di arrivare a collasso. Le zone del sistema strutturale non coinvolte nel processo dissipativo devono essere progettate per mantenersi in campo sostanzialmente elastico. In un edificio in c.a. è possibile individuare meccanismi duttili, ai quali è possibile associare una significativa capacità di dissipare energia e meccanismi fragili, scarsamente dissipativi. Secondo le NTC2018 la progettazione allo SLV è finalizzata a garantire l'attivazione dei meccanismi deformativi duttili evitando che si verifichino meccanismi fragili. Questo obiettivo viene appunto perseguito applicando le regole di "gerarchia delle resistenze" secondo le quali i meccanismi fragili devono avere adeguate sovra-resistenze. La sovraresistenza si ottiene applicando il "capacity design" secondo cui i meccanismi fragili non devono essere progettati in base alla loro domanda di resistenza, cioè alle sollecitazioni agenti di calcolo, ma in base alla capacità degli elementi duttili.

Le strutture devono quindi essere concepite in modo che la modalità di collasso sia globale evitando possibili meccanismi locali. Infatti il comportamento duttile in fase di collasso permette alla struttura di sostenere grandi deformazioni anelastiche mantenendo un sufficiente margine di capacità portante; per contro, comportamenti fragili non essendo dissipativi possono determinare crolli improvvisi.

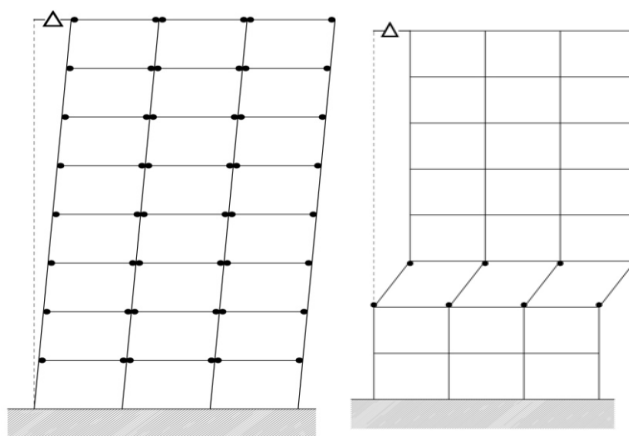


Figura 1.6 Da sinistra: Schema di meccanismo di collasso globale e esempio di meccanismo di collasso locale

Negli edifici esistenti in c.a. i dettagli costruttivi non garantiscono una duttilità adeguata delle sezioni in cui si formano le cerniere.

Altro aspetto da considerare è che spesso negli edifici in c.a. il sistema resistente è inadeguato perché si configura come una successione di telai piani tra loro paralleli e ortogonali all'orditura dei solai, che risultano quindi sprovvisti delle travi di collegamento; quest'ultimo è realizzato soltanto tramite il solaio e con i soli telai di estremità paralleli all'orditura dei solai. Il comportamento della struttura nel suo complesso non è quindi quello ottimale di un organismo strutturale tridimensionale, poiché la struttura risulta molto deformabile, con conseguenti problematiche in termini di danneggiamento degli elementi strutturali e non, ed è presente una direzione nettamente più rigida e resistente delle altre.

Le strutture esistenti in c.a., in particolare quelle costruite prima degli anni '80 sono progettate in assenza di ogni criterio antisismico, quale il principio di gerarchia delle resistenze. Sono calcolate ai soli carichi verticali, senza considerare neppure gli effetti del vento e spesso prescindendo dalla reale configurazione intelaiata e ricorrendo a schemi statici semplificati sia per le travi, considerate semplicemente appoggiate, continue su più appoggi o perfettamente incastrate agli estremi, che per i pilastri, soggetti al solo sforzo normale centrato.

Generalmente negli edifici esistenti in c.a. le travi risultano più resistenti dei pilastri caratterizzati spesso da bassi quantitativi di armatura longitudinale; non è inoltre secondario il ruolo giocato dalla configurazione dei dettagli costruttivi. Comportamenti di collasso fragili possono infatti derivare da elevate percentuali di armatura longitudinale associate ad insufficiente armatura trasversale (staffe); in questi casi la rottura fragile a taglio può anticipare la plasticizzazione a flessione. Infatti una criticità frequente è rappresentata proprio dalla disposizione delle armature nelle travi. Spesso si riscontrano armature longitudinali ancorate nei nodi o comunque in zona tesa.

Per effetto dell'azione sismica si può verificare un'inversione del segno del momento flettente agli estremi delle travi, che non trova un'adeguata resistenza nel sumero ridotto di ferri di armature disposto nelle zone inferiori delle travi stesse in corrispondenza dei nodi, dove spesso sono presenti solo le barre necessarie a predisporre le gabbie d'armatura. Per questo motivo si rilevano insufficienti anche le armature a taglio, perché all'inversione del segno delle sollecitazioni, divengono inefficaci le armature longitudinali piegate.

Per conseguire un comportamento sismico basato su meccanismi di rottura duttili, accanto a quanto esposto in precedenza, occorre affiancare una progettazione attenta dei dettagli strutturali, che condizionano, a livello locale, l'effettivo sviluppo della duttilità richiesta.

Il ruolo giocato dall'armatura trasversale è certamente indispensabile per conferire all'elemento un contributo alla resistenza nei confronti di azioni taglianti. La non corretta progettazione della staffatura, sia nei pilastri che nelle travi, rappresenta un aspetto assai problematico, in quanto rende i singoli elementi esposti a rotture fragili. La staffatura è altresì fondamentale nell'ambito del confinamento del calcestruzzo e nell'impedire l'instabilità delle barre d'armatura longitudinali.

Le più recenti normative prescrivono un infittimento delle staffe in travi e pilastri in vicinanza del nodo, nelle cosiddette zone critiche; infittimento che spesso non è presente in edifici esistenti realizzati prima degli anni '80. Inoltre, le staffe del pilastro devono proseguire dentro il nodo. Anche le barre d'armatura della trave devono essere piegate, nei nodi di estremità, al fine di garantire un adeguato ancoraggio.

Questi accorgimenti sono stati introdotti anche a livello normativo, in quanto indispensabili per dotare le strutture di meccanismi di rottura duttili, soprattutto a livello dei singoli elementi, accorgimenti che non sono quasi mai adottati in strutture esistenti. Esse, soprattutto quelle in zone classificate sismiche soltanto recentemente, presentano quindi, gravi carenze progettuali ed esecutive riguardo ai nodi trave- pilastro; in particolare, oltre a non prevedere una specifica sovra-resistenza del nodo, risulta spesso assente la normale staffatura nella zona di pilastro interna al nodo o comunque, è disposta ad un passo inadeguato.



Figura 1. 7 Rottura a taglio del nodo trave-pilastro per mancanza di armatura trasversale nel pannello nodale

In relazione alla funzione delle staffe è opportuno rilevare che durante il sisma queste, essendo soggette a sforzi di trazione elevati, tendono ad aprirsi; ciò è abbastanza comune soprattutto quando non viene eseguita la corretta piegatura delle estremità attorno alla barra longitudinale. È evidente che la mancata chiusura delle staffe rende vulnerabile l'elemento che, non potendo contare su un'efficace armatura trasversale a taglio, rimane esposto al pericolo di crisi fragile anche durante il processo di plasticizzazione per flessione.

Infine il comportamento sismico delle strutture in c.a. risente delle effettive proprietà dei materiali costituenti; in particolare le capacità resistenti degli elementi strutturali sono connesse alla resistenza a compressione del calcestruzzo e alla tensione di snervamento dell'acciaio. Una problematica da considerare per la definizione delle proprietà dei materiali da impiegare nella modellazione consiste in una spiccata variabilità della resistenza che è frequente riscontrare nelle costruzioni in c.a. esistenti non solo tra i piani diversi di un medesimo edificio, ma anche tra elementi diversi allo stesso piano e tra zone diverse di un medesimo elemento strutturale. Questa disomogeneità delle proprietà del calcestruzzo può derivare da molteplici cause, come una diversa esposizione agli agenti degradanti, le differenti condizioni di carico, le modalità di messa in opera e pone il problema di definire correttamente i valori delle resistenze di calcolo da adottare nelle verifiche di vulnerabilità sismica perchè assunzioni non realistiche dei parametri meccanici possono condurre a risultati inaffidabili. La soluzione è quindi individuare zone dell'edificio in cui il calcestruzzo si presenti con caratteristiche omogenee ed assegnare un diverso valore di resistenza per ciascuna di esse.

CAPITOLO 2

CASO STUDIO: ISTITUTO TECNICO ECONOMICO

A. GENTILI DI MACERATA

2.1. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio scolastico in questione è l'Istituto Tecnico Economico A. Gentili, sito nel comune Macerata, in via Piero e Lorenzo Cioci 6. Esso è composto da due blocchi, separati tra loro tramite un giunto sismico. Nel presente studio è stata eseguita la valutazione di vulnerabilità del blocco A2, costituito da una struttura intelaiata in c.a. che si sviluppa su 3 piani.



Figura 2. 1 Vista dall'alto dell'Istituto Tecnico Commerciale A.Gentili



Figura 2. 2 Vista dal lato ingresso del blocco A2 dell'Istituto Tecnico Commerciale A.Gentili



Figura 2.3 *Vista Ingresso del blocco A2 dell'Istituto Tecnico Commerciale A.Gentili*



Figura 2.4 *Vista laterale del blocco A1 dell'Istituto Tecnico Commerciale A.Gentili*

Il blocco A2 è suddiviso a sua volta in due parti con altezze di interpiano e quote di piano diverse. Come si evince dalla figura 2.5, la parte a sinistra si sviluppa su 3 piani, di cui uno interrato, da quota -7.10 m a -2.35 m, uno seminterrato, da quota -2.35 m a +1.20 m e uno fuori terra da +1.20 m a +7.25 m. Il resto del corpo A2 è composto da un piano interrato, che va da quota -4.35 m a -0.60m, uno semiinterrato da quota -0.60 m a +3.05 m e un piano fuori terra da +3.05 m a +6.35 m. Per una porzione di edificio vi è un ulteriore piano da quota -7.1 m a

– 4.35 m.. L’ingombro massimo entro cui è iscritto l’edificio presenta dimensioni in pianta di 49.10 m in direzione lato lungo e 19.20 m in direzione lato corto. La copertura inizialmente era piana e adibita a terrazza, successivamente è stata realizzata una copertura in acciaio.

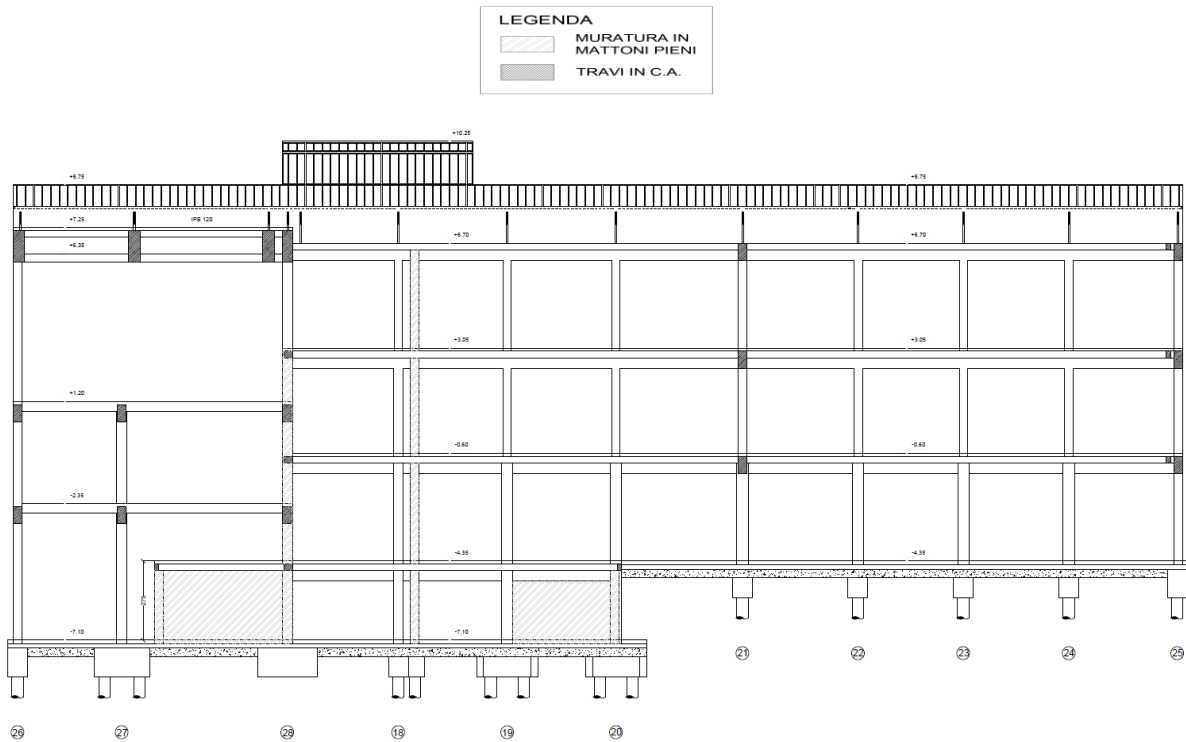


Figura 2.5 Rilievo strutturale – Sezione longitudinale del blocco A2

L’organizzazione strutturale è rappresentata principalmente da telai in cemento armato e presenta setti in muratura a mattoni pieni nel piano interrato e delimitanti il vano scala e setti in c.a. costituenti il vano ascensore. Il vano scala è costituito dal telaio in c.a. nella direzione trasversale allo sviluppo delle rampe (direzione X) e da due pareti in muratura disposte nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale delle rampe (direzione Y) per tutta l’altezza dell’edificio; tali pareti hanno un’altezza di 15.85 m. Gli altri setti in muratura hanno invece un’altezza di 2.75 m e si sviluppano nel solo piano interrato, da quota -7.1 a -4.35 m.

Le fondazioni, costituite da plinti su due, tre o quattro pali, collegati da cordoli in c.a., sono impostate a due quote differenti. La parte raffigurata in fig. 2.6 si trova a -7.1 m, a un livello inferiore rispetto alla restante parte, riportata in fig. 2.7, avente il piano di fondazione a -4.35 m.

2.2. INDAGINI CONOSCITIVE

La valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente e l'eventuale successiva scelta del più idoneo intervento di miglioramento o adeguamento deve inevitabilmente scaturire da un'adeguata conoscenza della costruzione, che può essere conseguita con vari livelli di approfondimento.

L'obiettivo della campagna di indagini è stato quello di raccogliere i dati necessari all'individuazione dell'organismo strutturale in modo da poter procedere alla valutazione della sicurezza dell'edificio. Pertanto sono state esaminate criticamente tutte le informazioni riguardanti le caratteristiche degli elementi strutturali, i dettagli costruttivi, le proprietà dei materiali e l'eventuale presenza di lesioni e comportamenti non soddisfacenti. Queste informazioni risultano fondamentali, oltre che per la predisposizione di un adeguato modello necessario alle procedure di verifica, anche per una efficace diagnosi strutturale che evidenzia gli aspetti critici del sistema resistente sia in relazione a condizioni statiche sia rispetto all'azione sismica.

Il processo di conoscenza dell'edificio si articola nelle seguenti fasi:

- l'analisi storico critica, che comprende la raccolta dei progetti e di tutte le informazioni di natura documentale;
- il rilievo geometrico e strutturale e il rilievo dei dettagli costruttivi;
- indagini diagnostiche per la caratterizzazione meccanica dei materiali.

Tanto più approfondita e accurata risulta la conoscenza dell'edificio e tanto più le informazioni ottenute dai modelli di calcolo potranno essere attendibili ed aderenti alla realtà fisica.

2.2.1. Analisi storico-critica e descrizione della struttura

Prima tappa nel percorso conoscitivo è l'individuazione della configurazione originaria dell'edificio, del suo sistema strutturale e di tutte le modifiche che il fabbricato ha subito nel tempo.

L'analisi storico-critica si è basata sulla ricerca delle informazioni inerenti il periodo di progettazione e di costruzione; in questa fase sono stati reperiti gli elaborati grafici di progetto originali. Nel caso d'esame, tra gli elaborati progettuali a disposizione sono presenti gli elaborati di carpenteria e strutturali originali, completi dei dettagli costruttivi. Sono poi presenti anche le tabelle delle armature dei pilastri, mentre sono assenti gli elaborati architettonici. Gli elaborati originali di progetto sono datati all'anno 1970.

Vengono riportati e analizzati in seguito degli estratti della documentazione originale di progetto, utilizzati per ricostruire il sistema strutturale dell'edificio e risalire alle caratteristiche degli elementi strutturali.

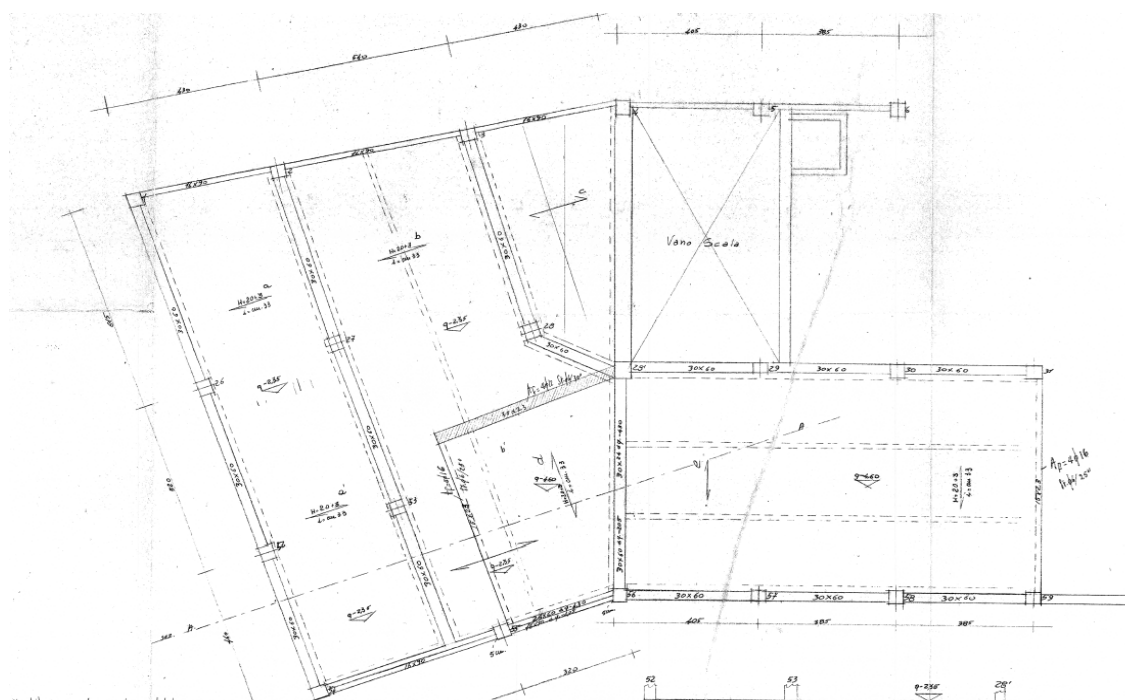


Figura 2.8 Estratto della documentazione originale di progetto– Pianta di carpenteria solaio

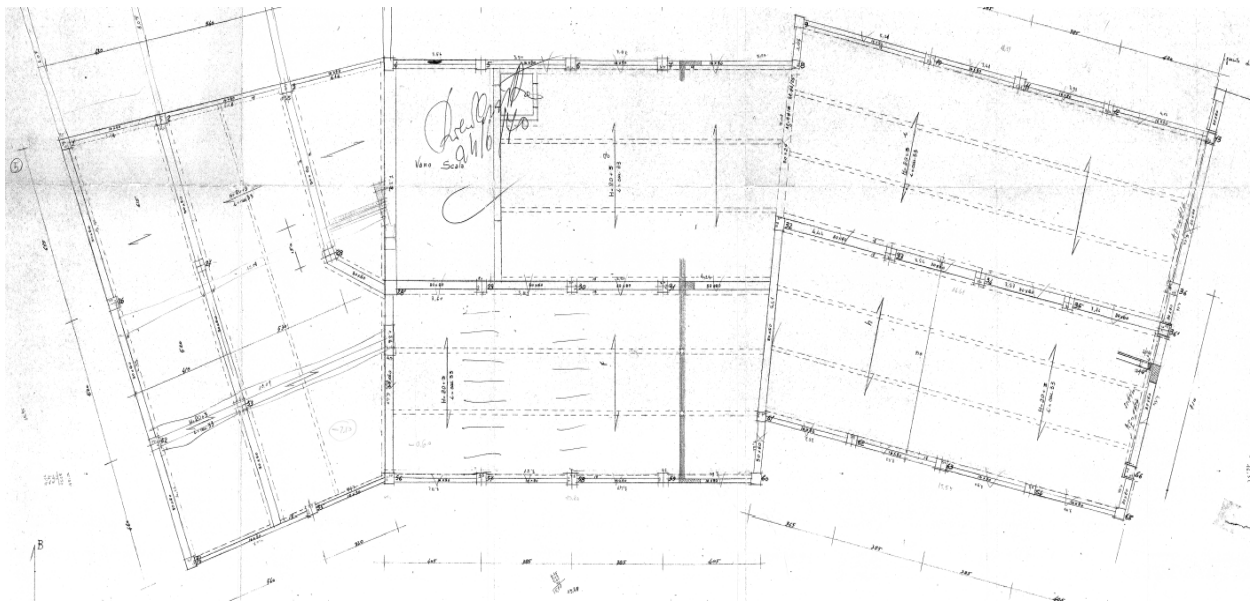


Figura 2.9 Estratto della documentazione originale di progetto– Pianta di carpenteria solaio

Dalle carpenterie è possibile avere indicazioni sugli elementi costituenti il telaio in c.a.: la sezione impiegata per le travi perimetrali disposte lungo la direzione longitudinale dell'edificio è 16x90 cm, mentre le altre travi, sia quelle perimetrali lungo la direzione trasversale che quelle del telaio centrale, hanno sezione di 30x60 cm. In alcune zone dell'edificio sono presenti anche travi di dimensioni inferiori, 30x23 e 15x23. All'ultimo piano della parte a sinistra del blocco A2 (fig. 2.5) le travi hanno sezione 40x120, comprese quelle della pensilina.

I telai sono mono-orditi e tra loro paralleli lungo il lato di dimensioni maggiori dell'edificio, ortogonali all'orditura dei solai e risultano nella maggior parte dei casi sprovvisti delle travi di collegamento nella direzione trasversale dell'edificio, collegamenti realizzati soltanto tramite il solaio e con i soli telai di estremità paralleli all'orditura dei solai. Verrebbe quindi da pensare che la direzione longitudinale sia più rigida dell'altra, situazione che presumibilmente non si verifica perché nel verso del lato corto dell'edificio sono disposte le pareti in muratura del vano scala.

È stato possibile raccogliere informazioni più dettagliate sui ferri d'armatura delle travi dalle distinte dei ferri; viene riportato in seguito un estratto di tale documentazione (fig. 2.10).

Tra i documenti originali è stato possibile risalire all'armatura delle travi soltanto per i primi due piani; nel modello è stato quindi ipotizzata per gli elementi per cui non vi era alcuna indicazione un'armatura analoga al piano sottostante. Per l'armatura longitudinale sono stati utilizzati molti ferri di diametro diverso tra loro, precisamente sono stati impiegati dei $\Phi 10$,

$\Phi 12$, $\Phi 14$, $\Phi 16$, $\Phi 18$, $\Phi 20$ e $\Phi 22$. Oltre ai ferri longitudinali dritti sono stati utilizzati dei ferri piegati, che svolgono anche la funzione di armatura trasversale, infatti la normativa dell'epoca prevedeva che il 50 % dell'azione tagliante fosse assorbita dai piegati e 50 % dalle staffe.

Le staffe utilizzate sono di diametro $\Phi 8$ e il passo varia da trave a trave, con un passo minimo di 20 e un massimo di 25 cm e non vi è alcuna distinzione tra zona critica e non. Occorre infine precisare che nel modello sono stati considerati come armatura resistente soltanto i ferri con lunghezza d'ancoraggio tale da poter sviluppare la tensione d'aderenza.

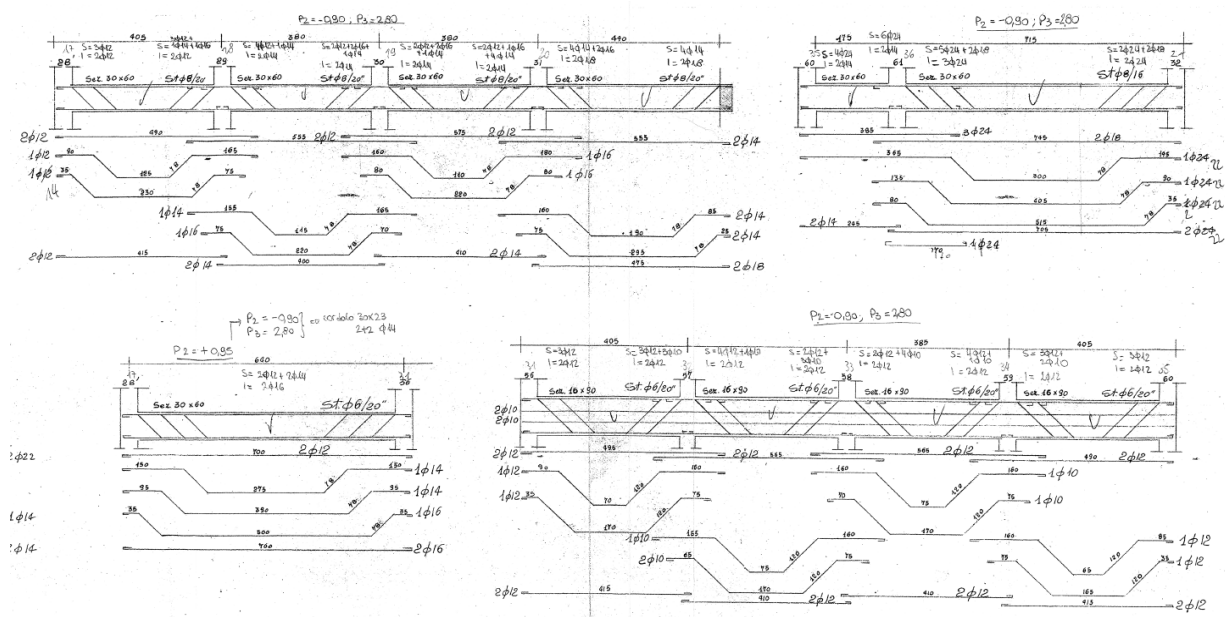


Figura 2.10 Estratto della documentazione originale di progetto – Ferri delle travi

Tra la documentazione originale disponibile sono presenti le tabelle dei pilastri (fig. 2.11) che danno indicazione precisa sulla sezione e sulle armature di tali elementi: la sezione prevalentemente impiegata per i pilastri dei telai esterni è rettangolare, di dimensioni 35x40 cm, con la dimensione maggiore disposta sul verso del lato corto dell'edificio, ovvero con la maggiore inerzia in direzione ortogonale dei telai; fanno eccezione alcuni pilastri, disposti ad angolo della struttura, che misurano 35x30 cm, con la dimensione maggiore sul verso del lato lungo dell'edificio.

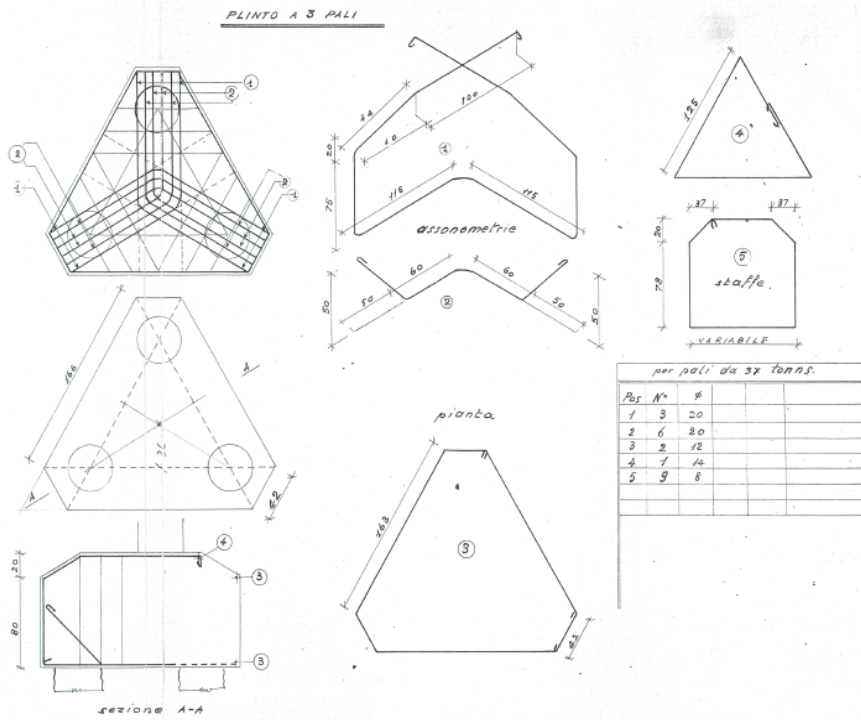
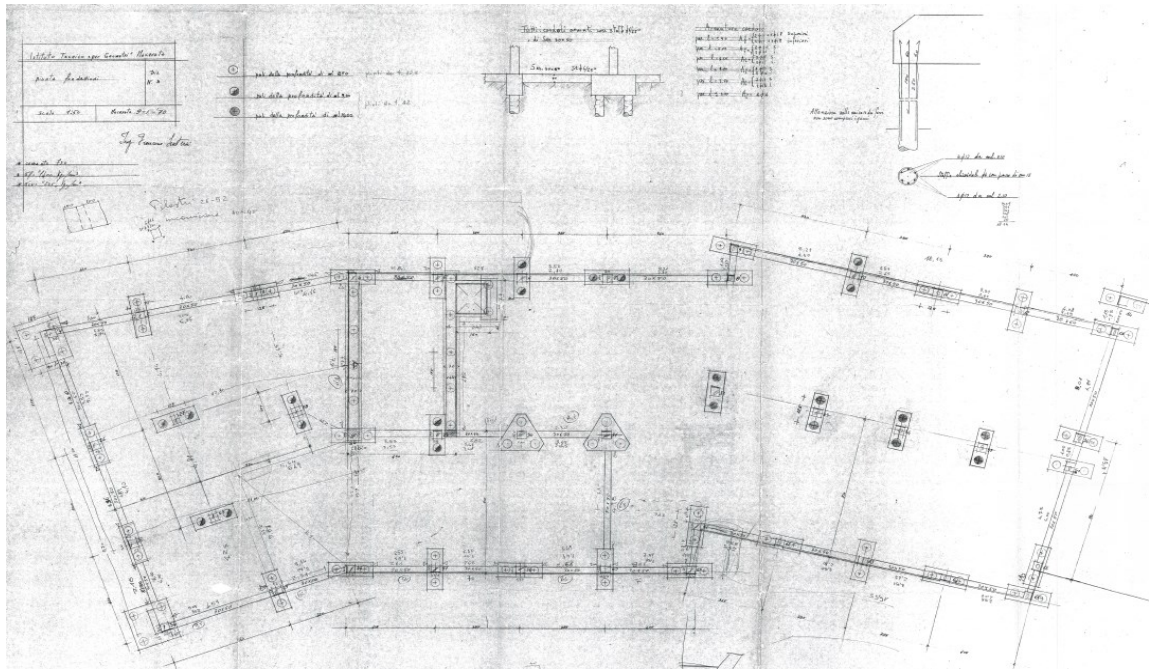
Il telaio centrale presenta pilastri di sezione 35x40 cm (si riducono a 30x30 cm all'ultimo piano a quota 3.05m) alternati con pilastri di sezione quadrata 30x30 e 35x35, quest'ultimi si riducono a 30x30 al secondo piano, per poi terminare al terzo piano, a quota 1.20 m. Per l'armatura longitudinale sono stati impiegati ferri di diametro $\Phi 16$, $\Phi 18$ e $\Phi 14$; fatta

eccezione per i pilastri 35x35 cm che hanno armatura 4 Φ 16+2 Φ 14, i restanti elementi presentano un'armatura composta da 4 Φ 16 o 4 Φ 18. Per l'armatura trasversale sono stati utilizzati invece ferri di diametro Φ 6 e Φ 8, con passo pari a metà del lato minore della sezione del pilastro.

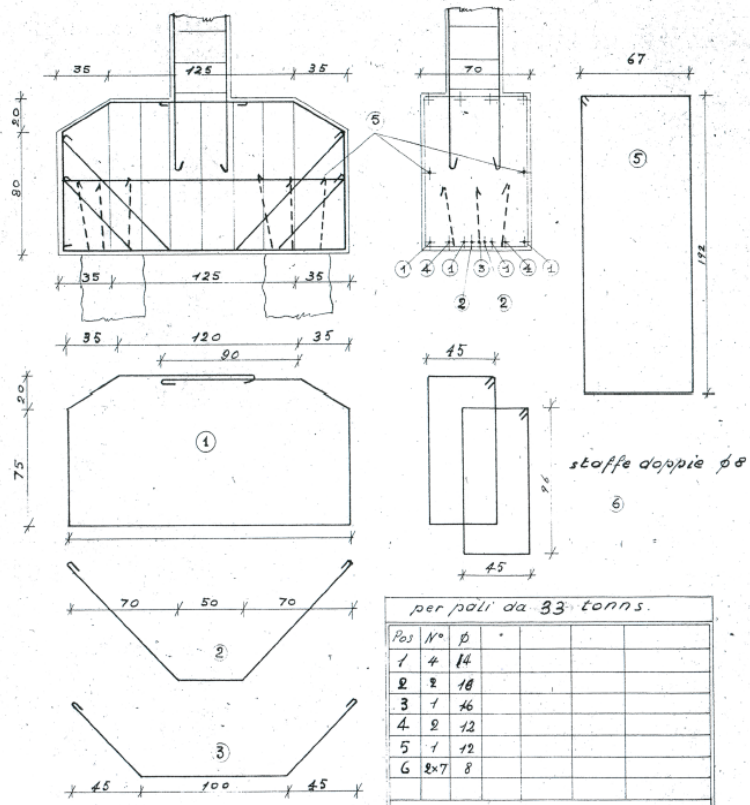
Pilastri del 1° ed. 1° piano			Pilastri del 2° ed. 1° piano			Pilastri del 2° ed. 2° piano		
RLN°	Sez. AxB	Armatura	RLN°	Sez. AxB	Armatura	RLN°	Sez. AxB	Armatura
1	35x40	4 Φ 18	1	35x40	4 Φ 16	1	35x40	4 Φ 16
2	35x40	4 Φ 18	2	35x40	4 Φ 16	2	30x30	4 Φ 16
3	35x40	4 Φ 18	3	35x35	4 Φ 16+2 Φ 14	3	30x30	4 Φ 16
4	35x40	4 Φ 18	4	35x35	4 Φ 16+2 Φ 14	4	30x30	4 Φ 16
5	30x30	4 Φ 16	5	30x40	4 Φ 18	5	30x30	4 Φ 16
26	30x30	4 Φ 16	6	30x40	4 Φ 18	6	30x30	4 Φ 16
27	35x40	4 Φ 18	7	30x40	4 Φ 18	7	30x30	4 Φ 16
28	35x40	4 Φ 18	8	30x40	4 Φ 18	8	30x30	4 Φ 16
28'	35x40	4 Φ 18	9	30x40	4 Φ 18	9	30x30	4 Φ 16
29	35x40	4 Φ 18	10	30x40	4 Φ 18	10	30x30	4 Φ 16
52	30x30	4 Φ 16	11	30x40	4 Φ 18	11	30x30	4 Φ 16
53	35x40	4 Φ 18	12	30x40	4 Φ 18	12	30x30	4 Φ 16
54	35x40	4 Φ 18	13	30x40	4 Φ 18	13	30x30	4 Φ 16
56	35x40	4 Φ 18	14	30x40	4 Φ 18	14	30x30	4 Φ 16
57	35x40	4 Φ 18	15	30x40	4 Φ 18	15	30x30	4 Φ 16
58	35x40	4 Φ 18	16	30x40	4 Φ 18	16	30x30	4 Φ 16
59	35x40	4 Φ 18	17	30x40	4 Φ 18	17	30x30	4 Φ 16
55	35x40	4 Φ 18	18	30x40	4 Φ 18	18	30x30	4 Φ 16
			19	30x40	4 Φ 18	19	30x30	4 Φ 16
			20	30x40	4 Φ 18	20	30x30	4 Φ 16
			21	30x40	4 Φ 18	21	30x30	4 Φ 16
			22	30x40	4 Φ 18	22	30x30	4 Φ 16
			23	30x40	4 Φ 18	23	30x30	4 Φ 16
			24	30x40	4 Φ 18	24	30x30	4 Φ 16
			25	30x40	4 Φ 18	25	30x30	4 Φ 16
			26	30x40	4 Φ 18	26	30x30	4 Φ 16
			27	30x40	4 Φ 18	27	30x30	4 Φ 16
			28	30x40	4 Φ 18	28	30x30	4 Φ 16
			29	30x40	4 Φ 18	29	30x30	4 Φ 16
			30	30x40	4 Φ 18	30	30x30	4 Φ 16
			31	30x40	4 Φ 18	31	30x30	4 Φ 16
			32	30x40	4 Φ 18	32	30x30	4 Φ 16
			33	30x40	4 Φ 18	33	30x30	4 Φ 16
			34	30x40	4 Φ 18	34	30x30	4 Φ 16
			35	30x40	4 Φ 18	35	30x30	4 Φ 16
			36	30x40	4 Φ 18	36	30x30	4 Φ 16
			37	30x40	4 Φ 18	37	30x30	4 Φ 16
			38	30x40	4 Φ 18	38	30x30	4 Φ 16
			39	30x40	4 Φ 18	39	30x30	4 Φ 16
			40	30x40	4 Φ 18	40	30x30	4 Φ 16
			41	30x40	4 Φ 18	41	30x30	4 Φ 16
			42	30x40	4 Φ 18	42	30x30	4 Φ 16
			43	30x40	4 Φ 18	43	30x30	4 Φ 16
			44	30x40	4 Φ 18	44	30x30	4 Φ 16
			45	30x40	4 Φ 18	45	30x30	4 Φ 16
			46	30x40	4 Φ 18	46	30x30	4 Φ 16
			47	30x40	4 Φ 18	47	30x30	4 Φ 16
			48	30x40	4 Φ 18	48	30x30	4 Φ 16
			49	30x40	4 Φ 18	49	30x30	4 Φ 16
			50	30x40	4 Φ 18	50	30x30	4 Φ 16
			51	30x40	4 Φ 18	51	30x30	4 Φ 16
			52	30x40	4 Φ 18	52	30x30	4 Φ 16
			53	30x40	4 Φ 18	53	30x30	4 Φ 16
			54	30x40	4 Φ 18	54	30x30	4 Φ 16
			55	30x40	4 Φ 18	55	30x30	4 Φ 16
			56	30x40	4 Φ 18	56	30x30	4 Φ 16
			57	30x40	4 Φ 18	57	30x30	4 Φ 16
			58	30x40	4 Φ 18	58	30x30	4 Φ 16
			59	30x40	4 Φ 18	59	30x30	4 Φ 16
			60	30x40	4 Φ 18	60	30x30	4 Φ 16
			61	30x40	4 Φ 18	61	30x30	4 Φ 16
			62	30x40	4 Φ 18	62	30x30	4 Φ 16
			63	30x40	4 Φ 18	63	30x30	4 Φ 16
			64	30x40	4 Φ 18	64	30x30	4 Φ 16
			65	30x40	4 Φ 18	65	30x30	4 Φ 16
			66	30x40	4 Φ 18	66	30x30	4 Φ 16
			67	30x40	4 Φ 18	67	30x30	4 Φ 16
			68	30x40	4 Φ 18	68	30x30	4 Φ 16
			69	30x40	4 Φ 18	69	30x30	4 Φ 16
			70	30x40	4 Φ 18	70	30x30	4 Φ 16
			71	30x40	4 Φ 18	71	30x30	4 Φ 16
			72	30x40	4 Φ 18	72	30x30	4 Φ 16
			73	30x40	4 Φ 18	73	30x30	4 Φ 16
			74	30x40	4 Φ 18	74	30x30	4 Φ 16
			75	30x40	4 Φ 18	75	30x30	4 Φ 16
			76	30x40	4 Φ 18	76	30x30	4 Φ 16
			77	30x40	4 Φ 18	77	30x30	4 Φ 16
			78	30x40	4 Φ 18	78	30x30	4 Φ 16
			79	30x40	4 Φ 18	79	30x30	4 Φ 16
			80	30x40	4 Φ 18	80	30x30	4 Φ 16
			81	30x40	4 Φ 18	81	30x30	4 Φ 16
			82	30x40	4 Φ 18	82	30x30	4 Φ 16
			83	30x40	4 Φ 18	83	30x30	4 Φ 16
			84	30x40	4 Φ 18	84	30x30	4 Φ 16
			85	30x40	4 Φ 18	85	30x30	4 Φ 16
			86	30x40	4 Φ 18	86	30x30	4 Φ 16
			87	30x40	4 Φ 18	87	30x30	4 Φ 16
			88	30x40	4 Φ 18	88	30x30	4 Φ 16
			89	30x40	4 Φ 18	89	30x30	4 Φ 16
			90	30x40	4 Φ 18	90	30x30	4 Φ 16
			91	30x40	4 Φ 18	91	30x30	4 Φ 16
			92	30x40	4 Φ 18	92	30x30	4 Φ 16
			93	30x40	4 Φ 18	93	30x30	4 Φ 16
			94	30x40	4 Φ 18	94	30x30	4 Φ 16
			95	30x40	4 Φ 18	95	30x30	4 Φ 16
			96	30x40	4 Φ 18	96	30x30	4 Φ 16
			97	30x40	4 Φ 18	97	30x30	4 Φ 16
			98	30x40	4 Φ 18	98	30x30	4 Φ 16
			99	30x40	4 Φ 18	99	30x30	4 Φ 16
			100	30x40	4 Φ 18	100	30x30	4 Φ 16

Figura 2.11 Estratto della documentazione originale di progetto–Tabella pilastri

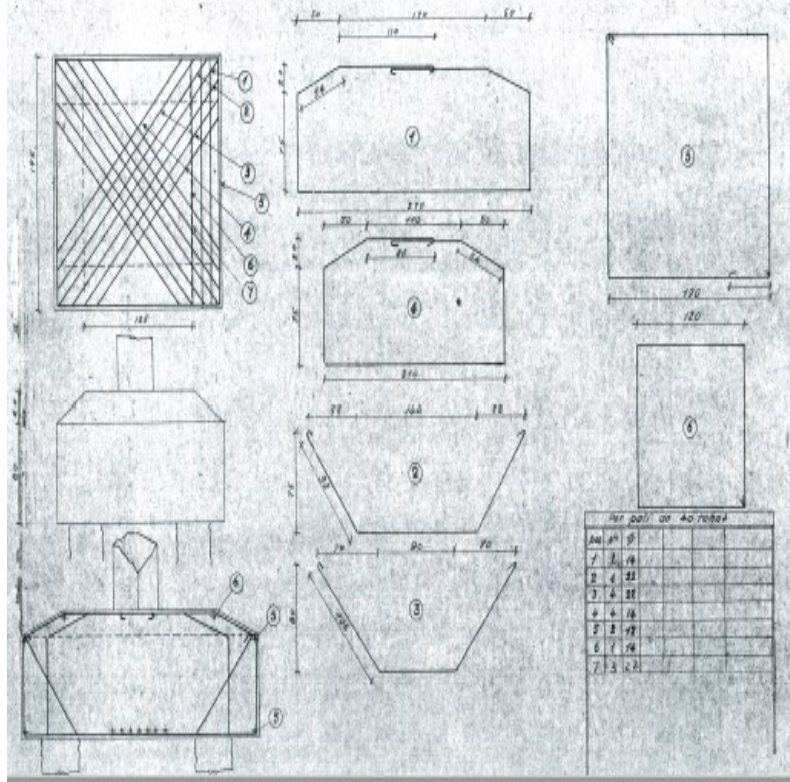
Sono di seguito riportati la pianta delle fondazioni e i particolari costruttivi delle varie tipologie di sistema di fondazione utilizzate.



