UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea in Tecnologie digitali per l'Edilizia e il Territorio

Tesi di laurea

Valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio in calcestruzzo armato realizzato in epoca pre – normativa antisismica

Laureanda: Sara Lambiase
Matricola: 2074877

Relatrice: Chiar.ma Prof.ssa Daniela Boso
Correlatore: Ing. Loris Luison

Anno Accademico: 2024 – 2025

Da mihi ubi consistam, et terram movebo

Archimede di Siracusa (ca. 287 – 212 a.c.)

Life is not about waiting for the storm to pass,
but learning to dance in the rain

Mahatma Gandhi

INDICE

ABSTRACT **1**

INTRODUZIONE **3**

1.1 INQUADRAMENTO SISMICO TERRITORIALE 3

1.1.1 Inquadramento generico *3*

1.1.2 Inquadramento fabbricato in esame *6*

2 CARATTERISTICHE GENERALI DEL FABBRICATO **7**

2.1 ANALISI DEI MATERIALI 8

2.1.1 Indagine pacometrica *8*

2.1.1.1 Risultati riscontrati *12*

2.1.2 Indagine Son-Reb *12*

2.1.2.1 Prova Ultrasonica *13*

2.1.2.2 Prova sclerometrica *13*

2.1.2.3 Risultati riscontrati *15*

3 SCHEMA STATICO DI RIFERIMENTO **17**

3.1 INQUADRAMENTO TEORICO DELL'APPLICAZIONE DEI CARICHI 18

3.1.1 Carico verticale uniformemente distribuito *19*

3.1.2 Carico orizzontale incidente sui piani *20*

3.2 DEFINIZIONE DEI CARICHI APPLICATI 21

3.2.1 Identificazione dei carichi e delle combinazioni di carico *21*

3.3 VERIFICA SECONDO IL METODO DELLA SCIENZA DELLE COSTRUZIONI 23

3.3.1 Verifica delle travi *23*

3.3.1.1 Analisi stato tensionale *25*

3.3.2 Verifica dei pilastri *29*

3.3.2.1 Pilastri 30×60 cm *31*

3.3.3 Verifica delle sezioni *32*

3.3.4 Analisi stato deformativo *35*

4 MODELLAZIONE FEM DELLA STRUTTURA **39**

4.1 SOFTWARE UTILIZZATO 39

4.2 MODELLO DELLA STRUTTURA – COMBINAZIONE SLU 39

4.2.1 CONFRONTO RISULTATI *39*

4.2.1.1 Trave interpiano – Lunghezza 5,00 m *39*

4.2.1.2 Trave interpiano – Lunghezza 3,40 m *40*

4.2.1.3 Trave copertura – Lunghezza 5,00 m *40*

4.2.1.4 Trave copertura – Lunghezza 3,40 m *41*

4.3 MODELLO DELLA STRUTTURA – COMBINAZIONE SISMICA 41
4.3.1 Identificazione dei parametri della forza statica equivalente 42
4.3.2 Forza statica equivalente al piano – F_i 47
4.3.3 Verifica della struttura 52
4.3.4 Analisi stato tensionale 53
4.3.4.1 Analisi stato deformativo 57
4.3.4.2 Verifica delle sezioni 58

5 CONFRONTO RISULTATI – COMBINAZIONE SLU E SISMICA 61
5.1.1 Confronto risultati delle analisi 61
5.1.1.1 Travatura di copertura 30×80 cm 61
5.1.1.2 Travatura interpiano 60×40 cm 62
5.1.1.3 Pilastro piano terra 30×60 cm 63

6 VERIFICHE CON MATERIALE DI PROGETTO 65
6.1 ANALISI STATICA STRUTTURALE – COMBINAZIONE SLU 65
6.1.1 Verifica delle sezioni 67
6.2 ANALISI STATICA STRUTTURALI – COMBINAZIONE SISMICA 68
6.2.1 Verifica delle sezioni 70
6.3 CONSIDERAZIONI FINALI 72

7 CONCLUSIONI 73
7.1 POSSIBILI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO 74

8 RINGRAZIAMENTI 75

BIBLIOGRAFIA 77

ABSTRACT

Negli ultimi anni si è assistito ad un aumento della frequenza e dell'intensità dei terremoti sul territorio italiano. Tale fenomeno rappresenta una criticità rilevante, in particolare per gli edifici realizzati antecedentemente all'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 e dell'attuale normativa vigente *[1]*.