PLINTO A 2 PALI



PLINTO A 4 PALI - Scala 1:20



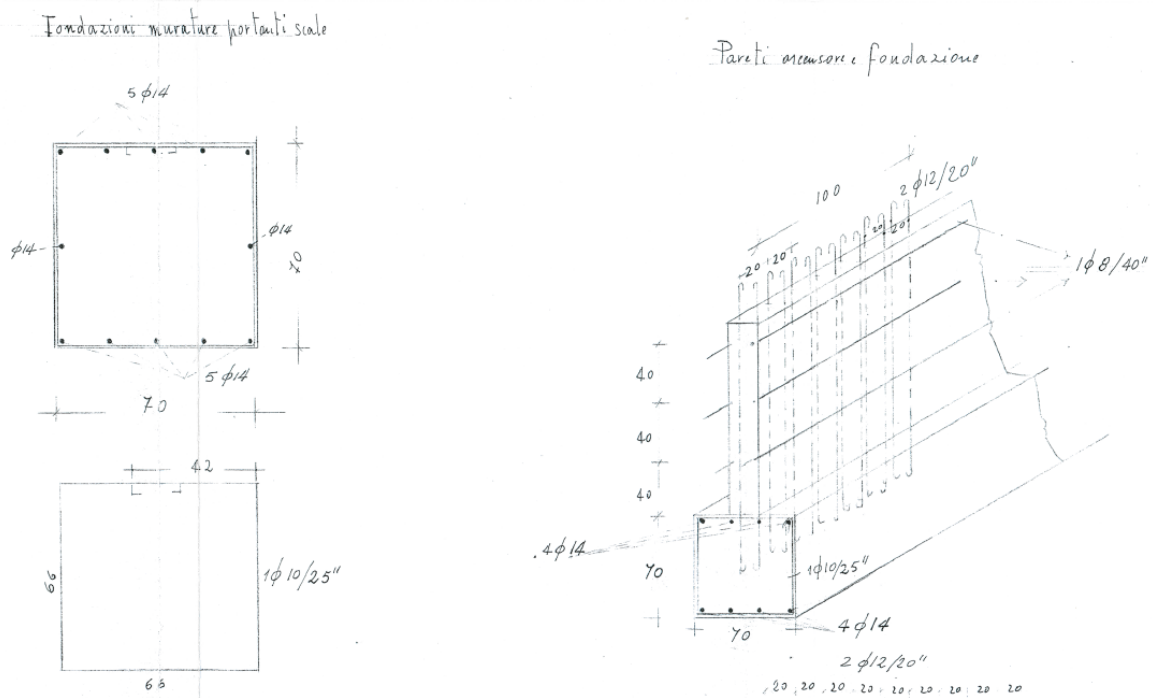


Figura 2.12 Estratti della documentazione originale di progetto– Pianta fondazioni e dettagli costruttivi delle fondazioni

Da tale documentazione (fig.2.12) è stato possibile risalire al sistema di fondazioni dell'edificio: esso è costituito da plinti su pali collegati perimetralmente da cordoli in c.a. della dimensione 30x50 cm. I plinti alla base dei pilastri sono a due, a tre o a quattro pali di diametro di 40 cm e di lunghezza variabile da 8.50 m a 10 m di profondità; mentre le pareti in muratura del vano scala presentano fondazioni continue su pali di profondità 8.50 m.

Tra gli elaborati originali di progetto è presente anche una tavola che fornisce indicazioni precise sulla tipologia di solaio impiegata. Sono stati messi in opera solai in latero-cemento, nella maggior parte dei casi costituiti da elementi in laterizio dell'altezza di 20 cm con travetti in c.a. e soletta in cemento armato di 3 cm. All'ultimo piano della parte laterale di sinistra dell'edificio è presente un doppio solaio rispettivamente di 24+4 e 18+4cm. L'interasse dei travetti è in tutti i casi di 33 cm. Dalla tavola sottostante (fig. 2.13) è possibile notare anche che il solaio è stato rinforzato in corrispondenza dei divisori.

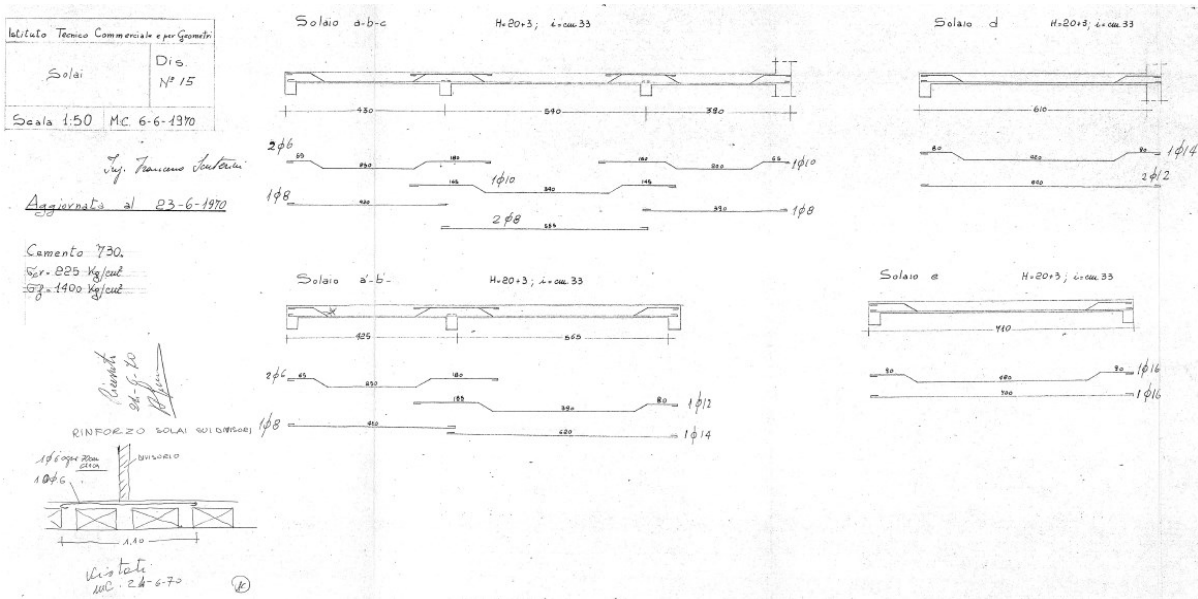
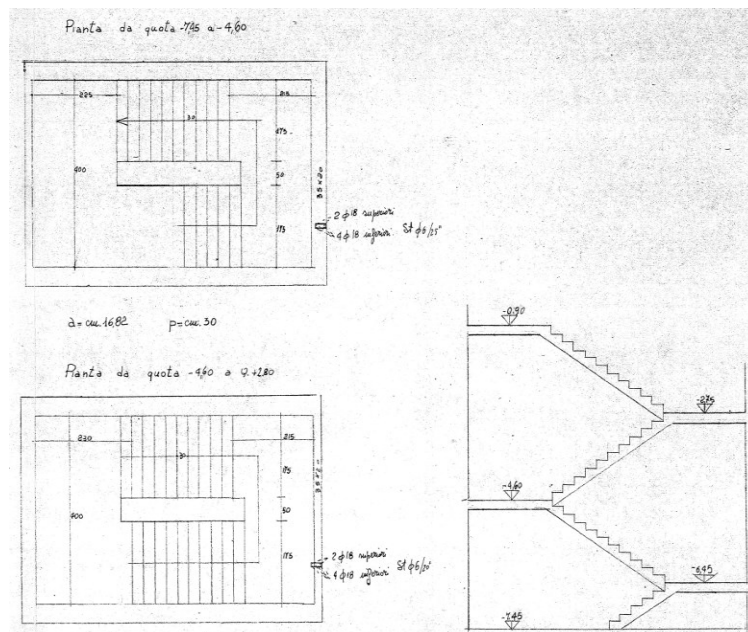


Figura 2.13 Estratto della documentazione originale di progetto-Solai

Infine, la scala è in cemento armato a soletta rampante costituita da pianerottoli aventi soletta in c.a. di spessore 20 cm e da rampe con soletta in c.a. di spessore 14 cm. Il vano scala è composto da due pareti in muratura nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale delle rampe e dal telaio in c.a. nella direzione trasversale allo sviluppo longitudinale delle rampe.



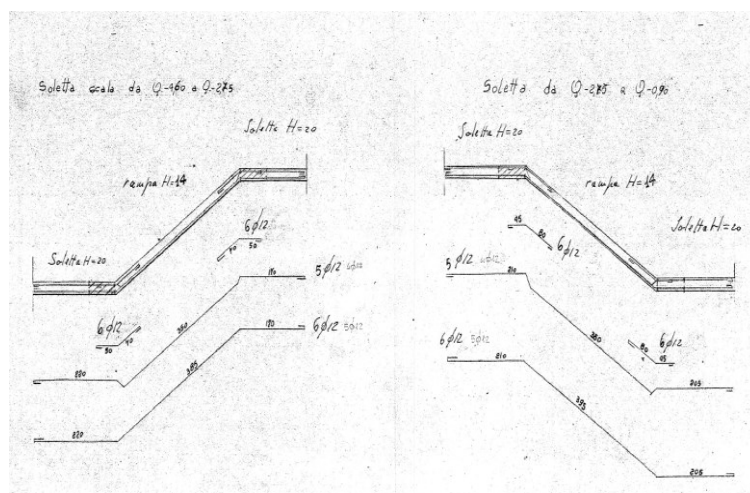


Figura 2.14 Estratto della documentazione originale di progetto—Armature scala

L'analisi della documentazione disponibile delinea un quadro conoscitivo sufficientemente accurato rispetto alla consuetudine dell'epoca, infatti prima della legge 1086/1971 la normativa prevedeva per il costruttore solo l'obbligo di una denuncia alla prefettura, da fare prima dell'inizio dei lavori, accompagnata da una copia del progetto di massima. L'esperienza dimostra che anche nel periodo di vigenza di tale legge, in generale per gli edifici costruiti nel corso degli anni '70 spesso la documentazione risulta incompleta e inaccurata. Nel caso in esame, essendo disponibili le carpenterie di piano con l'indicazione della quantità e della disposizione delle armature e i dettagli costruttivi, le indagini preliminari si sono potute basare su dati completi ed esaustivi.

2.2.2. Rilievo strutturale

La fase di approfondimento delle indagini ha riguardato dapprima il rilievo strutturale dell'edificio che ha permesso di predisporre gli elaborati grafici relativi allo stato attuale e successivamente le prove sui materiali.

Il rilievo deve essere esteso all'intero organismo strutturale e deve essere compiutamente definita la geometria di tutti gli elementi strutturali; meno agevole è la definizione dei particolari costruttivi che sono nascosti alla vista (ad esempio la disposizione delle armature negli elementi strutturali) e per i quali può essere necessario ricorrere a rilievi a campione. Nel caso di studio, essendo gli elaborati progettuali originali completi di queste informazioni, il rilievo servirà a valutare la rispondenza di quanto messo in opera con i documenti ed evidenziare eventuali modifiche, in modo da poter avere un quadro preciso sulla struttura allo stato attuale.

È da precisare che, mentre per la definizione dei dettagli costruttivi e per la caratterizzazione meccanica dei materiali è possibile conseguire livelli di conoscenza con approfondimenti crescenti il rilievo deve in ogni caso essere compiuto in modo completo, accurato e dettagliato. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica, deve essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi e deve individuare l'organismo resistente della costruzione. Il rilievo comprende tutti gli elementi strutturali in elevazione, le fondazioni e deve specificare la tipologia e l'orditura dei solai e della copertura. I dettagli costruttivi da rilevare sono la quantità, la posizione, il diametro delle barre d'armatura longitudinali, il passo e il diametro delle staffe, informazioni disponibili nella documentazione originale di progetto e verificate con le indagini diagnostiche dei materiali descritte nel capitolo successivo.

Si riportano in seguito gli elaborati grafici, in scala 1:50, risultati del rilievo strutturale eseguito sull'edificio nel 2008 dallo "Studio Tecnico Antonucci-Leoni e Associati". Nella documentazione disponibile riguardante il rilievo, sono presenti le piante strutturali e le sezioni, mentre non è stata riservata attenzione ad eventuali dissesti, quadri fessurativi e non è stato esteso alle parti non strutturali.

TABELLA PILASTRI	
NUMERI	SEZIONE
1, 2, 3, 4, 6, 15, 16, 17, 18, 27, 30, 31, 32, 33, 34, 35	35X40
5, 14, 26	30X30
29	35X30
19, 20	40X50

- PALI IN C.A. Ø40 L=8.50 mt.
- PALI IN C.A. Ø40 L=9.00 mt.
- PALI IN C.A. Ø40 L=10.00 mt.

LEGENDA
 MURATURA IN MATTONI PIENI

PIANTA FONDAZIONI Q=-7.10 - blocco A2

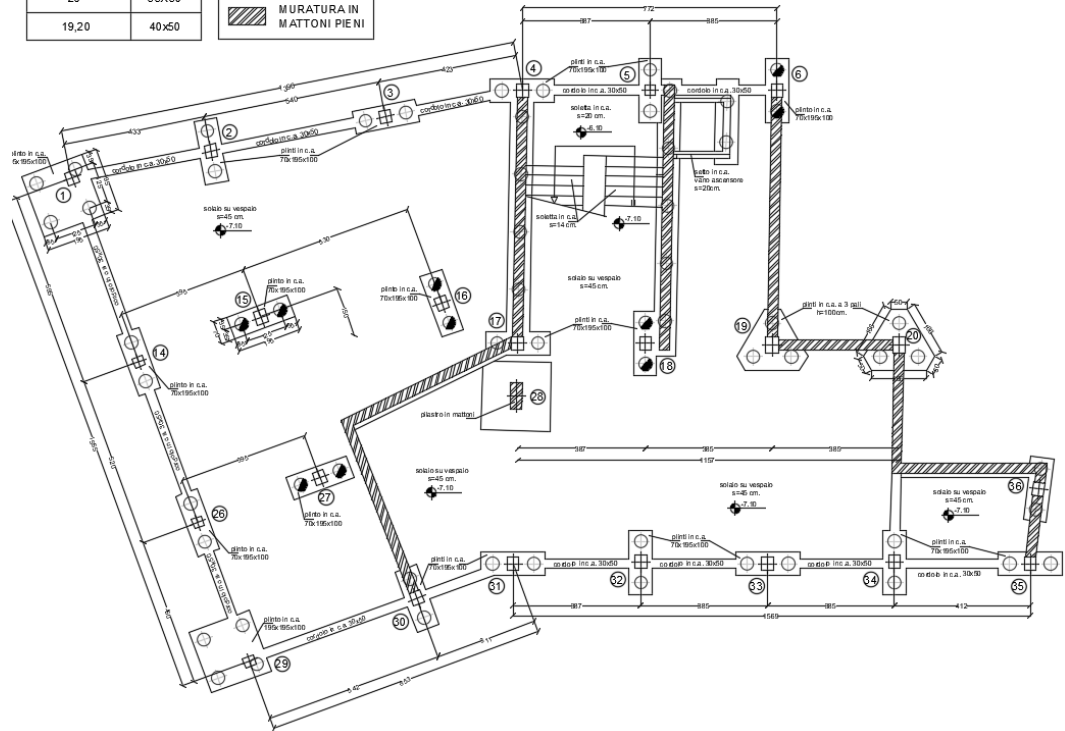


Figura 2.15 Rilievo strutturale - Pianta Fondazioni Q=-7.1m

TABELLA PILASTRI	
NUMERI	SEZIONE
1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 15, 16, 17, 18, 27, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40	35X40
21, 22, 23, 24	40x40
19, 20	40x50
25	30x40
5, 14, 26	30x30
29	35x30

LEGENDA
 MURATURA IN MATTONI PIENI

- PALI IN C.A. Ø40 L=8.50 mt.
- PALI IN C.A. Ø40 L=9.00 mt.
- PALI IN C.A. Ø40 L=10.00 mt.

PIANTA FONDAZIONI Q=-4.35 - blocco A2

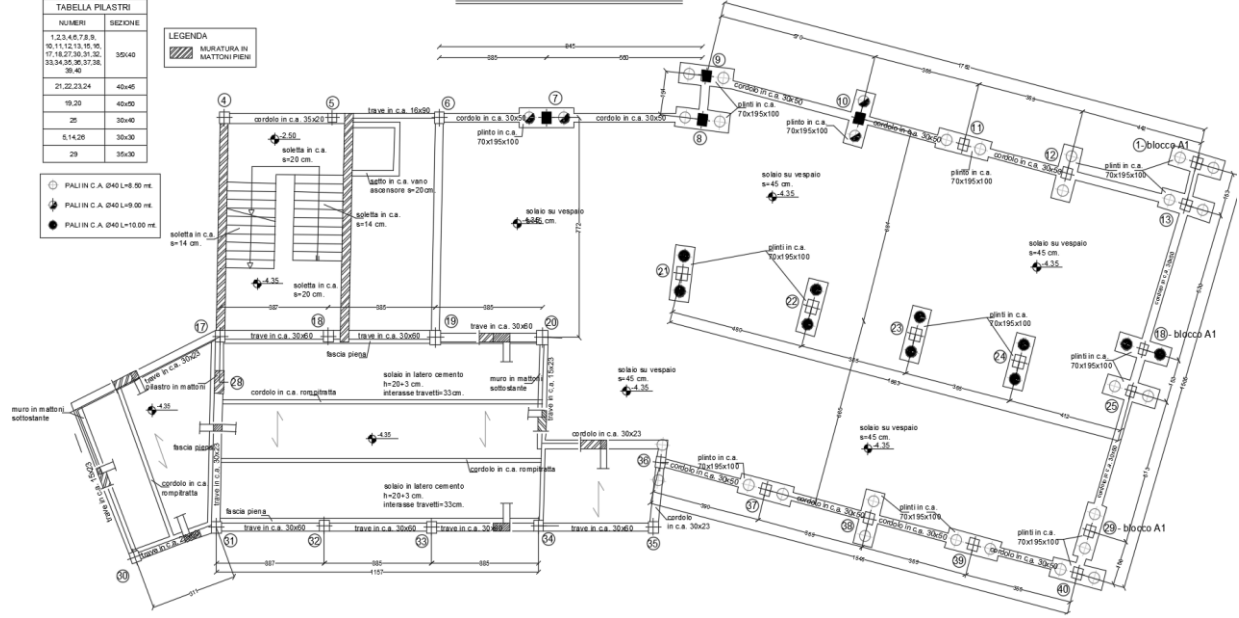


Figura 2.16 Rilievo strutturale - Pianta Fondazioni Q=-4.35m

TABELLA PILASTRI	
NUMERI	SEZIONE
1,2,3,4,6,7,9,10,11, 12,13,30,31,32,33, 34,35,37,38,39,40	35X40
5,8,14,25,26,36	30X30
15,16,17,18,27	35X35
19,20,21,22,23,24	30X40
29	35X30

LEGENDA
 MURATURA IN
 MATTONI PIENI

PIANTA Q= -2.35/-0.60 - blocco A2

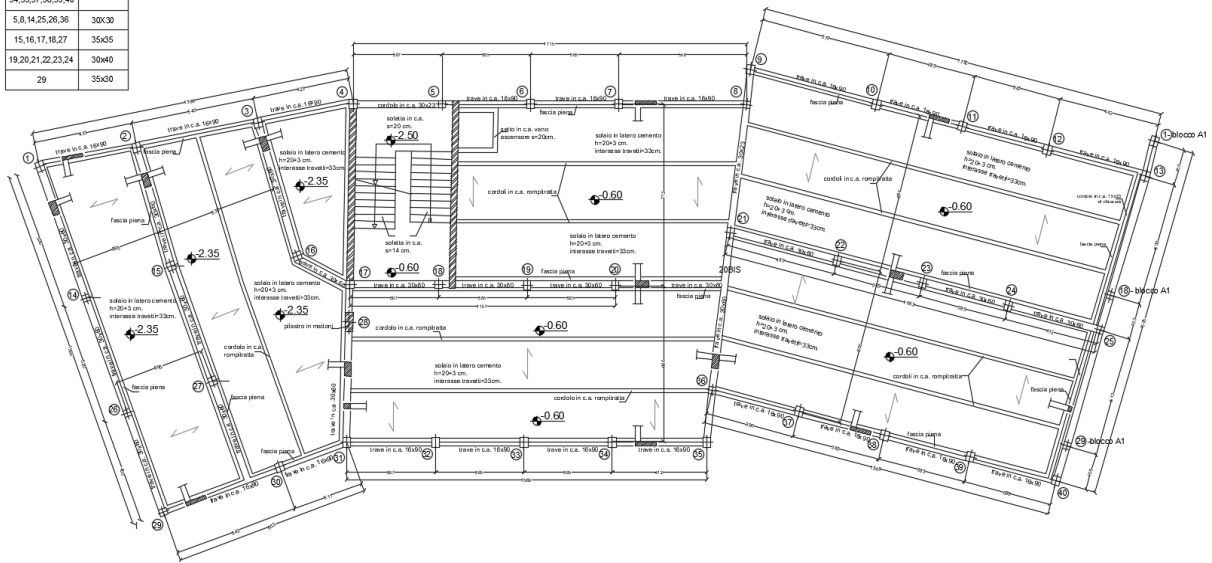


Figura 2.17 Rilievo strutturale - Pianta Q=-2.35m/-0.60m

TABELLA PILASTRI	
NUMERI	SEZIONE
1,2,3,4,6,7,9,10,11, 12,30,31,32,33,34, 37,38,39	35X40
5,8,13,14,17, 18,19,20,21,22,23, 24,25,26,36	30X30
29,35,40	35X30

PIANTA Q= +1.20/+3.05 - blocco A2

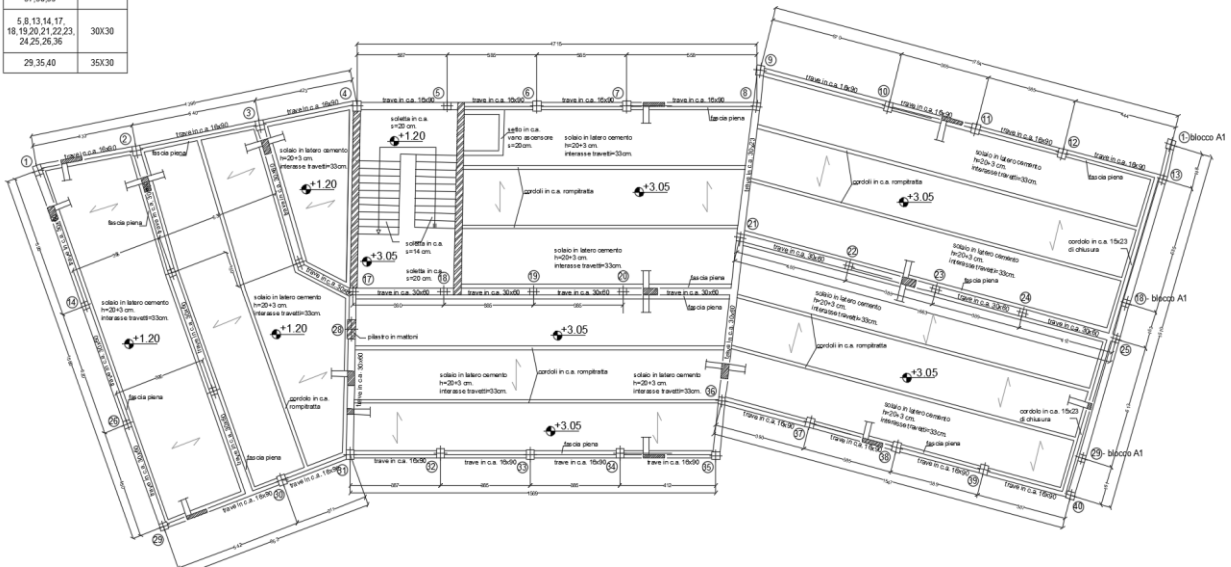


Figura 2.18 Rilievo strutturale - Pianta Q=1.20m/+3.05m

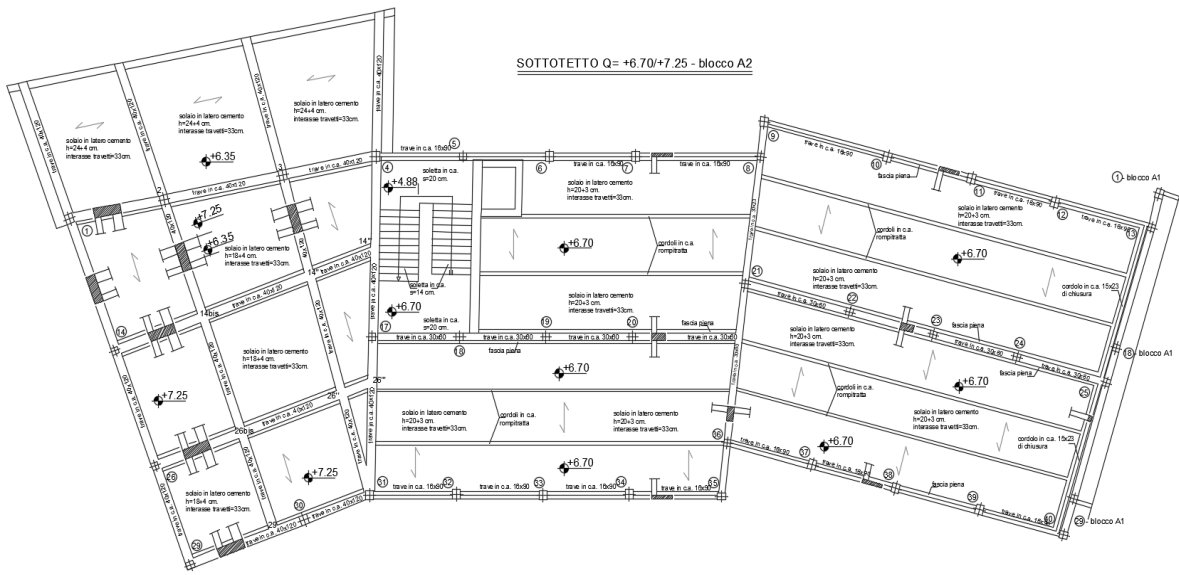


Figura 2.19 Rilievo strutturale –Pianta sottotetto Q=6.70m/+7.25m

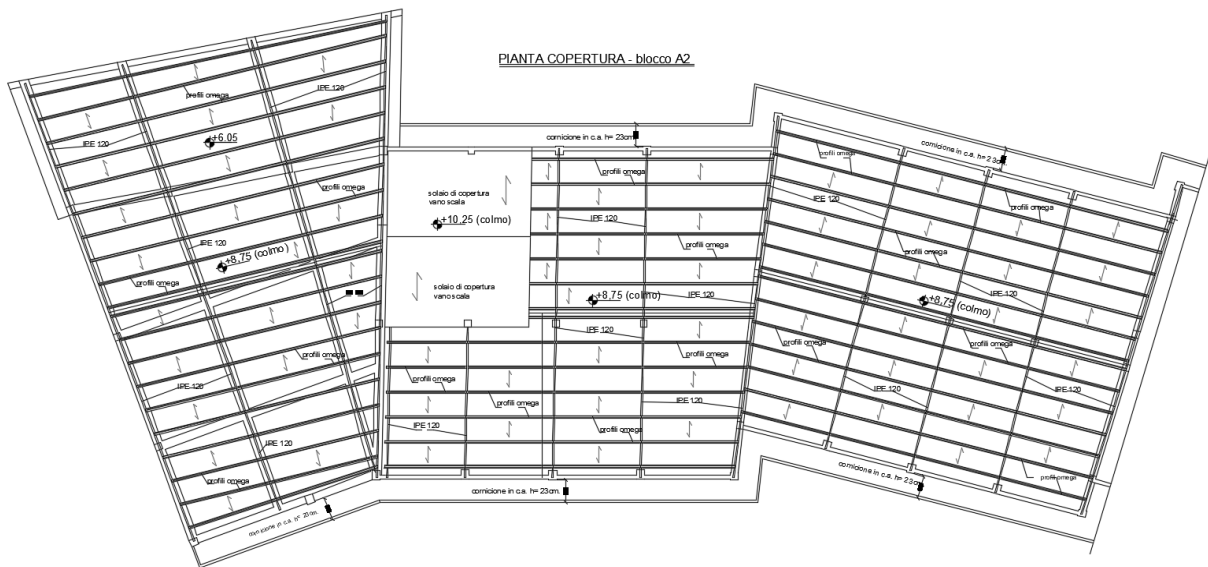


Figura 2.20 Rilievo strutturale –Pianta copertura Q=+8.75 m

SEZIONE A-A - blocco A2

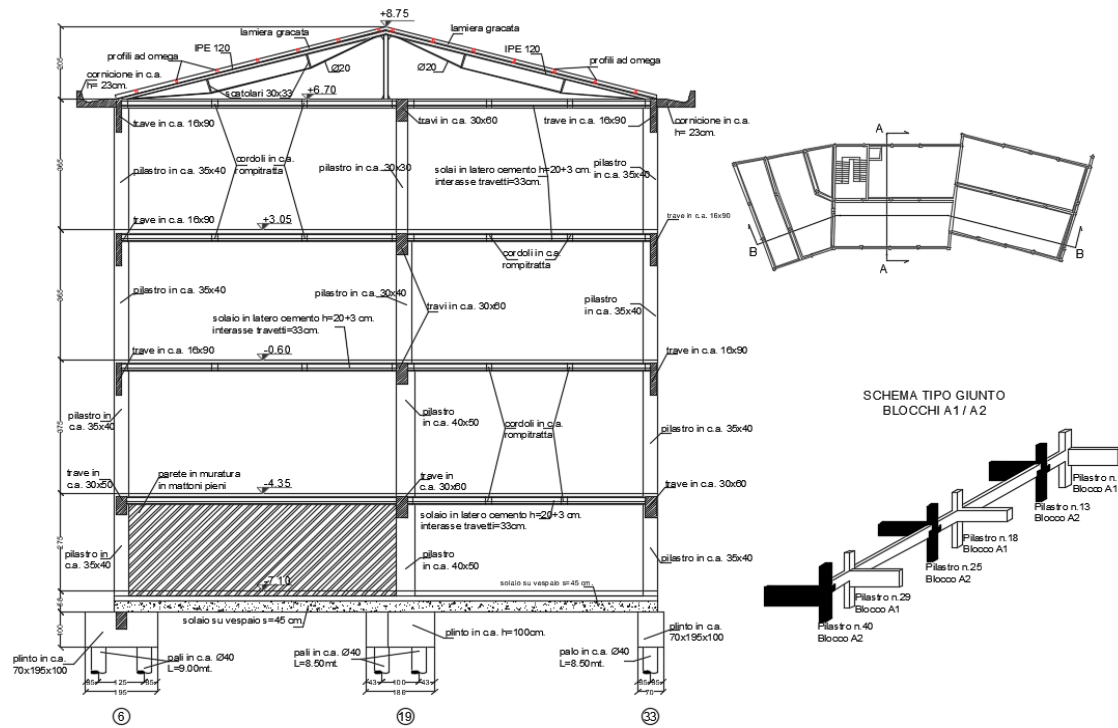


Figura 2.21 Rilievo strutturale –Sezione trasversale A-A e particolare costruttivo giunto blocco A1/A2

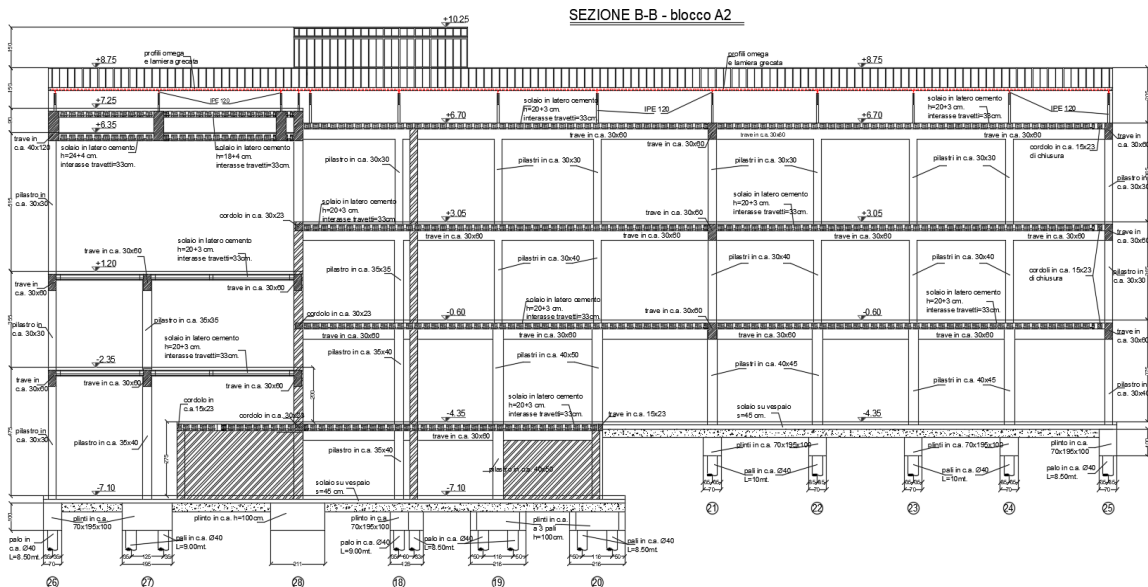


Figura 2.22 Rilievo strutturale –Sezione longitudinale B-B

2.2.3. Indagini diagnostiche sui materiali

Su incarico dello Studio Tecnico Antonucci-Leoni e Associati, è stata eseguita dall' Ing. Maurizio Scansani e resa disponibile per il presente studio una serie di indagini diagnostiche su elementi strutturali in cemento armato dell'edificio.

Sono state eseguite indagini con apparecchiature magnetometriche per avere informazioni su l'armatura delle travi e dei pilastri, e allo scopo di valutare la resistenza a compressione del calcestruzzo alcuni elementi presi come campione sono stati sottoposti sia a prove non distruttive (metodo SonReb) che a prove distruttive (prova di compressione centrata su carote). Inoltre sono state realizzate delle prove a trazione su alcuni campioni di ferri d'armatura. Sono riportate in seguito la localizzazione planimetrica alle varie quote degli elementi strutturali oggetti di indagini diagnostiche e per alcuni di essi la documentazione fotografica.



Figura 2.23 Localizzazione degli elementi indagati



Figura 2.24 *Da sinistra: Pilastro 27 piano terra e Pilastro 24 piano terzo - Scasso eseguito per verificare il diametro e lo stato di conservazione di un ferro d'armatura e di una staffa*



Figura 2.25 *Da sinistra: Trave 15-27 piano primo e Trave 21-22 secondo - Scasso eseguito per verificare il diametro e lo stato di conservazione dei ferri d'armatura nella mezzeria della trave*

2.2.3.1 Prove Magnetometriche

L'indagine magnetometrica è un metodo non invasivo e non distruttivo, che consente l'individuazione, in proiezione sulla superficie del calcestruzzo, di elementi metallici non visibili fino a una profondità di circa 10 cm dalla superficie in esame; permette quindi di determinare la posizione, la direzione, il diametro e il numero delle barre d'armatura, nonché lo spessore del copriferro.

Tale indagine è stata applicata nell'edificio oggetto di studio per avere informazioni sia sull'armatura dei pilastri che su quella delle travi. Vengono analizzate in seguito le prove sull'edificio in esame. Per quanto riguarda i pilastri, alcuni di essi, scelti a campione tra quelli presenti ai vari piani dell'edificio, sono stati sottoposti ad una indagine con una apparecchiatura magnetometrica per rilevare la posizione, il numero e il diametro dei ferri di armatura presenti nei pilastri stessi. Tale indagine è stata eseguita nella parte centrale del pilastro. In figura 2.26 è riportato un estratto della tabella presente nella relazione tecnica prodotta a seguito delle indagini diagnostiche, in cui sono elencati per ogni pilastro esaminato il numero e il piano in cui è ubicato, le dimensioni nominali dell'elemento stesso, il numero ed il diametro dei ferri di armatura rilevati, il diametro ed il passo delle staffe, nonché lo stato di conservazione delle armature metalliche, rilevato in corrispondenza di piccoli scassi. Nella lettura di tale tabella bisogna tener presente quanto di seguito esposto:

- il diametro dei ferri è stato rilevato, per ogni pilastro, in corrispondenza di un piccolo scasso, eseguito su uno dei ferri di armatura rilevati mediante il controllo con apparecchiatura magnetometrica; il diametro degli altri ferri è stato indicato per analogia;
- il diametro delle staffe è stato rilevato in corrispondenza di scassi eseguiti sui diversi pilastri. Il passo è stato misurato a partire dal piede dei pilastri stessi, fino all'estradosso della trave;
- la posizione ed il numero dei ferri di armatura dei pilastri sono quelli riportati schematicamente nelle figure presenti accanto alla tabella relativa ad ogni pilastro. Alcuni ferri di armatura sono indicati con la dicitura "ipotizzato" in quanto non è stato possibile accedere a tutti i lati dell'elemento e dunque la loro presenza e ubicazione è stata ipotizzata sulla base dei ferri di armatura rilevati su pilastri simili, in cui è stato possibile eseguire il controllo su tutti i quattro lati.

TABELLA 1 : Armatura metallica dei pilastri

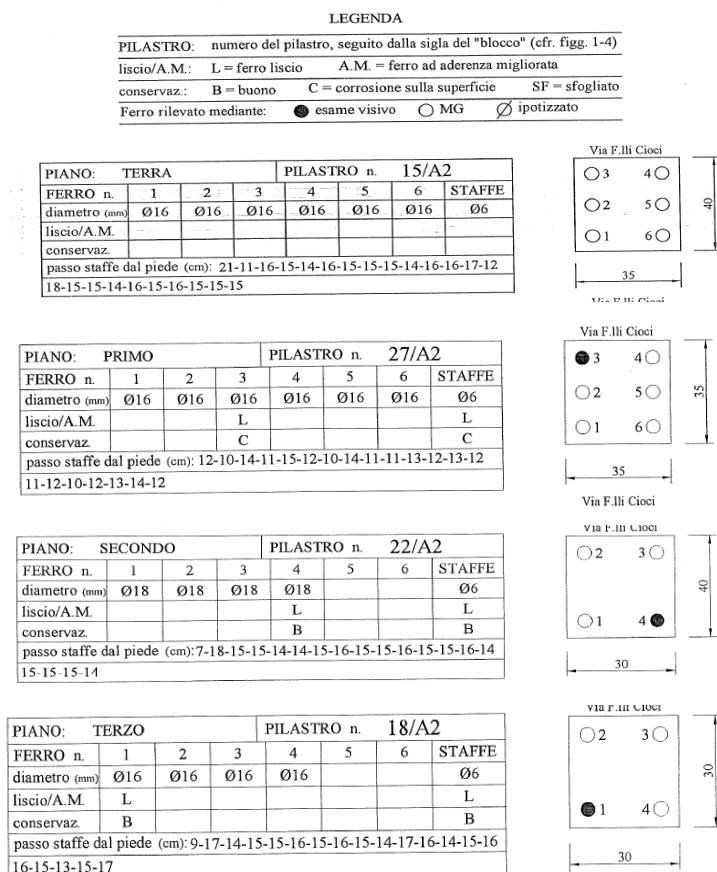


Figura 2.26 Estratti " Tabella 1 : Armatura metallica dei pilastri" tratta dalla Relazione Tecnica

Anche in corrispondenza di una serie di travi in cemento armato, scelte anch'esse a campione, è stata eseguita un'indagine magnetometrica per rilevare il numero e il diametro dei ferri di armatura presenti nelle travi stesse. Tale indagine è stata eseguita all'intradosso delle travi, sia nella parte centrale che in prossimità di un pilastro. Nella figura 2.27 vengono riportati degli estratti delle tabelle tratte dalla relazione tecnica, nei quali sono elencati i risultati dell'indagine. Nella lettura della tabella si deve tener presente quanto di seguito esposto:

- il numero, il diametro e lo stato di conservazione dei ferri longitudinali sono stati rilevati, per ogni trave, in corrispondenza di uno scasso eseguito nell'intradosso della trave, circa nella sezione di mezzeria;
- il diametro e lo stato di conservazione delle staffe sono stati rilevati in corrispondenza degli scassi eseguiti.

Legenda

PIANO	Piano nel quale è ubicato l'elemento strutturale e blocco A1 o A2 (cfr. figg. 1-4)
TRAVE	numero della trave posta a sostegno del solaio di copertura del Piano
ZONA	zona dell'intradosso della trave in cui è stato eseguito il rilievo dei ferri di armatura ("A"= appoggio in prossimità del pilastro individuato con la sigla "Pil.", seguita dal numero del pilastro; "M"= mezzeria)
Tipo di Controllo	tipo di controllo eseguito per rilevare l'armatura metallica: "EV" rilievo con apparecchiatura magnetometrica ed esame visivo attraverso uno scasso realizzato sulla trave; "MG" rilievo con sola apparecchiatura magnetometrica; "IP" armatura metallica ipotizzata.
FERRI n.	numero dei ferri di armatura, di uno stesso diametro, rilevati nella zona esaminata
Diametro	Ø diametro del ferro di armatura (mm)
Liscio/A.M.	ferro di armatura di tipo liscio "L" o ad aderenza migliorata "A.M."
Conservaz.	stato di conservazione dei ferri rilevato mediante esame visivo in corrispondenza degli scassi (B: buono; C: corroso in superficie; LC=punti di corrosione sulla sup.; SF: corroso con sfogliature)
Passo Staffe da Pil.	passo delle staffe (cm), misurato a partire dal pilastro individuato con la sigla "Pil.", seguita dal numero del pilastro, fino a oltre metà della lunghezza della trave

PIANO: PRIMO - A2	TRAVE n. 15-27	ZONA: M (foto 3)	Tipo di Controllo EV
FERRI n.	2	2	STAFFE
Diametro	Ø 16	Ø 20	Ø 8
Liscio/A.M.	L	L	L
Conservaz.	B	B	C
PIANO: PRIMO - A2	TRAVE n. 15-27	ZONA: A - Pil. 27	Tipo di Controllo MG
FERRI n.	2		STAFFE
Diametro	Ø 20		Ø 8
Liscio/A.M.			
Conservaz.			
Passo Staffe da Pil. 27: 5 - 17 - 16 - 26 - 15 - 24 - 23 - 16 - 16 - 22 - 20 - 17 - 22 - 20			

Figura 2.27 Estratto "Tabella 2: Armatura metallica delle travi", tratta dalla Relazione Tecnica

2.2.3.2 Prove Ultrasoniche e Sclerometriche (Metodo SonReb)

Allo scopo di valutare la resistenza a compressione del calcestruzzo costituente una serie di pilastri e travi, scelti a campione tra quelli presenti ai vari piani dell'edificio, si è utilizzato il metodo combinato ultrasuoni e sclerometro (metodo SonReb) che prevede la misura della velocità "V" di propagazione di una vibrazione ultrasonora nel calcestruzzo, unitamente alla misura dell'indice "N" di rimbalzo dello sclerometro.

Nel dettaglio, la prova ultrasonica è un'indagine non distruttiva che permette di stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo correlandola con la velocità di propagazione delle onde elastiche di compressione immesse nell'elemento, che è la grandezza effettivamente misurata. L'apparecchiatura ad ultrasuoni si compone di una sonda emittente ed una ricevente e si misura il tempo di percorrenza del segnale. La prova sclerometrica, anch'essa non distruttiva, fornisce invece una stima del calcestruzzo attraverso la misura della durezza superficiale del materiale. Lo sclerometro ha un percussore che colpisce la superficie del calcestruzzo e rimbalza in funzione della durezza superficiale; il risultato viene espresso in termini di Indice di Rimbalzo. Svolgendo nelle stesse zone di indagine sia indagini sclerometriche che ultrasoniche è possibile stimare la resistenza nel calcestruzzo in opera mediante una correlazione analitica tra indice di rimbalzo "N" dello sclerometro e velocità degli ultrasuoni "V". Questo metodo combinato (metodo SonReb) supera i limiti dei singoli elementi, l'uno superficiale e l'altro volumetrico. Nel caso di studio, tali valori sono stati combinati in una relazione sperimentale del tipo: $R_c = 7,695 \cdot 10^{-11} S^{1,4} V^{2,6}$ (Giacchetti R.-Lacquaniti V.) ed hanno consentito di stimare la resistenza a compressione (resistenza cubica) locale del calcestruzzo.

Le indagini sopra descritte sono state eseguite secondo le Norme UNI-EN 12504-2 e 12504-4 relative ai controlli sul calcestruzzo con metodi non distruttivi.

Nella figura 2.28 vengono riportati degli estratti della tabella tratta dalla relazione tecnica sulle indagini dei materiali, dove sono elencati il valore medio delle battute sclerometriche rilevate ed il tempo di transito degli ultrasuoni.

V = velocità ultrasonora attraverso il calcestruzzo;

N_m = valore medio dei 18 valori dell'indice di rimbalzo dello sclerometro;

R_s = resistenza a compressione del calcestruzzo (MPa), nel punto in esame, stimata con il metodo SonReb;

R_r = valore *reale* della resistenza a compressione del calcestruzzo (MPa), nel punto in esame, pari a R_s/1,032 dove 1,032 è il valore medio W_m dei sei valori di R_s/R_c (cfr. tab. 4 - paragrafo 5);

R_{r,max} = valore massimo dei valori di R_r (MPa);

R_{r,min} = valore minimo dei valori di R_r (MPa);

R_{r,med} = valore medio dei valori di R_r (MPa);

DEV.ST. = deviazione standard dei valori di R_r (MPa);

C_v = coefficiente di variazione (DEV.ST./R_{r,med})*100;

Rif. = sigla del pilastro o della trave controllati (cfr. fig. 1+4);

Punto n. = numero di punti di misura individuati sul pilastro o trave;

D = distanza del punto di misura dal piano di calpestio per i pilastri, da un pilastro per le travi (il primo numero indica il pilastro, il secondo la distanza);

L = distanza tra le sonde trasmittente e ricevente;

T = tempo di trasmissione nel calcestruzzo della vibrazione ultrasonora;

Piano	Blocco	Rif.	D	L	T	V	Nm	R _s	R _r
		Pil./Trave	(cm)	(cm)	(μs)	(m/s)		(MPa)	(MPa)
3°P.	A2	18	185	29,4	94,8	3101	42,4	17,17	16,63
3°P.	A2	20	180	30,8	93,0	3312	42,7	20,55	19,91
3°P.	A2	22	167	29,9	84,5	3538	43,6	25,08	24,30
3°P.	A2	24	179	30,4	85,4	3560	42,4	24,52	23,76
3°P.	A2	19/20	20/159	30,2	87,8	3440	40,8	21,24	20,59
3°P.	A2	21/22	22/248	29,8	81,0	3679	42,6	26,91	26,08
1°P.	A2	20/21	20/210	30,1	97,0	3103	43,6	17,87	17,31
1°P.	A2	21/22	21/205	29,3	80,8	3626	40,6	24,19	23,44
Piano	Blocco	Rif.	D	L	T	V	Nm	R _s	R _r
		Pil./Trave	(cm)	(cm)	(μs)	(m/s)		(MPa)	(MPa)
P.T.	A2	15	226	35,1	94,4	3718	40,7	25,96	25,16
P.T.	A2	16	147	35,3	90,0	3922	42,1	31,21	30,24
P.T.	A2	27	147	39,8	110,0	3618	42,1	25,35	24,56
		R _{r,med}	R _{r,min}	R _{r,max}	DEV.ST.	C _v			
		21,63	12,11	33,66	4,72	21,83			


Figura 2.28 Estratti " Tabella 3 : Misure con ultrasuoni e sclerometro su alcuni Pilastri e Travi in c.a. ", tratta dalla Relazione Tecnica sulle Indagini Diagnostiche sui materiali

2.2.3.3 Prove di compressione su provini

In corrispondenza di n.4 pilastri del blocco A2, scelti tra quelli controllati con il metodo "SonReb", sono stati prelevati altrettanti campioni di calcestruzzo (carote), successivamente sottoposti a prova di compressione centrata. I risultati delle prove sono elencati nel Certificato n.315, Prot. N.85 del 14/07/2006, rilasciato dal laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Architettura, Costruzioni e Strutture dell'Università Politecnica delle Marche, riportato di seguito.

Università Politecnica delle Marche

Dipartimento di Architettura, Costruzioni e Strutture
LABORATORIO PROVE MATERIALI E STRUTTURE
(Ufficiale ai sensi della legge 5 Nov. 1971 n. 1086)



Certificato n° 315
Protocollo n° 85 del 14/07/2006
Data emissione del certificato: 14/07/2006
Foglio n° 1

COMMITTENTE	
SCANSANI MAURIZIO	
VIA MONTEFANESE, 25 60027 OSIMO	

Risultati delle prove a COMPRESSIONE (UNI 6132-72) su n° 6 provini cilindrici prelevati dal getto di conglomerato cementizio dichiarato dal Committente di classe __ N/mm²

PROVENIENZA DEL MATERIALE	Istituto Tecnico Commerciale (MC).
PRELIEVO EFFETTUATO PER CONTO DI	Proprio.
PRELIEVO EFFETTUATO DA	
DATA DEL PRELIEVO	
RICHIESTA DEL	14/07/06
MATERIALE PERVENUTO IL	12/07/06
DATA ESECUZIONE DELLE PROVE	14/07/06

Contr. provino	Peso provino (N)	D (mm)	H (mm)	Mv (kN/m ³)	D/H	Area compr. (mm ²)	Ru (N)	fc (N/mm ²)	DP
21-A1/2P	18,06	104	104	20,44	1,00	8494,87	90737	10,68	
23-A1/3P	17,38	104	104	19,68	1,00	8494,87	110590	13,02	
18-A2/3P	17,46	104	104	19,76	1,00	8494,87	141361	16,64	
20-A2/1P	37,45	104	208	21,19	0,50	8494,87	130517	15,36	
22-A2/2P	36,34	104	208	20,57	0,50	8494,87	173650	20,44	
16-A2/PT	37,78	104	208	21,38	0,50	8494,87	228198	26,86	

D	Diametro del provino cilindrico
H	Altezza del provino cilindrico
Mv	Massa volumica
Ru	Carico totale di rottura
fc	Resistenza cilindrica a compressione
DP	Direzione di prelievo: O = orizzontale, V = verticale

Il presente certificato è composto da n° 1 foglio.

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
Prof. Ing. Fabrizio Davi

Figura 2.29 Risultati delle Prove a Compressione sui provini cilindrici prelevati

Nella seguente tabella (fig. 2.30) sono riportati i valori della resistenza cubica R_c , ricavati dai valori della resistenza cilindrica a compressione " f_c ", riportati nel certificato sopra indicato. Sono inoltre elencati i valori, stimati con il metodo SonReb, della resistenza a compressione locale del calcestruzzo " R_s ", nel punto di misura in corrispondenza del quale è stata prelevata la carota e il rapporto $W=R_s/R_c$ tra i valori della resistenza locale ottenuti con il metodo SonReb e della resistenza cubica delle carote.

TABELLA 4

Valori della resistenza cubica " R_c " (ricavati secondo la norma BS 1881-parte 120), della resistenza stimata " R_s " e del rapporto " $W=R_s/R_c$ ".

PILASTRO	16-A2/PT	20-A2/1°P	21-A1/2°P	22-A2/2°P	18-A2/3°P	23-A1/3°P
CAROTA	16-A2/PT	20-A2/1°P	21-A1/2°P	22-A2/2°P	18-A2/3°P	23-A1/3°P
R_s (MPa)	31,21	16,31	12,50	22,25	17,17	14,53
R_c (MPa)	32,37	18,51	10,30	24,63	16,04	12,55
$W = R_s/R_c$	0,964	0,881	1,214	0,904	1,070	1,157

Figura 2.30 Estratto "Tabella 4 : Valori di R_c , R_s e del rapporto $W=R_s/R_c$ ", tratta dalla Relazione Tecnica sulle Indagini Diagnostiche sui materiali

Dall'esame della tabelle risulta che il valore medio W_m (coeff. Globale) dei rapporti $W=R_s/R_c$ è pari a $W_m=1,032$. Tale valore consente di affermare che i valori della resistenza a compressione R_s , stimate con il metodo "SonReb e delle corrispondenti resistenze a compressione R_c , relative ai campioni di calcestruzzo, differiscono in media del 3,2%, dunque possono ritenersi sostanzialmente assimilabili.





Figura 2.31 *Da sinistra: Campioni di calcestruzzo prelevati in corrispondenza dei pilastri dell'edificio e prelievo di un campione di calcestruzzo da un pilastro mediante carotaggio continuo ad acqua.*

2.2.3.4 Prove di trazione sui ferri d'armatura

In corrispondenza di n.3 travi sono stati prelevati altrettanti campioni di ferri di armatura, successivamente sottoposti a prova di trazione. Tutti i ferri di armatura prelevati sono stati ricostruiti mediante saldatura, come attesta la figura sottostante (fig. 2.32).

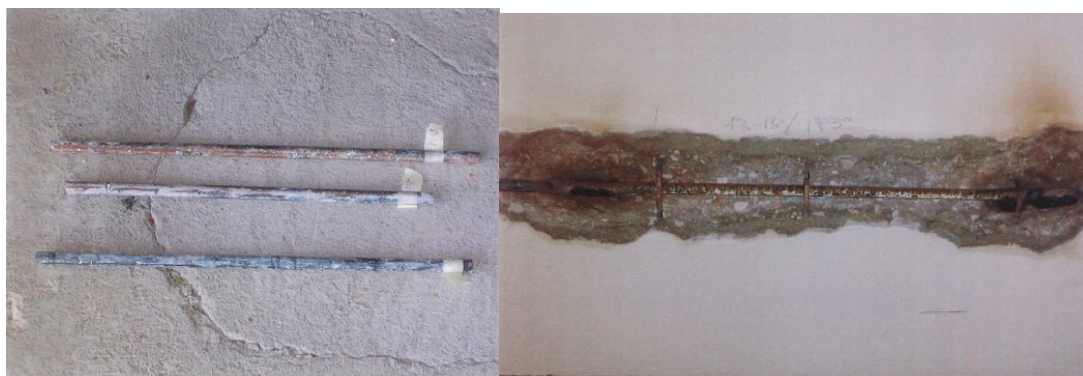


Figura 2.32 *Da sinistra: Campioni di ferri di armatura prelevati da elementi in c.a. dell'edificio e ricostruzione, mediante saldatura, del ferro di armatura prelevato dalla trave 13-18 Piano Terzo.*

I risultati delle prove sono elencati nel Certificato n.316, Prot. N.85 del 14/07/2006, rilasciato dal laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Architettura, Costruzioni e Strutture dell'Università Politecnica delle Marche, riportato di seguito. Occorre precisare che i ferri d'armatura sono stati prelevati dal blocco A1 (una barra per piano) in quanto è stata eseguita un'unica indagine diagnostica per l'intero edificio.



Dipartimento di Architettura, Costruzioni e Strutture
LABORATORIO PROVE MATERIALI E STRUTTURE
 (Ufficiale ai sensi della legge 5 Nov. 1971 n. 1086)

Rapporto di prova n°: 316
 Protocollo n°: 85 del 14/07/2006
 Richiesta del : 14/07/06
 Data emissione rapporto di prova: 14/07/2006
 Foglio n°: 1

Committente: SCANSANI MAURIZIO
 VIA MONTEFANESE, 25
 60027 OSIMO

RISULTATI DELLE PROVE DI TRAZIONE (UNI EN 10002/1) E PIEGAMENTO (UNI ISO 10065)

Designazione del materiale dichiarata	Barre di acciaio.		
dal Committente:			
n° Proveni:	3	Diametro nominale: Ø 14	Tipo:
Produttore:			
Prodotto qualificato con deposito del marchio al Ministero LL.PP. - Serv.Tecn.Centrale	NO		
Il materiale è identificato sul catalogo del Ministero dei lavori pubblici (Edizione Ottobre 2002)	con il seguente numero di scheda C.A. 0 e con il seguente marchio:		

Data consegna materiale:	12/07/06
Proveniente dal cantiere:	Istituto Tecnico Commerciale (MC).
Prelievo effettuato per conto di:	Proprio.
Direttore dei Lavori:	Firma: No

Contr.	Geometria sezione		Carico				Allungam.	Piegam.	Peso
	d(*) (mm)	Area (mm²)	Totale Snervam. (N)	Totale Rottura (N)	fy	ft	A 5 (%)	Cricche	
					Unitario Snervam. (N/mm²)	Unitario Rottura (N/mm²)			
1 Ø 14 - 1	13,73	147,99	62690	84260	423,62	569,37	35,01	(**)	11,392
2 Ø 14 - 2	13,73	148,03	61730	84430	417,01	570,36	34,94	(**)	11,396
3 Ø 14 - 3	13,77	148,99	57970	86280	389,08	579,08	22,33	(**)	11,470

(*): Diametro della barra equipesante.
 (**): Piegamento non richiesto dal Committente.

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO
 Prof. Ing. Fabrizio Davi

Via Brecce Bianche - 60131 Ancona - Italy
 Tel. e Fax +39 071 2204532

Figura 2.33 Risultati delle Prove di trazione sulle barre d'armatura

2.3. DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

Per affrontare lo studio di vulnerabilità dell'edificio è indispensabile stabilire quale sia il livello di conoscenza raggiunto sulla base del processo di acquisizione dei dati e del materiale a disposizione nella fase di conoscenza dell'edificio.

A tal proposito le NTC 2018 e la relativa circolare esplicativa stabiliscono che il diverso grado di approfondimento delle indagini conoscitive, riguardanti la geometria della struttura, i dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali, conduce all'individuazione del "Livello di Conoscenza" acquisito. Nello specifico, nel capitolo 8.5.4, la circolare illustrativa delle NTC 2018 prevede tre diversi livelli di conoscenza, LC1 (il meno approfondito), LC2 ed LC3 (il più approfondito), ai quali sono associati dei "Fattori di Confidenza", attraverso i quali si penalizzano le resistenze medie dei materiali (dividendo quest'ultime per i fattori di confidenza) ricavate dalle prove distruttive e non, per ottenere i valori da adottare in sede di calcolo: a Livelli di Conoscenza più alti corrispondono penalizzazioni minori delle prestazioni dei materiali e viceversa.

Nella tabella del capitolo 8.5.4.2 della circolare e riportata in seguito sono indicate le quantità e il tipo di informazione da acquisire con le indagini conoscitive per ogni livello di conoscenza, i fattori di confidenza ad essi associati e sono specificate le tipologie di analisi che è possibile effettuare.

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

Figura 2.34 "Tabella C8.5.IV- Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio"

Nel caso in esame, essendo la geometria della struttura nota in base ai disegni di carpenteria originali e al rilievo, i dettagli costruttivi noti parzialmente dai disegni costruttivi originali, integrati da indagini limitate in situ sulle armature e le caratteristiche meccaniche dei materiali note in base ai disegni costruttivi integrati da prove limitate in situ, si è raggiunto un livello di conoscenza LC2 al quale corrisponde un fattore di confidenza FC=1.20.

Infine occorre precisare che il criterio utilizzato per definire il “livello di indagini e prove” riferite al rilievo dei dettagli costruttivi e delle prove sui materiali è indicato nella tabella seguente, riportata nel capitolo 8.5.4.3 della circolare esplicativa delle NTC2018.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento “primario” (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio

Figura 2.35 “Tabella C8.5.V- Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.”

2.4. VALUTAZIONE DELLE AZIONI E MODELLAZIONE

La verifica dell'edificio e la determinazione delle sollecitazioni a cui è sottoposta la struttura, per effetto del peso proprio e dalle altre azioni agenti dovute ai carichi permanenti e variabili e dal sisma vengono eseguite nel rispetto della normativa italiana riguardante le Norme Tecniche per le Costruzioni.

2.4.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Per le costruzioni esistenti, la determinazione delle resistenze di progetto dei materiali avviene tenendo conto del livello di conoscenza dell'edificio. Come è stato spiegato nel capitolo 2.3 della presente tesi, avendo nel caso di studio raggiunto un livello di conoscenza LC2, i valori di resistenza dei materiali ottenuti dalle indagini diagnostiche sono stati ridotti del 20 %. Infatti la norma impone di effettuare un determinato numero di prove sperimentali dalle quali ottenere un valore di resistenza medio, il quale dovrà essere successivamente diviso per il fattore di confidenza FC, che nel caso di LC2, è pari 1.20.

- Calcestruzzo Piano Terra

Resistenza cilindrica a compressione: $f_c=24$ MPa

Peso specifico: $\gamma = 21.38$ KN/m³

Modulo elastico: $E= 31329$ MPa

Coefficiente di Poisson: $\nu=0.2$

Modulo di taglio: $G= 6526$ MPa

- Calcestruzzo Piano Primo

Resistenza cilindrica a compressione: $f_c=16$ MPa

Peso specifico: $\gamma = 21.19$ KN/m³

Modulo elastico: $E= 28642$ MPa

Coefficiente di Poisson: $\nu=0.2$

Modulo di taglio: $G= 5967$ MPa

- Calcestruzzo Piano Secondo

Resistenza cilindrica a compressione: $f_c=23$ MPa

Peso specifico: $\gamma = 20.57$ KN/m³

Modulo elastico: $E= 30890$ MPa

Coefficiente di Poisson: $\nu=0.2$

Modulo di taglio: $G= 6435$ MPa

- Calcestruzzo Piano Terzo

Resistenza cilindrica a compressione: $f_c= 17$ MPa

Peso specifico: $\gamma = 19.76$ KN/m³

Modulo elastico: $E=29098$ MPa

Coefficiente di Poisson: $\nu=0.2$

Modulo di taglio: $G= 6062$ MPa

Nella lettura di tali valori bisogna tener conto che il modulo elastico riportato sopra è stato poi ridotto nel modello del 50% per le travi e del 30% per i pilastri per considerare gli effetti della fessurazione del calcestruzzo.

Vengono riportati i valori delle resistenze dell'acciaio utilizzato per le barre d'armatura ottenute dalle prove a trazione:

- Acciaio per barre d'armatura

Resistenza a rottura: 573 MPa

Resistenza a snervamento: 410 MPa

Peso specifico: 76.9 KN/m³

Modulo elastico: 210000 MPa

Per quanto riguarda le pareti in muratura, non essendo state eseguite le prove sui materiali sono stati presi i valori della tabella C8.5.I. della circolare esplicativa delle NTC 2018, facendo riferimento alla voce della muratura in mattoni pieni.

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 2.36: " Tabella C8.5.I- Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura "

2.4.2 Analisi dei carichi

Si è proceduto alla definizione delle azioni gravitazionali e delle azioni sismiche. Per quanto riguarda le prime i carichi propri strutturali e non, gravanti sull'edificio, vengono ricavati dalla relazione di calcolo del blocco A1 dell'istituto scolastico oggetto in esame; i carichi variabili sono invece determinati in base al capitolo 3.1.2 delle NTC 2018.

Viene riportata in seguito l'analisi dei carichi; per le diverse tipologie di carico viene effettuata l'analisi riportando i carichi permanenti strutturali (G_1), permanenti non strutturali (G_2) e i carichi variabili (q_k).

Solaio piano tipo di calpestio in latero-cemento 20+3cm :

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1)	P [kN/m ²]
Peso proprio solaio	2.75

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)	P [kN/m ²]
Intonaco	0.25
Massetto s=6cm	1.23
Pavimento	0.39
Tramezzi	0.49
G_2 [kN/m²]	2.36

Solaio di copertura in latero-cemento 20+3cm :

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1)	P [kN/m ²]
Peso proprio solaio	2.75

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)	P [kN/m ²]
Intonaco	0.25
Copertura in lamiera	0.29
Capriata in acciaio	0.10
G_2 [kN/m²]	0.64

Solaio sottotetto in latero-cemento 24+4cm :

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1)	P [kN/m ²]
Peso proprio solaio	3.37

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)	P [kN/m ²]
Intonaco	0.25
Pavimento	0.39
G_2 [kN/m²]	0.64

Solaio di copertura in latero-cemento 18+4 cm :

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1)	P [kN/m ²]
Peso proprio solaio	2.78

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)	P [kN/m ²]
Intonaco	0.25
Copertura in lamiera	0.29
Capriata in acciaio	0.10
Massetto s=6cm	1.23
Pavimento	0.39
G_2 [kN/m²]	2.26

Cornicione :

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1)	P [kN/m]
Peso cornicione	5.49

Tamponatura:

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)	P [kN/m]
Peso tamponatura	10.79

Pareti in muratura in mattoni pieni a due teste :

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)	P [kN/m ²]
Pareti in muratura	5.46

Pianerottolo scala:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G_1)	P [kN/m ²]
Peso proprio pianerottolo	5

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)	P [kN/m ²]
Intonaco	0.25
Massetto s=6cm	1.23
Pavimento	0.39
G_2 [kN/m²]	1.87

Rampa scala:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G ₁)		P [kN/m ²]
Peso proprio pianerottolo		4.13

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G ₂)		P [kN/m ²]
Intonaco		0.30
Gradini in cls		1.82
Pavimento (gradino e sottogradino)		0.65
G₂ [kN/m²]		2.77

I carichi variabili sono stati ricavati dalla seguente tabella delle NTC 2018:

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Figura 2.37'' Tabella 3.1.II- Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni''

I carichi variabili assunti sono quindi i seguenti:

- sovraccarico variabile per ambienti suscettibili di affollamento (es. scuole) $q_{k_cat.C1} = 3 \text{ KN/m}^2$
- sovraccarico variabile per copertura non praticabile (e sottotetto) $q_{k_cat.H} = 0.5 \text{ KN/m}^2$
- sovraccarico variabile per ambienti suscettibili di affollamento (scale comuni) $q_{k_cat.C} = 4 \text{ KN/m}^2$

- il carico neve, valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_1 * C_E * C_t,$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo. Dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona; essendo l'edificio scolastico a una quota di 270 m s.l.m. e ubicato nel comune di Macerata nella zona 2 è valutato con la seguente espressione

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] = 1,12 \text{ KN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

- μ_1 è il coefficiente di forma della copertura, dipende dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito dove sorge la costruzione. Si fa riferimento alla tabella 3.4.II delle NTC 2018. Nel caso di studio avendo la copertura un'inclinazione di $\alpha=16$ è assunto il valore di 0.8.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Figura 2.38'' Tabella 3.4.II delle NTC 2018- Valori del coefficiente di forma''

- C_E è il coefficiente di esposizione, esso tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti nella Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, come per l'edificio in questione, si assumerà $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 2.39'' Tabella 3.4.I delle NTC 2018- Valori di C_E per diverse classi di esposizione''

- C_t è il coefficiente termico, esso tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, come in tale caso, deve essere posto $C_t = 1$.

Il q_s neve risulta quindi essere : $q_s = q_{sk} \times \mu_1 = 0.89 \text{ KN/m}^2$

2.4.3 Combinazione delle azioni

La valutazione della sicurezza di costruzioni esistenti può essere eseguita, come specificato nelle NTC 2018, prendendo in analisi i soli carichi verticali e le combinazioni di carico che riguardano lo Stato Limite Ultimo.

Al fine delle verifiche degli stati limite, nel presente studio sono state definite le seguenti combinazioni di azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegate per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

La probabilità che su di una struttura agiscano in contemporanea tutte le azioni variabili, oltre che a quelle permanenti, è bassa. Vengono considerate, quindi, diverse possibili combinazioni in cui i carichi variabili agiscono con valori parziali a seconda della loro frequenza di accadimento. Ciò si ottiene moltiplicando i valori caratteristici per dei coefficienti Ψ_i . Tali valori, applicati nelle combinazioni sopra descritte sono ricavate dalla tabella 2.5.I delle NTC 2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Figura 2.40 '' Tabella 3.5.I delle NTC 2018- Valori dei coefficienti di combinazione ''

Si riportano inoltre i coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, applicati appunto nella combinazione fondamentale.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Figura 2.41 '' Tabella 2.6.I delle NTC 2018- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU ''

2.4.4 Determinazione delle azioni sismiche

Nel D.M. 17 gennaio 2018, la definizione della pericolosità sismica viene fatta tramite un approccio sito dipendente, infatti le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

2.4.4.1 Stati limite e probabilità di superamento

Nella risposta dell’edificio alle azioni sismiche le NTC fanno riferimento a quattro stati limite diversi. Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

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

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle

azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Vengono riportate in seguito le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in un ciascuno degli stati limite considerati.

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

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

Figura 2.42'' Tabella 3.2.I delle NTC 2018''

2.4.4.2 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione da:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dove V_N è la vita nominale di progetto e C_U è il coefficiente d'uso.

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Per la costruzione in esame, il valore di V_N è quello stabilito per la categoria 2 della seguente tabella, per cui $V_N=50$ anni.

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

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

Figura 2.43'' Tabella 2.4.I delle NTC 2018''

Nel capitolo 2.4.2 delle NTC 2018, le costruzioni sono suddivise inoltre in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, industrie con attività pericolose per l'ambiente.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.

L'edificio ricade in classe d'uso III per cui il coefficiente d'uso C_U è pari a 1.5, come mostrato nella tabella seguente:

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

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

Figura 2.44'' Tabella 2.4.II delle NTC 2018''

Per l'edificio oggetto in esame si ottiene quindi il periodo di riferimento V_R :

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Nella tabella C 2.4.I della circolare esplicativa sono riportate le vite nominali previste dalla norma e i corrispondenti periodi di riferimento dell'azione sismica per costruzioni con differenti classi d'uso C_U .

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

Figura 2.45 '' Tabella 2.4.I della Circolare Esplicativa delle NTC 2018''

2.4.4.3 Categoria di suolo e coefficiente topografico

Dalla relazione di calcolo del blocco A1 dell'edificio scolastico preso in esame è stato possibile ricavare i dati riguardanti la categoria di sottosuolo e la categoria topografica. In seguito si riportano le tabelle con le quali la norma le illustra.

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

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

Figura 2.46 '' Tabella 3.2.II delle NTC 2018''

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Figura 2.47 '' Tabella 3.2.III delle NTC 2018''

Nel caso di studio si ha come categoria di sottosuolo B , e come categoria topografica T2.

2.4.5 Spettri di risposta elastici

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

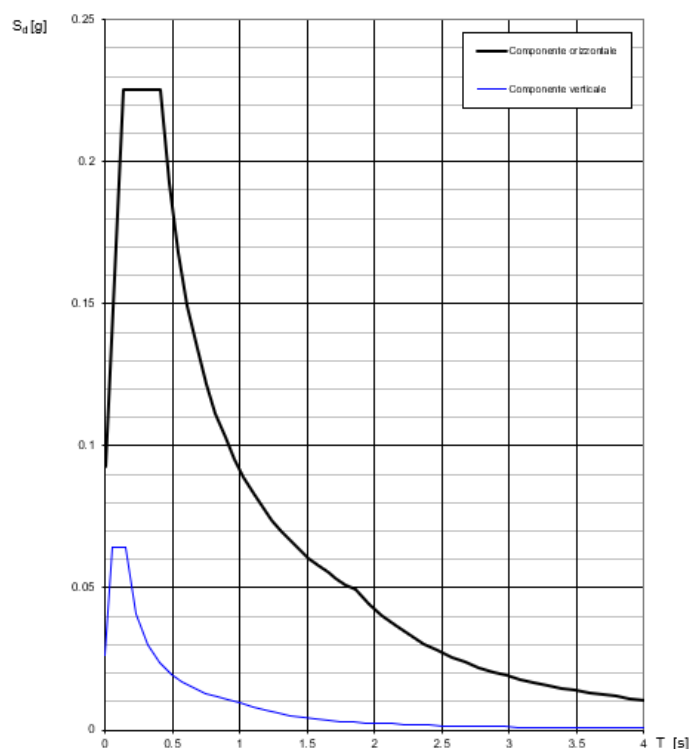
Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR. Tali spettri vengono quindi definiti in funzione dei tre parametri a_g, F_0, T^*_C .

Il calcolo degli spettri è stato eseguito con il foglio di calcolo Excel ‘‘Spettri-NTC ver 1.0.3’’.

2.4.5.1 Spettro di risposta elastico allo SLO

Lo spettro di risposta elastico allo SLO è stato calcolato nel comune di Macerata per categoria di sottosuolo B e categoria topografica T2, con una probabilità di superamento $P_{VR}=81\%$ in una vita di riferimento $V_R=75$ anni e con un tempo di ritorno $T_R=45$ anni.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



Vengono riportati di seguito i parametri dello spettro di risposta elastico orizzontale per lo SLO.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.064 g
F_c	2.424
T_c	0.289 s
S_S	1.200
C_C	1.410
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.440
η	1.000
T_B	0.136 s
T_C	0.407 s
T_D	1.858 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{1.0 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

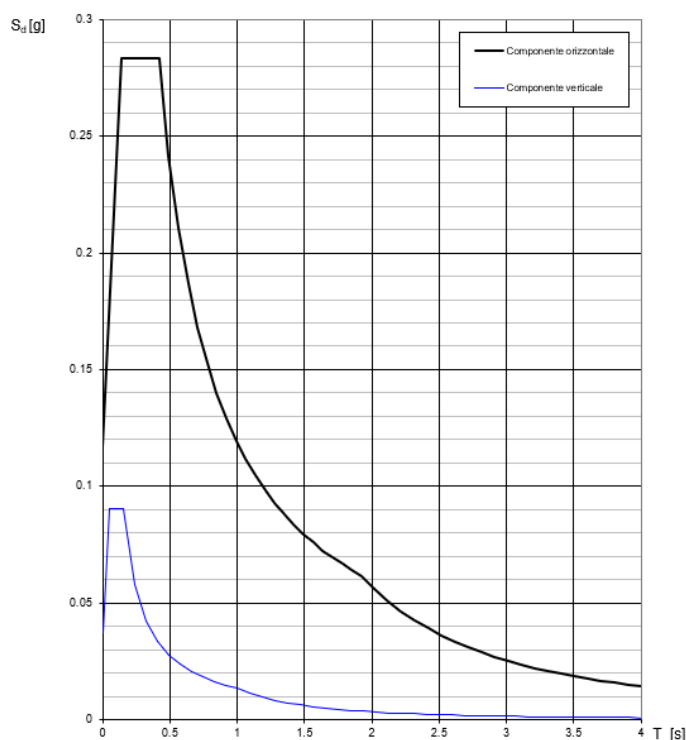
$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

2.4.5.2 Spettro di risposta elastico allo SLD

Lo spettro di risposta elastico allo SLD è stato calcolato nel comune di Macerata per categoria di sottosuolo B e categoria topografica T2, con una probabilità di superamento $P_{VR}=63\%$ in una vita di riferimento $V_R=75$ anni e con un tempo di ritorno $T_R=75$ anni.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLD



Vengono riportati di seguito i parametri dello spettro di risposta elastico orizzontale per lo SLD.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.081 g
F_o	2.432
T_C^*	0.299 s
S_S	1.200
C_C	1.400
S_T	1.200
q	1.000

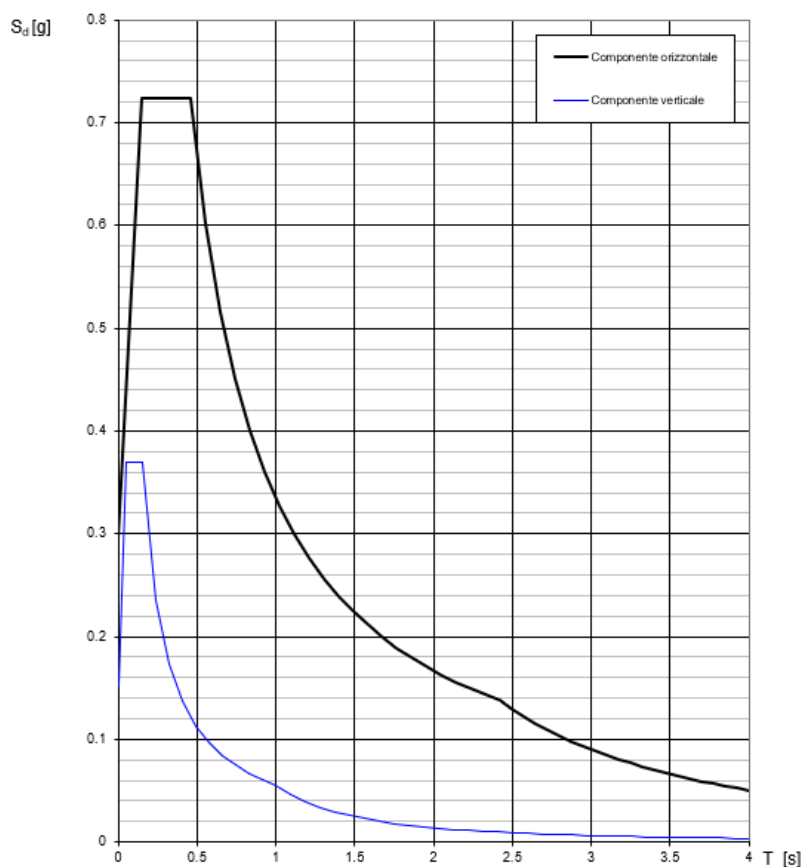
Parametri dipendenti

S	1.440
η	1.000
T_B	0.140 s
T_C	0.419 s
T_D	1.924 s

2.4.5.3 Spettro di risposta elastico allo SLV

Lo spettro di risposta elastico allo SLV è stato calcolato nel comune di Macerata per categoria di sottosuolo B e categoria topografica T2, con una probabilità di superamento $P_{VR}=10\%$ in una vita di riferimento $V_R=75$ anni e con un tempo di ritorno $T_R=712$ anni.

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



Vengono riportati di seguito i parametri dello spettro di risposta elastico orizzontale per lo SLV.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.206 g
F_g	2.449
T_c^*	0.337 s
S_S	1.199
C_c	1.367
S_T	1.200
q	1.000

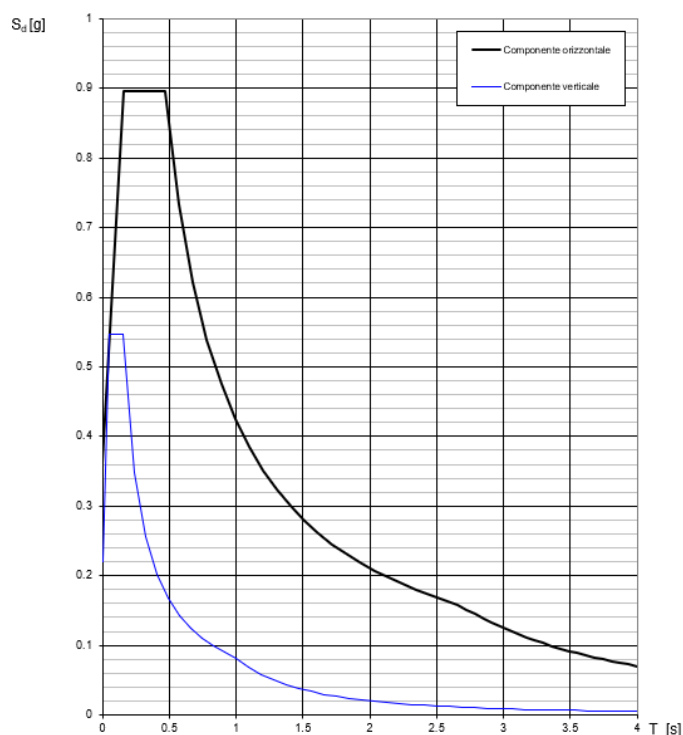
Parametri dipendenti

S	1.438
η	1.000
T_B	0.154 s
T_C	0.461 s
T_D	2.422 s

2.4.5.4 Spettro di risposta elastico allo SLC

Lo spettro di risposta elastico allo SLV è stato calcolato nel comune di Macerata per categoria di sottosuolo B e categoria topografica T2, con una probabilità di superamento $P_{VR}=5\%$ in una vita di riferimento $V_R=75$ anni e con un tempo di ritorno $T_R=1462$ anni.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLC



Vengono riportati di seguito i parametri dello spettro di risposta elastico orizzontale per lo SLC.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_d	0.264 g
F_o	2.482
T_C	0.346 s
S_S	1.137
C_C	1.360
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.365
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.471 s
T_D	2.658 s

2.4.6 Modellazione strutturale

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

La struttura in esame è stata modellata tramite il software SAP2000 v.22.0.0. basato su tecniche di analisi F.E.M (Finite Element Method) mediante l'utilizzo di elementi monodimensionali (frame) e bidimensionali (shell).

Gli elementi travi e pilastri della struttura intelaiata in c.a. sono schematizzati con elementi frame ai quali sono stati assegnati le sezioni ricavate dai documenti di carpenteria e i materiali ottenuti dalle prove diagnostiche. Ai fini della successiva analisi statica non lineare vengono anche inserite in suddetti elementi le armature desunte dagli elaborati progettuali originali. Sono riportati in seguito degli esempi sulla definizione delle armature nel modello per una trave e un pilastro.

I collegamenti tra tutti i nodi degli elementi frame vengono irrigiditi (Rigid-zone factor = 0.85) in modo da schematizzare elementi flessibili lungo il loro sviluppo, ma rigidi nei nodi di intersezione, riducendo così la lunghezza di libera inflessione. Inoltre, per tener conto della fessurazione è stato considerato per le travi $E_{c,fess}=0.5*E_c$ e per i pilastri $E_{c,fess}=0.7*E_c$.

Per la modellazione delle rampe e dei pianerottoli delle scale, delle pareti in muratura al piano interrato, di quelle del vano scala e dei setti in c.a. del vano ascensore sono stati adottati gli elementi shell a cui vengono assegnate le sezioni e i materiali opportuni, entrambi ricavati nelle fasi conoscitive.

Gli orizzontamenti sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano e la struttura si assume incastrata alla base, bloccando tutte le traslazioni e rotazioni in corrispondenza dei nodi alla base dei pilastri.

L'esigenza di eseguire l'analisi su di un modello tridimensionale che schematizzi le sole strutture principali con gli effetti in termini di azioni prodotte dalle strutture secondarie, impone di valutare i carichi trasmessi. Per cui sono stati assegnati i carichi distribuiti agenti sulle travi del piano considerato, suddividendoli in pesi propri strutturali G_1 , pesi propri non strutturali G_2 , e carichi variabili q_k , ottenuti dall'analisi dei carichi, descritta nel capitolo 2.4.2 della presente tesi.

Ai fini della successiva analisi statica non lineare vengono anche inserite negli elementi frame (travi e pilastri) le armature desunte dagli elaborati progettuali originali. Sono riportati in seguito degli esempi sulla definizione delle armature nel modello per una trave e un pilastro.

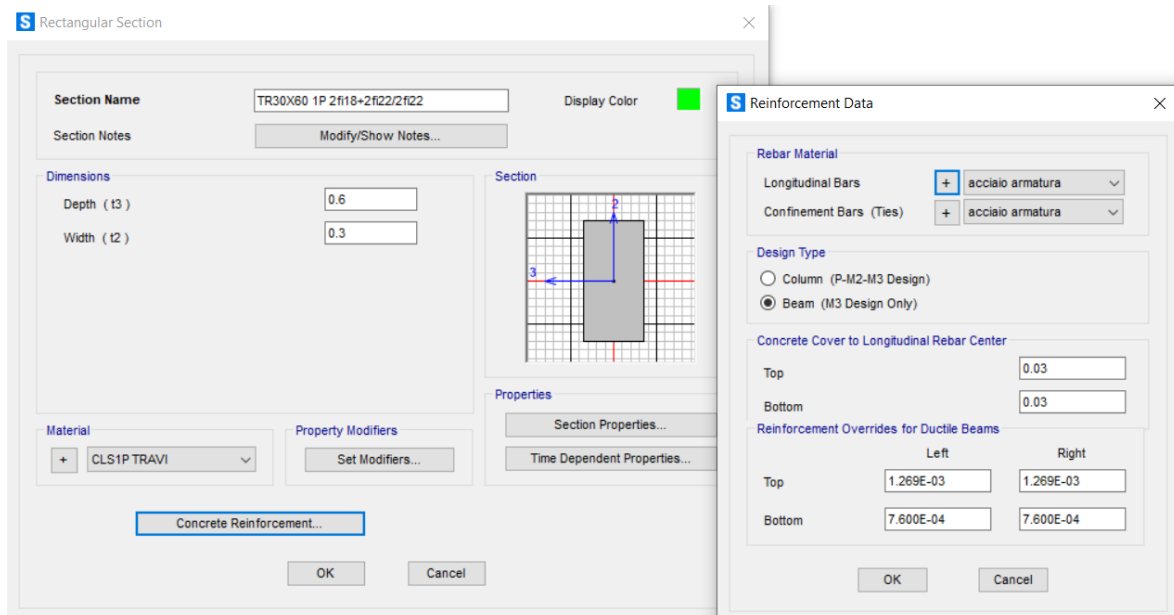


Figura 2.48 Assegnazione delle armature ad una trave con il programma di calcolo SAP2000

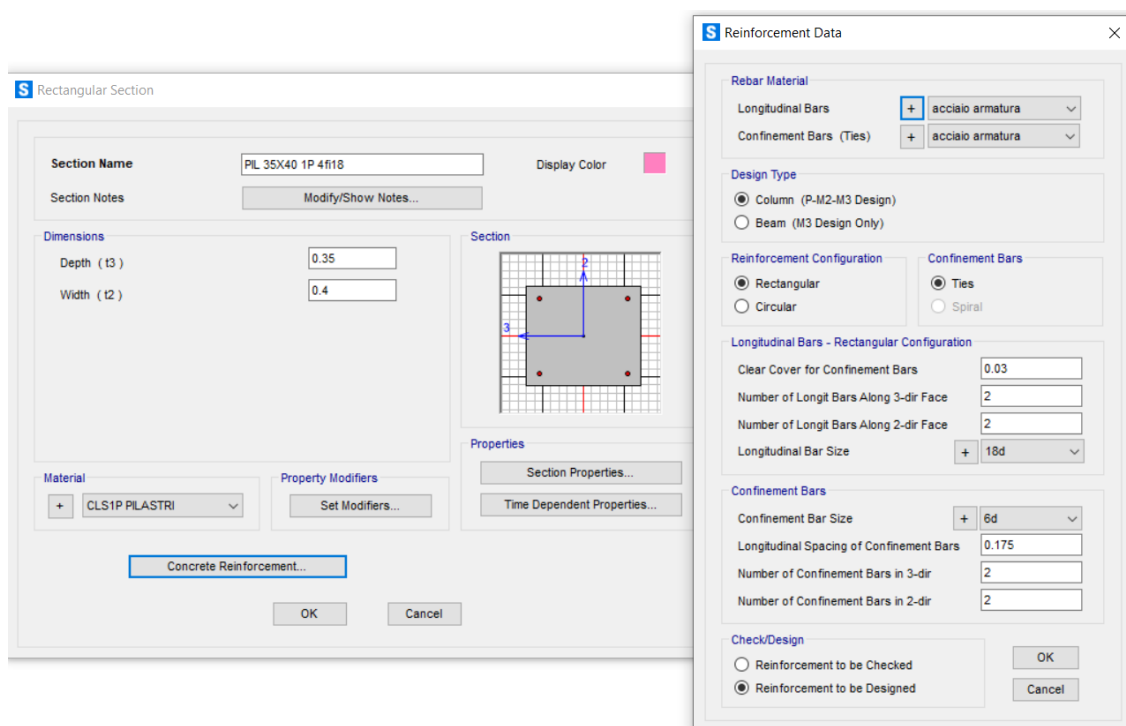


Figura 2.49 Assegnazione delle armature ad un pilastro con il programma di calcolo SAP2000

Vengono riportate in seguito della viste 3D del modello.