L'obiettivo principale di questo elaborato è condurre un'analisi strutturale semplificata finalizzata alla valutazione del comportamento di un edificio soggetto ad azioni orizzontali, rappresentative degli effetti di un evento sismico. A tal fine, è stato scelto come caso studio un edificio residenziale multipiano, realizzato negli anni Sessanta del Novecento. La struttura in oggetto costituisce un esempio rappresentativo delle costruzioni dell'epoca, caratterizzate da criteri progettuali privi di considerazioni per la resistenza sismica.

Il lavoro si concentra sull'analisi della vulnerabilità sismica dell'edificio, con particolare attenzione alla valutazione strutturale. L'analisi si concentrerà sugli elementi portanti della struttura, sia verticali che orizzontali, che in questo caso formano un sistema a telaio multipiano. La scelta di questo tipo di sistema strutturale, comune negli edifici del periodo, è fondamentale per comprendere la distribuzione delle sollecitazioni e la resistenza alle forze orizzontali.

Le verifiche saranno eseguite in conformità alla normativa vigente, ovvero secondo le *"Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 [1] e Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 [2]*, avvalendosi dell'ausilio di software di calcolo strutturali, quali *Telaio 2D* e *Vca SLU*.

L'approccio semplificato previsto permetterà comunque di ottenere informazioni utili sulla sicurezza sismica dell'edificio e sulle criticità strutturali da affrontare.

INTRODUZIONE

1.1 INQUADRAMENTO SISMICO TERRITORIALE

1.1.1 Inquadramento generico

Secondo un'analisi territoriale, realizzata dall'"*INGV – Istituto Nazionale di geofisica e Vulcanologia [3]",* l'Italia è uno dei paesi ad alto rischio sismico a causa del suo collocamento sul confine tra due placche tettoniche adiacenti. Il moto tra la placca africana e quella euroasiatica genera un accumulo di energia e deformazioni che si manifestano come terremoti di varie entità.

Questo fenomeno, solitamente, si ripresenta in zone già colpite precedentemente al momento di avvenimento. Per questa ragione, attraverso l'ausilio delle numerose mappe che sono state realizzate dall'anno 1000 fino al 2006 si è cercato, con le nuove disposizione normative, di definire una classificazione sismica del territorio italiano.

La suddivisione territoriale in quattro zone sismiche viene definita dal *"Dipartimento della Protezione Civile" [4]*, in riferimento all'*"OPCM 3519/06" [5]*, a seconda dell'accelerazione orizzontale massima (A_g) e alla probabilità, in un periodo di 50 anni, del superamento del valore equivalente al 10%.

zona	accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni $[a_g]$	accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico $[a_g]$
1	$0,25 < a_g \leq 0,35\,g$	$0,35\,g$
2	$0,15 < a_g \leq 0,25\,g$	$0,25\,g$
3	$0,05 < a_g \leq 0,15\,g$	$0,15\,g$
4	$\leq 0,05\,g$	$0,05\,g$

Figura 1: Criteri individuazione zone sismiche [4]