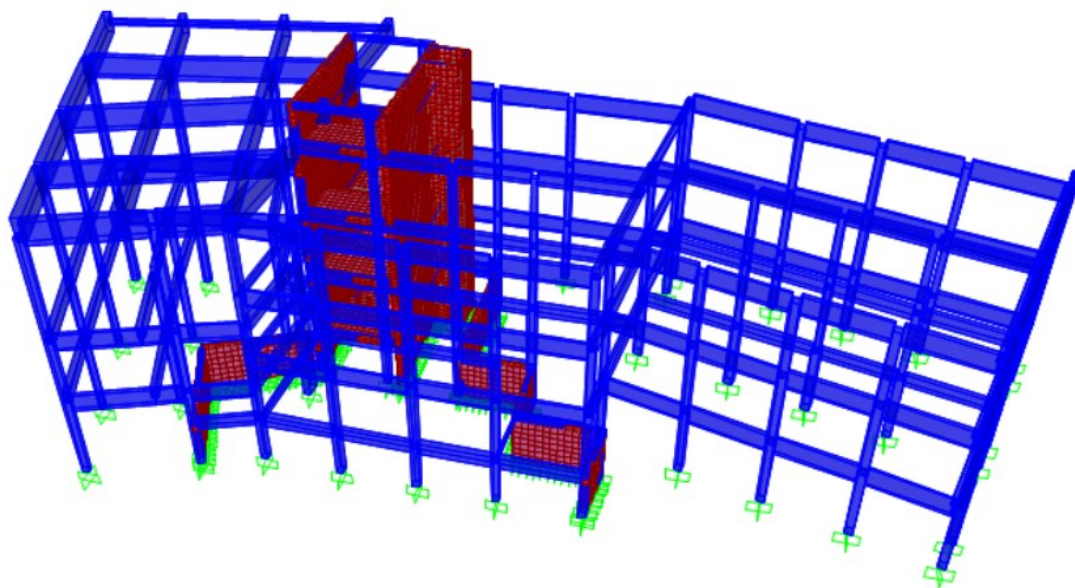
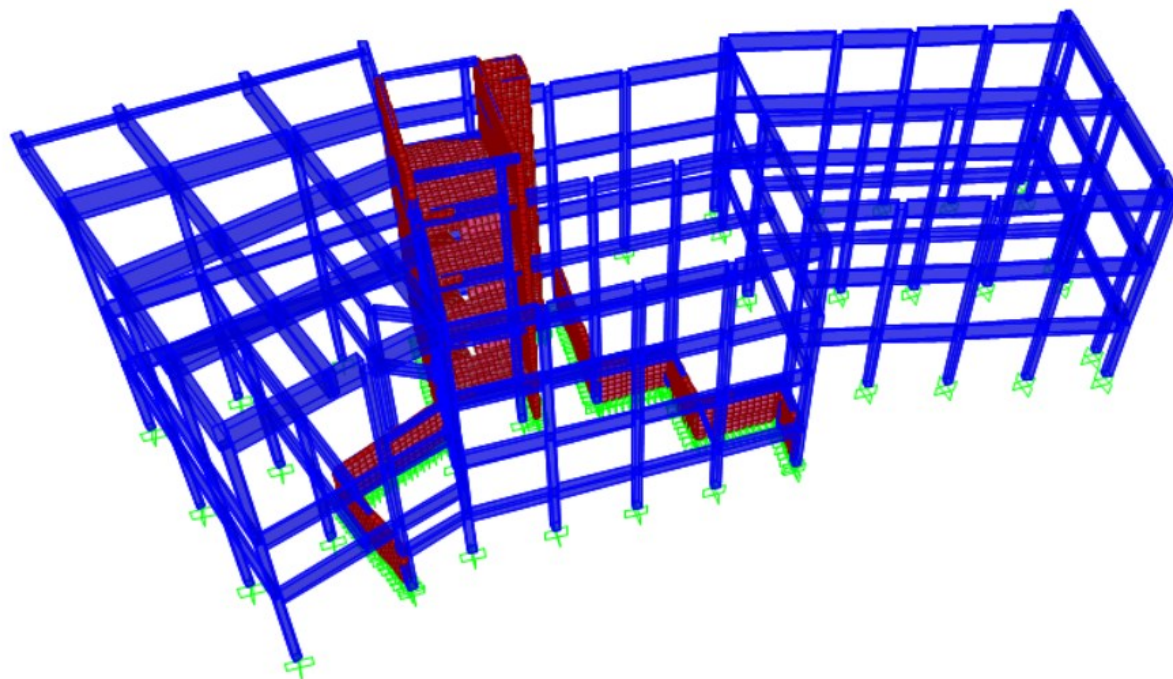
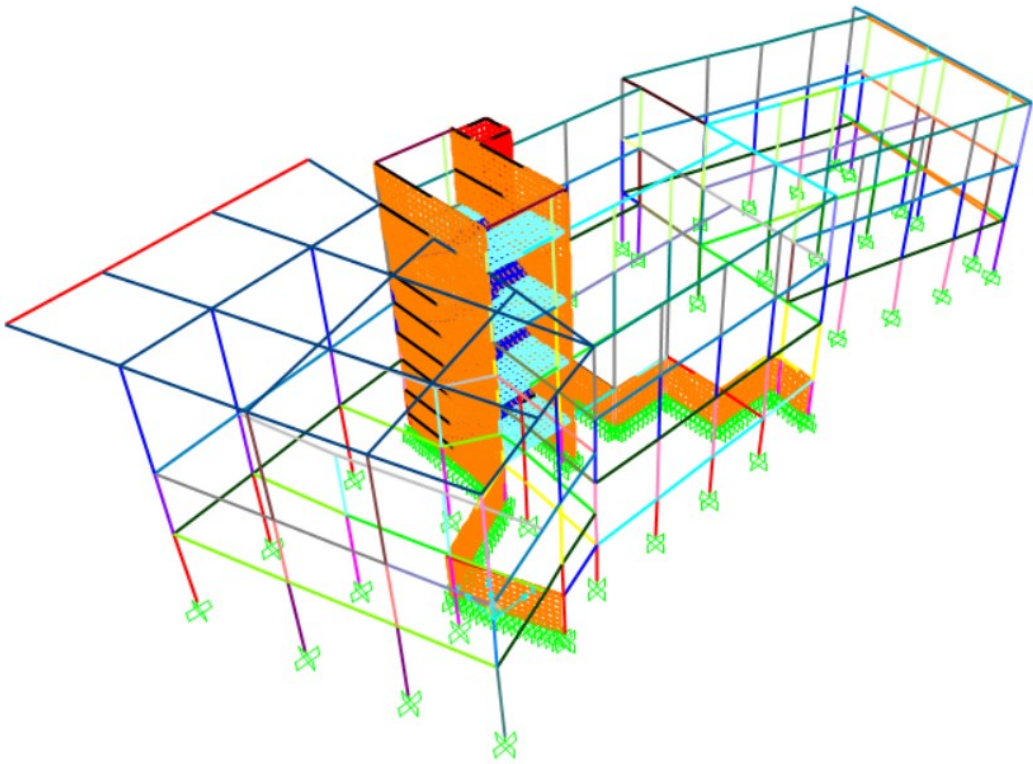
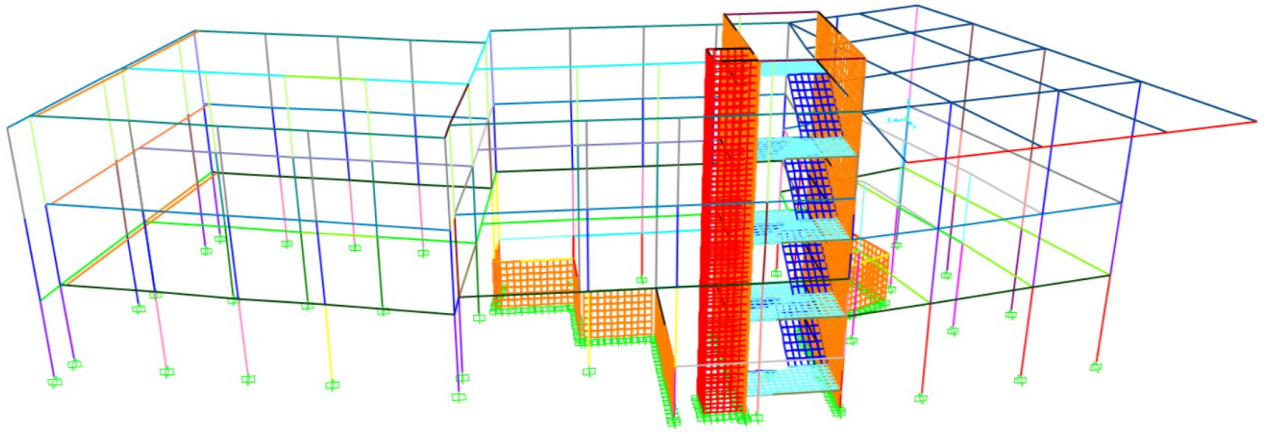


Figura 2.50 Modello tridimensionale dell'edificio: Viste estruse



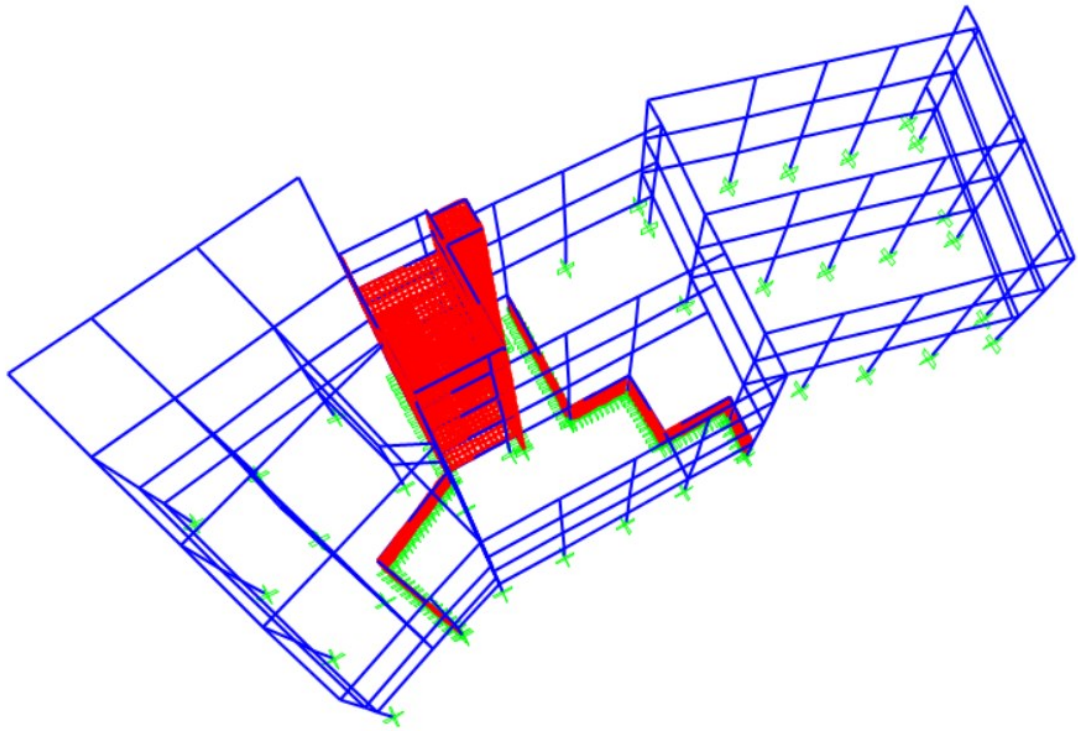


Figura 2.51 *Modello tridimensionale dell'edificio: Viste standard*

2.4.7 Analisi Modale

L'analisi modale è uno strumento fondamentale per descrivere il comportamento dinamico di una struttura, attraverso la determinazione dei modi di vibrare. Lo scopo di tale analisi è appunto individuare i modi propri di vibrare della struttura e i risultati sono:

- frequenze (periodi) di vibrazione;
- forme modali;
- smorzamenti.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad [s] \quad f = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}} \quad [Hz]$$

Inoltre, l'analisi modale consente di analizzare le seguenti grandezze rappresentative:

- masse partecipanti: percentuale della massa globale dell'edificio che partecipa al modo i-esimo; la somma di tutte le masse partecipanti deve essere pari alla massa totale globale;
- fattori di partecipazione modale: indica il contributo del modo i-esimo al moto totale del sistema.

Viene riportata in seguito la tabella ottenuta con l'analisi modale, contenente le informazioni dei primi 15 modi di vibrare dell'edificio, riguardanti le masse partecipanti e i periodi di vibrare.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.720684	0.01678	0.08603	0.000003712	0.01678	0.08603	0.000003712	0.00637	0.00013	0.68335	0.00637	0.00013	0.68335
MODAL	Mode	2	0.576336	0.72982	0.02537	0.00007591	0.7466	0.1114	0.00007962	0.0039	0.02275	0.00863	0.01027	0.02288	0.69198
MODAL	Mode	3	0.484035	0.01395	0.659	0.00008869	0.76055	0.7704	0.00017	0.08543	0.00075	0.09533	0.0957	0.02364	0.7873
MODAL	Mode	4	0.264556	0.00986	0.00338	0.00055	0.77041	0.77378	0.00072	0.00698	0.10945	0.09641	0.03061	0.89676	
MODAL	Mode	5	0.254112	0.00166	0.00698	0.00192	0.77207	0.78075	0.00264	0.04081	0.00246	0.01128	0.13723	0.03308	0.90804
MODAL	Mode	6	0.216709	0.00015	0.00102	0.00001485	0.77222	0.78178	0.00265	0.0008	0.00049	0.00025	0.13803	0.03357	0.90829
MODAL	Mode	7	0.205484	0.10715	0.01136	0.00022	0.87937	0.79313	0.00287	0.0202	0.03176	0.00467	0.15823	0.06533	0.91295
MODAL	Mode	8	0.184646	0.00567	0.0655	0.00007594	0.88503	0.85863	0.00295	0.1132	0.00104	0.0212	0.27143	0.06637	0.93415
MODAL	Mode	9	0.178054	0.00002302	0.00329	0.00162	0.88506	0.86192	0.00456	0.00065	0.00434	0.00135	0.27208	0.07071	0.9355
MODAL	Mode	10	0.170683	0.00017	0.01809	0.0054	0.88522	0.88001	0.00996	0.01472	0.00227	0.00732	0.2868	0.07298	0.94282
MODAL	Mode	11	0.138679	0.00036	0.00011	0.10361	0.88559	0.88013	0.11357	0.00646	0.10345	0.00092	0.29326	0.17643	0.94374
MODAL	Mode	12	0.136014	0.01474	0.02341	0.00212	0.90032	0.90354	0.11569	0.01553	0.00012	0.02553	0.30879	0.17655	0.96927
MODAL	Mode	13	0.125739	0.01776	0.01096	0.0003	0.91808	0.9145	0.11599	0.00656	0.00325	0.00147	0.31535	0.17979	0.97075
MODAL	Mode	14	0.121054	0.00124	0.00015	0.01735	0.91933	0.91465	0.13334	0.00485	0.00243	0.0002	0.3202	0.18223	0.97094
MODAL	Mode	15	0.118235	0.00744	0.0021	0.0002	0.92676	0.91675	0.13354	0.00548	0.00149	0.00704	0.32568	0.18372	0.97798

Figura 2.52 Risultati dell'analisi modale

Dalla lettura di tale tabella è stato possibile individuare i primi tre modi di vibrare dell'edificio; si riportano in seguito i risultati dell'analisi modale:

- 1° modo di vibrare rotazionale: $T_1 = 0,720684$ s – di vibrare rotazionale, con il 68 % circa di massa partecipante rotazionale;
- 2° modo di vibrare traslazionale in X: $T_2 = 0,576336$ s – modo traslazionale in X, con il 73% circa di massa partecipante in tale direzione e 0,0802% di massa rotazionale;
- 3° modo di vibrare traslazionale in Y: $T_3 = 0,487806$ s - modo traslazionale in Y, con il 66% circa di massa partecipante in tale direzione e 9% di massa rotazionale.

Da tale analisi risulta quindi che il primo modo di vibrare è rotazionale e i successivi due sono prevalentemente traslazioni lungo le due direzioni principali dell'edificio.

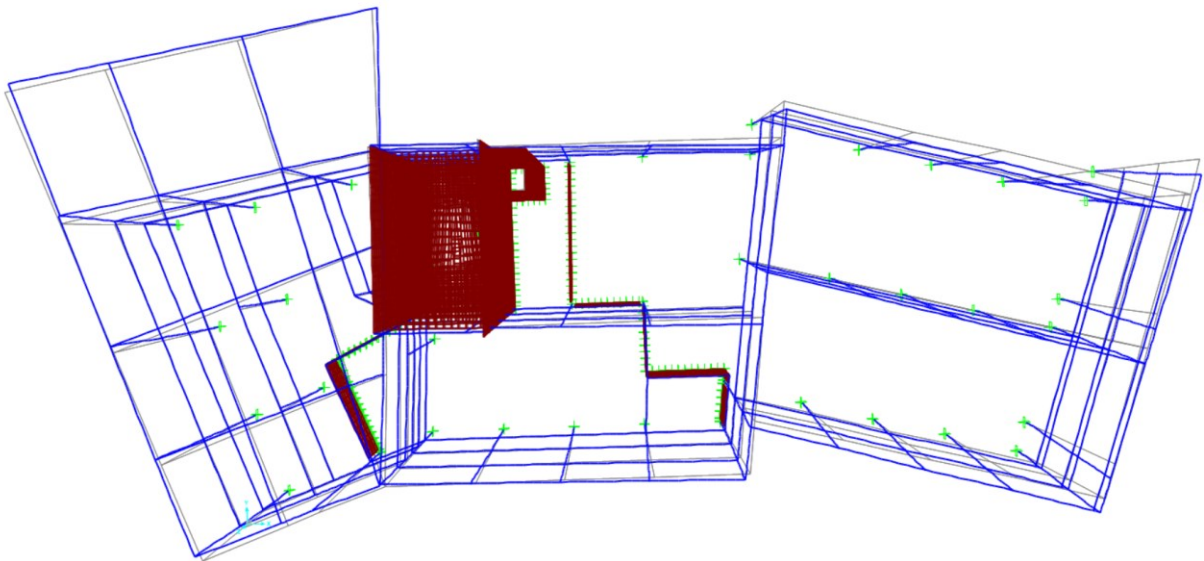


Figura 2.53 1° modo di vibrare: rotazionale- $T_1=0,72s$

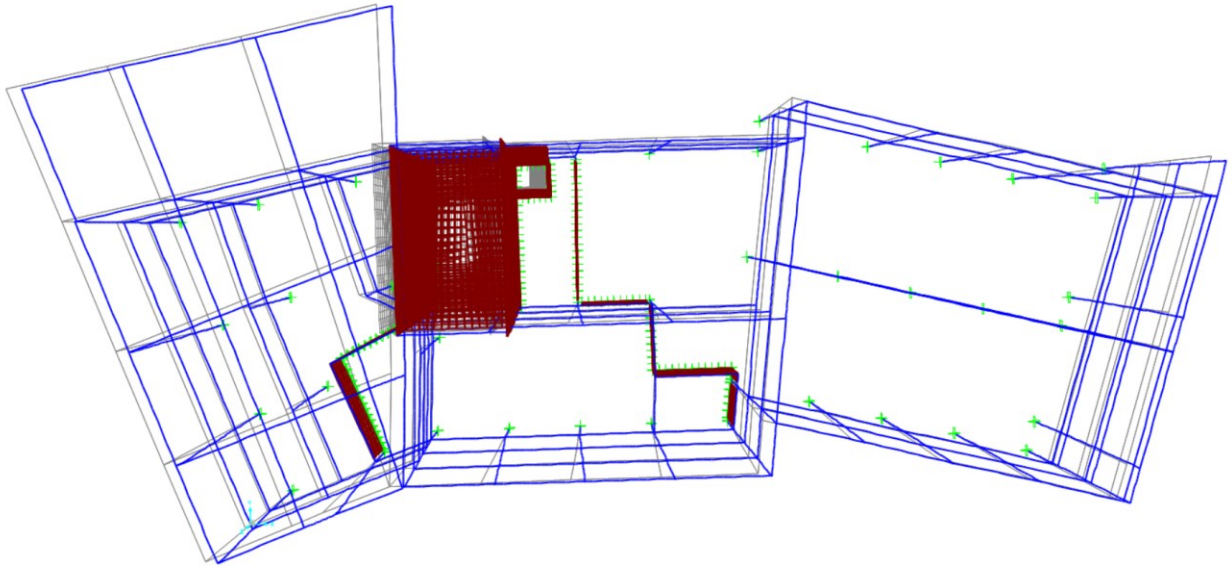


Figura 2.54 2° modo di vibrare: traslazionale in X- $T_2=0,57s$

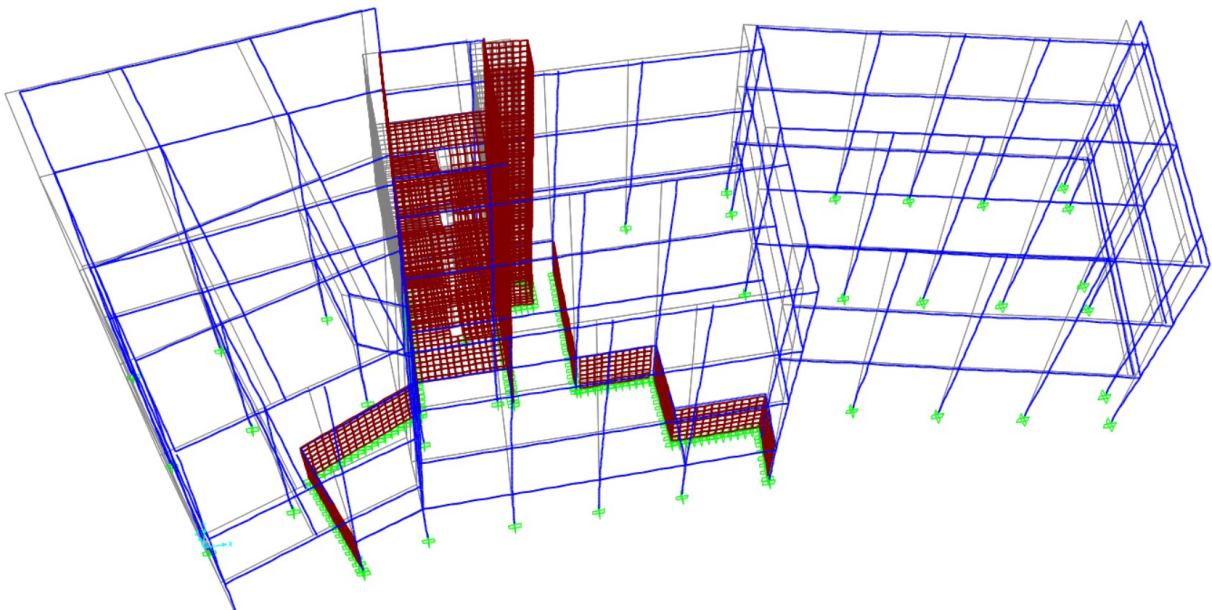


Figura 2.55 2° modo di vibrare: traslazionale in X: $T_2=0,57s$

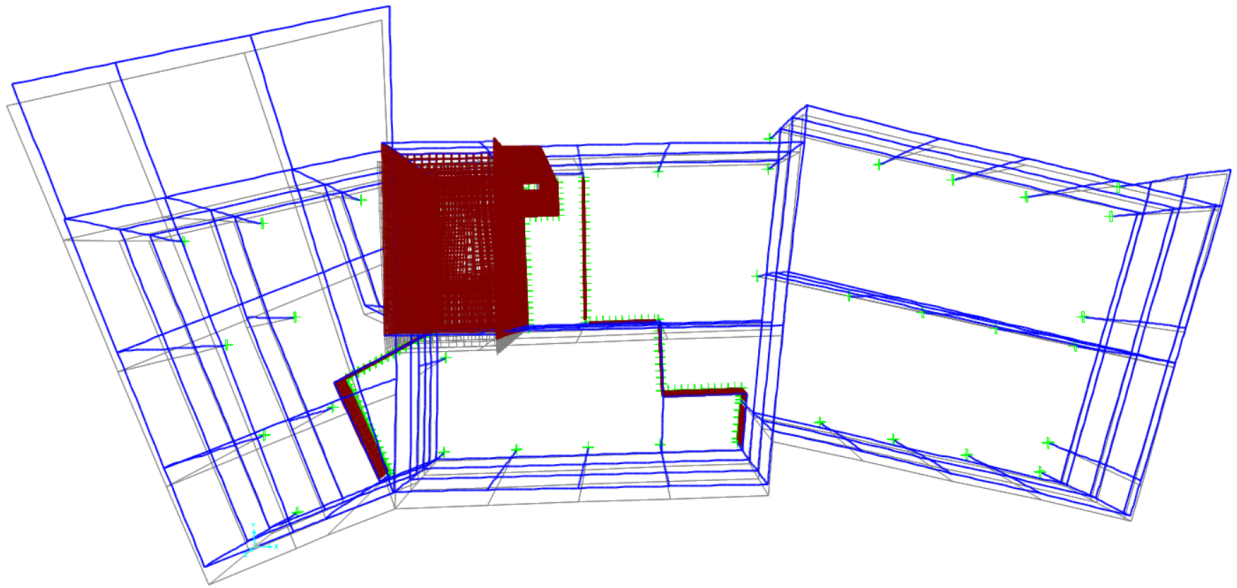


Figura 2.56 3° modo di vibrare: traslazionale in Y: $T_3=0,48$ s

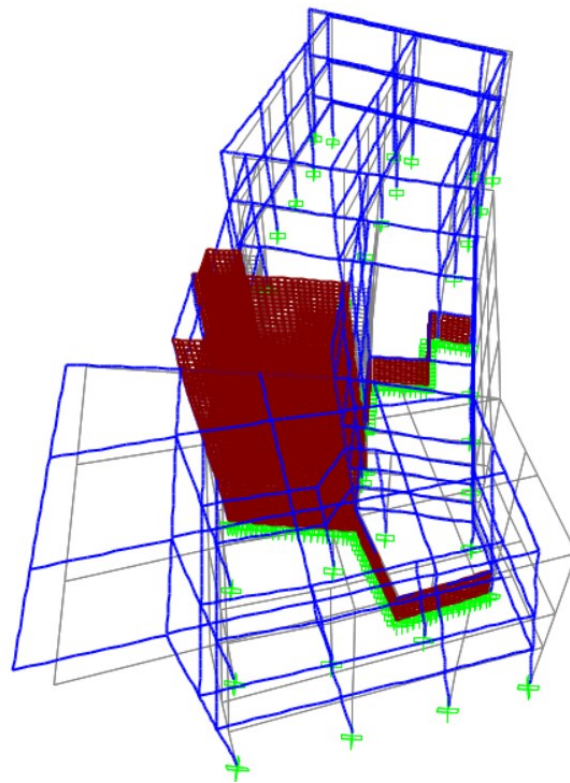


Figura 2.57 3° modo di vibrare: traslazionale in Y: $T_3=0,48$ s

CAPITOLO 3

ANALISI STATICA NON LINEARE (ANALISI PUSHOVER)

L'analisi Pushover, o analisi di spinta, è una metodologia di analisi statica non lineare. Consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante V_b (taglio alla base). Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che in direzione negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale (verifiche ad ogni step), lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo.

L'analisi pushover consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa attraverso il diagramma V_b-d_c , in cui V_b è il taglio alla base e d_c lo spostamento di un punto di controllo, che è individuato nel centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. La curva di capacità verrà confrontata con la domanda, rappresentata dallo spettro di risposta elastico per lo stato limite considerato. Per le verifiche viene adottato il metodo CSM-ATC40 (Capacity Spectrum Method). Con questa procedura di analisi statica non lineare, è possibile valutare lo spostamento massimo atteso in una struttura per effetto di un evento sismico assegnato.

L'azione sismica (domanda) viene quindi definita mediante uno spettro di risposta elastico mentre il comportamento della struttura viene rappresentato da una curva forza-spostamento (curva di capacità).

In generale, lo scopo di questo tipo di analisi è lo studio del comportamento post-elastico della struttura; ciò richiede ovviamente la modellazione del comportamento post-elastico degli elementi strutturali (solitamente con modelli a plasticità concentrata, descritti successivamente). I metodi non lineari consentono infatti, a differenza di quelli lineari, l'esame diretto del danneggiamento strutturale e di come si evolve coinvolgendo progressivamente i vari elementi.

I principali scopi di un'analisi pushover sono i seguenti:

- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;

- metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- metodo di valutazione della capacità di edifici esistenti, come per il caso di studio analizzato nella presente tesi.

Per l'analisi statica non lineare di una struttura si devono considerare almeno due distribuzioni delle forze di inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2), di seguito illustrate:

- Gruppo 1- Distribuzioni principali
 - distribuzione proporzionale alle forze statiche (analisi statica lineare);
 - distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare;
 - distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare.
- Gruppo 2- Distribuzioni secondarie
 - a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
 - b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Per lo svolgimento dell'analisi di Pushover verrà quindi seguita la seguente procedura:

- 1- si sceglie una distribuzione di forze;
- 2- si applica il carico verticale e successivamente quello orizzontale scelto come base per l'analisi pushover , si ottiene la curva Forza- Spostamento;
- 3- si usa lo spettro di risposta elastico per ottenere la domanda di spostamento;
- 4- allo spostamento di domanda si verifica lo stato della struttura e lo si confronta con quello di stati limite imposti.

Nei capitoli successivi viene descritta nel dettaglio l'analisi pushover per l'edificio preso in esame e la procedura operativa eseguita per le verifiche ai vari stati limite.

3.1 DEFINIZIONE DELLE FORZE DI SPINTA

In base a quanto fissato dalle NTC sulle distribuzioni delle forze di spinta, per cogliere il comportamento della struttura in esame sono state considerate due distribuzioni di forze da applicare separatamente alla struttura:

- ‘pushmodo’(II-Gruppo 1), corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione in esame;
- ‘pushmassa’ (a-Gruppo 2), uniforme e proporzionale alle masse di piano.

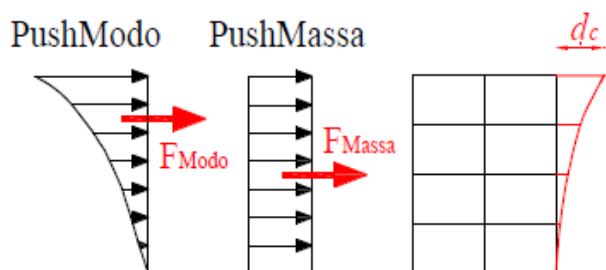


Figura 3. 1 Rappresentazione grafica dei profili di carico

Le analisi hanno come condizione iniziale di struttura indeformata il caso di analisi statica non lineare ‘CVSISMANL’, solo con i carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nelle analisi è stato assunto come punto di controllo per misurare lo spostamento il centro di massa dell'ultimo piano, escluso il torrino, che nel modello corrisponde al nodo n.300.

Per le azioni orizzontali, sono stati definiti 8 casi di spinta diversi:

- 4 distribuzioni di carico ‘pushmassa’, una per ogni verso e direzione (Pushmassa X-1, Pushmassa X+1, Pushmassa Y+1 Pushmassa Y-1);

- 4 distribuzioni di carico ‘pushmodo’, una per ogni verso e direzione (Pushmodo X-1, Pushmodo X+1, Pushmodo Y+1, Pushmodo Y-1).

Vengono riportati di seguito degli esempi di schermate di definizione dei profili di carico applicati all’edificio esaminato, con il programma SAP2000.

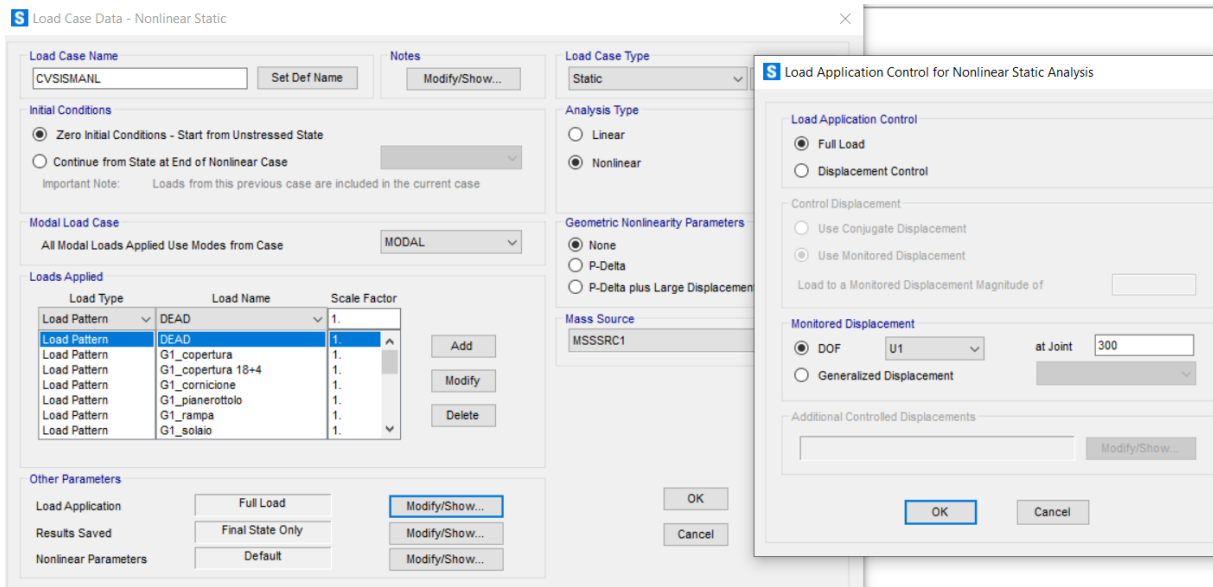


Figura 3.2 Definizione dei carichi verticali di partenza: combinazione CVSISMANL

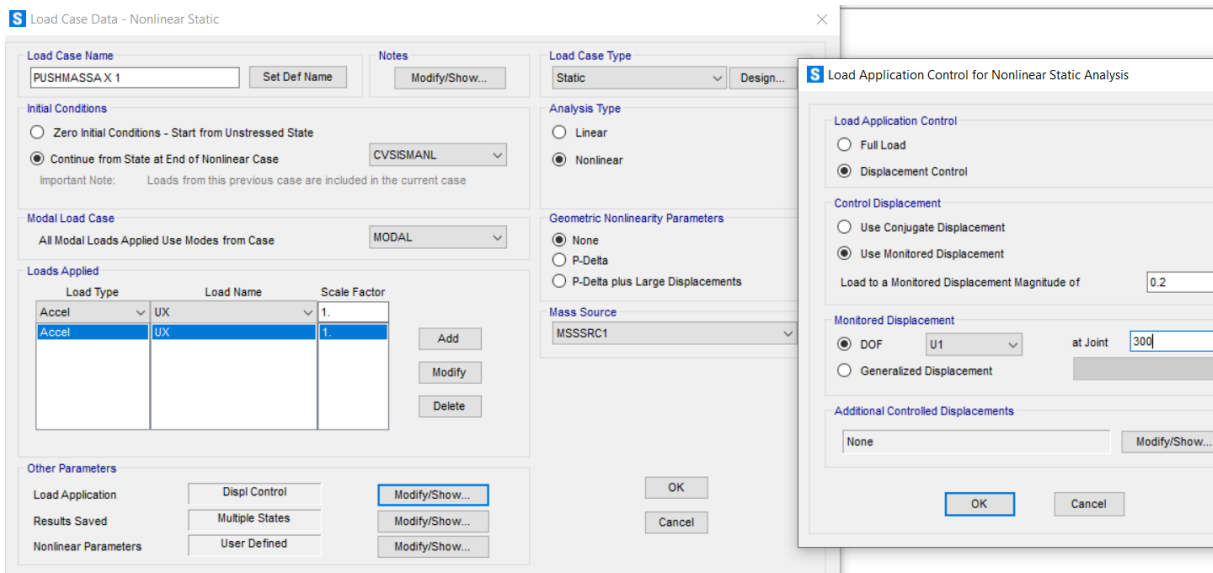


Figura 3.3 Definizione di un profilo di carico proporzionale alle masse: PUSHMASSA X+1

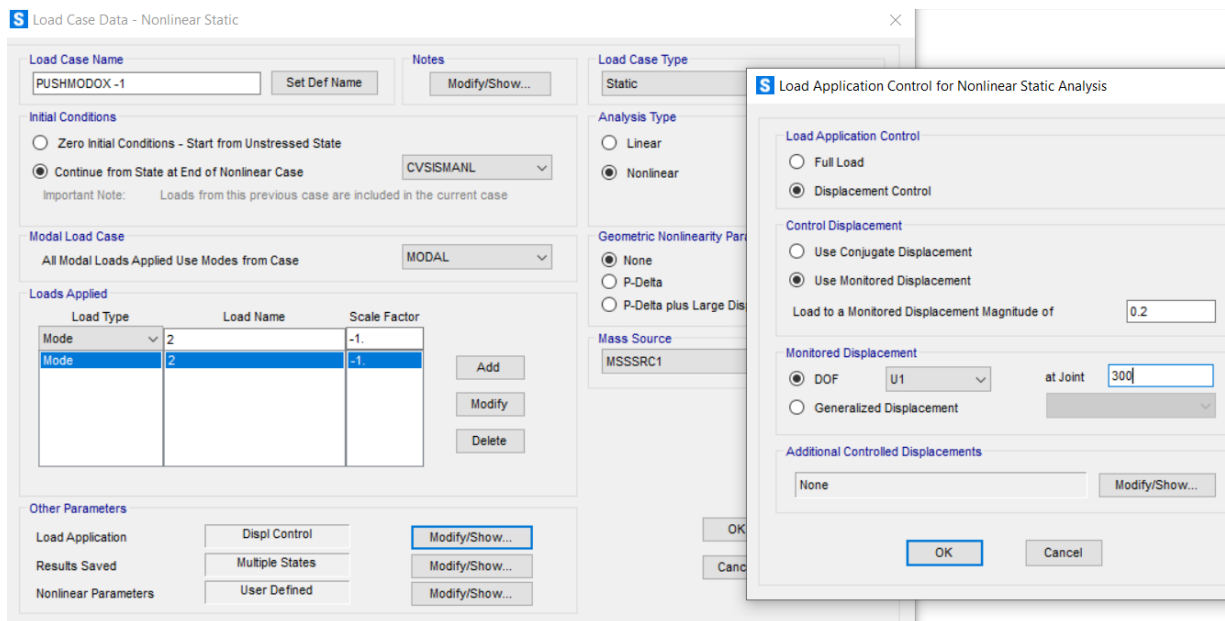


Figura 3. 4 Definizione di un profilo di carico proporzionale al primo modo di vibrare in X: PUSHMODOX-1

3.2 MODELLAZIONE E ASSEGNAZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE

Per modellare gli elementi monodimensionali (travi e pilastri) ci sono due alternative: la modellazione a plasticità concentrata e la modellazione a plasticità diffusa. Per il caso di studio si è proceduto alla modellazione a plasticità concentrata, in cui le non linearità del materiale sono concentrate in un numero discreto di sezioni (dove si formano le cerniere plastiche), preventivamente localizzate. Tutto il resto dell'elemento è caratterizzato da un legame costitutivo lineare. In altre parole, le cerniere plastiche rappresentano le zone degli elementi strutturali dove viene concentrato il comportamento anelastico; al di fuori di tali zone gli elementi rimangono in campo elastico. La localizzazione delle cerniere plastiche è un aspetto delicato di questo approccio, perché esige una supposizione aprioristica delle zone degli elementi strutturali che sono soggette alle maggiori sollecitazioni e destinate ad uscire dal campo elastico. Nelle strutture a telaio le sezioni critiche sono quelle di estremità delle travi e dei pilastri, e le cerniere plastiche sono assegnate in prossimità di tali zone. La non linearità rimane quindi concentrata in pochi elementi. Il vantaggio principale di questa modellazione è che permette di lavorare principalmente con elementi elastici, computazionalmente meno onerosi, lasciando a soltanto i punti all'estremità degli elementi strutturali le non-linearità del materiale.

Per la definizione dei legami costitutivi delle singole cerniere flessionali, vengono adottati i modelli delle direttive Americane ASCE 41-13 in linea con i criteri indicati dalle NTC. Per la definizione di tali legami vengono presi in automatico i parametri (a ,b ,c) tabellati nelle direttive americane, facendo riferimento in particolare alla ‘‘Table 10-7 Concrete Beams-flexure’’ per le cerniere plastiche delle travi e alla ‘‘Table 10-8 Concrete Columns’’ per la definizione delle cerniere plastiche dei pilastri.

Il comportamento di una cerniera plastica (flessionale e/o pressoflessionale) viene definito mediante il legame Momento-Rotazione:

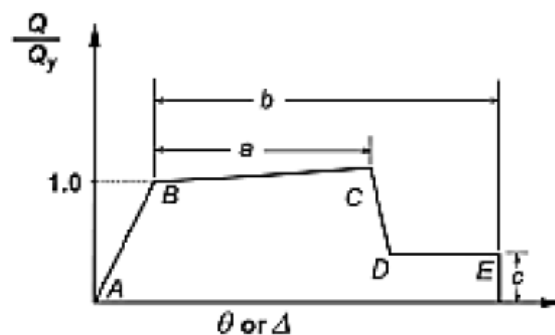


Figura 3.5 Legame costitutivo secondo le Asce 41-13

Il legame M- θ riportato in fig.3.5 è costruito secondo i seguenti tratti:

- a: rotazione della cerniera plastica che si sviluppa all'estremità del componente dal superamento dello snervamento (B) e per tutta la fase di incrudimento (B-C);
- b: rappresenta la rotazione plastica a rottura (E), considerando anche la deformazione che si sviluppa dopo la degradazione della resistenza del componente (D-E);
- c: indica il rapporto tra la resistenza residua e quella iniziale.

Le cerniere plastiche sono state inserite all'estremità degli elementi strutturali; ai pilastri vengono assegnate le cerniere di tipo P-M2-M3, che considerano contemporaneamente il carico assiale P, il momento attorno all'asse locale 2 M2 ed il momento attorno all'asse locale 3 M3, mentre alle travi vengono assegnate le cerniere flessionali di tipo M3, che tengono in considerazione solamente il momento agente nel piano di sollecitazione verticale, attorno

all'asse locale 3. Il meccanismo di plasticizzazione considerato è di tipo flessionale, mentre il comportamento a taglio si è analizzato con le verifiche ai pilastri tozzi e ad altri elementi strutturali presi a campione.

Vengono riportati in seguito degli esempi di assegnazione e modellazione di una cerniera M3 per le travi e di una cerniera P-M2-M3 per pilastri nel modello con il SAP2000.

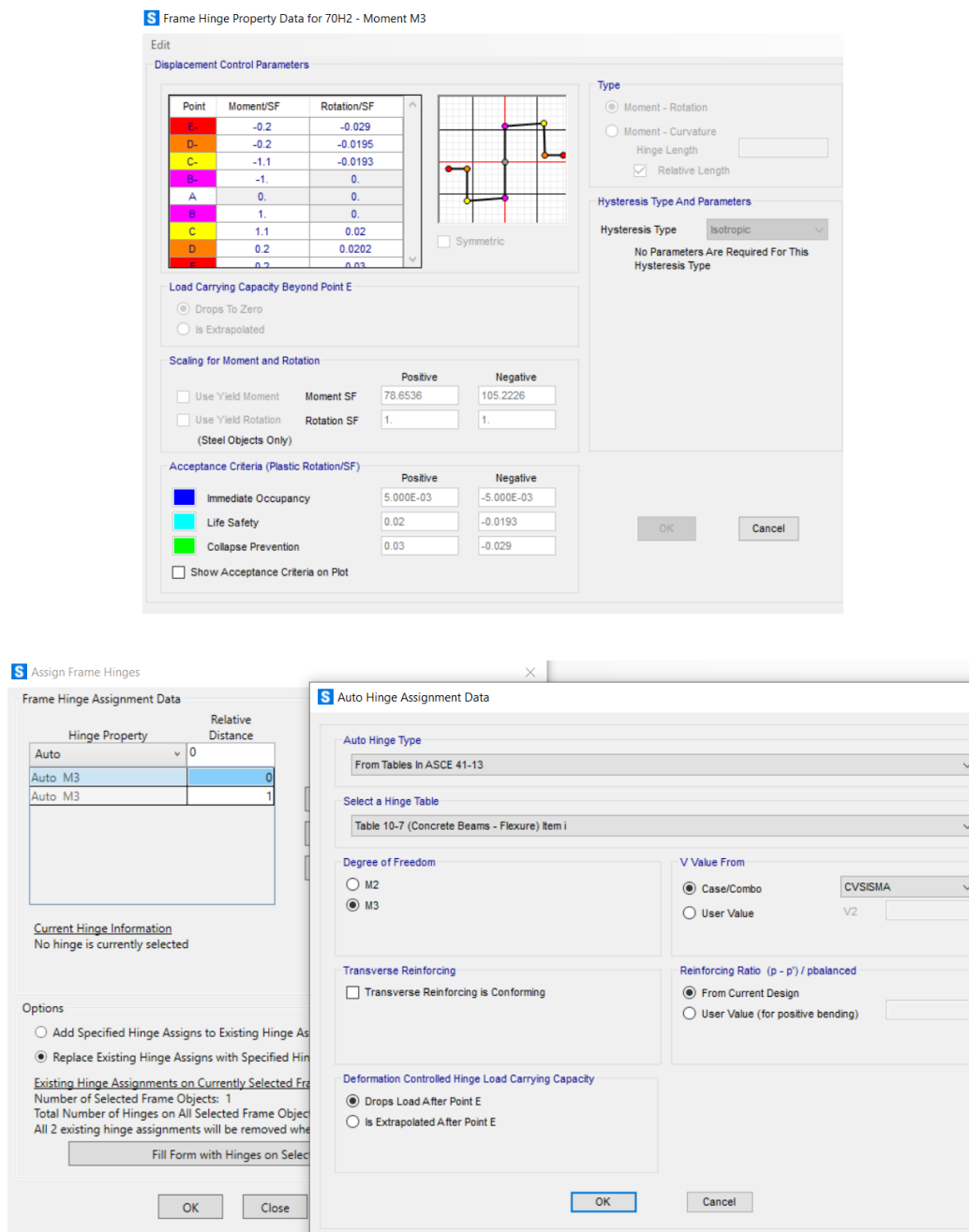


Figura 3. 6 Esempio di modellazione e assegnazione di una cerniera M3 ad una trave

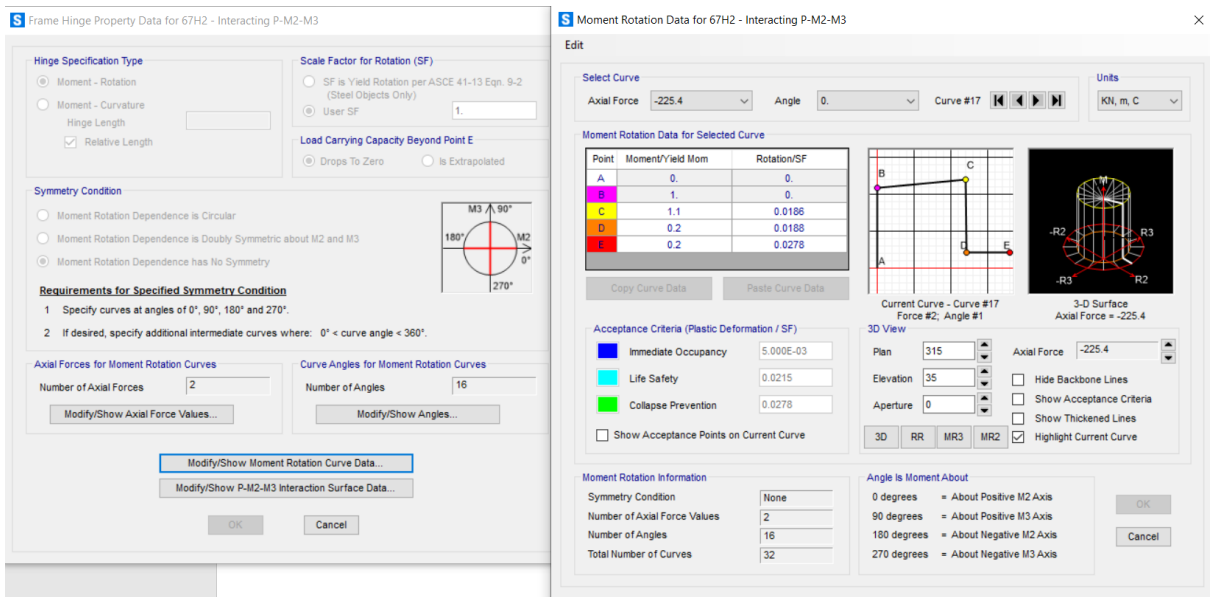
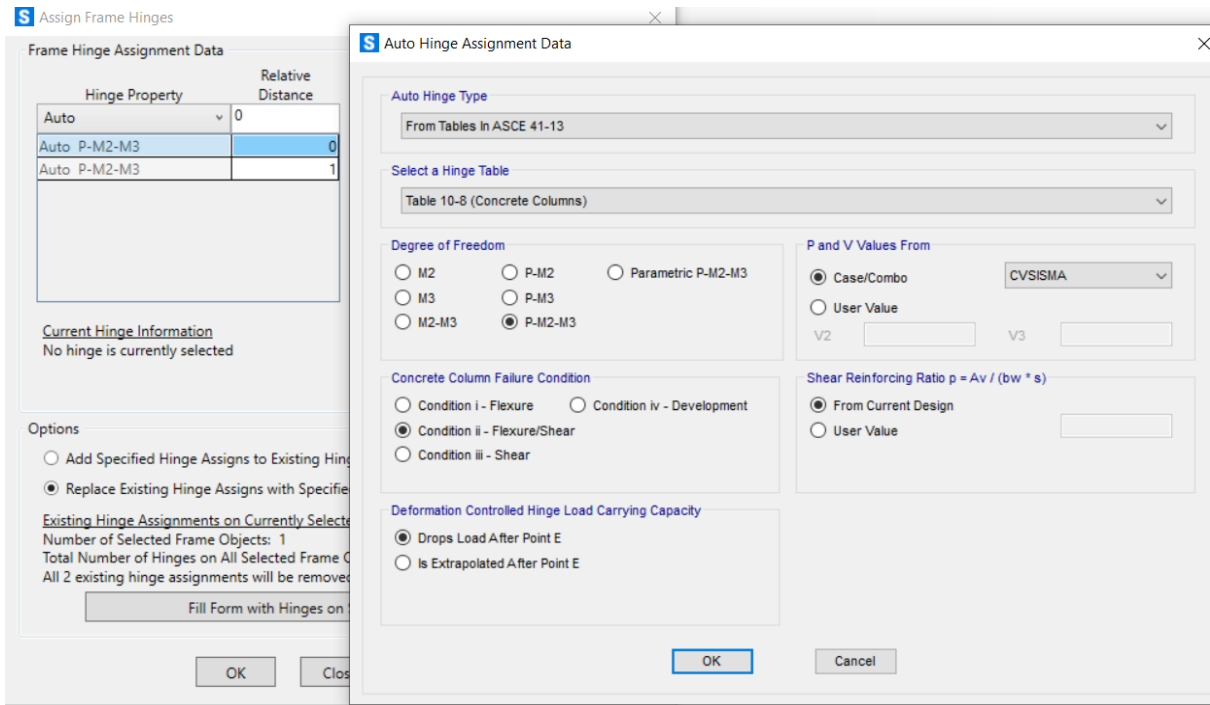


Figura 3. 7 Esempio di modellazione e assegnazione di una cerniera P-M2-M3 ad un pilastro

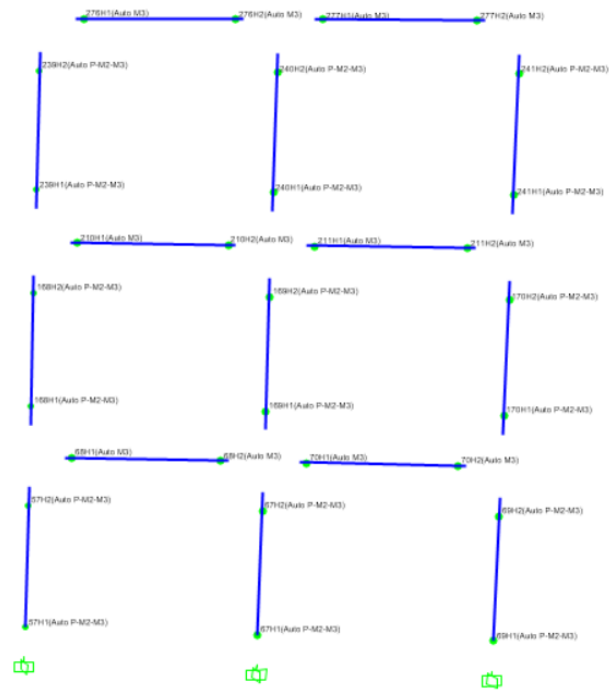
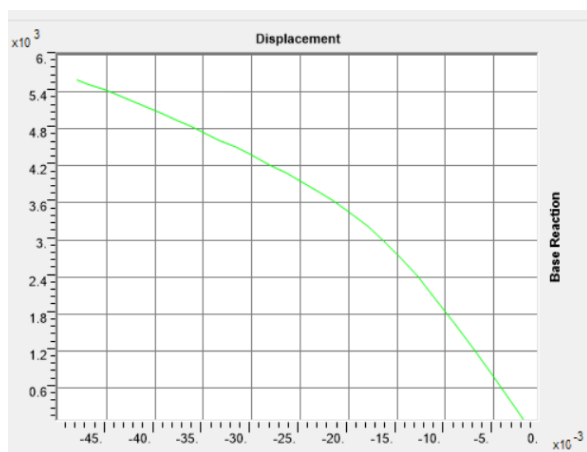


Figura 3. 8 Esempio di assegnazione delle cerniere ad un telaio lungo x

3.3 RISULTATI ANALISI PUSHOVER: DEFINIZIONE DELLE CURVE DI CAPACITÀ

Nella struttura in esame, l'analisi viene condotta controllando lo spostamento del punto di controllo posto in corrispondenza del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio, escluso il torrino. I casi di analisi presi in considerazione sono 8, in quanto si analizzano le forze proporzionali alla massa e al modo di vibrare, nelle direzioni X e Y positive e negative. Vengono di seguito riportate le curve di capacità (nelle ascisse lo spostamento del p.to di controllo in metri e nelle ordinate i tagli alla base in kN) riguardanti un caso di analisi 'pushmassa' e un caso 'pushmodo' :

Pushmassa X+1



Pushmodo X-1

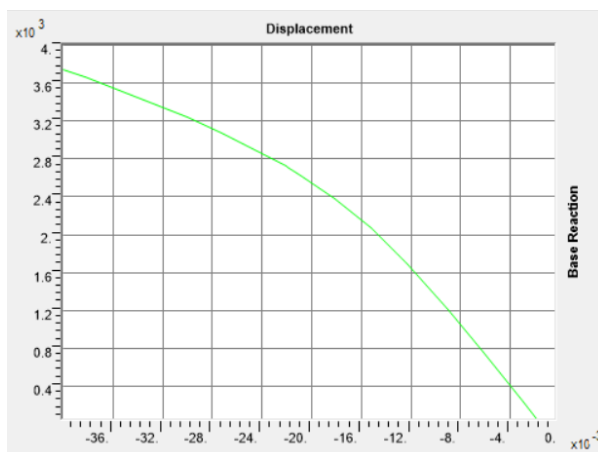


Figura 3.9 Curve di capacità ottenute dal SAP2000 per un caso di spinta proporzionale alla massa e uno proporzionale al modo di vibrare

I dati relativi alla capacità evolutiva della curva sono evidenziati nelle tabelle delle curve di pushover, dove sono riportati per ciascun step di calcolo, lo spostamento del punto di controllo, il taglio totale alla base ed il numero di cerniere che si trovano nei diversi stati possibili:

- A-B=elastico;
- B-IO= fra elastico e operativo;
- IO-LS= fra operativo e sicurezza per la vita;
- LS-CP= fra sicurezza per la vita e collasso;

- C= collasso.

Dall'analisi di tale tabella (fig. 3.10) si nota che allo step 0, quindi per i soli carichi verticali, la struttura è interessata da 29 cerniere nel tratto B-IO e 14 cerniere nel tratto IO-LS, indice che è stato raggiunto lo SLD per i soli carichi verticali e che quindi il primo intervento a cui la struttura dovrà essere sottoposta sarà un intervento per ripristinare la capacità statica, per poi essere adeguata sismicamente.

TABLE: Pushover Capacity Curve													
LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CptoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total	
Text	Unitless	m	KN	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
PUSHMASSA X 1	0	-0.00154	0	625	29	14	0	0	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	1	-0.00279	277.983	625	29	14	0	0	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	2	-0.006157	1019	619	33	16	0	0	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	3	-0.008657	1552	614	38	16	0	0	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	4	-0.012365	2302.67	589	63	16	0	0	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	5	-0.014889	2749.45	568	84	16	0	0	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	6	-0.017701	3172.69	537	115	16	0	0	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	7	-0.020236	3488.21	504	146	17	0	1	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	8	-0.021427	3618.2	489	161	17	0	1	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	9	-0.021427	3618.35	489	161	17	0	1	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	10	-0.021428	3618.19	489	161	17	0	1	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	11	-0.021429	3618.49	489	161	17	0	1	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	12	-0.024006	3865.99	464	184	19	0	1	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	13	-0.027414	4160.92	447	201	19	0	1	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	14	-0.029914	4361.06	432	215	20	0	1	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	15	-0.032414	4552.93	429	217	20	0	2	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	16	-0.034914	4740.55	417	229	19	1	2	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	17	-0.037414	4917.95	406	240	19	1	2	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	18	-0.039914	5089.99	397	247	21	1	2	0	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	19	-0.042414	5256.03	387	254	23	0	3	1	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	20	-0.044914	5412.72	380	258	26	0	3	1	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	21	-0.047414	5563.41	368	263	33	0	3	1	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	22	-0.04886	5647.1	364	265	34	0	3	2	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	23	-0.048862	5646.96	364	265	34	0	3	2	0	0	668	
PUSHMASSA X 1	24	-0.048955	5651.93	364	265	34	0	3	2	0	0	668	

Figura 3. 10 Tabella "Pushover Capacity Curve" per il caso Pushmassa X+I

Per lo stato limite di collasso, la capacità di un elemento duttile è rappresentata dalla capacità di rotazione totale alla corda in condizioni di collasso θ_u , valutata tramite la seguente formula:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} (\theta_y + \theta_p) = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L_v} \right) \right]$$

Per lo stato limite di salvaguardia della vita la capacità della struttura è determinata in corrispondenza di $\frac{3}{4}$ del valore ultimo in condizione di collasso θ_u .

Per il caso in esame si è proceduto operativamente a individuare la capacità della struttura allo SLC al raggiungimento della prima cerniera gialla "C" (θ_u) e la capacità della struttura allo

SLV è determinata dal legame costitutivo di tale cerniera in corrispondenza di un θ di $\frac{3}{4}$ della rotazione plastica ultima θ_u .

In alcuni casi di pushover (Pushmassa X-1, Pushmassa Y-1, Pushmassa Y+1) due pilastri del vano scala (pil.18 e pil.5) lavorano a trazione, quindi lo SLC è stato posto in corrispondenza dello sforzo normale ultimo a trazione.

Si riportano in seguito alcune delle curve di pushover che descrivono al meglio il comportamento sismico globale della struttura con l'individuazione della capacità allo SLV e allo SLC. Non è riportata la capacità allo SLD in quanto, come già indicato, la struttura ha raggiunto lo stato limite di danno ai soli carichi verticali.

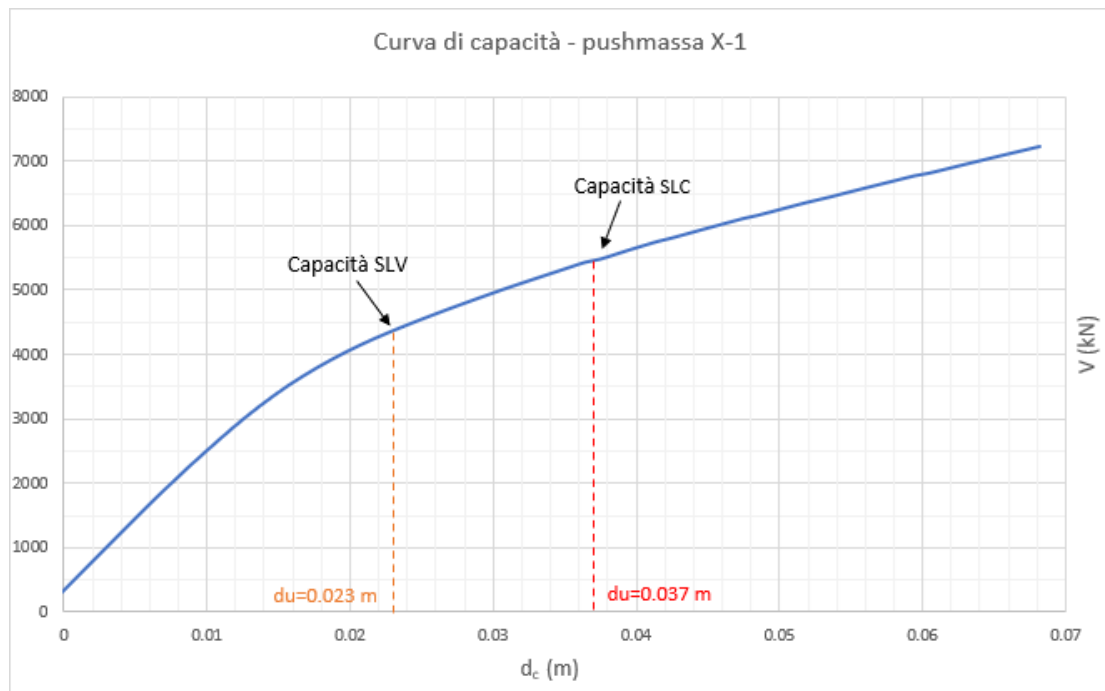


Figura 3. 11 Curva di capacità pushmassa X-1

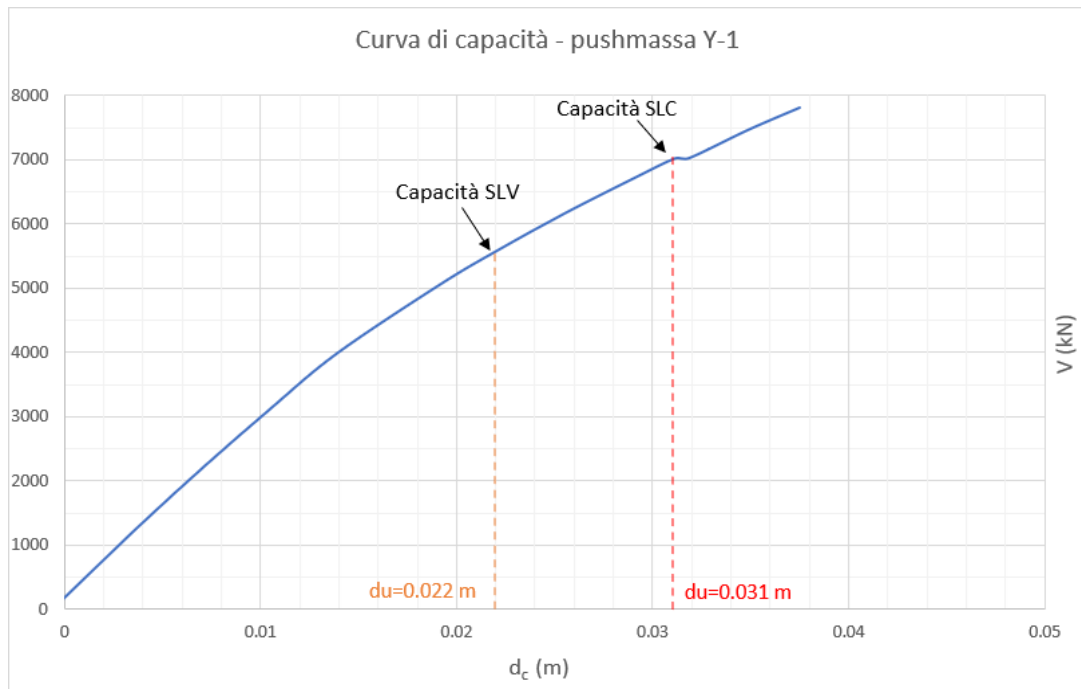


Figura 3.12 *Curva di capacità pushmassa Y-1*

Nei casi pushmassa Y+1 e pushmassa X-1, quest'ultimo riportato in figura 3.11, il pilastro del vano scala (PIL. N5) lavora a trazione, mentre per il caso di spinta pushmassa Y-1, rappresentato in figura 3.12 è il pilastro N.18 (sempre del vano scala) a lavorare in trazione, quindi la capacità allo SLC per questi casi di spinta è individuata allo step in corrispondenza del quale il pilastro raggiunge il valore dello sforzo normale ultimo di trazione N_{rd} .

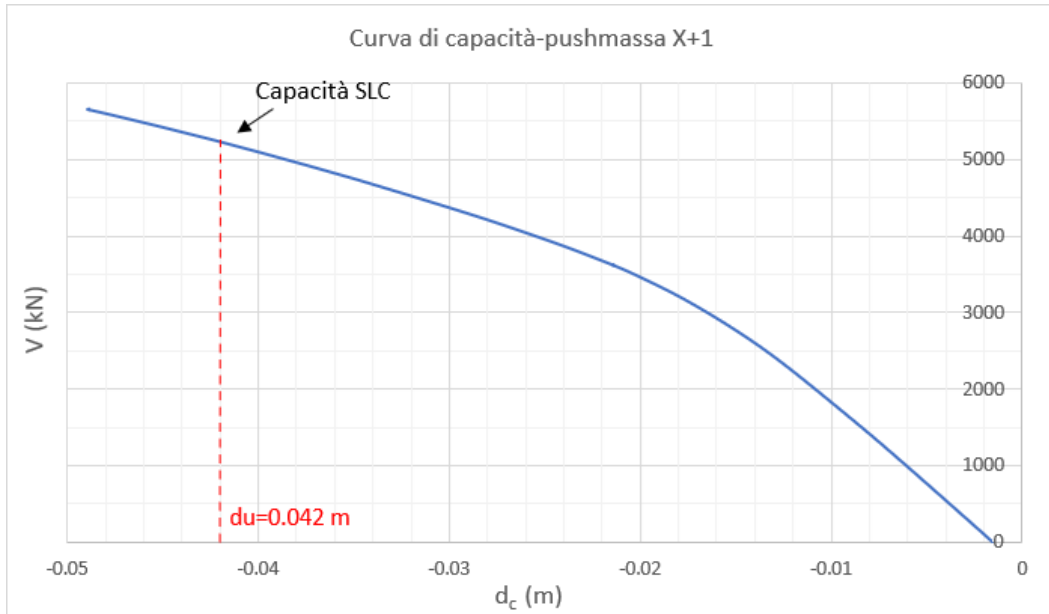


Figura 3. 13 *Curva di capacità pushmassa X+1*

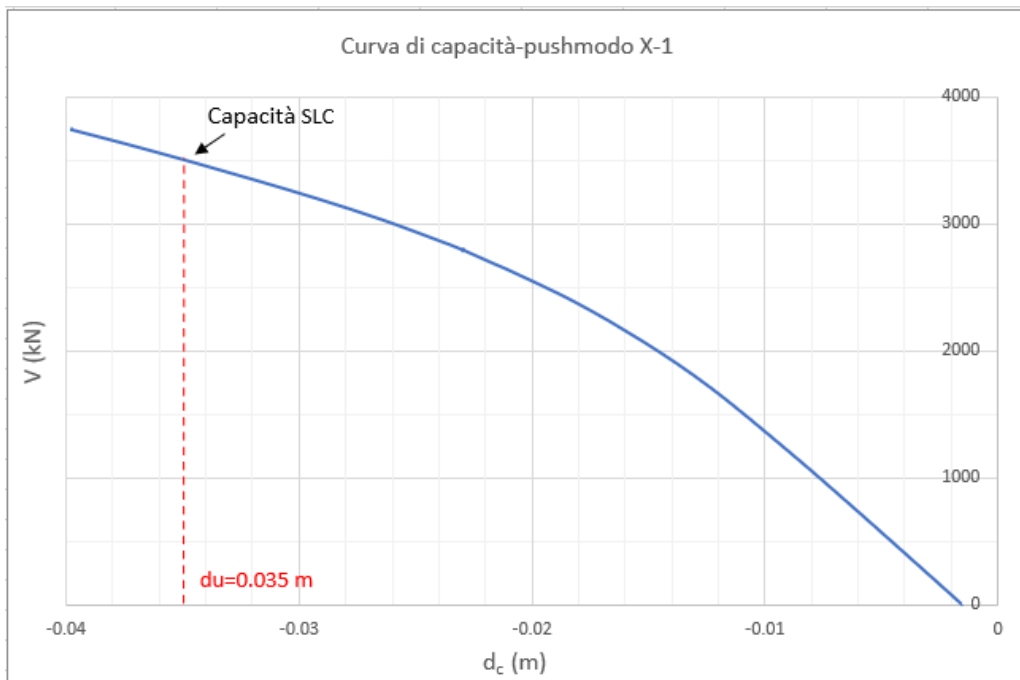


Figura 3. 14 *Curva di capacità Pushmodo X-1*

Per spiegare il motivo per cui nelle figure 3.13 e 3.14 non è individuata la capacità allo SLV si riporta in seguito il legame costitutivo ($M-\theta$) della cerniera che per prima arriva a collasso per il caso di analisi pushmodo X-1 (stesso discorso vale per il caso pushmassa X+1). Per la cerniera in questione (321H1, all'estremità della trave 2-15 dell'ultimo piano) è stata già

superata una rotazione di $\frac{3}{4} \theta_u$ per i soli carichi verticali e non è quindi possibile individuare lo SLV, se non dopo aver previsto interventi di rinforzo per gli elementi che lamentano problematiche in condizioni statiche.

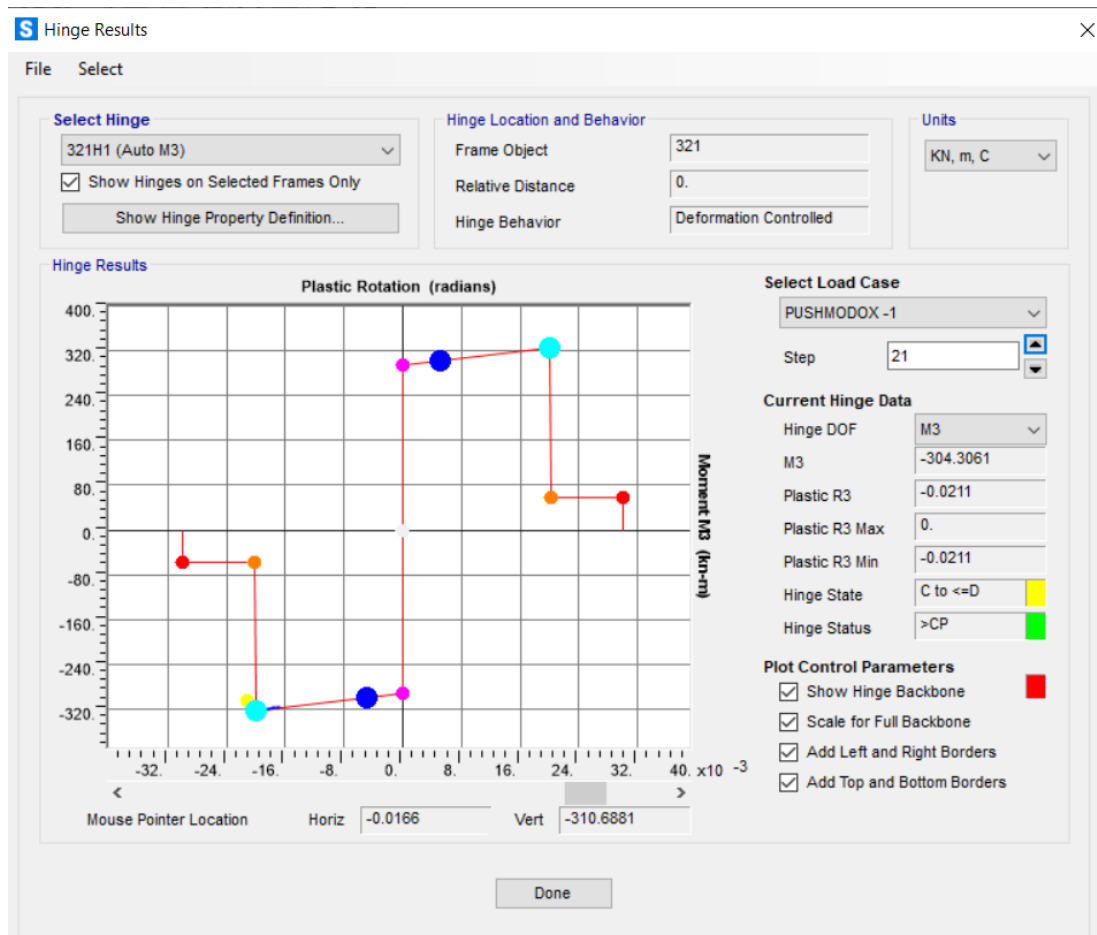


Figura 3. 15 Legame costitutivo cerniera 321H1 trave pensilina- Caso di analisi pushmodo X-1

CAPITOLO 4

VERIFICHE STRUTTURALI E ANALISI DEI RISULTATI

4.1. VERIFICA GLOBALE: METODO CSM

Allo scopo di verificare il rispetto di un dato livello di performance, occorre determinare un punto appartenente alla curva di capacità (performance point) il cui spostamento (target displacement) risulti consistente con la domanda sismica. L'approccio utilizzato è il metodo CSM (Capacity Spectrum Method), adottato dalle norme americane ATC40.

L'idea alla base del Metodo dello Spettro di Capacità è quella di considerare gli effetti delle non linearità indirettamente, costruendo gli spettri elastici corrispondenti ad un opportuno smorzamento viscoso β_{eq} del sistema SDOF bilineare elasto-plastico equivalente. Questi spettri sono ottenuti scalando lo spettro di risposta elastico (relativo ad uno smorzamento viscoso pari al 5%) per mezzo di opportuni fattori di riduzioni dipendenti dalla grandezza β_{eq} . Per determinare il punto, detto performance point, rappresentativo della condizione per cui la capacità resistente di una struttura eguaglia la domanda sismica su di essa imposta, occorre individuare l'intersezione tra la curva di capacità resistente, detta "Spettro di Capacità" e lo spettro di risposta rappresentativo della domanda inelastica, detto "Spettro di domanda".

Con il metodo CSM le verifiche si traducono nel confronto fra domanda e capacità, attraverso la determinazione del *performance point* *PP*, ossia il punto appartenente alla curva di capacità che rappresenta la condizione in cui lo spostamento del sistema SDOF eguaglia la domanda sismica. Il performance point deve quindi soddisfare due condizioni :

- deve appartenere alla curva di capacità (Spettro di Capacità CS), per essere rappresentativo del comportamento della struttura ad un certo spostamento;
- deve appartenere anche alla curva di domanda (Spettro di Domanda DS), opportunamente ridotto rispetto allo spettro di risposta elastico al 5% di smorzamento, che rappresenta la domanda non lineare in corrispondenza dello stesso spostamento strutturale. Per ottenere la domanda inelastica viene applicato quindi un fattore riduttivo in termini di smorzamento viscoso β_{eq} .

Le fasi della procedura seguita per il metodo CSM sono le seguenti:

- 1- Definizione dello spettro di risposta elastico al 5% di smorzamento rappresentativo della domanda sismica;
- 2- Determinazione della curva di capacità $V_b \cdot d_c$ (Taglio alla base – Spostamento del punto di controllo) con un'analisi pushover;
- 3- Conversione della curva di capacità nel piano ADRS (diagramma Accelerazione Spettrale-Spostamento spettrale, S_a - S_d);

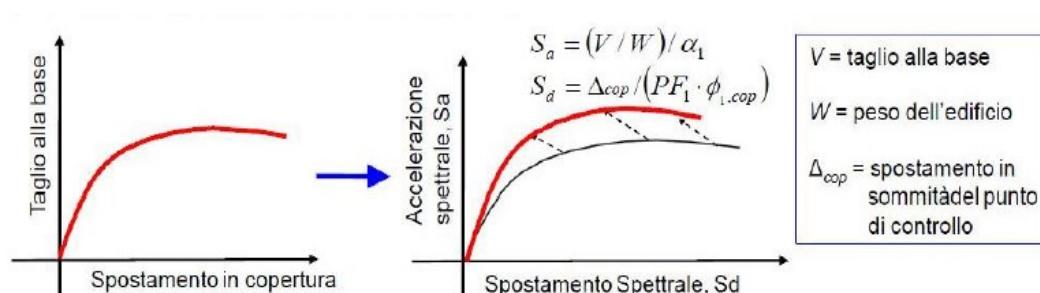


Figura 4.1 Conversione della curva di capacità nel piano ADRS

dove α_1 è il coefficiente di massa relativo al primo modo di vibrare, ϕ_{i1} è l'ampiezza del primo modo in corrispondenza del piano i-esimo, PF_1 è il fattore di partecipazione relativo al primo modo di vibrare.

- 4- Bilinearizzazione della curva di capacità mediante il criterio di uguale energia.

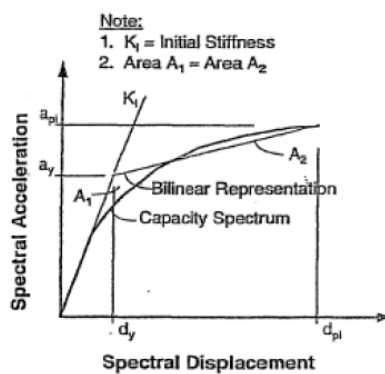


Figura 4.2 Bilinearizzazione della curva di capacità

- 5- Conversione, per ogni stato limite di verifica, della domanda sismica, rappresentata dal relativo spettro di risposta nel formato standard S_a - T , nel formato ADRS mediante la relazione tra l'accelerazione e lo spostamento spettrale :

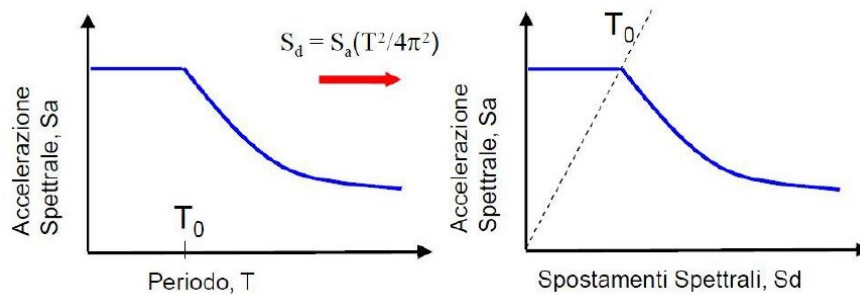


Figura 4.3 Conversione della curva di domanda nel piano ADRS

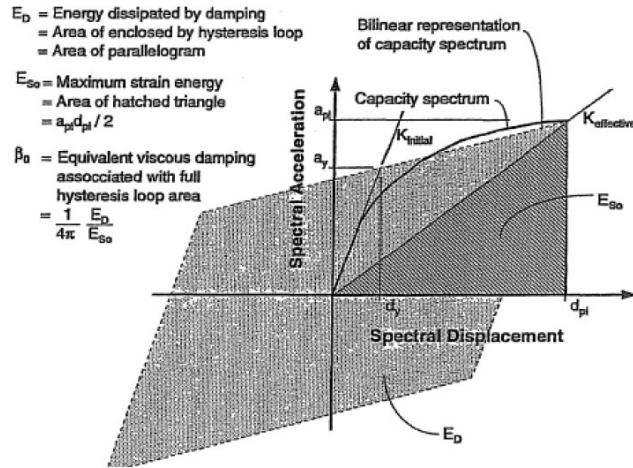
- 6- Stima dello smorzamento viscoso equivalente β_{eq} attraverso il quale ridurre lo spettro elastico. Lo smorzamento viscoso equivalente è calcolato con la seguente relazione :

$$\beta_{eq} = k\beta_0 + 0.05$$

con β_0 che indica lo smorzamento isterico, rappresentato in forma di smorzamento viscoso equivalente, e 0,05 (cioè il 5%) che esprime lo smorzamento viscoso della struttura e k che è il coefficiente che dipende dal comportamento strutturale dell'edificio in condizioni sismiche. Il termine β_0 è calcolato come:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$$

Dove E_D è l'energia dissipata dalla struttura in un singolo ciclo e E_{S0} rappresenta l'energia associata alla massima deformazione elastica.



7- Esecuzione della verifica, che si effettua abbattendo iterativamente lo spettro elastico della domanda aumentando ad ogni interazione lo smorzamento viscoso equivalente β_{eq} fino a che quest'ultimo non interseca la capacità nel Performance Point.

Viene riportato in seguito un esempio di verifica con il metodo CSM per un caso di analisi di pushover dell'edificio scolastico oggetto di studio, eseguita con il programma SAP2000, con conseguente determinazione del fattore di smorzamento equivalente e del Performance Point allo SLV e allo SLC. Nell'fig. 4.4 e 4.5 gli spettri rappresentati sono quello elastico con smorzamento del 5% e quello ridotto con il fattore di smorzamento equivalente.

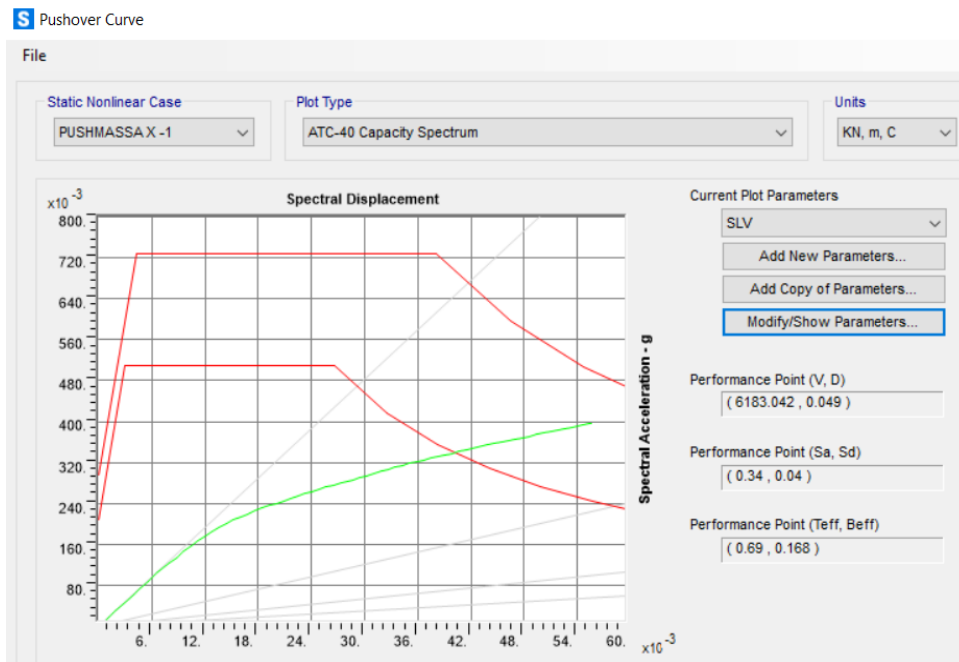


Figura 4.4 Metodo CSM - Determinazione del Performance Point allo SLV per il caso pushmassa X-1

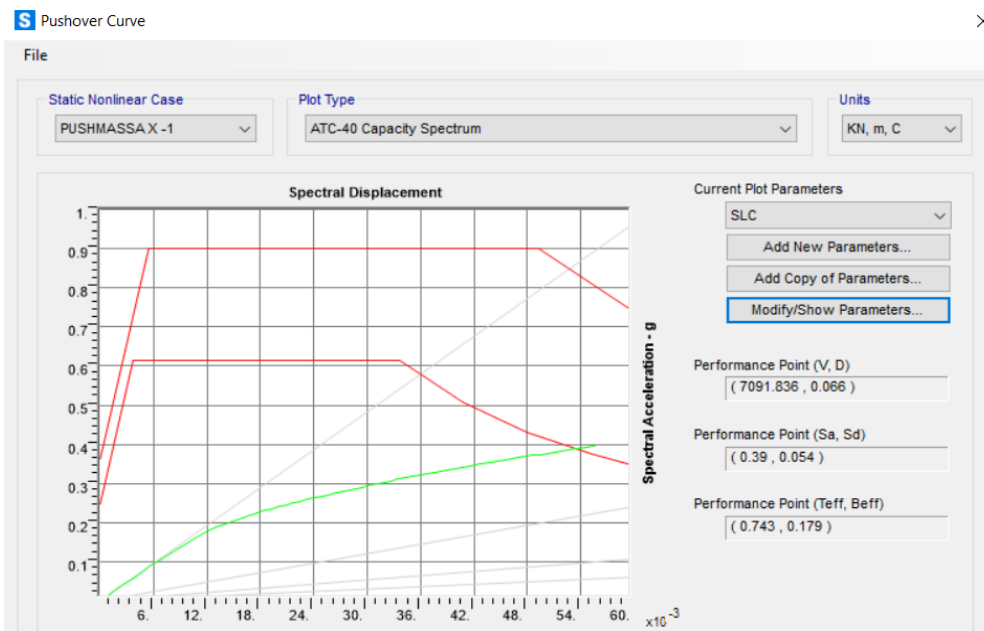


Figura 4.5 Metodo CSM- Determinazione del Performance Point allo SLC per il caso pushmassa X-1

4.2. DETERMINAZIONE DEGLI INDICI DI RISCHIO

A conclusione della fase di valutazione della vulnerabilità sismica, si sono calcolati gli Indici di Rischio in termini di accelerazione ($0 < IR < 1$), che descrivono il comportamento della struttura analizzata durante un evento sismico e rappresentano in maniera sintetizzata i risultati finali delle verifiche eseguite con il Metodo CSM.

L'indice di rischio rappresenta una scala di percezione del rischio sismico. Esso si ottiene infatti, dal rapporto tra la capacità e la domanda della struttura in termini di accelerazioni. In altre parole, se risulta maggiore di 1, l'edificio offre una buona risposta all'evento sismico; se al contrario è minore di 1, la sicurezza è inferiore rispetto a quella prevista dalla normativa di riferimento.

L'indicatore di rischio definito è I_{ag_SL} , dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA:

$$I_{ag_SL} = \frac{a_{g_c}}{a_{g_SL}}$$

Operativamente, si è eseguito il rapporto tra la capacità e la domanda in termini di accelerazione spettrale (Sa capacity-Sa demand) agli step che coincidono con lo SLV e lo SLC, individuati dalle analisi pushover.

Vengono riportati i valori minimi degli indici di rischio per lo SLV e lo SLC per le due direzioni considerate.

Valori minimi degli indici di rischio per la direzione X:

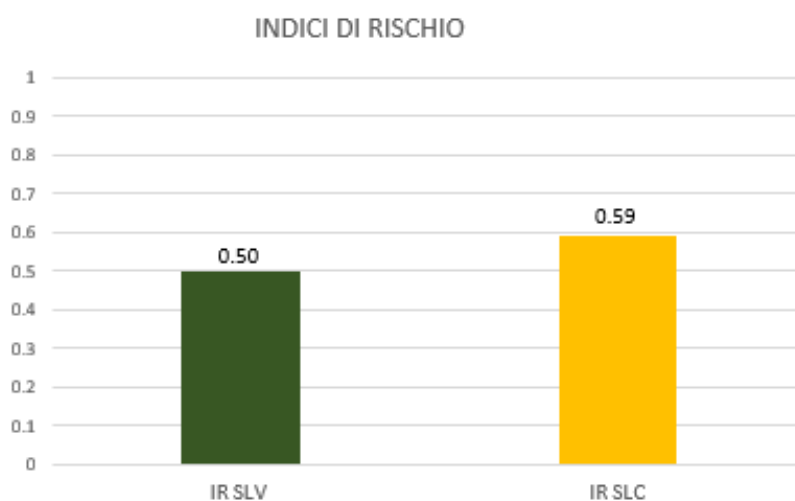


Figura 4. 6 Valori minimi degli indici di rischio lungo X

Valori minimi degli indici di rischio per la direzione Y:

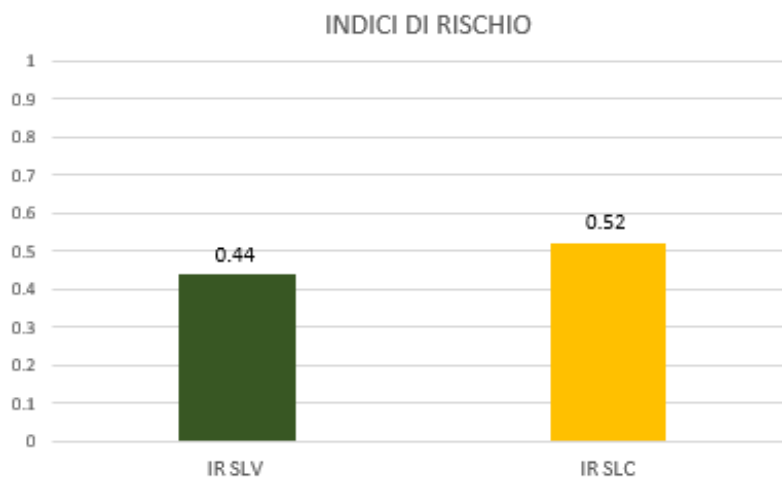


Figura 4. 7 Valori minimi degli indici di rischio lungo Y

Visti i valori degli indici di rischio ottenuti ai diversi Stati Limite, si dovranno progettare degli interventi di recupero per il ripristino delle capacità in termini di rigidità e/o resistenza affinché tali valori ricadano in uno specifico intervallo, in base al quale possono essere classificati in:

- Interventi di Adeguamento: le NTC 2018, tra le novità introdotte evidenziano che l'indice minimo di vulnerabilità sismica che dovrà essere raggiunto in caso di adeguamento degli edifici scolastici esistenti sia di 0,8 ($IR > 0,8$);
- Interventi di Miglioramento: il range di valori da raggiungere con degli interventi per parlare di miglioramento di edifici scolastici esistenti è di $0,6 < IR < 0,8$.

4.3. VERIFICHE ALLO SLO

Come prescritto dalle NTC2018, per le costruzioni esistenti in c.a., si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. La temporanea inagibilità può essere causata da spostamenti eccessivi di interpiano; questa problematica si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi pushover siano inferiori a limiti stabiliti dal capitolo 7.3.6.1 delle NTC2018, al quale fa riferimento il capitolo 8 della stessa norma riguardante gli edifici esistenti.

Per l'edificio scolastico in esame si è proceduto alla verifica allo SLO, in termini di spostamento. Tale verifica è ritenuta soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi sono inferiori ai 2/3 dei limiti prescritti per lo SLD ($0.005 \cdot h_i$):

$$d_r < 2/3 \cdot 0.005 \cdot h_i$$

dove:

- d_r è lo spostamento relativo di interpiano, pari alla differenza tra gli spostamenti del piano superiore e del piano inferiore. Lo spostamento relativo per ogni punto di ciascun piano è determinato come risultante di spostamento u_1 (dir. X) e u_2 (dir. Y):

$$d_{r,j} = \sqrt{d_{1,j}^2 + d_{2,j}^2} = \sqrt{(u_{1,j+1} - u_{1,j})^2 + (u_{2,j+1} - u_{2,j})^2} \quad j = \text{Piano dell'edificio}$$

- h_i è l'altezza di interpiano del piano i -esimo.

La verifica allo SLO è stata eseguita in corrispondenza delle pilastrate d'angolo evidenziate in figura 4.8, per ogni caso d'analisi.