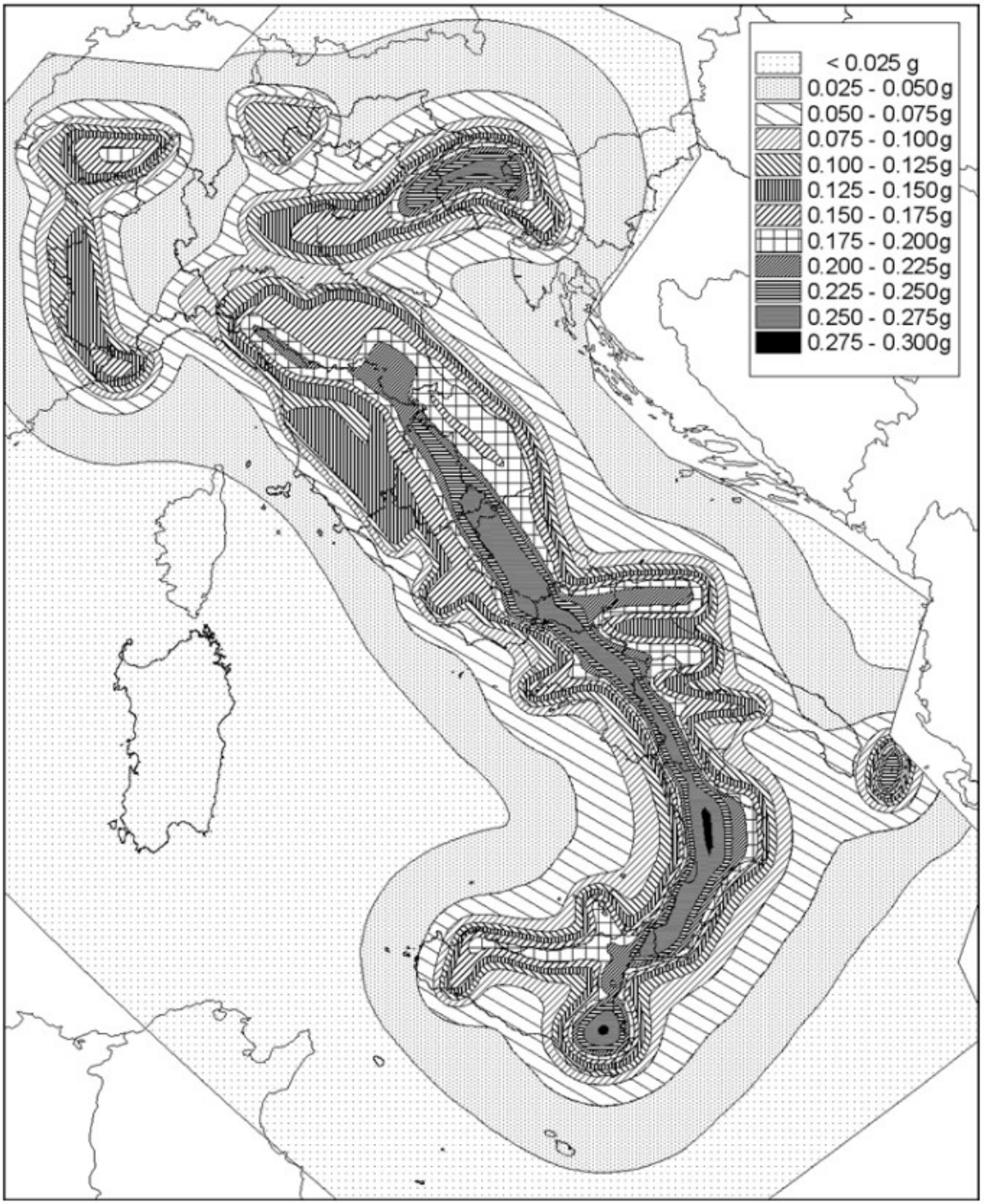


Figura 2: Classificazione sismica 2006 [5]

La definizione delle fasce di pericolosità sismica del territorio, basata sulla registrazione della frequenza e dell'intensità dei terremoti avvenuti in passato, ha come obiettivo la riduzione degli effetti dei sismi e il rispetto della normativa antisismica italiana. Secondo tale normativa, un edificio deve essere progettato in modo da non subire danno significativi in caso di eventi sismici di lieve entità. In presenza di scosse più intense, invece, la costruzione, conformemente alle prescrizioni tecniche di legge, deve garantire la resistenza al collasso, al fine di salvaguardare la vita umana.