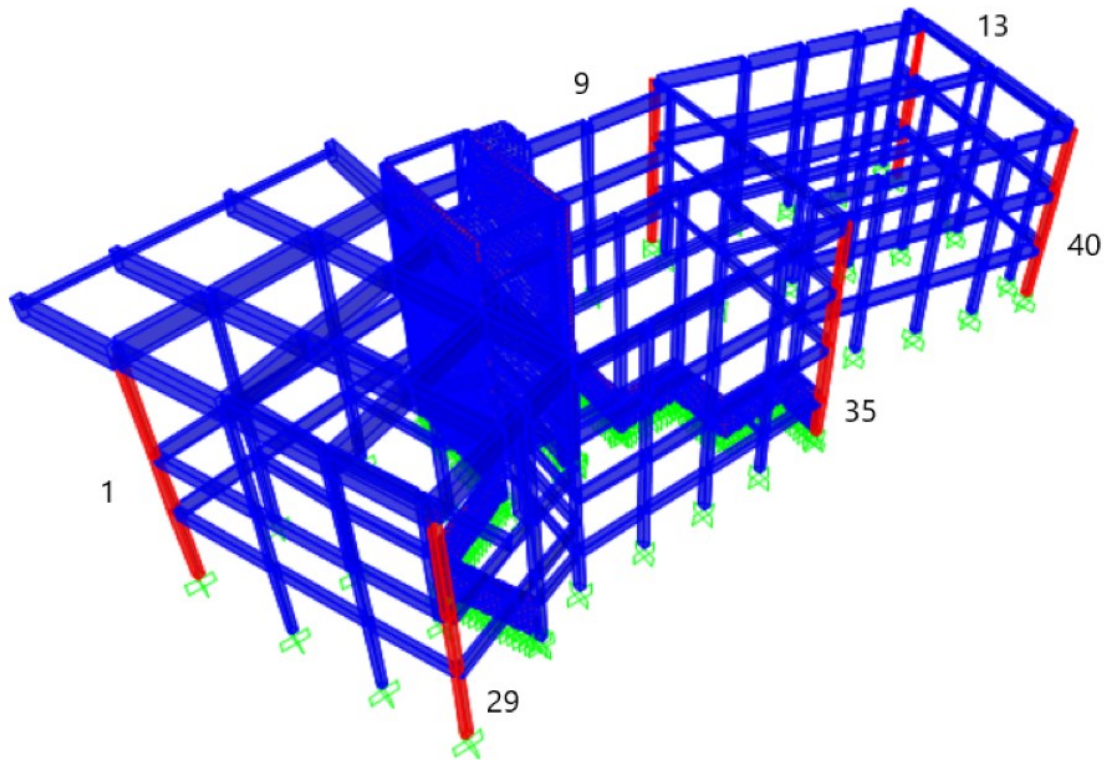


Figura 4. 8 Individuazione dal modello delle pilastrate sottoposte a verifica

Vengono riportate le verifiche dei pilastri soltanto per l'unico caso di pushover per il quale alcune di esse non sono soddisfatte (pushmassa Y-1).

Nelle tabelle "Joint Displacements - Generalized" sono riportati separatamente gli spostamenti d'interpiano lungo X e lungo Y, mentre nei grafici successivi a tali tabelle viene rappresentata la verifica graficamente con i valori di drift (spostamenti d'interpiano) totali calcolati tramite la formula sopra descritta.

Verifica SLO PIL.40

TABLE: Joint Displacements - Generalized								
GenDispl	DisplType	OutputCase	CaseType	StepType	Translation	H interpiano	2/3* 5% _o H interpiano	VERIFICA
Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	
DRIFTY PIL40 1 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.014798	3.48	0.0116	NO
DRIFTY PIL40 1 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000057	3.48	0.0116	SI
DRIFTY PIL40 2 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.012759	3.65	0.0122	NO
DRIFTY PIL40 2 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000192	3.65	0.0122	SI
DRIFTY PIL40 3 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.004707	3.75	0.0125	SI
DRIFTY PIL40 3 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000348	3.75	0.0125	SI
DRIFTX PIL40 1 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.004055	3.48	0.0116	SI
DRIFTX PIL40 1 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000065	3.48	0.0116	SI
DRIFTX PIL40 2 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.004158	3.65	0.0122	SI
DRIFTX PIL40 2 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.00017	3.65	0.0122	SI
DRIFTX PIL40 3 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.000676	3.75	0.0125	SI
DRIFTX PIL40 3 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000345	3.75	0.0125	SI

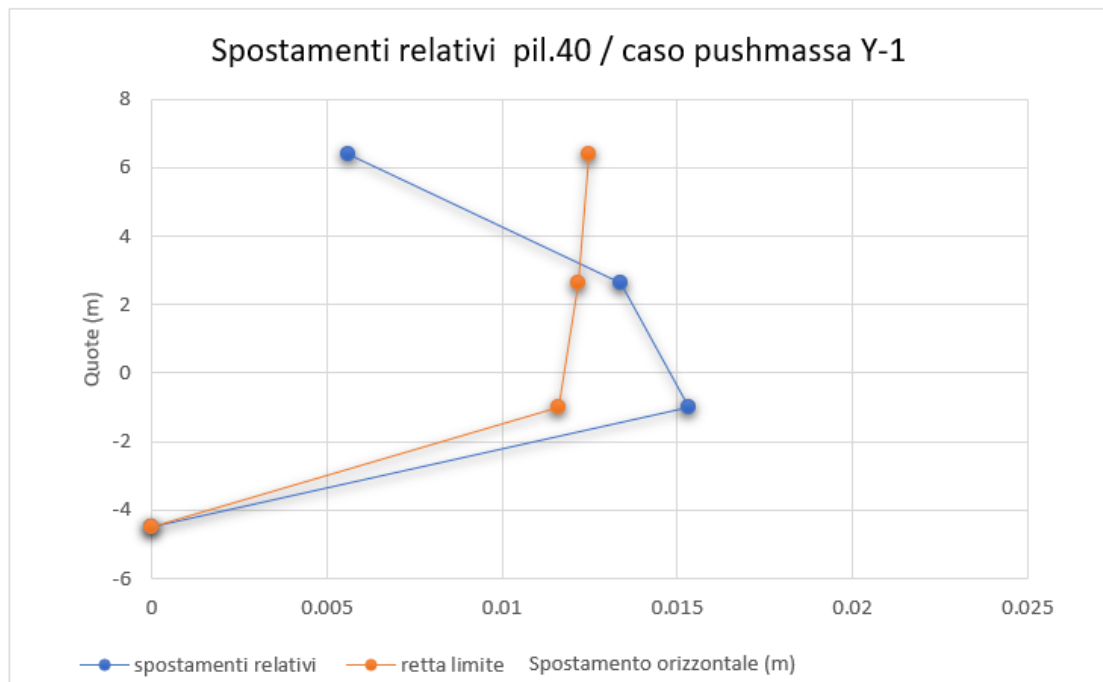


Figura 4.9 Verifica allo SLO della pilastrata N.40

Verifica SLO PIL.13

TABLE: Joint Displacements - Generalized								
GenDispl	DisplType	OutputCase	CaseType	StepType	Translation	H interpiano	2/3* 5%H interpiano	VERIFICA
Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	
DRIFTX PIL13 1 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	-0.000071	3.48	0.0116	SI
DRIFTX PIL13 1 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000992	3.48	0.0116	SI
DRIFTX PIL13 2 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	-0.000114	3.65	0.0122	SI
DRIFTX PIL13 2 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000629	3.65	0.0122	SI
DRIFTX PIL13 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	-0.000184	3.75	0.0125	SI
DRIFTX PIL13 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000583	3.75	0.0125	SI
DRIFTY PIL13 1 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.01632	3.48	0.0116	NO
DRIFTY PIL13 1 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000055	3.48	0.0116	SI
DRIFTY PIL13 2 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.014203	3.65	0.0122	NO
DRIFTY PIL13 2 ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000209	3.65	0.0122	SI
DRIFTY PIL13 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.005087	3.75	0.0125	SI
DRIFTY PIL13 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000397	3.75	0.0125	SI

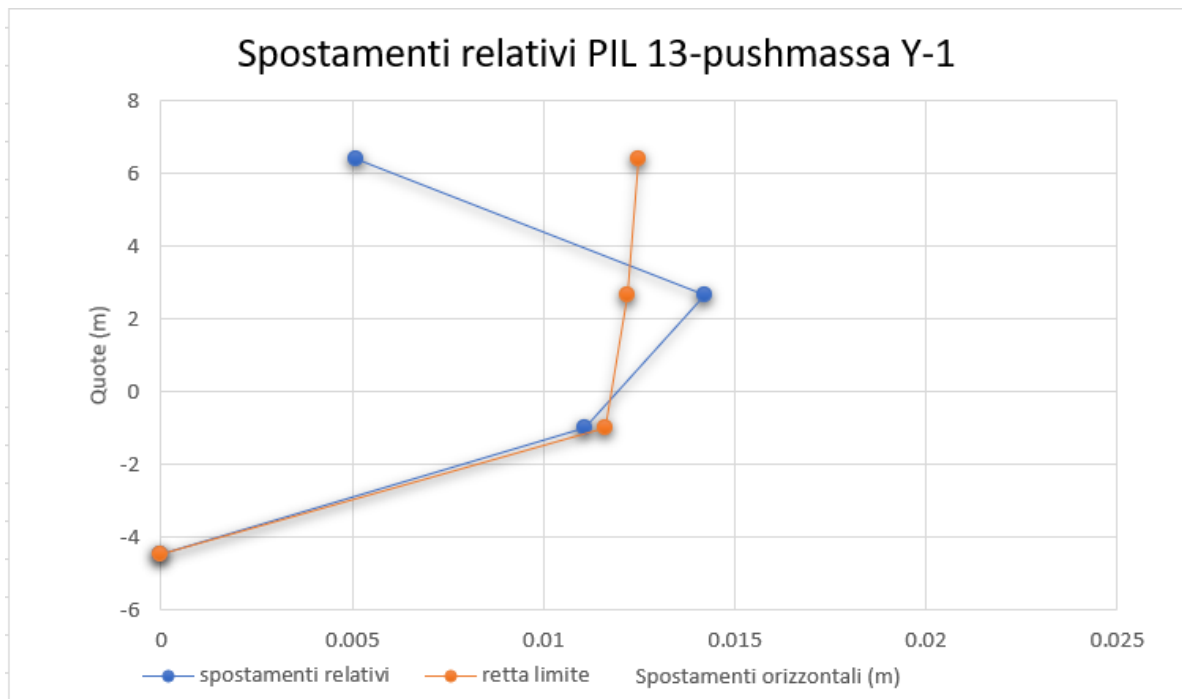


Figura 4. 10 Verifica allo SLO della pilastrata N. 13

Verifica SLO PIL. 9

TABLE: Joint Displacements - Generalized								
GenDispl	DisplType	OutputCase	CaseType	StepType	Translation	H interpiano	2/3* 5%*H interpiano	VERIFICA
Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	
DRIFTX PIL.9 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	-0.000073	3.48	0.0116	SI
DRIFTX PIL.9 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.002764	3.48	0.0116	SI
DRIFTX PIL.9 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	-0.000094	3.65	0.0122	SI
DRIFTX PIL.9 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.00231	3.65	0.0122	SI
DRIFTX PIL.9 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	-0.000128	3.75	0.0125	SI
DRIFTX PIL.9 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.001025	3.75	0.0125	SI
DRIFTY PIL.9 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.009595	3.48	0.0116	SI
DRIFTY PIL.9 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000064	3.48	0.0116	SI
DRIFTY PIL.9 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.007824	3.65	0.0122	SI
DRIFTY PIL.9 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000134	3.65	0.0122	SI
DRIFTY PIL.9 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.003409	3.75	0.0125	SI
DRIFTY PIL.9 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000182	3.75	0.0125	SI

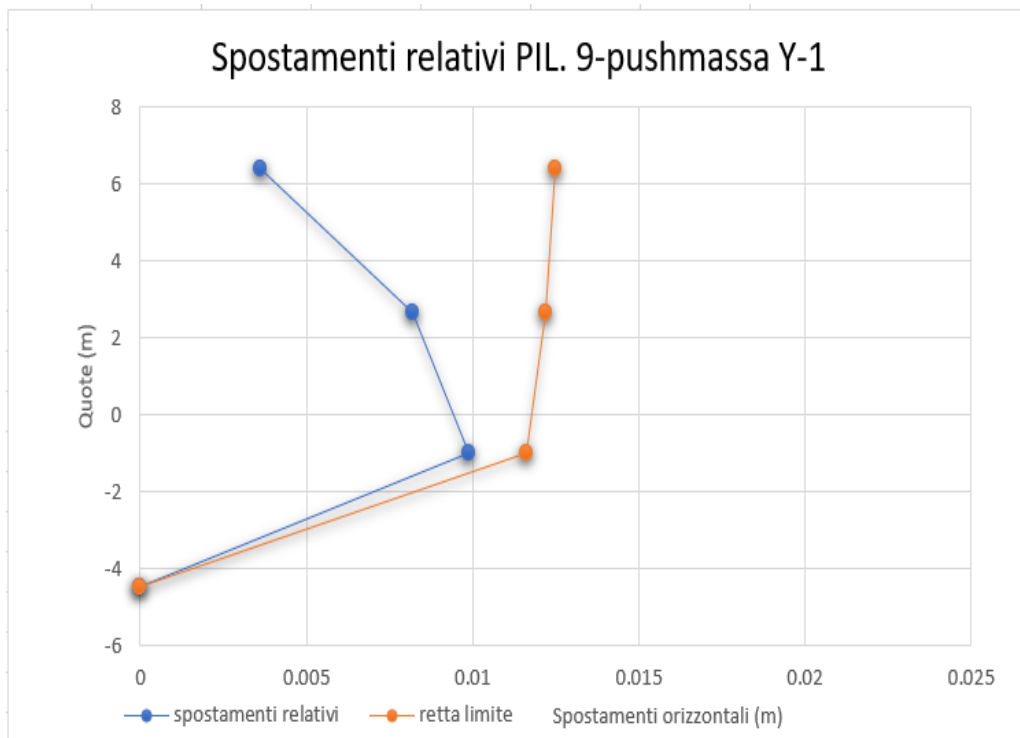


Figura 4. 11 Verifica allo SLO della pilastrata N.9

Verifica SLO PIL. 1

TABLE: Joint Displacements - Generalized								
GenDispl	DisplType	OutputCase	CaseType	StepType	Translation	H interpiano	2/3* 5%oH interpiano	VERIFICA
Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	
DRIFTX PIL1 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	-0.000038	4.48	0.0149	SI
DRIFTX PIL1 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000473	4.48	0.0149	SI
DRIFTX PIL1 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	-0.000128	3.55	0.0118	SI
DRIFTX PIL1 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.0017	3.55	0.0118	SI
DRIFTX PIL1 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	-0.000151	5.6	0.0187	SI
DRIFTX PIL1 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000718	5.6	0.0187	SI
DRIFTY PIL1 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.00074	4.48	0.0149	SI
DRIFTY PIL1 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000258	4.48	0.0149	SI
DRIFTY PIL1 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.000361	3.55	0.0118	SI
DRIFTY PIL1 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.003236	3.55	0.0118	SI
DRIFTY PIL1 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.00029	5.6	0.0187	SI
DRIFTY PIL1 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.002083	5.6	0.0187	SI

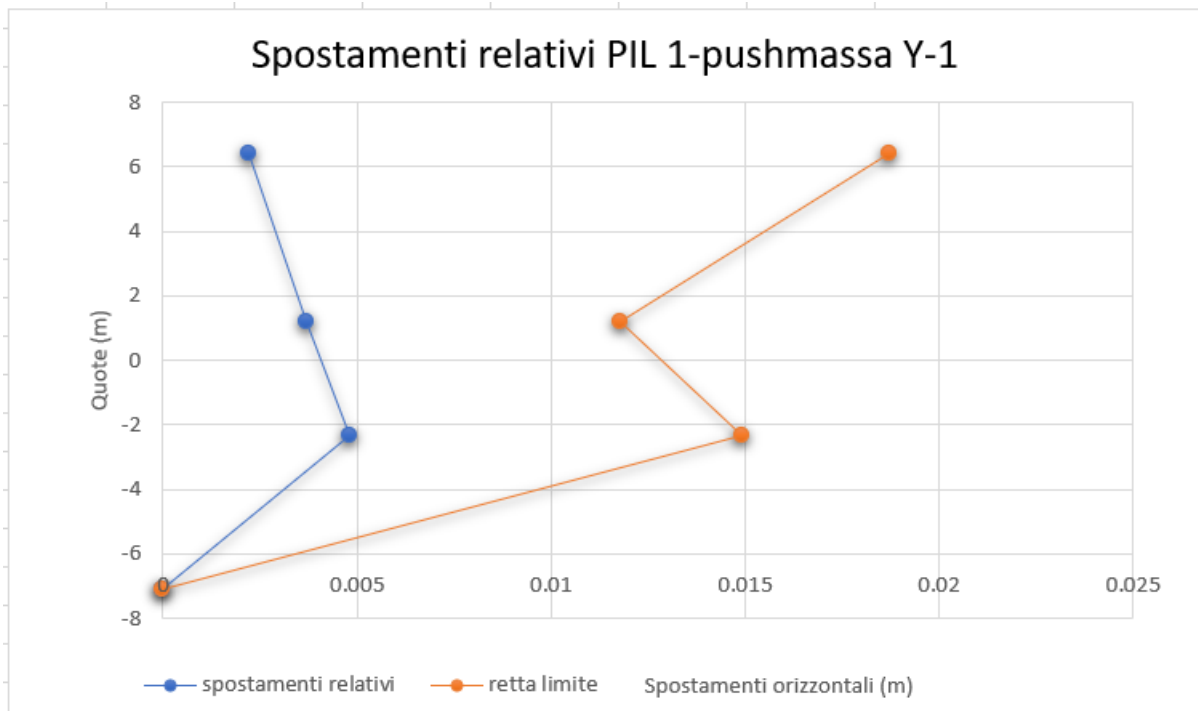


Figura 4.12 Verifica allo SLO della pilastrata N.1

Verifica SLO PIL. 29

TABLE: Joint Displacements - Generalized								VERIFICA
GenDispl	DisplType	OutputCase	CaseType	StepType	Translation	H interpiano	2/3* 5%oH interpiano	
Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	
DRIFTX PIL.29 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.001502	4.48	0.0149	SI
DRIFTX PIL.29 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000102	4.48	0.0149	SI
DRIFT-X PIL.29 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.003251	3.55	0.0118	SI
DRIFT-X PIL.29 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	0.000044	3.55	0.0118	SI
DRIFTX PIL.29 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.003158	5.6	0.0187	SI
DRIFTX PIL.29 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000365	5.6	0.0187	SI
DRIFTY PIL.29 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.000803	4.48	0.0149	SI
DRIFTY PIL.29 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	0.000008655	4.48	0.0149	SI
DRIFTY PIL.29 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.000257	3.55	0.0118	SI
DRIFTY PIL.29 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.00067	3.55	0.0118	SI
DRIFTY PIL.29 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.000434	5.6	0.0187	SI
DRIFTY PIL.29 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000659	5.6	0.0187	SI

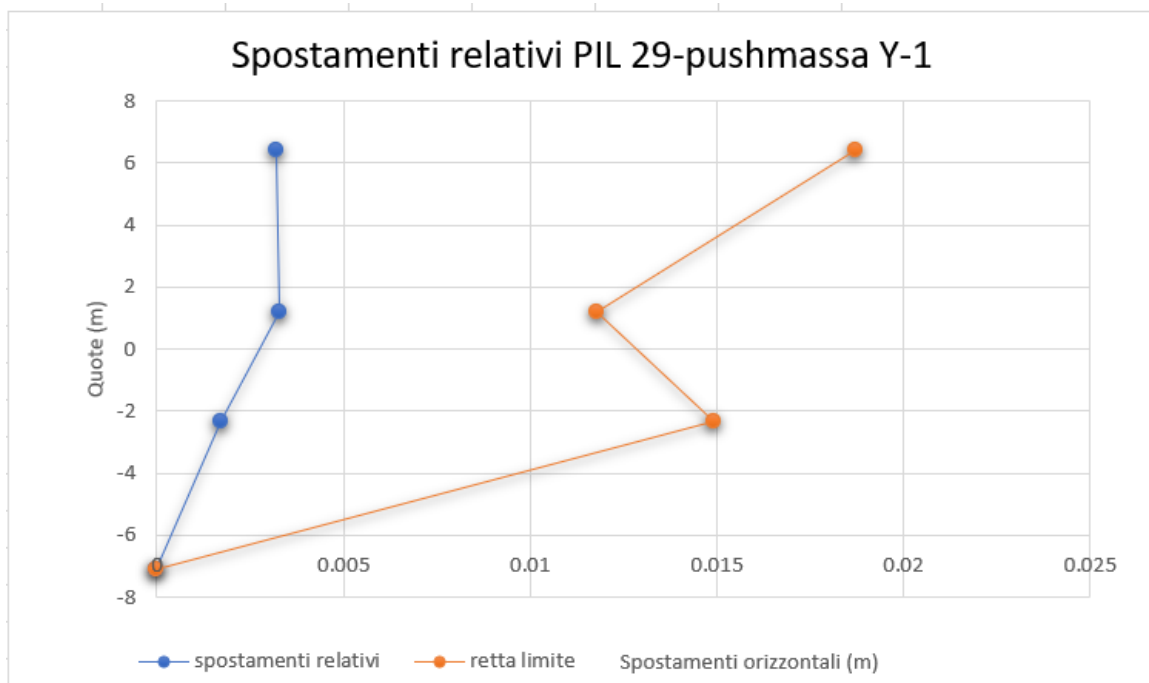


Figura 4. 13 Verifica allo SLO della pilastrata N.29

Verifica SLO PIL. 35

TABLE: Joint Displacements - Generalized								
GenDispl	DisplType	OutputCase	CaseType	StepType	Translation	H interpiano	2/3* 5‰H interpiano	VERIFICA
Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	
DRIFTX PIL.35 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.000626	2.48	0.0083	SI
DRIFTX PIL.35 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000029	2.48	0.0083	SI
DRIFTX PIL.35 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.002769	3.75	0.0125	SI
DRIFTX PIL.35 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000044	3.75	0.0125	SI
DRIFTX PIL.35 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.003559	3.65	0.0122	SI
DRIFTX PIL.35 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000163	3.65	0.0122	SI
DRIFTX PIL.35 4ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.000518	3.75	0.0125	SI
DRIFTX PIL.35 4ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000325	3.75	0.0125	SI
DRIFTY PIL.35 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.002514	2.48	0.0083	SI
DRIFTY PIL.35 1ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000067	2.48	0.0083	SI
DRIFTY PIL.35 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.006571	3.75	0.0125	SI
DRIFTY PIL.35 2ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000016	3.75	0.0125	SI
DRIFTY PIL.35 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.00712	3.65	0.0122	SI
DRIFTY PIL.35 3ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000126	3.65	0.0122	SI
DRIFTY PIL.35 4ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Max	0.003224	3.75	0.0125	SI
DRIFTY PIL.35 4ELEV.	Translation	PUSHMASSA Y -1	NonStatic	Min	-0.000159	3.75	0.0125	SI

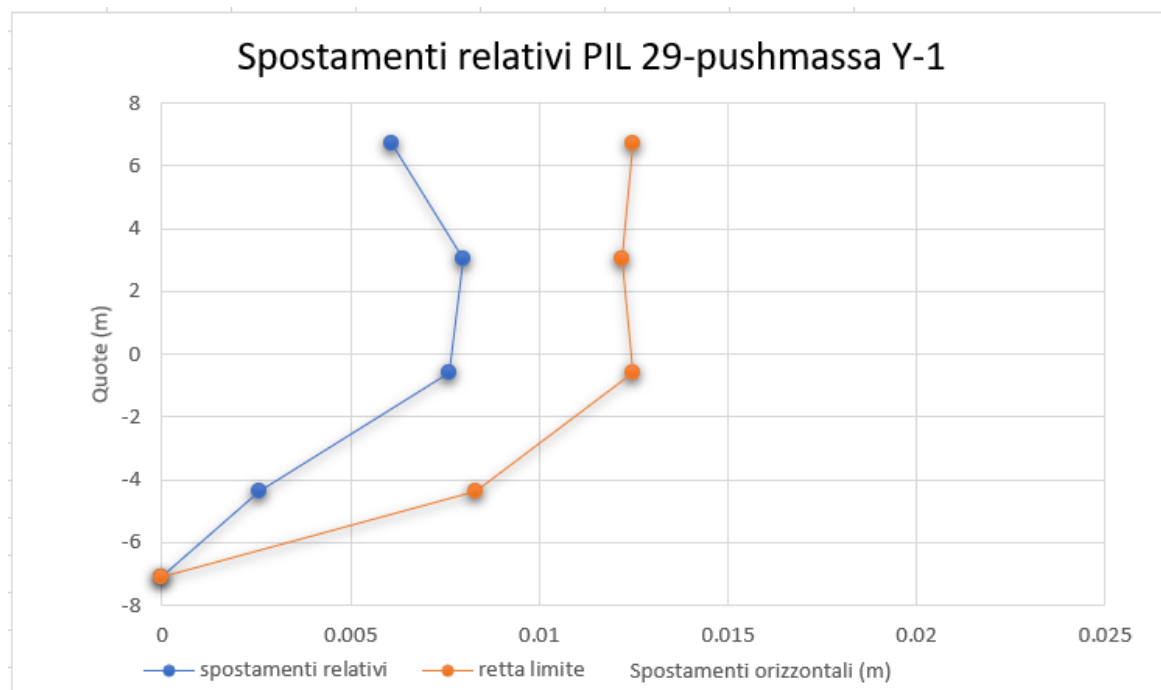


Figura 4. 14 Verifica allo SLO della pilastrata N.29

Le verifiche in termini di spostamento allo SLO non sono soddisfatte soltanto per il caso pushmassa Y-1 per le pilastrate 13 e 40.

4.4. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI FRAGILI

4.4.1 Verifiche a taglio di travi e pilastri

Secondo le NTC2018, le verifiche di resistenza degli elementi fragili (comportamento a taglio) si valutano come per il caso di nuove costruzione per situazioni non sismiche. Per il calcolo della resistenza degli elementi fragili le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti di sicurezza (1.15 per l'acciaio e 1.5 per il calcestruzzo) e per il fattore di confidenza (1.2 per LC2).

$$\frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s} \quad \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c}$$

La verifica consiste nel confrontare le sollecitazioni a taglio allo SLV con la resistenza a taglio V_{Rd} , assunta pari al minimo della resistenza a taglio lato staffe V_{Rsd} e quella lato calcestruzzo V_{Rcd} . La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio, dove gli elementi resistenti sono le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. Per la verifica è stato adottato il metodo θ variabile; l'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti $1 < \text{ctg } \theta < 2.5$.

Operativamente le verifiche vengono eseguite, per ogni caso di spinta allo SLV, eguagliando il taglio sollecitante con la formula del taglio resistente lato calcestruzzo V_{Rcd} in modo da ricavare l'angolo θ , per poi calcolare il taglio resistente V_{Rd} da confrontare con il taglio sollecitante V_{ed} .

Si riportano in seguito le formule del taglio resistente lato calcestruzzo e lato staffe utilizzate per eseguire le verifiche.

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$
$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{rw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$
$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

dove:

- d è l'altezza utile della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è il passo delle armature trasversali;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto l'asse dell'elemento;
- f_{cd} è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- b_w è la larghezza minima della sezione.

Vengono eseguite le verifiche a taglio degli elementi evidenziati in figura.

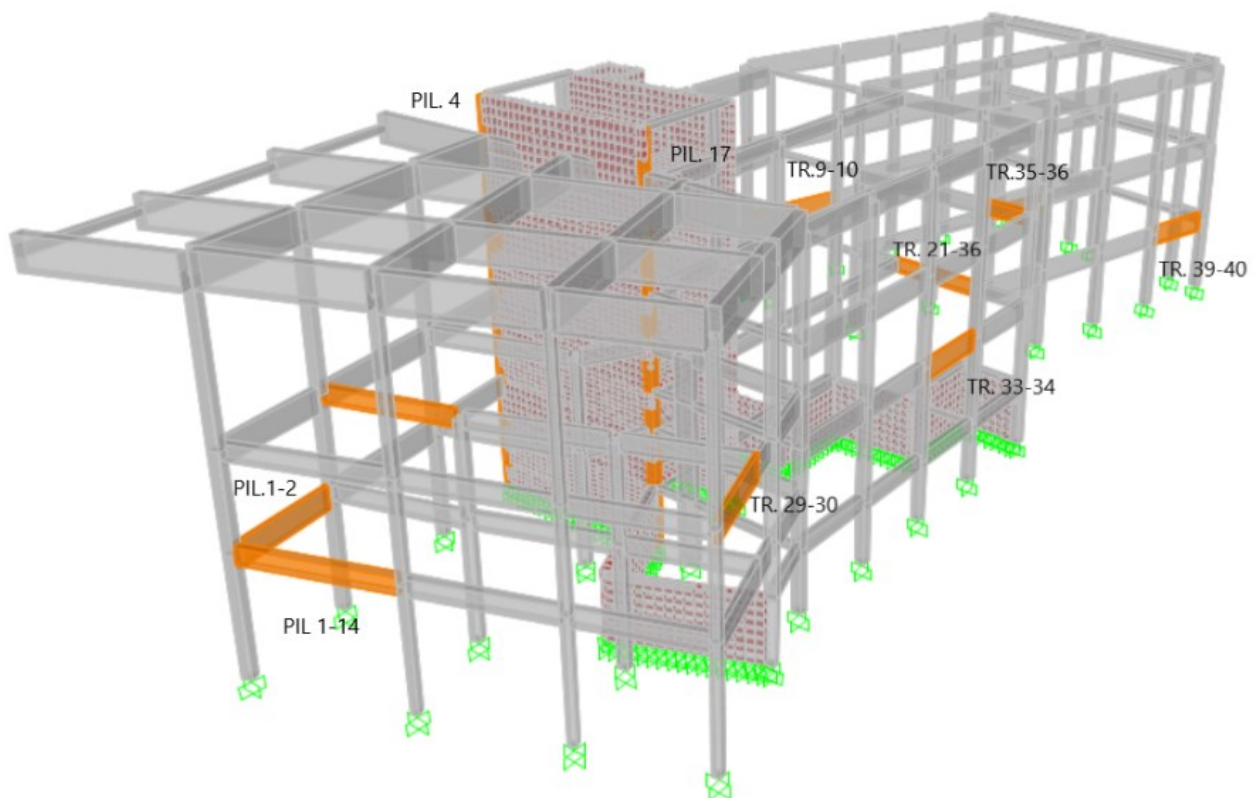


Figura 4. 15 Individuazione degli elementi sottoposti a verifiche a taglio

Vengono riportati in seguito a titolo d'esempio per un caso d'analisi i risultati delle verifiche a taglio di un pilastro tozzo del vano scala e di alcune travi prese a campione.

PILASTRO N.17 (35x40)/pushmassa Y+1			
	Ved	Vrd	VERIFICA
	KN	KN	
1°elevazione	140	147	SI
2°elevazione	85	147	SI
3°elevazione	54	147	SI
4°elevazione	47	147	SI
5°elevazione	28	147	SI
6°elevazione	22	147	SI
7°elevazione	10	147	SI

Figura 4. 16 Risultati verifica a taglio del pilastro N.17-caso pushmassa Y+1

TRAVI 16X90 /pushmassa Y+1			
	Ved	Vrd	VERIFICA
	KN	KN	
TRAVE 1-2 1P	59	235	SI
TRAVE 9-10 1P	140	235	SI
TRAVE 33-34 2P	101	235	SI
TRAVE 29-30 2P	112	235	SI
TRAVE 39-40 2P	75	235	SI

Figura 4.17 Risultati verifica a taglio di travi 16x90-caso pushmassa Y+1

TRAVI 30X60 /pushmassa Y+1			
	Ved	Vrd	VERIFICA
	KN	KN	
TRAVE 1-14 1P	82	154	SI
TRAVE 36-21 1P	135	154	SI
TRAVE 35-36 2P	103	154	SI
TRAVE 2-15 2P	115	154	SI
TRAVE 23-24 2P	108	154	SI

Figura 4. 18 Risultati verifica a taglio di travi 30x60-caso pushmassa Y+1

Le verifiche a taglio di tali elementi, eseguite per ogni caso d'analisi, risultano soddisfatte.

4.4.2 Verifiche delle pareti in muratura

Per analizzare il comportamento delle pareti in muratura del vano scala, queste sono state sottoposte a verifiche di pressoflessione nel piano e verifiche a taglio, normate rispettivamente nel cap. 7.8.2.2.1 e nel cap. 7.8.2.2.2 delle NTC2018. Per entrambe le verifiche viene determinata dal programma di calcolo la rispettiva capacità dell'elemento allo step delle analisi di pushover corrispondente allo SLV.

La verifica a pressoflessione si esegue confrontando il momento sollecitante allo SLV con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare e nell'ipotesi di diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0.85 f_d$, tale momento ultimo è calcolato come segue :

$$M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

Dove :

- l è la lunghezza della parete e t lo spessore, pari rispettivamente a 7.3 e 0.3 metri;
- $\sigma_0 = P/lt$, è la tensione di compressione verticale media sulla sezione dovuta alla forza assiale P ;
- f_d è la resistenza di progetto a compressione, ricavata dalla media dei valori della tabella della circolare C.8.5.1 riportata nel capitolo 2.4.1 della presente tesi.

La verifica a taglio è stata eseguita confrontando il taglio sollecitante allo SLV con il taglio resistente, valutato per mezzo della seguente relazione:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove:

- l' è la lunghezza della parte compressa della parete e t lo spessore;
- f_{vd} è la resistenza a taglio di progetto pari a $F_{vd} = F_{vm0} + 0.4 \sigma_n$, con la resistenza media

a taglio in assenza di tensioni normali F_{Vm0} ricavata dalla media dei valori della tab. C8.5.1 della circolare.

Sono state sottoposte alle verifiche, per ogni caso di spinta, le due pareti del vano scala e il pilastro in muratura, evidenziati nella figura sottostante.

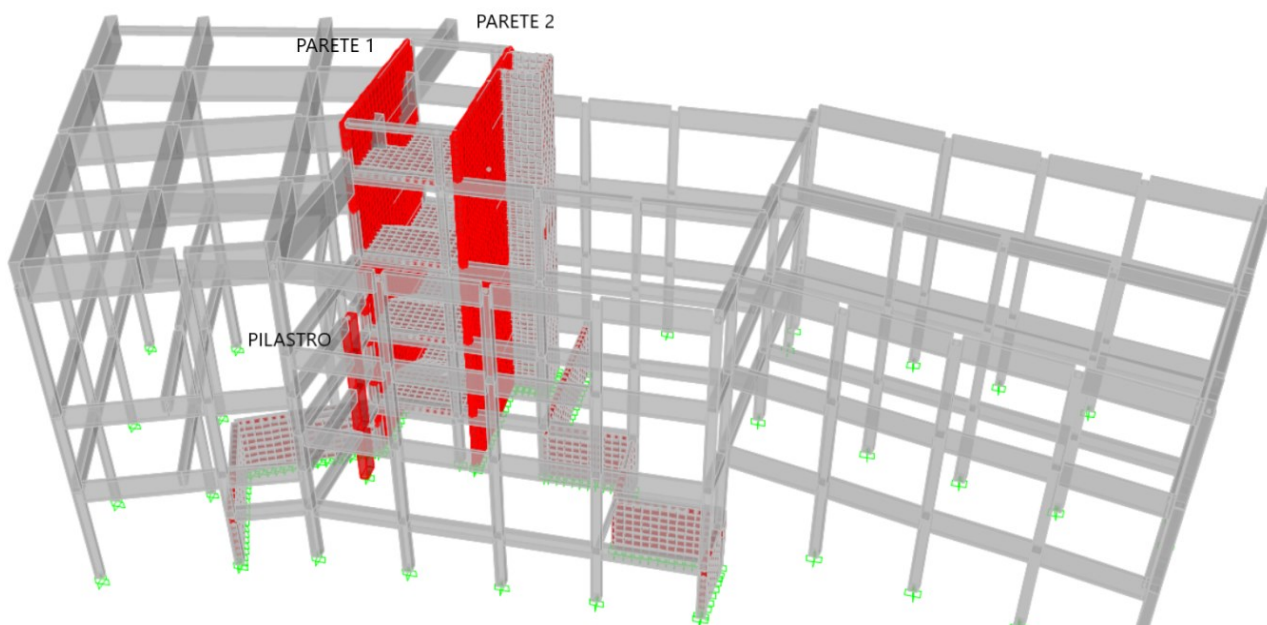


Figura 4. 19 Individuazione delle pareti in muratura sottoposte a verifica

Vengono riportati in seguito a titolo di esempio i risultati delle verifiche a pressoflessione e a taglio di una parete del vano scala per un caso di pushover allo SLV.

PARETE 1 SLV - PUSHMASSA Y+1					
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO	SectionCut	Msoll.	P	Mu	VERIFICA
	Text	KN-m	KN	KN-m	
	PARETE 1 Q. -4.75m	-1208.168	853.674	2702	
	PARETE 1 Q. -1m	-777.9838	750.616	2420	
	PARETE 1 Q. 2.65m	-401.2295	550.163	1836	
PARETE 1 Q. 6.4 m	373.883	174.729	620		

Figura 4. 20 Risultati della verifica a pressoflessione per la parete 1-caso pushmassa Y+1

PARETE 1 SLV - PUSHMASSA Y+1				
VERIFICA A TAGLIO	SectionCut	Vy	Vt	NON VERIFICA
	Text	KN	KN	
	PARETE 1 Q -4.75m	916.424	488	
	PARETE 1 Q. -1m	835.81	437	
	PARETE 1 Q. 2.65m	449.413	336	
PARETE 1 Q. 6.4 m	174.729	85		

Figura 4. 21 Risultati della verifica a taglio per la parete I-caso pushmassa Y+1

I risultati ottenuti dalle verifiche sugli elementi in muratura sono i seguenti:

- Le verifiche a taglio allo SLV per le due pareti in muratura del vano scala risultano non soddisfatte;
- Le verifiche a taglio allo SLV per il pilastro in muratura risultano non soddisfatte.

CAPITOLO 5

INTERVENTI PER LA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

In base ai risultati ottenuti dall'analisi statica non lineare condotta sull'edificio, nel presente capitolo si illustrano e mettono a confronto due possibili strategie di intervento, una tradizionale e una di protezione passiva tramite dissipazione di energia, che consentano di incrementare i valori degli indici di rischio in modo da poter considerare l'edificio migliorato o adeguato sismicamente. Le NTC 2018 evidenziano che l'indice minimo di vulnerabilità sismica da raggiungere in caso di adeguamento degli edifici scolastici esistenti è 0.8, mentre per ottenere il miglioramento bisogna raggiungere un range di valori compreso tra 0.6 e 0.8.

In generale, qualora uno o più elementi resistenti non soddisfano la verifica, è opportuno ripristinare/aumentare la capacità dell'elemento/meccanismo così da ottenere un maggiore livello di sicurezza nei confronti dei carichi, siano essi gravitazionali o sismici. Nella pratica sono possibili numerosi tipi di interventi, alcuni più tradizionali altri più innovativi; a ciascuno corrisponde una ben precisa prestazione, che può aumentare la rigidità, la resistenza, la duttilità o un'opportuna combinazione di queste. Gli interventi sono calibrati in funzione delle criticità riscontrate in un edificio.

L'analisi di vulnerabilità dell'edificio in esame ha evidenziato le seguenti problematiche:

- Alcuni elementi strutturali si sono già plasticizzati per la sola azione dei carichi verticali (vd. Cap. 3.3), pertanto è necessario eseguire interventi per il ripristino della capacità portante dell'edificio sotto i carichi gravitazionali prima di valutare la risposta sismica;
- Le analisi pushover hanno rilevato valori di indice di rischio sotto la soglia minima prevista dalla normativa;
- Le pareti in muratura del vano scala e il pilastro in muratura non verificano a taglio allo SLV;
- I pilastri N. 5 e 18 del vano scala, sotto l'azione sismica vanno in trazione raggiungendo in alcuni casi d'analisi lo sforzo ultimo di trazione, attivando un meccanismo di collasso fragile.

Da tali riscontri è emersa la necessità di sottoporre l'edificio a interventi di riduzione della vulnerabilità sismica.

Lo scopo di un intervento di adeguamento o miglioramento è quello di avvicinare la capacità della struttura alla domanda sismica prevista da normativa e di ridurre così la vulnerabilità dell'edificio. Tale obiettivo è raggiungibile in due modi (schematizzati in Figura 5.1):

- Intervento tradizionale, volto ad incrementare la capacità sismica globale della struttura, aumentando le caratteristiche di duttilità e/o resistenza degli elementi più vulnerabili;
- Intervento di dissipazione, volto a sanare le criticità riscontrate e parallelamente a ridurre la domanda sismica mediante tecniche di protezione passiva, come l'isolamento sismico o la dissipazione di energia.

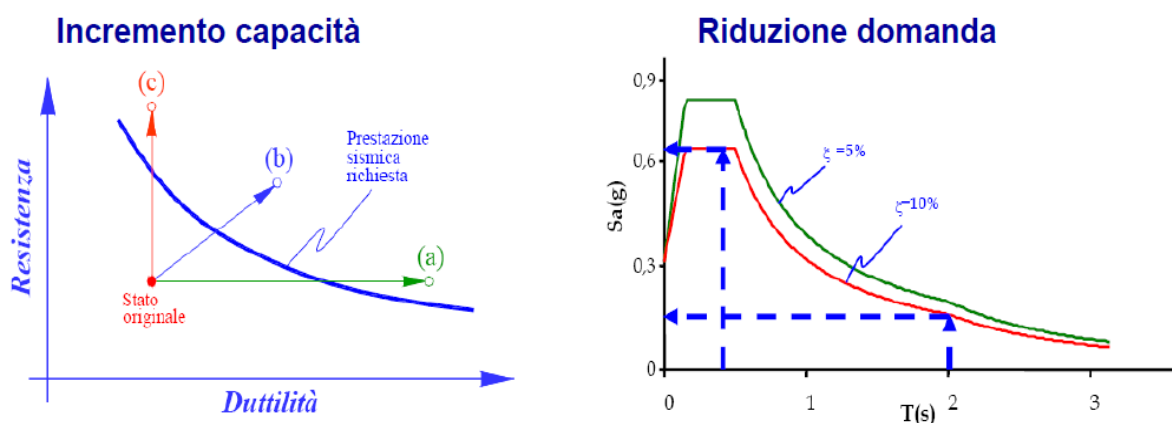


Figura 5.1 Strategie di riduzione della vulnerabilità sismica

Nel presente studio vengono considerate entrambe le strategie per poi compararle al fine di valutare i rispettivi valori di indice di rischio che si riescono a raggiungere.

5.1. IPOTESI DI INTERVENTO TRADIZIONALE

Con questa ipotesi viene aumentata la capacità della struttura attraverso l'impiego delle seguenti tecniche di intervento convenzionali:

- Interventi locali per il ripristino della capacità per i carichi gravitazionali, quali incamiciature in c.a. o l'installazione di profili metallici di sostegno;
- Interventi globali per aumentare la capacità e la duttilità dell'intero edificio sotto l'azione sismica, quali controventi elastici. Si è provveduto a sostituire le pareti in muratura del vano scala con strutture in acciaio controventate.

Vengono pertanto previsti interventi locali di rinforzo per gli elementi strutturali evidenziati in figura 5.2, nei quali si formavano cerniere plastiche allo step 0 dell'analisi pushover, per solo effetto dei carichi gravitazionali (29 cerniere rosa nel tratto B-IO, fra elastico e operativo, 14 cerniere blu nel tratto IO-LS, fra operativo e sicurezza per la vita).