Con l'emanazione dell'"*OPCM n. 3519"[5]* è stato fornito alle Regioni e di conseguenza ai singoli Comuni uno strumento per la definizione del proprio territorio. In base a quanto riportato nell'Ordinanza è stato emanato nell'Agosto del 2024 dal "*Dipartimento della Protezione Civile" [6]* un aggiornamento dell'attuale assetto territoriale in riferimento alla classificazione sismica territoriale.

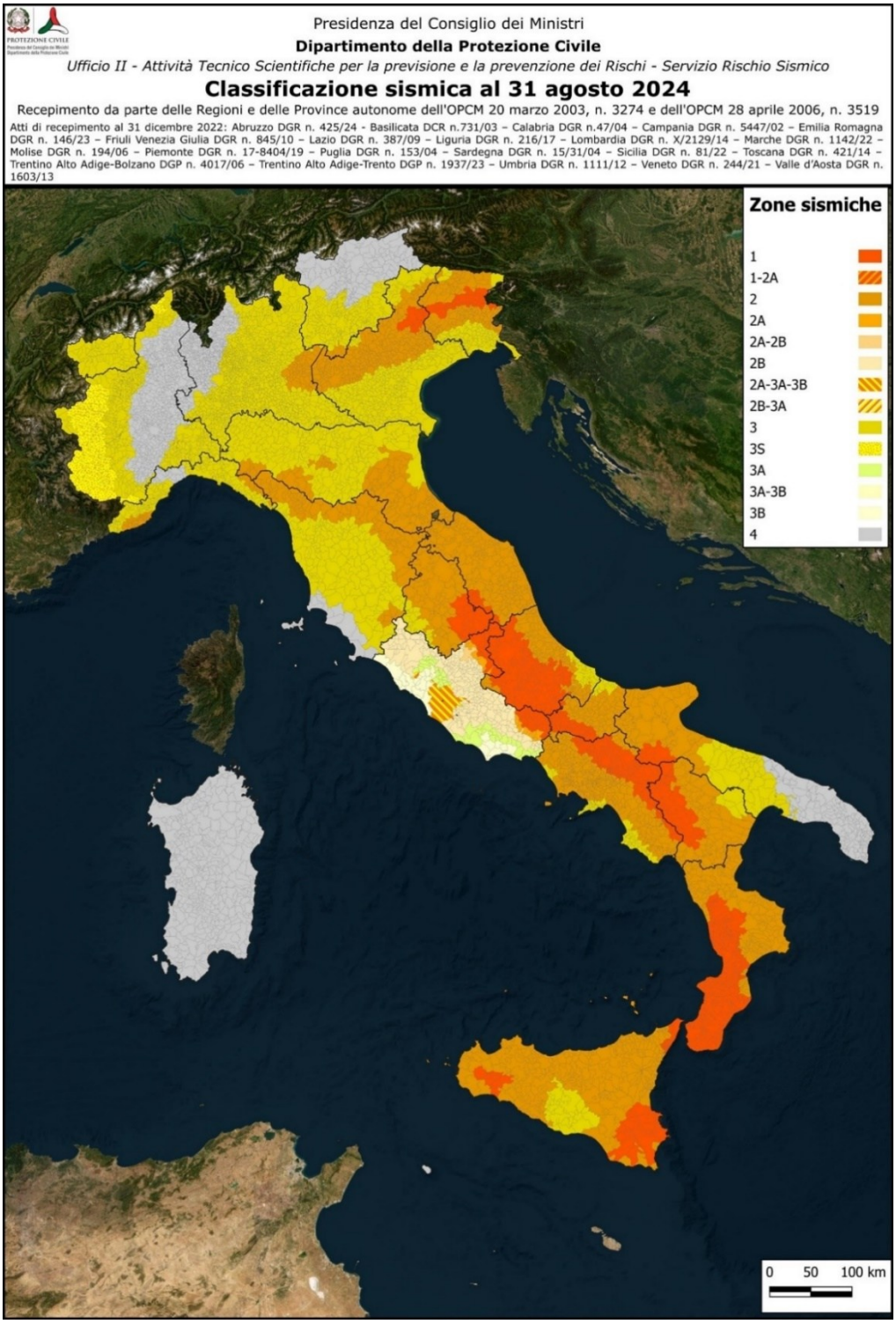


Figura 3: Classificazione zone sismiche attuali [6]