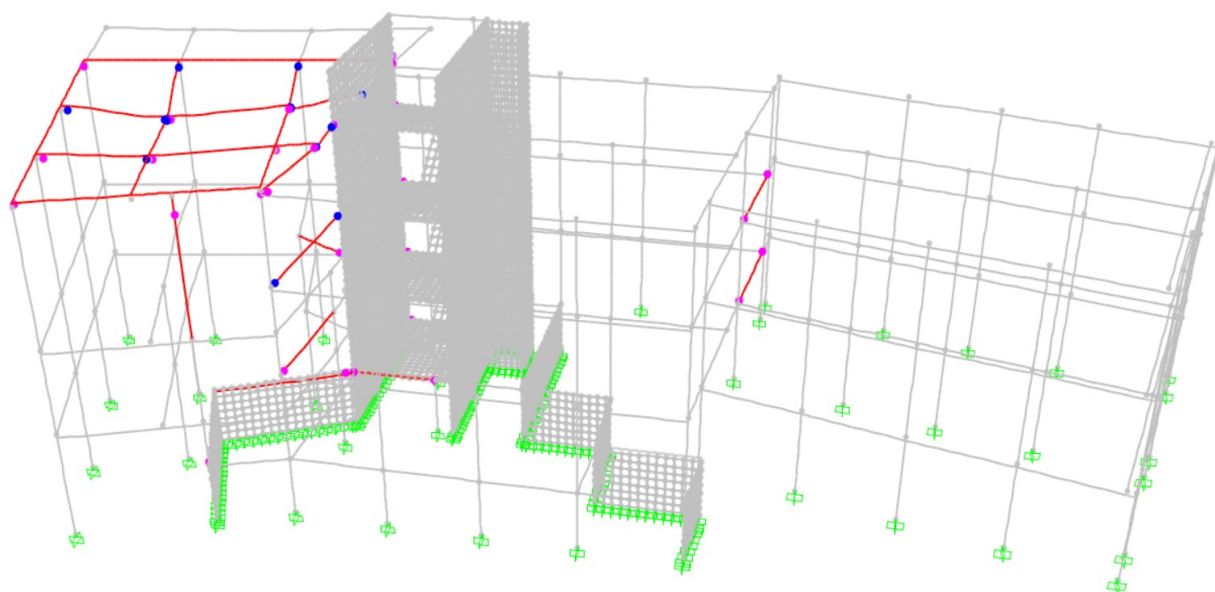


Figura 5.2 Individuazione degli elementi plasticizzati per i soli carichi gravitazionali per cui sono previsti interventi di rinforzo

Viste le diffuse plasticizzazioni manifestate per i soli carichi verticali, è indispensabile risolvere tale problematica prima di fare qualsiasi valutazione sul miglioramento della risposta sismica.

Con tale intervento è stata ripristinata la capacità per i carichi gravitazionali, infatti allo step 0 dell'analisi non si forma più alcuna cerniera.

Si è poi ipotizzato di intervenire per migliorare la capacità globale della struttura con l'inserimento di controventi elastici. L'intervento pensato consiste nella demolizione delle pareti in muratura del vano scala e nella realizzazione di strutture in acciaio controventate. Viene inoltre sostituito il pilastro in muratura, per il quale le verifiche non erano soddisfatte, con un pilastro in acciaio.

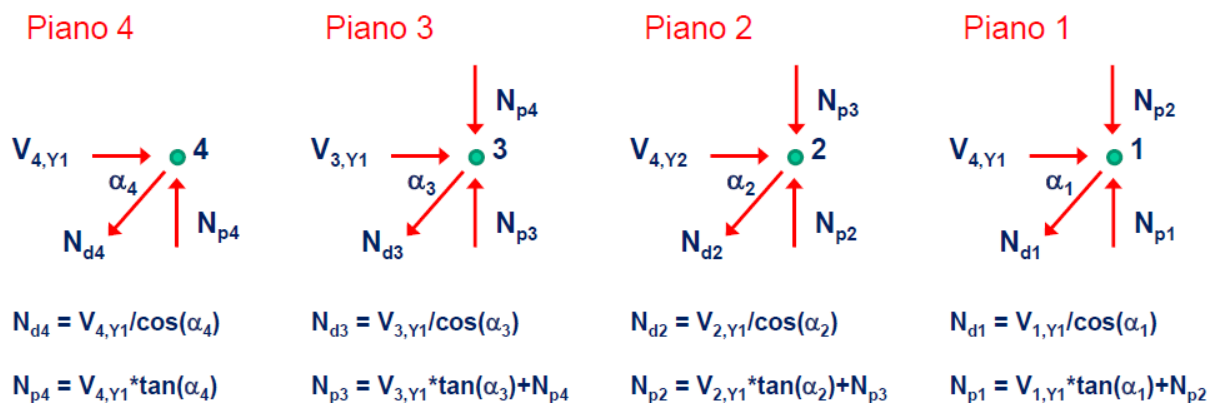
I controventi offrono localmente una protezione nei confronti del collasso di elementi fragili in c.a. posti nelle vicinanze e allo stesso tempo permettono un incremento della duttilità globale. L'obiettivo di un intervento di inserimento di controventi elastici è l'aumento di rigidità e resistenza, che equivale a una riduzione degli spostamenti e del danneggiamento, provocando per contro una riduzione dell'energia dissipata e un aumento delle accelerazioni.

L'utilizzo di controventi in acciaio elastici come tecnica di intervento sulle strutture esistenti in c.a. offre diversi vantaggi:

- riduzione del periodo di inagibilità dell'edificio a causa dei lavori, visto che la maggior parte di questi è realizzata in officina;
- costi più contenuti e facilità di messa in opera;
- possibilità di ridurre al minimo l'alterazione architettonica dell'edificio;
- possibilità di facile rimozione.

La progettazione del sistema di controventi dovrà essere studiata in modo tale da garantire un comportamento elastico di questi per il sisma allo SLV.

La tipologia di controventi valutata è a diagonale tesa e compressa attiva e il loro inserimento è previsto soltanto lungo Y. Le strutture controventate sono state dimensionate con le seguenti azioni:



Dove:

- $V_{i,y}$ sono i Tagli di piano agenti sulla parete in muratura, presi allo step dell'analisi pushover corrispondente allo SLV. Essendo previsti due controventi lungo Y, i tagli di piano con i quali viene dimensionata ogni singola struttura in acciaio sono divisi per due;
- N_{di} e N_{pi} sono le azioni con cui vengono dimensionati rispettivamente i controventi e i pilastri in acciaio. Essendo ogni struttura controventata costituita da due pilastri in acciaio, l'azione N_{pi} dovrà essere divisa per due per il dimensionamento di ogni singolo pilastro.

Vengono riportati i risultati delle sollecitazioni:

$\alpha_1 =$	58°	$N_{d1} =$	320 kN	$N_{p1} =$	762 kN
$\alpha_2 =$	57°	$N_{d2} =$	287 kN	$N_{p2} =$	490 kN
$\alpha_3 =$	58°	$N_{d3} =$	219 kN	$N_{p3} =$	250 kN
$\alpha_4 =$	61°	$N_{d4} =$	73 kN	$N_{p4} =$	64 kN

Figura 5.3 Risultati delle sollecitazioni con le quali vengono dimensionati i controventi e i pilastri in acciaio

Viene impiegato un acciaio S275 e vengono utilizzati i seguenti profilati metallici:

- profilati tubolari in acciaio a sezione circolare di diametro 219.1 mm e spessore 5.9 mm, aventi una sezione di 3950 mm², per i controventi in tutti i piani dell'edificio;
- travi HE220A, con una sezione di 6434 mm² per i pilastri;
- travi HE220A per le travi di collegamento.

Sia i controventi che i pilastri, dopo essere stati dimensionati con le azioni sopra riportate, sono stati sottoposti alle verifiche di stabilità per gli elementi compressi e per entrambi le verifiche risultano soddisfatte. Inoltre, il pilastro in muratura viene sostituito con un pilastro in acciaio costituito da un profilo HE160A, dimensionato a compressione con lo sforzo assiale agente sul pilastro in muratura da sostituire e verificato a stabilità.

Dato che sia per i controventi che per i pilastri si sono utilizzate delle sezioni con area resistente di gran lunga maggiore di quella necessaria, occorre precisare che la scelta dei profilati utilizzati, oltre che dal dimensionamento e dalle verifiche di stabilità, è stata condizionata dal voler riprodurre la rigidezza che l'edificio aveva inizialmente con le pareti in muratura, in modo da non sconvolgere il comportamento dinamico dell'edificio, come si evince dal confronto tra l'analisi modale pre- intervento e post-intervento descritta nel capitolo 5.1.1.

Vengono riportate di seguito delle rappresentazioni tridimensionali della struttura controventata.

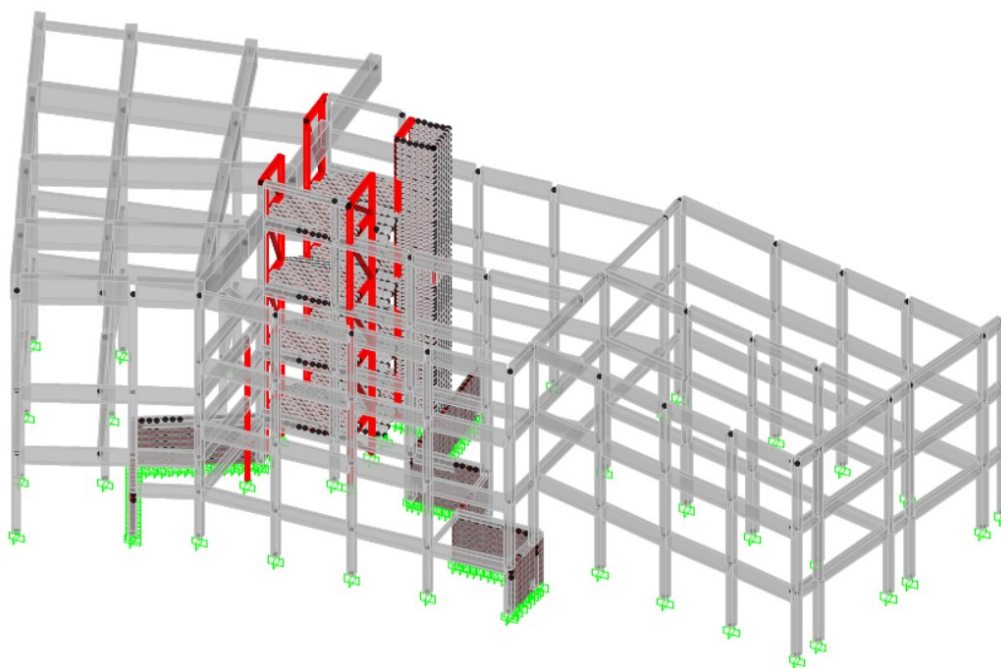


Figura 5. 4 Vista 3D del modello post-intervento

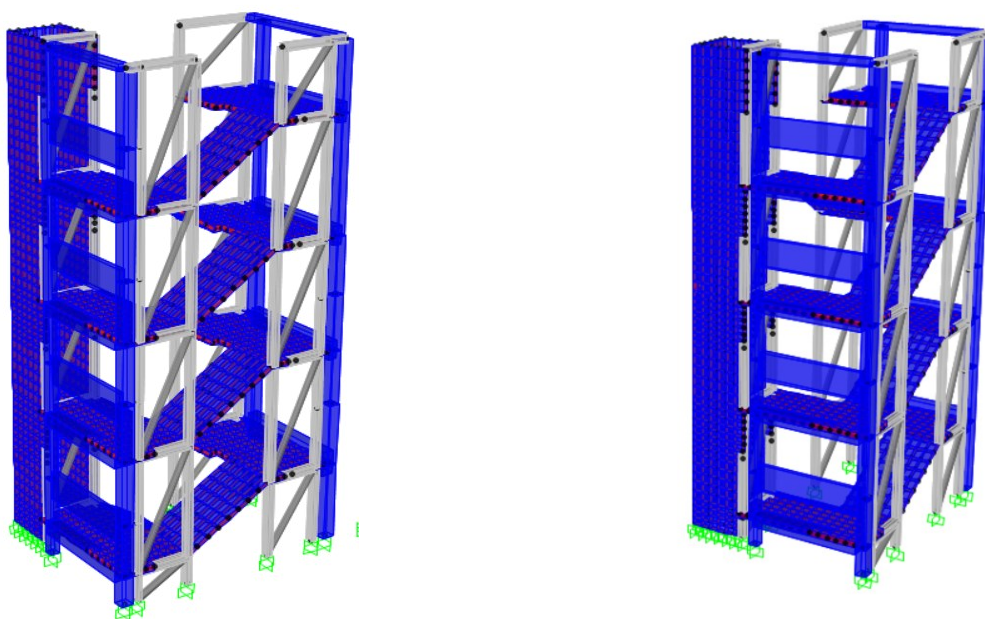


Figura 5.5 Vista 3D del vano scala con l'inserimento della struttura in acciaio

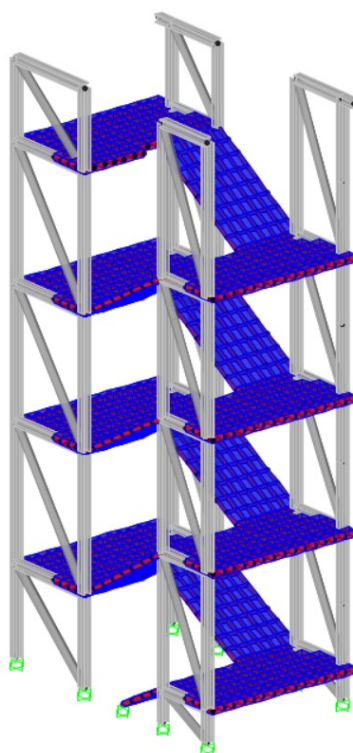


Figura 5.6 Vista 3D della sola struttura in acciaio e della scala

5.1.1 Risultati dell' Analisi Modale post-intervento

Vengono riportati di seguito i risultati dell'analisi modale prima e dopo l'intervento, in modo da poter valutare come è cambiato il comportamento dinamico dell'edificio con l'inserimento del sistema di controventi elastici.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.720684	0.01678	0.08603	0.000003712	0.01678	0.08603	0.000003712	0.00637	0.00013	0.68335	0.00637	0.00013	0.68335
MODAL	Mode	2	0.576336	0.72982	0.02537	0.00007591	0.7466	0.1114	0.00007962	0.0039	0.02275	0.00863	0.01027	0.02288	0.69198
MODAL	Mode	3	0.484035	0.01395	0.659	0.00008869	0.76055	0.7704	0.00017	0.08543	0.00075	0.09533	0.0957	0.02364	0.7873
MODAL	Mode	4	0.264556	0.00986	0.00338	0.00055	0.77041	0.77378	0.00072	0.00071	0.00698	0.10945	0.09641	0.03061	0.89676
MODAL	Mode	5	0.254112	0.00166	0.00698	0.00192	0.77207	0.78075	0.00264	0.04081	0.00246	0.01128	0.13723	0.03308	0.90804
MODAL	Mode	6	0.216709	0.00015	0.00102	0.00001485	0.77222	0.78178	0.00265	0.0008	0.00049	0.00025	0.13803	0.03357	0.90829
MODAL	Mode	7	0.205484	0.10715	0.01136	0.00022	0.87937	0.79313	0.00287	0.0202	0.03176	0.00467	0.15823	0.06533	0.91295
MODAL	Mode	8	0.184646	0.00567	0.0655	0.00007594	0.88503	0.85863	0.00295	0.1132	0.00104	0.0212	0.27143	0.06637	0.93415
MODAL	Mode	9	0.178054	0.00002302	0.00329	0.00162	0.88506	0.86192	0.00456	0.00065	0.00434	0.00135	0.27208	0.07071	0.9355
MODAL	Mode	10	0.170683	0.00017	0.01809	0.0054	0.88522	0.88001	0.00996	0.01472	0.00227	0.00732	0.2868	0.07298	0.94282
MODAL	Mode	11	0.138679	0.00036	0.00011	0.10361	0.88559	0.88013	0.11357	0.00646	0.10345	0.00092	0.29326	0.17643	0.94374
MODAL	Mode	12	0.136014	0.01474	0.02341	0.00212	0.90032	0.90354	0.11569	0.01553	0.00012	0.02553	0.30879	0.17655	0.96927
MODAL	Mode	13	0.125739	0.01776	0.01096	0.0003	0.91808	0.9145	0.11599	0.00656	0.00325	0.00147	0.31535	0.17979	0.97075
MODAL	Mode	14	0.121054	0.00124	0.00015	0.01735	0.91933	0.91465	0.13334	0.00485	0.00243	0.0002	0.3202	0.18223	0.97094
MODAL	Mode	15	0.118235	0.00744	0.0021	0.0002	0.92676	0.91675	0.13354	0.00548	0.00149	0.00704	0.32568	0.18372	0.97798

Figura 5.7 Risultati analisi modale pre-intervento

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.742938	0.02007	0.01285	0.000001258	0.02007	0.01285	0.000001258	2.13E-05	0.00015	0.75391	2.13E-05	0.00015	0.75391
MODAL	Mode	2	0.6223	0.00967	0.73676	0.00003976	0.02975	0.7496	0.00004102	0.08764	0.0005	0.01718	0.08766	0.00065	0.77109
MODAL	Mode	3	0.568451	0.73256	0.01571	0.0000172	0.7623	0.76531	0.00005823	0.0016	0.02097	0.01958	0.08927	0.02162	0.79067
MODAL	Mode	4	0.270939	0.0123	0.00023	0.0000776	0.7746	0.76554	0.00014	0.0021	0.00392	0.13082	0.09137	0.02555	0.9215
MODAL	Mode	5	0.231854	0.00034	0.1138	0.00032	0.77494	0.87934	0.00045	0.17571	0.00124	0.00085	0.26707	0.02679	0.92235
MODAL	Mode	6	0.208656	0.00291	0.00347	0.00417	0.77784	0.88281	0.00462	0.01353	0.00399	7.85E-05	0.2806	0.03078	0.92243
MODAL	Mode	7	0.204461	0.10225	0.00196	0.0002	0.88009	0.88477	0.00482	8.07E-05	0.03188	0.01357	0.28068	0.06266	0.936
MODAL	Mode	8	0.180872	3.605E-06	3.51E-05	0.00028	0.88009	0.8848	0.00511	0.00011	0.00072	2.04E-07	0.28078	0.06338	0.936
MODAL	Mode	9	0.158665	0.00001986	5.21E-05	0.00307	0.88011	0.88486	0.00818	0.0064	0.00119	5.88E-05	0.28719	0.06458	0.93606
MODAL	Mode	10	0.156485	1.124E-06	6.96E-05	0.0000786	0.88011	0.88493	0.00825	1.75E-05	4.78E-05	3.82E-05	0.28721	0.06462	0.9361
MODAL	Mode	11	0.152598	0.00001007	4.72E-06	0.0004	0.88013	0.88493	0.00866	0.0008	0.00235	2.72E-05	0.28801	0.06697	0.93613
MODAL	Mode	12	0.138979	0.0168	0.00533	1.724E-07	0.89693	0.89026	0.00866	0.00047	0.00395	0.03102	0.28848	0.07092	0.96715
MODAL	Mode	13	0.131177	0.00572	0.02904	0.0000956	0.90265	0.9193	0.00875	0.02336	0.00251	0.00433	0.31184	0.07343	0.97148
MODAL	Mode	14	0.12438	0.01545	0.00296	0.0025	0.9181	0.92226	0.01125	0.00619	2.36E-05	0.00701	0.31804	0.07345	0.97849
MODAL	Mode	15	0.121983	0.00026	0.0002	0.15053	0.91835	0.92247	0.16178	0.00615	0.1574	0.00011	0.32419	0.23085	0.9786

Figura 5.8 Risultati analisi modale post-intervento

Dal confronto tra i risultati dell'analisi modale prima e dopo l'intervento di sostituzione delle pareti in muratura con sistema di controventi lungo Y, è possibile fare le seguenti osservazioni:

- Il primo periodo rimane rotazionale, mentre il secondo diventa traslazionale lungo Y e il terzo traslazione lungo X;
- I primi tre modi di vibrare rimangono sostanzialmente disaccoppiati;
- I periodi dei modi di vibrare rotazionale e traslazionale lungo X rimangono pressoché

invariati mentre il periodo del modo di vibrare lungo Y, direzione nella quale sono inseriti i controventi, aumenta da 0.48 a 0.62 secondi. Vi è quindi una diminuzione di rigidezza inevitabile a causa della demolizione di due pareti in muratura. Come già anticipato nel capitolo 5.1, nel dimensionamento dei profilati metallici utilizzati per la struttura controventata si è cercato di mantenere contenuta tale differenza di rigidezza, aumentando le sezioni dei profili scelti rispetto quelli strettamente necessari.

- In tutti e tre i primi modi di vibrare vi è un aumento della massa partecipante lungo le direzioni considerate.

Da tali osservazioni si deduce che la struttura mantiene un buon comportamento dinamico.

5.1.2 Risultati delle Analisi Pushover della struttura post-intervento

Vengono di seguito riportati i risultati delle analisi pushover per ogni direzione, verso e per entrambe le distribuzioni di carico (pushmassa e pushmodo). Vengono cioè illustrate le curve di capacità (Taglio alla base V – Spostamento del p.to di controllo d_c) e i valori di indice di rischio ottenuti con l'intervento di inserimento dei sistemi controventati.