1.1.2 Inquadramento fabbricato in esame

La definizione della zona sismica viene determinata secondo le Norme Tecniche delle Costruzione del 2018. Viene stabilita una classificazione sismica sull'intero territorio nazionale definendo una pericolosità di base in riferimento ad una maglia cubica di 5 km costituita dalle coordinate geografiche dell'area di interesse, che permettono di definire un'accelerazione di riferimento "propria", e della vita nominale dell'opera.

Il caso studio preso in considerazione è situato in Veneto, precisamene a Caorle. Secondo la *"Delibera della Giunta Regionale n. 244 del 09 marzo 2021" [7],* la zona sismica in cui rientra il comune di Caorle corrisponde, secondo *l'"Allegato B - Elenco dei Comuni del Veneto con indicazione della zona sismica" [8],* alla zona 3. Si tratta di un territorio con pericolosità sismica bassa, nella quale si possono verificare scuotimenti modesti.

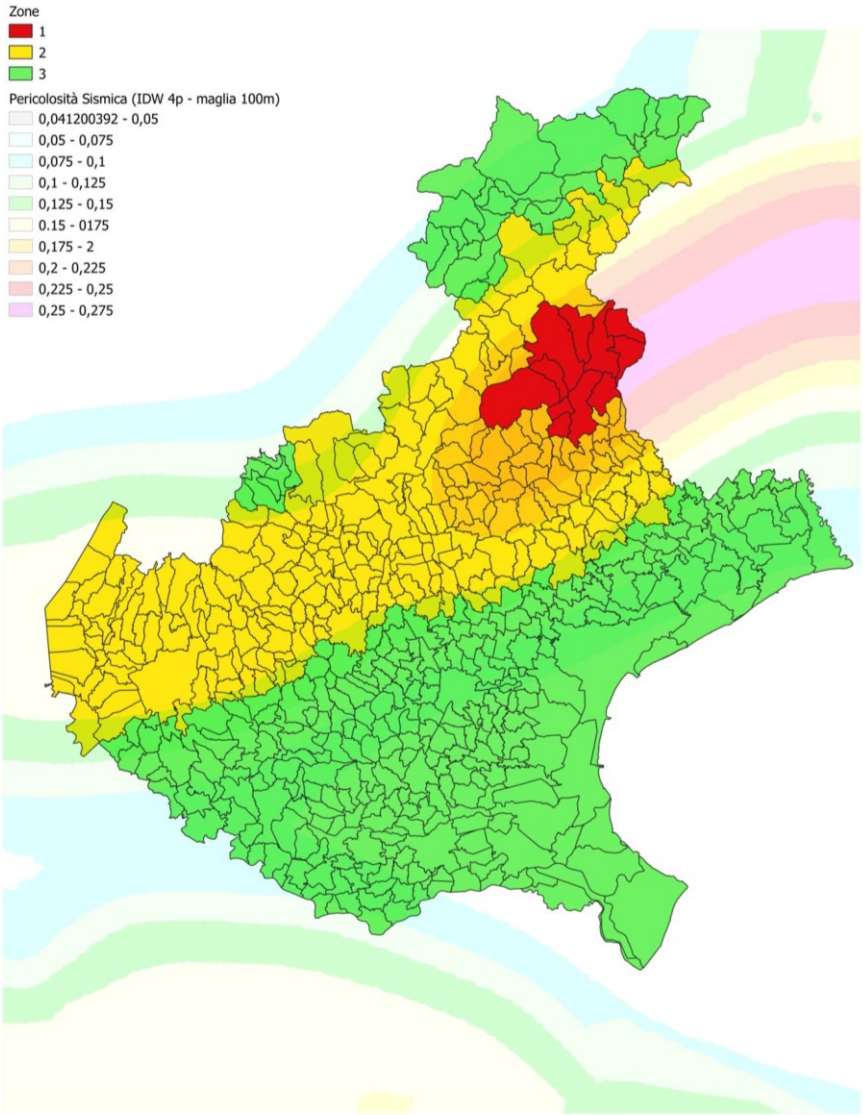


Figura 4: Allegato A – Pericolosità sismica [9]