PUSHMASSA X+I

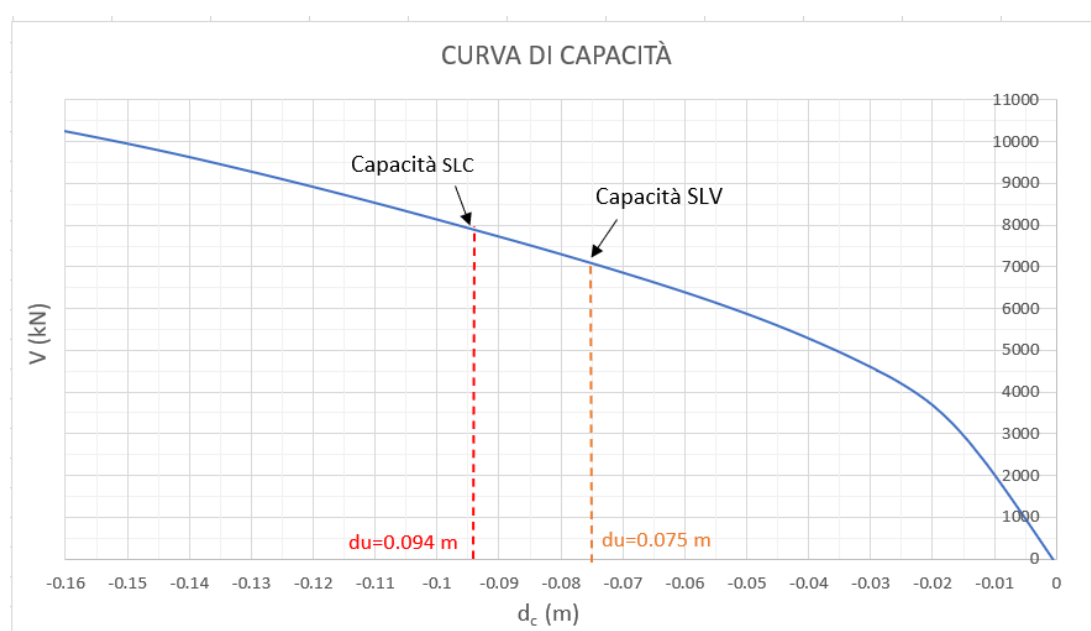


Figura 5.9 Curva di capacità per il caso di spinta pushmassa X+I

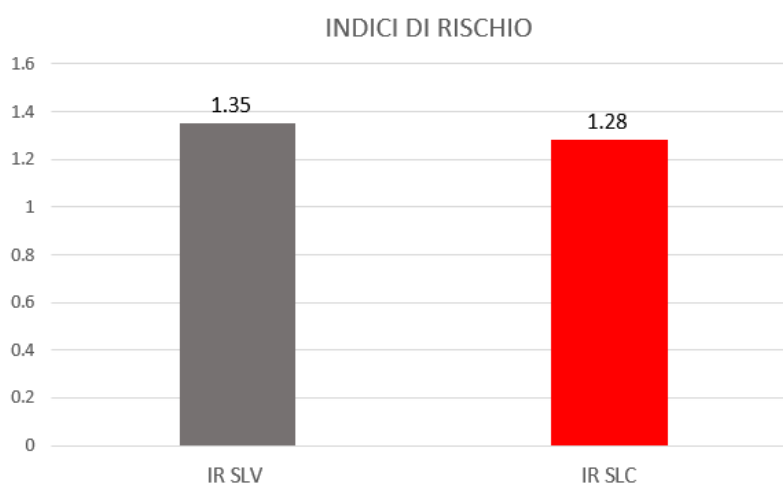


Figura 5.10 Indici di rischio per il caso di spinta pushmassa X+I

PUSHMASSA X-1

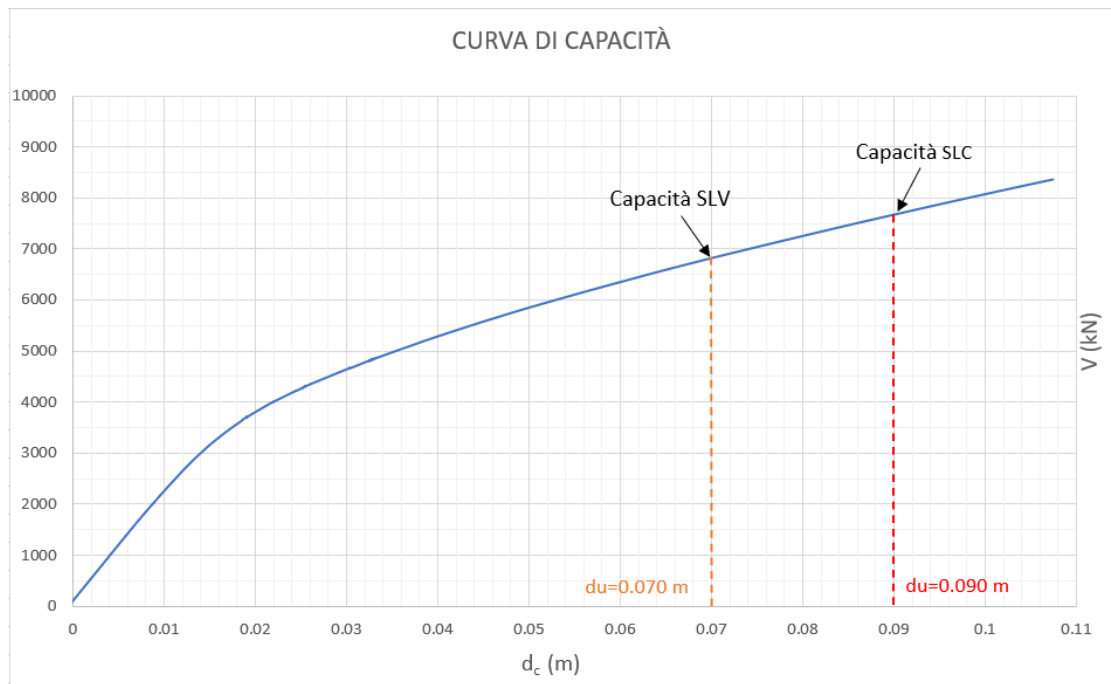


Figura 5. 11 Curva di capacità per il caso di spinta pushmassa X-1

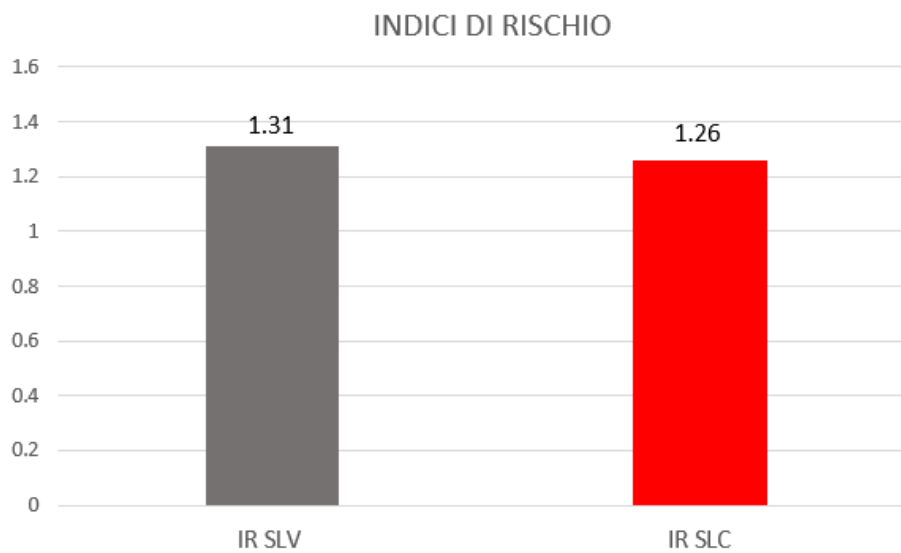


Figura 5. 12 Indici di rischio per il caso di spinta pushmassa X-1

PUSHMODO X+1

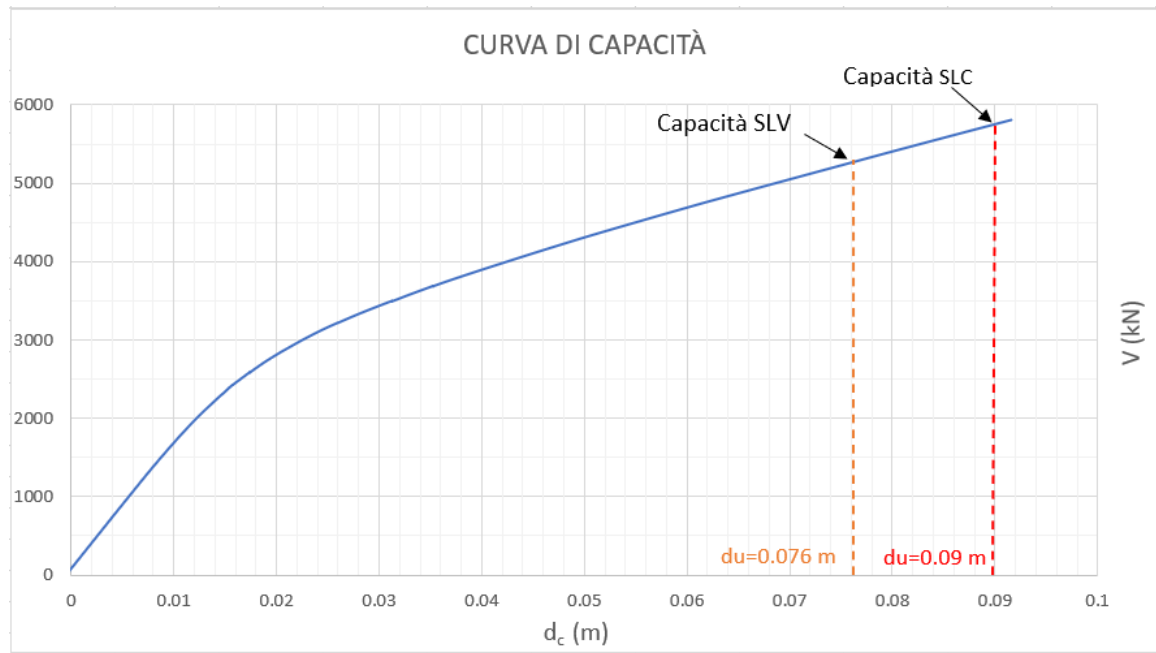


Figura 5.13 Curva di capacità per il caso di spinta pushmodo X+1

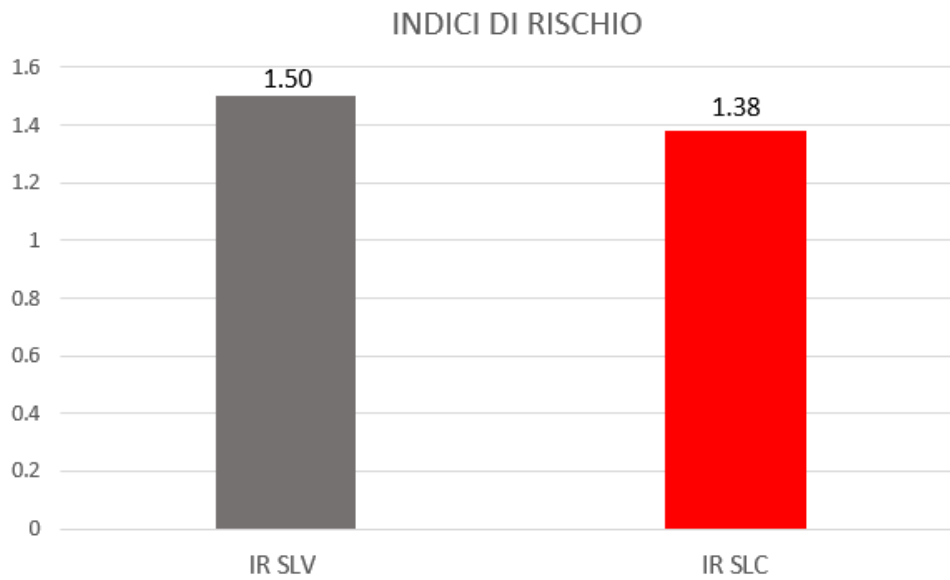


Figura 5.14 Indici di rischio per il caso di spinta pushmodo X+1

PUSHMODO X-1

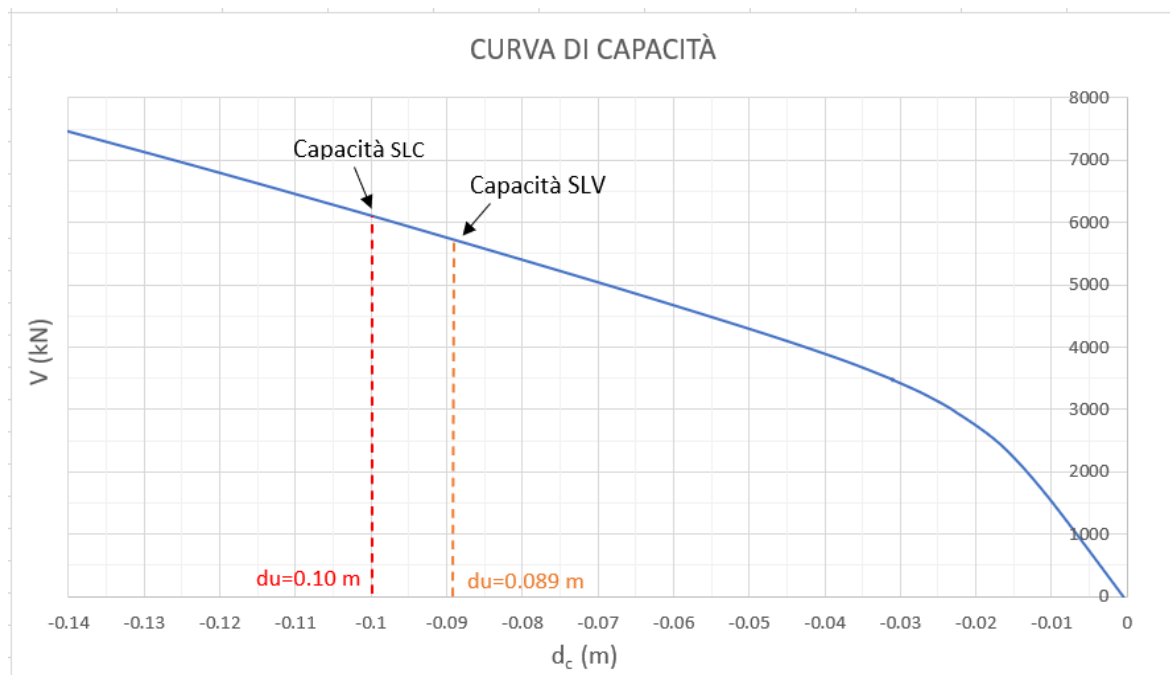


Figura 5.14 Curva di capacità per il caso di spinta pushmodo X-1

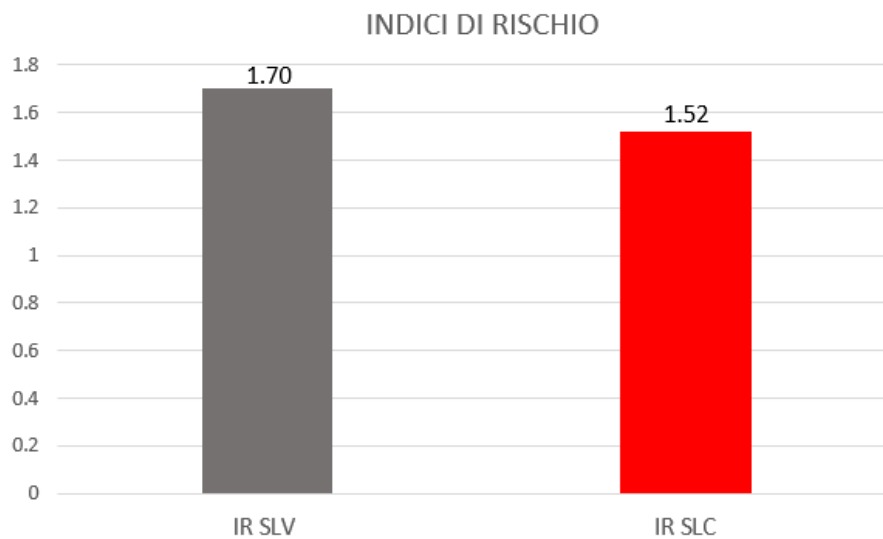


Figura 5.15 Indici di rischio per il caso di spinta pushmodo X-1

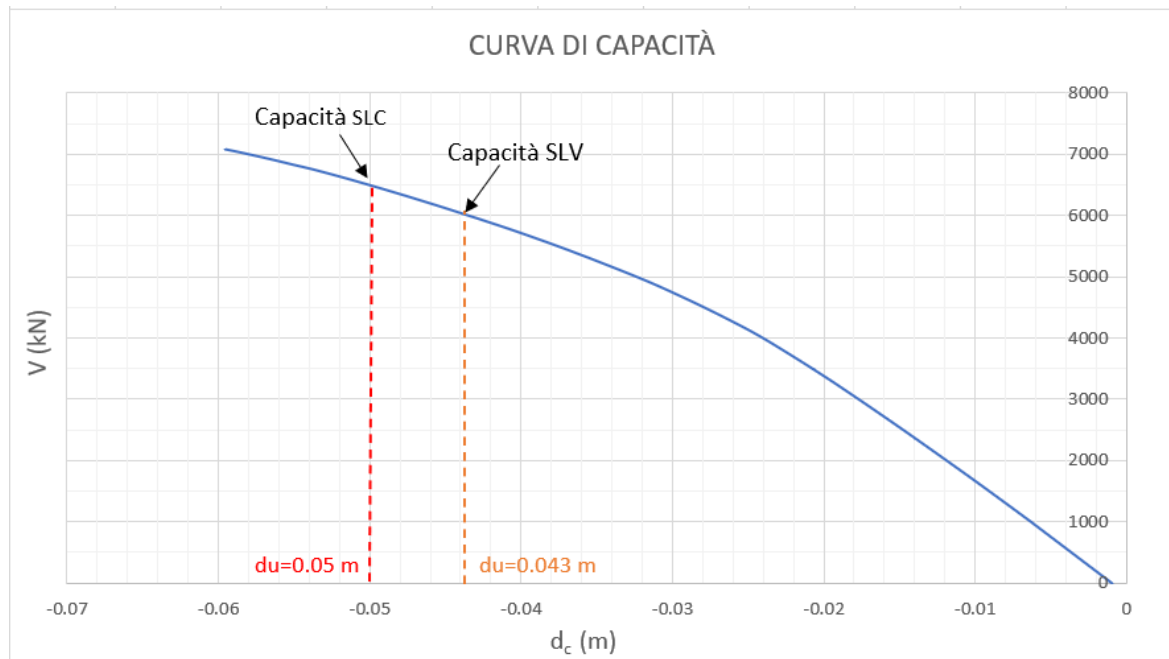


Figura 5.16 Curva di capacità per il caso di spinta pushmassa Y+I

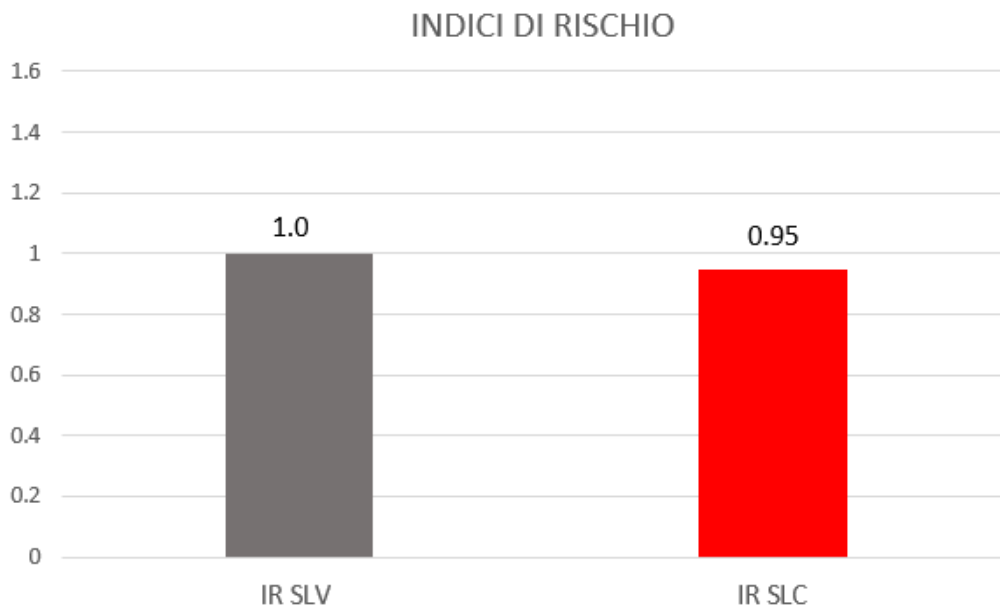


Figura 5.17 Indici di rischio per il caso di spinta pushmassa Y+I

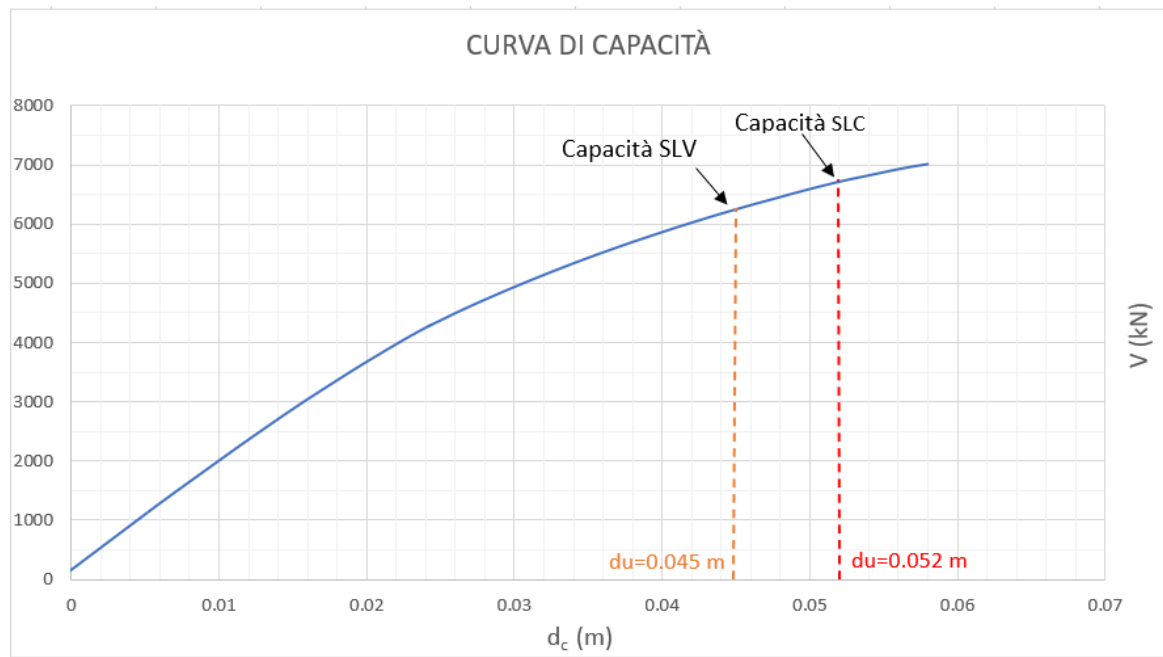


Figura 5. 18 Curva di capacità per il caso di spinta pushmassa Y-1

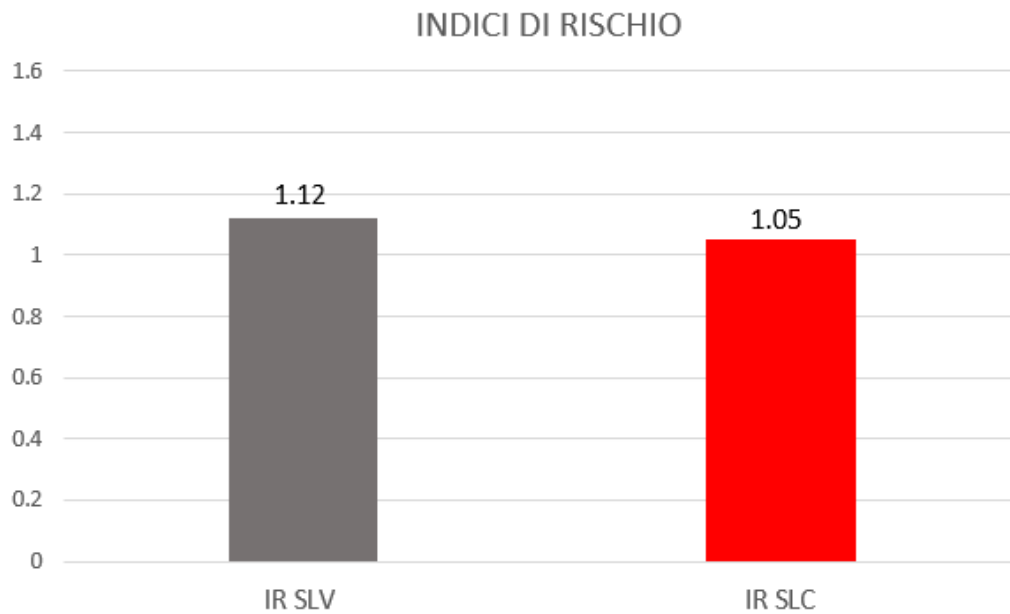


Figura 5. 19 Indici di rischio per il caso di spinta pushmassa Y-1

PUSHMODO Y+1

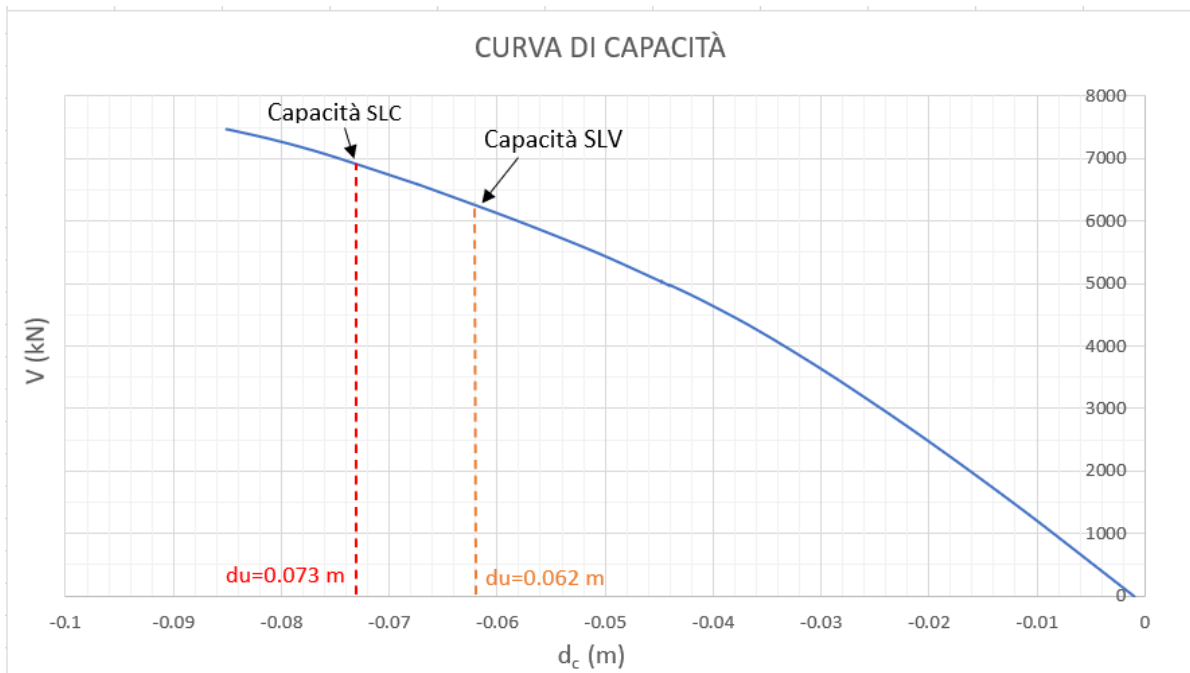


Figura 5. 20 Curva di capacità per il caso di spinta pushmodo Y+1

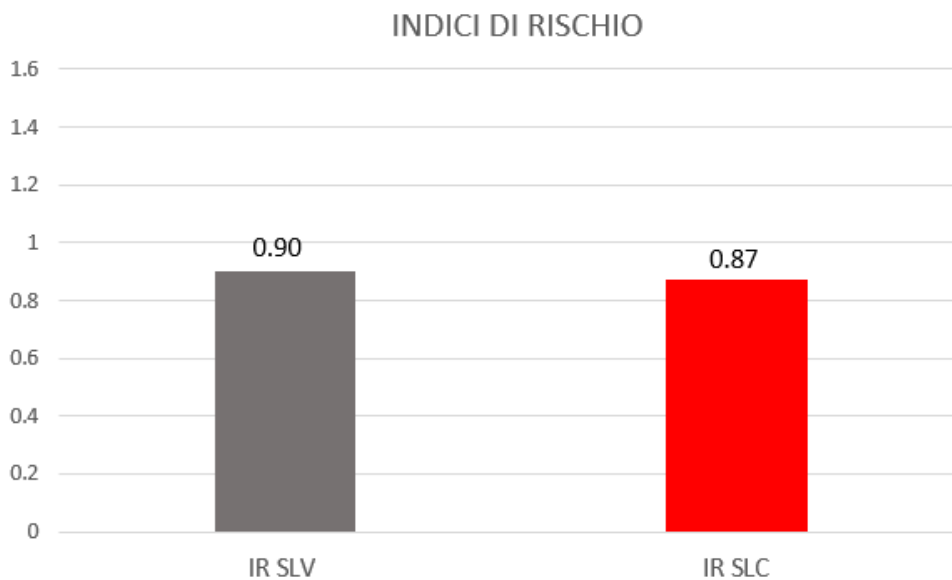


Figura 5. 21 Indici di rischio per il caso di spinta pushmodo Y+1

PUSHMODO Y-1

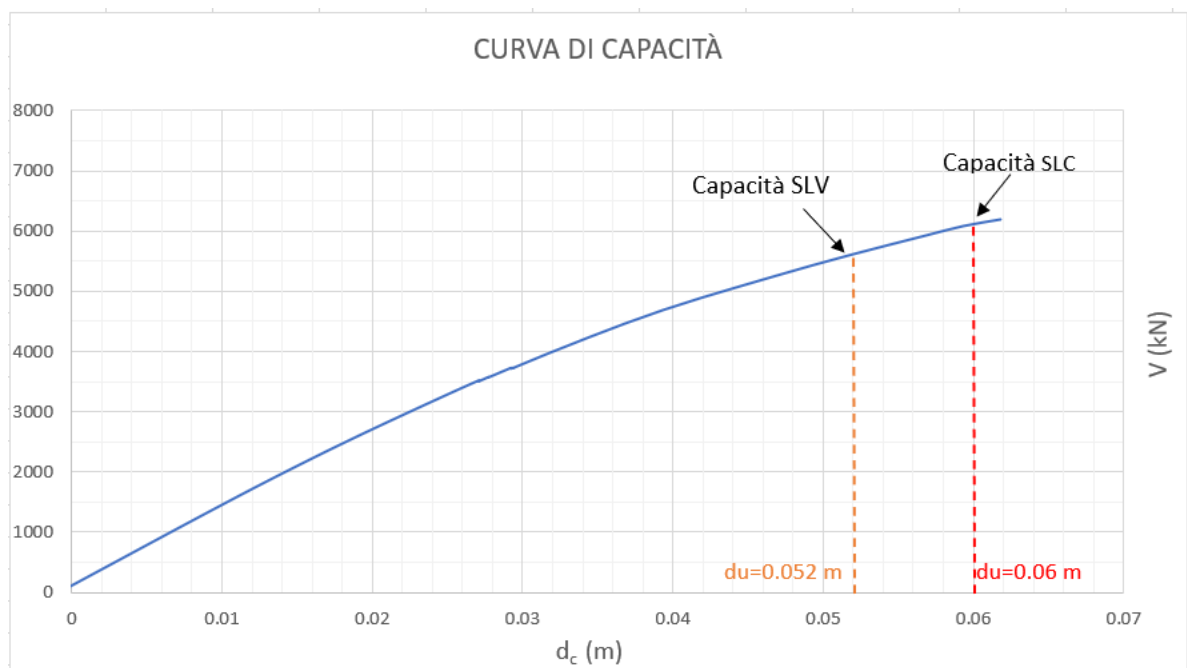


Figura 5. 21 Curva di capacità per il caso di spinta pushmodo Y-1

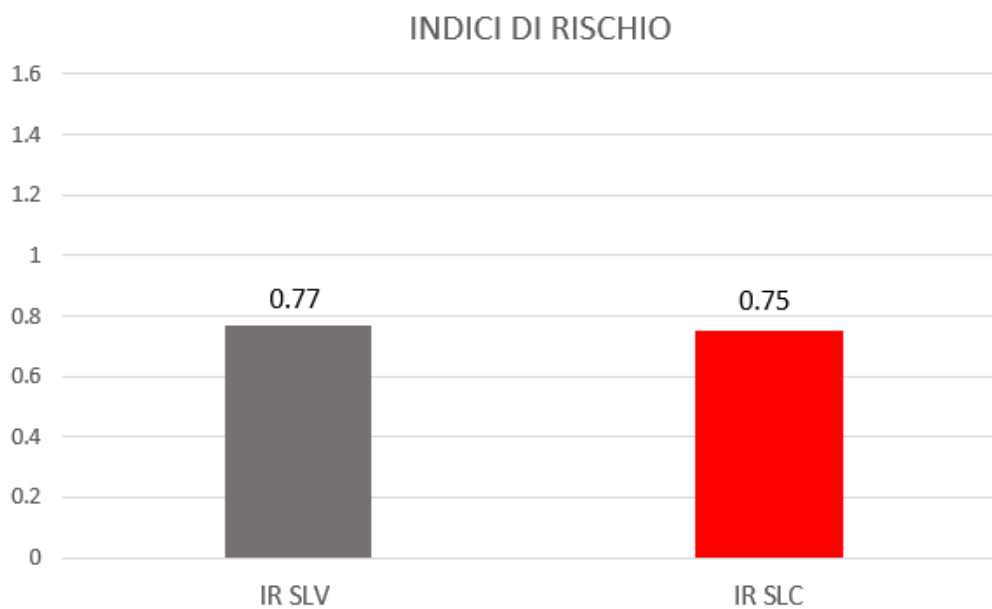


Figura 5. 22 Indici di rischio per il caso di spinta pushmodo Y-1

Dai risultati dell'analisi pushover post-intervento di inserimento di controventi elastici, volto a incrementare la capacità dell'edificio, è possibile affermare quanto segue:

- Con interventi locali di rinforzo di alcuni elementi strutturali è stata ripristinata la capacità della struttura per i carichi gravitazionali;
- I controventi offrono localmente una protezione nei confronti del collasso di elementi fragili in c.a. posti nelle loro vicinanze, infatti i pilastri 5 e 18 non manifestano più un comportamento fragile a trazione;
- Con un unico intervento localizzato sono state risolte le problematiche relative al comportamento a taglio delle murature, rimuovendo le stesse, ed è aumentata la capacità globale della struttura nei confronti dell'azione sismica in quanto sono incrementati i valori degli indici di rischio. Infatti si sono raggiunti valori di Indice di rischio allo SLV e allo SLC maggiori di 1 per tutti i casi di spinta lungo X, a riprova che l'edificio offre una buona risposta all'azione sismica in tale direzione, mentre per i casi di spinta lungo Y si sono raggiunti valori di Indice di rischio minimi di 0.77 per lo SLV e 0.75 per lo SLC. Anche lungo Y viene conseguito il sostanziale miglioramento sismico dell'edificio. Il costo dell'intervento illustrato è di 35000 € per l'approvvigionamento dei materiali.

5.2. IPOTESI DI INTERVENTO DISSIPATIVO

La seconda ipotesi, più innovativa, consiste nel fare uno step ulteriore rispetto ai risultati ottenuti con l'intervento tradizionale. In questo caso infatti, oltre agli interventi di rinforzo locale di alcune travi e alla sostituzione delle parti in muratura con il sistema di pilastri e controventi in acciaio, si riduce la domanda sismica mediante tecniche di mitigazione della risposta, ovvero attraverso l'inserimento di dissipatori fluido viscosi in corrispondenza dei controventi elastici in acciaio.

Con i controventi elastici si ottiene un aumento di rigidezza e resistenza; collegando ad essi dispositivi di dissipazione si ha anche un incremento di energia dissipata.

Lo spostamento d'interpiano prodotto dal sisma attiva i dispositivi viscosi che, dissipando energia, scongiurano il manifestarsi di danni significativi sugli elementi strutturali. In tal modo la maggior parte dell'energia in entrata viene dissipata nei dispositivi trasformandosi in calore, mentre la funzione di irrigidimento e sostegno dei carichi verticali rimane attribuita alla struttura convenzionale.

Facendo riferimento agli spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti, il comportamento di una struttura dotata di dispositivi dissipativi, può essere interpretato osservando che l'introduzione del sistema di dissipazione produce un aumento dello smorzamento, che equivale a una riduzione della domanda sismica.

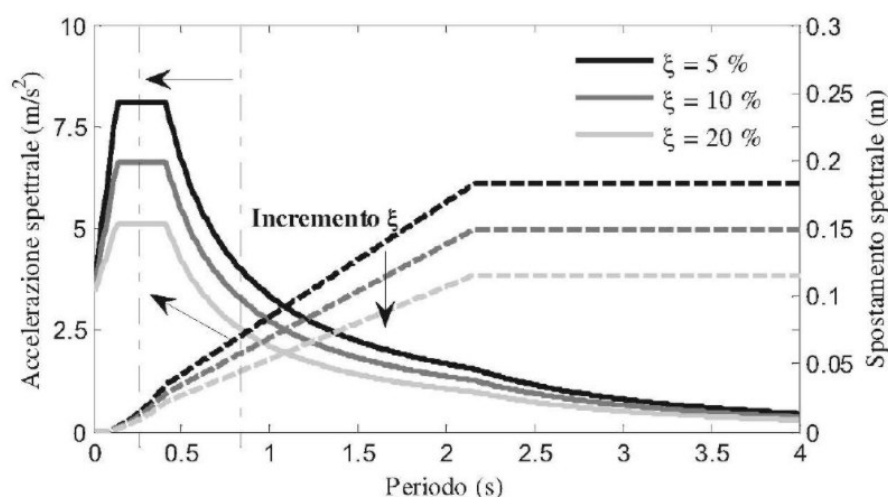


Figura 5. 23 Strategie di riduzione della domanda mediante dissipazione di energia

Si è ipotizzato l'inserimento di dispositivi dissipativi con uno smorzamento equivalente del 20 %. Facendo riferimento al metodo CSM per le verifiche allo SLV e allo SLC, dalle figure 5.24 e 5.25 riportate in seguito, è possibile notare come la curva di domanda si riduca inserendo dei dispositivi dissipativi con uno smorzamento aggiuntivo del 20%. Ne consegue che il Performance Point (punto in cui la capacità eguaglia la domanda) ottenuto con i controventi dissipativi si troverà ad uno spostamento minore rispetto a quello ottenuto con semplici controventi elastici.

Il confronto tra le due curve di domanda viene illustrato in figura per un caso di spinta.

Caso Pushmassa Y+1 SLV

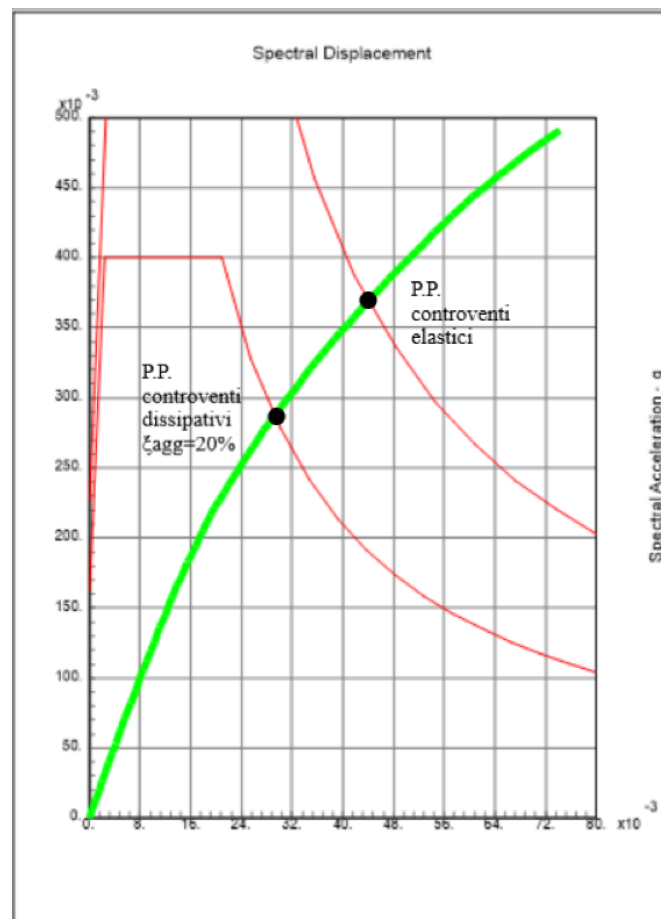


Figura 5. 24 Riduzione della curva di domanda con l'introduzione di dispositivi dissipativi- Caso pushmassa Y+1 SLV

Caso Pushmassa Y+1 SLC

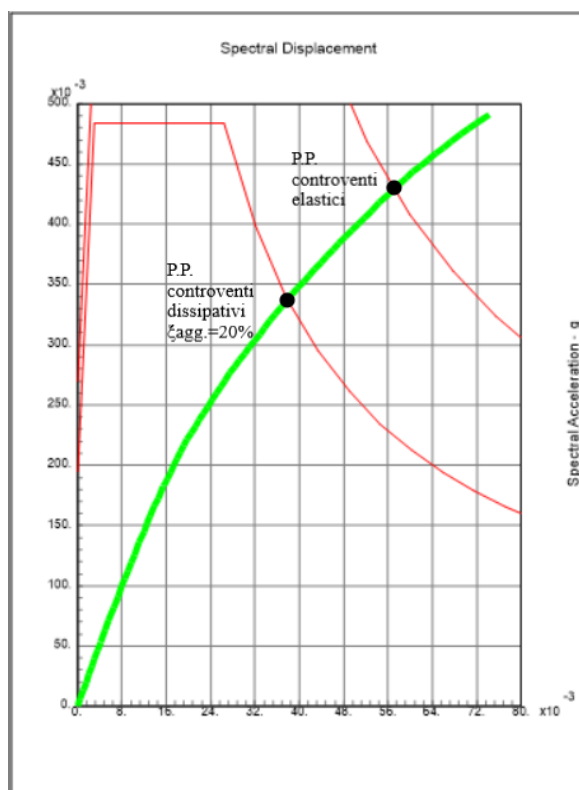


Figura 5. 25 Riduzione della curve di domanda con l'introduzione di dispositivi dissipativi-caso pushmassa Y+1 SLC

Ipotizzando quindi di voler incrementare lo smorzamento del 20%, i dispositivi dissipativi viscosi sono dimensionati come segue:

$$C_j = \frac{4\pi \xi_d \sum_i m_i \varphi_i^2}{T \sum_j f_j^2 \varphi_{ij}^2}$$

dove:

- C_j è il coefficiente di smorzamento dei dispositivi al j-esimo piano;
- ξ_d è lo smorzamento aggiuntivo che si vuole ottenere, pari al 20%;
- m_i la massa del piano i-esimo e φ_i lo spostamento modale orizzontale dell'i-esimo piano:

- T è il periodo del modo di vibrare fondamentale lungo Y ;
- f_j è il fattore di ingrandimento in funzione dello schema di installazione del dissipatore, pari nel caso del dissipatore posto lungo il controvento in diagonale a $\cos\alpha$, dove α è l'angolo di inclinazione del controvento, già definito nel capitolo 5.1.

Con il coefficiente C_j vengono poi determinate le forze F_i di piano con le quali saranno dimensionati i dispositivi di dissipazione viscosa:

$$F_i = C_j * d_{r,i} * \omega * \cos\alpha$$

dove $d_{r,i}$ è lo spostamento d'interpiano del piano i -esimo e ω la pulsazione del modo di vibrare lungo Y pari a $2\pi/T$.

Da tali calcoli è emerso che per raggiungere uno smorzamento equivalente del 20% è necessario installare 8 dissipatori, di cui 2 al primo piano da 400 kN e i sei restanti da 1200 kN. Tali dispositivi hanno un costo complessivo stimato di 15000 €. La disposizione è prevista in corrispondenza dei controventi evidenziati in rosso in figura sottostante.

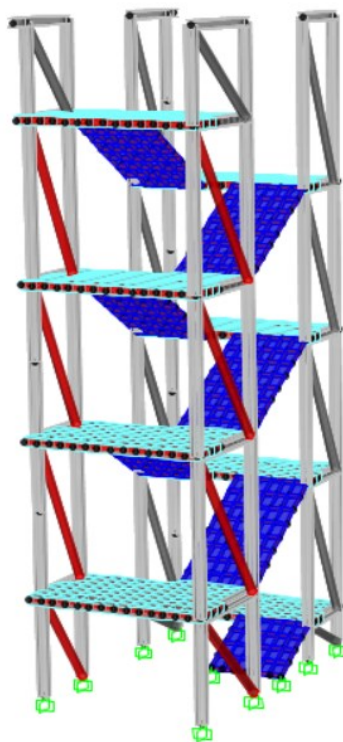


Figura 5.26 Individuazione dei controventi nei quali saranno installati i dissipatori



Figura 5.27 *Esempi applicativi di dispositivi viscosi come quelli previsti nella presente tesi*

Vengono riportati nel seguito i valori degli indici di rischio per i casi di spinta lungo Y, ottenuti con i soli controventi elastici e con l'inserimento dei dispositivi di dissipazione, in modo da poter confrontare i risultati nelle due ipotesi di intervento formulate.

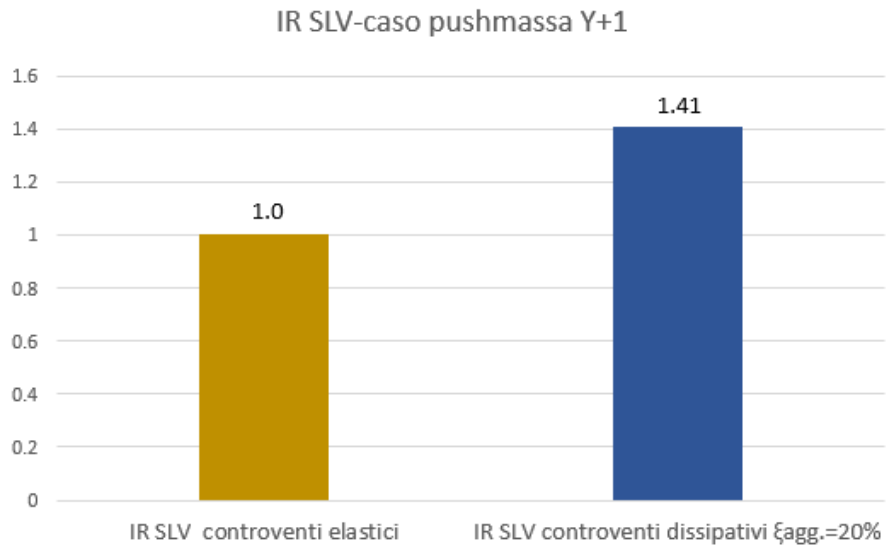


Figura 5. 28 Valori di indice di rischio allo SLV ottenuti con le due ipotesi d'intervento-caso pushmassa Y+1

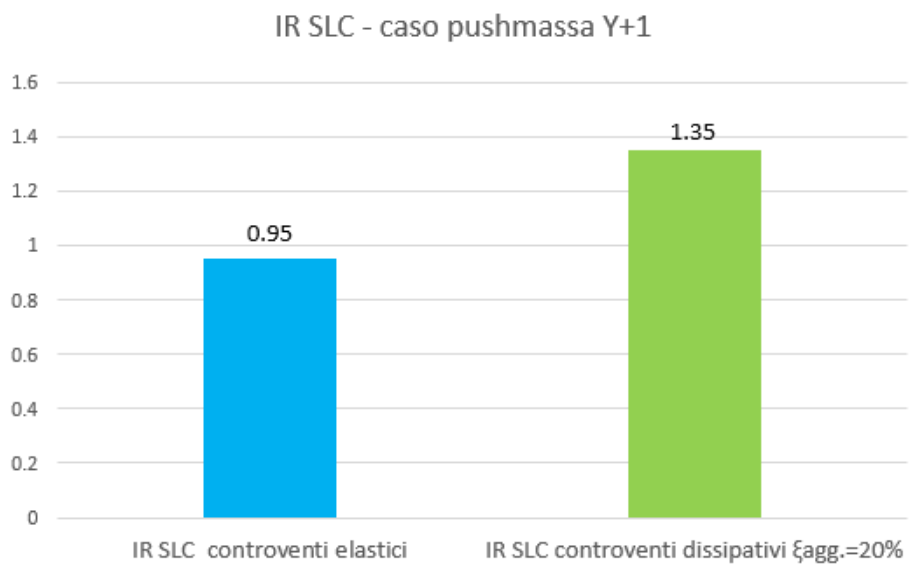


Figura 5. 29 Valori di indice di rischio allo SLC ottenuti con le due ipotesi d'intervento-caso pushmassa Y+1

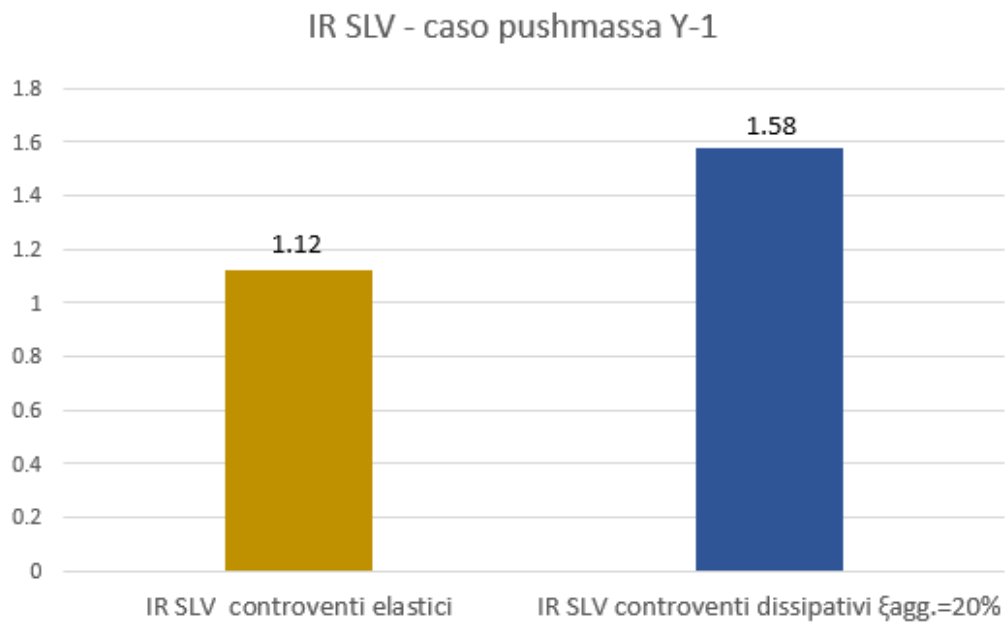


Figura 5. 30 Valori di indice di rischio allo SLV ottenuti con le due ipotesi d'intervento-caso pushmassa Y-1

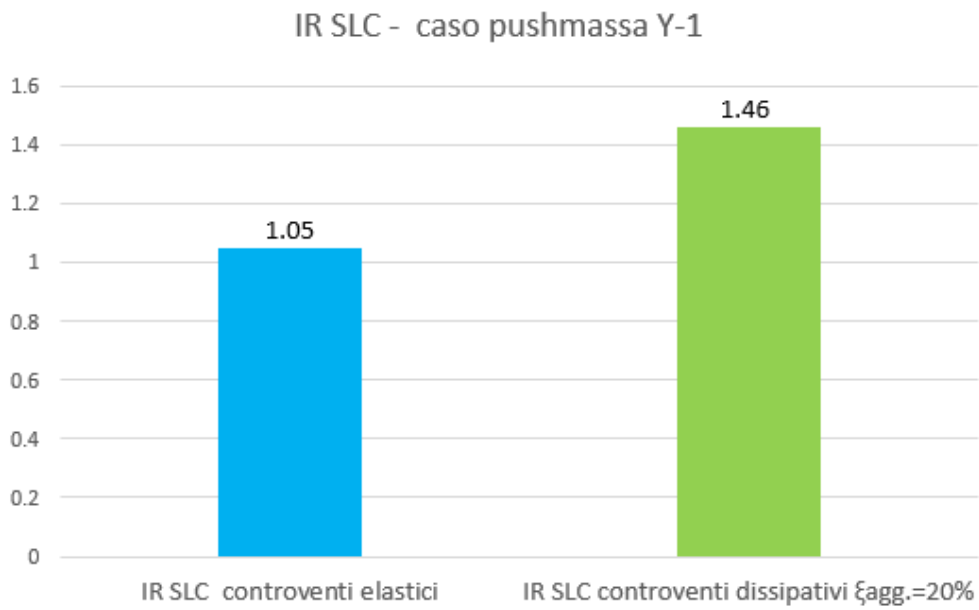


Figura 5. 31 Valori di indice di rischio allo SLC ottenuti con le due ipotesi d'intervento-caso pushmassa Y-1

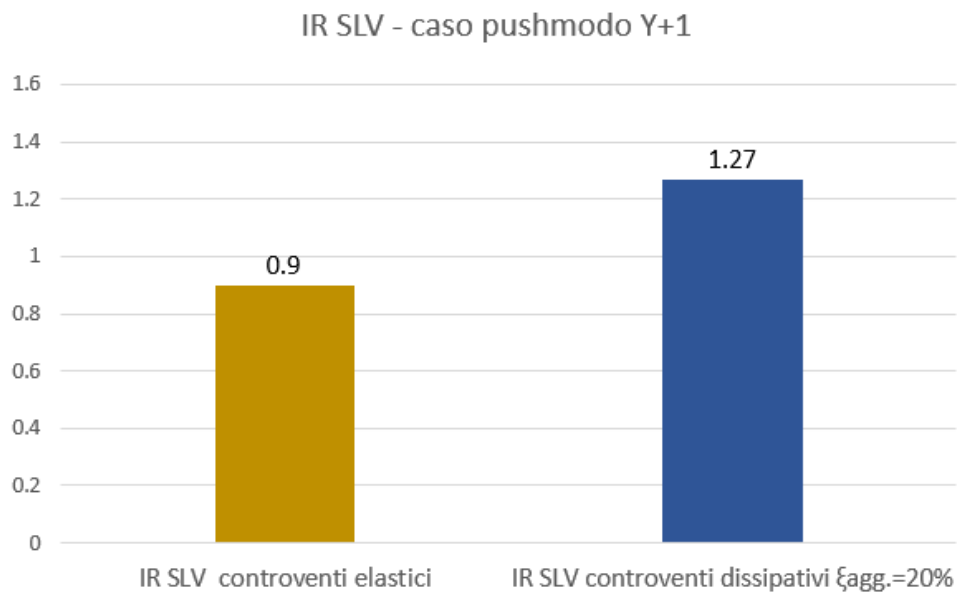


Figura 5. 32 Valori di indice di rischio allo SLV ottenuti con le due ipotesi d'intervento-caso pushmodo Y+1

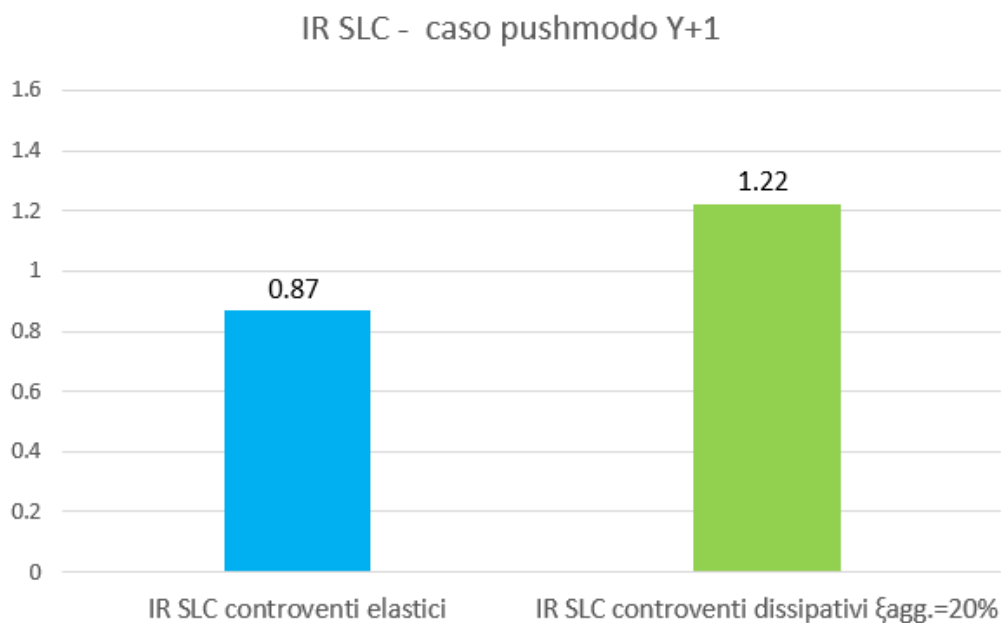


Figura 5. 33 Valori di indice di rischio allo SLC ottenuti con le due ipotesi d'intervento-caso pushmodo Y+1

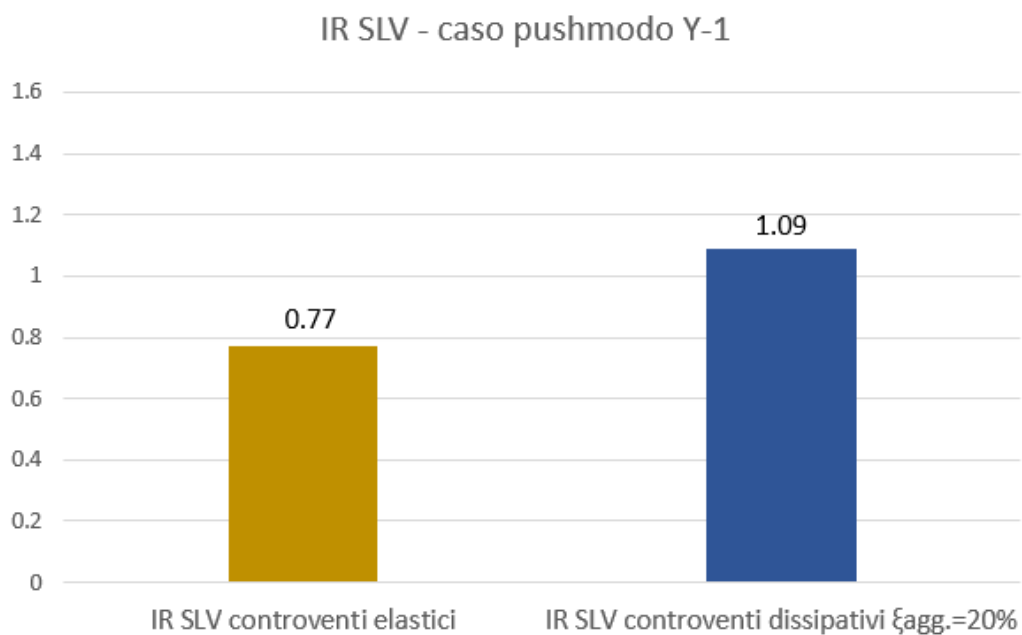


Figura 5.34 Valori di indice di rischio allo SLV ottenuti con le due ipotesi d'intervento-caso pushmodo Y-1

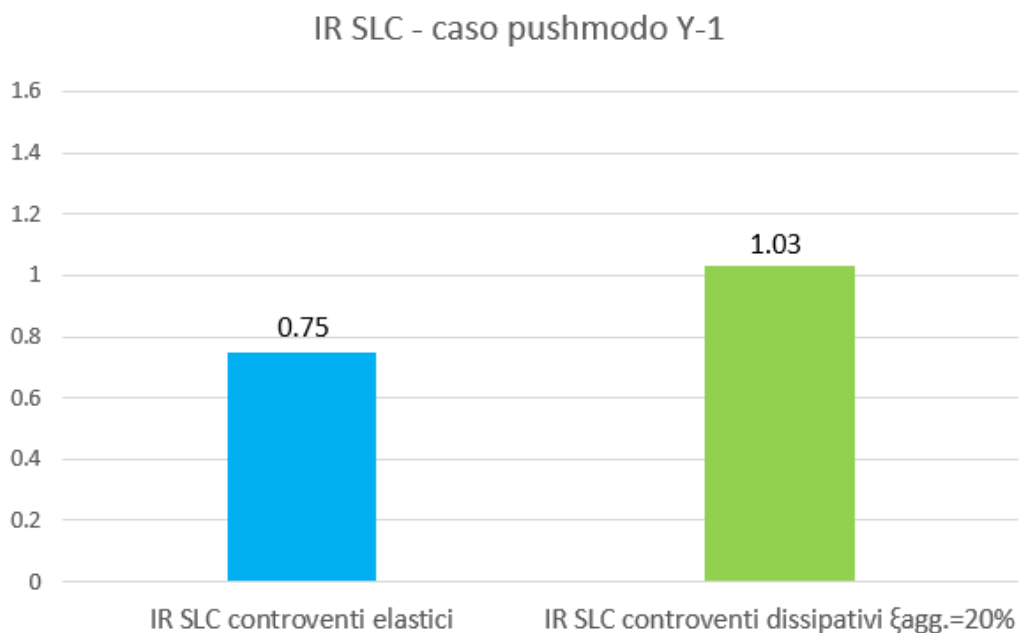


Figura 5.35 Valori di indice di rischio allo SLC ottenuti con le due ipotesi d'intervento-caso pushmodo Y-1

Da tale confronto è possibile affermare che con il sistema di controventi dissipativi lungo la direzione Y è possibile raggiungere i seguenti risultati:

- Con l'inserimento dei dispositivi di dissipazione fluido viscosi, progettati con uno smorzamento aggiuntivo del 20%, è possibile raggiungere valori di indice di rischio maggiori di 1 anche lungo la direzione Y, nella quale, con l'intervento dei soli controventi elastici si raggiungevano valori inferiori a 1 in alcuni casi di spinta. In particolare i valori minimi venivano riscontrati nel caso Pushmodo Y-1, nel quale IR allo SLV era pari 0.77 e allo SLC 0.75, vi è quindi un miglioramento di circa 0.30. Prevedendo 8 dispositivi dissipativi, con un costo aggiuntivo di 15000 € rispetto all'intervento con soli controventi elastici, è possibile adeguare sismicamente l'edificio in entrambe le direzioni;
- Dalle figure 5.24 e 5.25, si evince che in corrispondenza del Performance Point ottenuto, la struttura rimane quasi interamente in campo elastico, quindi ci si aspetta che le tamponature subiranno danni limitati allo SLV e allo SLC. Fa eccezione il caso pushmodo Y-1, in cui si evidenzia un'escursione in campo plastico, comunque non particolarmente rilevante.

CONCLUSIONI

Nella presente tesi si è affrontato lo studio di vulnerabilità dell'edificio scolastico I.T.E. A. Gentili, sito nel comune di Macerata, con struttura intelaiata in cemento armato e setti in muratura nel piano interrato e delimitanti il vano scala.

La fase di conoscenza, basata sull'analisi della documentazione originale disponibile e sulle indagini, ha permesso il raggiungimento del livello di conoscenza LC2 e ha costituito il punto di partenza per la definizione del modello, realizzato con il software SAP2000 v.22.

Come prima cosa è stata eseguita l'analisi modale che ha evidenziato un buon comportamento dinamico dell'edificio, successivamente lo sviluppo delle analisi statiche non lineari ha permesso una valutazione approfondita del comportamento globale dell'edificio attraverso la determinazione delle curve di capacità della struttura per ogni verso e direzione dell'azione sismica.

Nel dettaglio, l'analisi di pushover ha rilevato dapprima problematiche della struttura nei confronti dei carichi gravitazionali, successivamente eseguendo le verifiche allo SLV e allo SLC dei meccanismi duttili con il metodo CSM (Capacity Spectrum Method) sono stati determinati i valori dell'indice di rischio che sono risultati al di sotto dei livelli stabiliti dalla normativa (minori di 0.8). Infatti, lungo la direzione X l'edificio è caratterizzato da valori minimi di indice di rischio di 0.5 allo SLV e di 0.59 allo SLC e lungo la direzione Y da valori minimi di 0.44 allo SLV e di 0.52 allo SLC.

Occorre inoltre precisare che per alcuni casi d'analisi pushover si verifica anche un meccanismo di rottura fragile dei pilastri del vano scala che raggiungono lo sforzo ultimo di trazione. Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio, la verifica allo SLO in termini di spostamento non risulta soddisfatta per alcune pilastrate d'angolo che subiscono uno spostamento d'interpiano maggiore dei $\frac{2}{3}$ del 5 ‰ dell'altezza di piano.

Per quanto riguarda infine le verifiche dei meccanismi fragili, quelle a taglio dei pilastri tozzi e di altri elementi strutturali presi a campione risultano soddisfatte, al contrario delle verifiche a taglio allo SLV delle due pareti in muratura del vano scala e del pilastro in muratura.

Da tali riscontri è emersa la necessità di sottoporre l'edificio a interventi globali di riduzione della vulnerabilità sismica oltre che di ripristino della capacità portante per i carichi gravitazionali, attraverso interventi locali di rinforzo.

Una prima ipotesi d'intervento ha previsto la sostituzione delle pareti in muratura del vano scala con strutture in acciaio con controventi elastici, che sono risultati in grado di risolvere le problematiche relative ai meccanismi fragili dei pilastri delle scale e allo stesso tempo di aumentare la capacità globale della struttura nei confronti dell'azione sismica. Sono stati raggiunti infatti valori di indice di rischio allo SLV e allo SLC maggiori di 1 per la direzione X, mentre i valori minimi di indice di rischio raggiunti lungo Y sono pari a 0.77 per lo SLV e 0.75 per lo SLC. Pertanto si può ritenere che l'edificio risulta adeguato nella direzione X mentre nella direzione ortogonale è stato raggiunto un sostanziale miglioramento sismico.

Ipotizzando poi di inserire controventi con dispositivi dissipativi fluido-viscosi progettati con uno smorzamento equivalente aggiuntivo del 20%, è stato possibile raggiungere valori di indice di rischio maggiori di 1 anche lungo la direzione Y. Il costo di tale intervento per i soli materiali è stimato di circa 35000 € per la struttura in acciaio e di circa 15000 € per i dissipatori. Si può pertanto concludere che grazie ad un intervento contenuto nel prezzo, localizzato e di veloce realizzazione (elemento non trascurabile considerata la funzione dell'edificio), risulta possibile adeguare sismicamente il blocco considerato dell'Istituto scolastico I.T.E. Gentili di Macerata. Si fa notare infine che, grazie all'utilizzo della dissipazione di energia, è stato possibile conservare la struttura quasi interamente in campo elastico e conseguire quindi un livello di sicurezza caratterizzato da danni limitati allo SLV e allo SLC sia alla struttura che alle tamponature.

Prestazione di considerevole rilievo per un edificio scolastico.

BIBLIOGRAFIA

- D.M. 17 gennaio 2018, *Norme Tecniche delle Costruzioni NTC 2018*;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 – *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»* di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.;
- *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, ASCE SEI/41-13;
- Colombini S., *Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e in muratura*, EPC editore;
- Jenn-Shin Hwang, Wang-Chen Lin, Nian -Juan Wu (2013): *Comparison of distribution methods for viscous damping coefficient to buildings, Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*.
- *Fluid Viscous Dampers, General Guidelines for Engineers Including a Brief History*, Taylor devices inc.

Sitografia

- <https://www.protezionecivile.gov.it>
- <https://zonesismiche.mi.ingv.it>

RINGRAZIAMENTI

Ora, alla fine del mio percorso universitario, ho in mente tutte le persone che hanno contribuito in modo fondamentale al raggiungimento di questo importante traguardo.

Esprimo la mia più sincera e sentita gratitudine alla Prof.ssa Ing. Laura Ragni, che nonostante la situazione problematica dovuta all'emergenza sanitaria, mi ha incoraggiato e seguito con grande disponibilità e cortesia in tutte le fasi di elaborazione del lavoro di tesi.

Allo stesso tempo ringrazio l'Ing. Laura Gioiella per la sua disponibilità e i suoi preziosi consigli.

Una profonda riconoscenza va anche alla mia famiglia che mi ha sempre sostenuto e motivato, anche nei momenti difficili: i miei genitori e mio fratello sono stati sempre i miei punti di riferimento. Un grazie affettuoso anche ai nonni.

Un pensiero particolare ad Alice per essermi stata sempre accanto in tutti questi anni e aver condiviso con me soddisfazioni e momenti duri, e per il suo insostituibile aiuto.

Infine, ringrazio i miei amici di sempre per la loro presenza, i compagni di corso e tutte le persone incontrate nel mio percorso universitario.