2 CARATTERISTICHE GENERALI DEL FABBRICATO

Il caso studio preso in analisi è stato realizzato negli anni Sessanta del Novecento e corrisponde ad una struttura residenziale orientata a Nord-Ovest che si sviluppa su cinque piani di altezza.

La struttura portante è organizzata su una pianta regolare dalle dimensioni di 2350×950 cm definita da uno schema a tre telai lungo la dimensione maggiore. I solai sono orientati perpendicolarmente a tali telai e risultano pertanto suddivisi in due campate.

La dimensione degli elementi verticali portanti varia nei piani. Per la precisione, si riscontra una sezione dal piano terra fino al quarto piano pari a 30×60 cm; mentre, per il piano conclusivo viene definita una sezione di 30×30 cm.

Il collegamento dei pilastri avviene attraverso una serie di travature con sezione pari a 60×40 cm lungo il lato maggiore del fabbricato; mentre, nel lato minore della struttura si riscontra, come cordoli, una sezione pari a 30×30 cm. In riferimento al piano quarto, quello costituente la copertura del fabbricato, si riscontrano travature con sezione pari a 30×80 cm.

L'area circoscritta al vano ascensore e vano scale è costituita da una travatura con sezione di 25×55 cm che si ripresenta in tutti i piani.

L'intera struttura portante, comprensiva di vano scale e vano ascensore, è completamente realizzata in cemento armato. Gli orizzontamenti sono costituiti da solai in laterocemento dallo spessore di 24 cm con orditura perpendicolare rispetto alle travi principali; mentre, gli elementi aggettanti sono definiti da una soletta piena, sempre realizzata in cemento armato, dallo spessore di 20 cm.

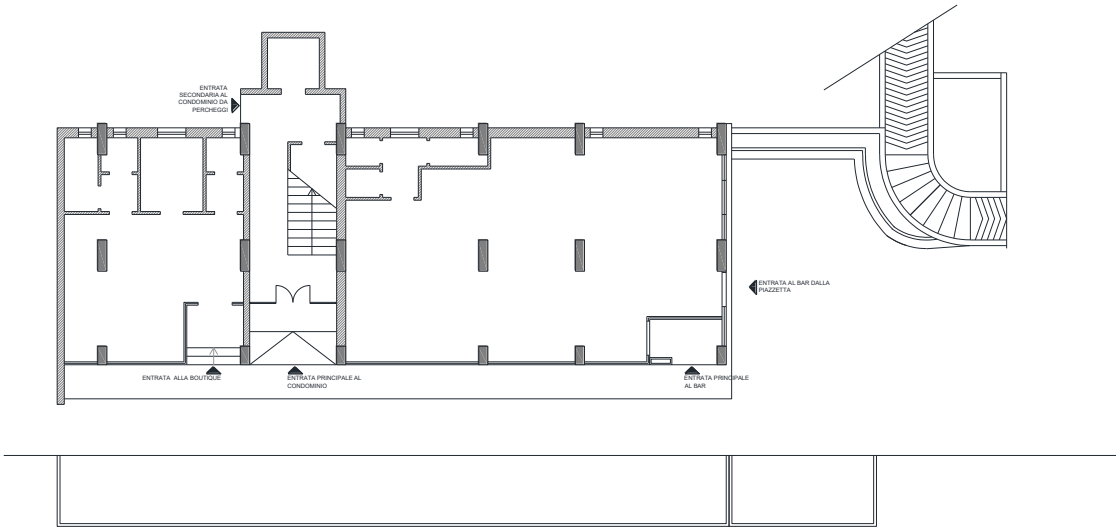


Figura 5: Piano terra – accessi al fabbricato

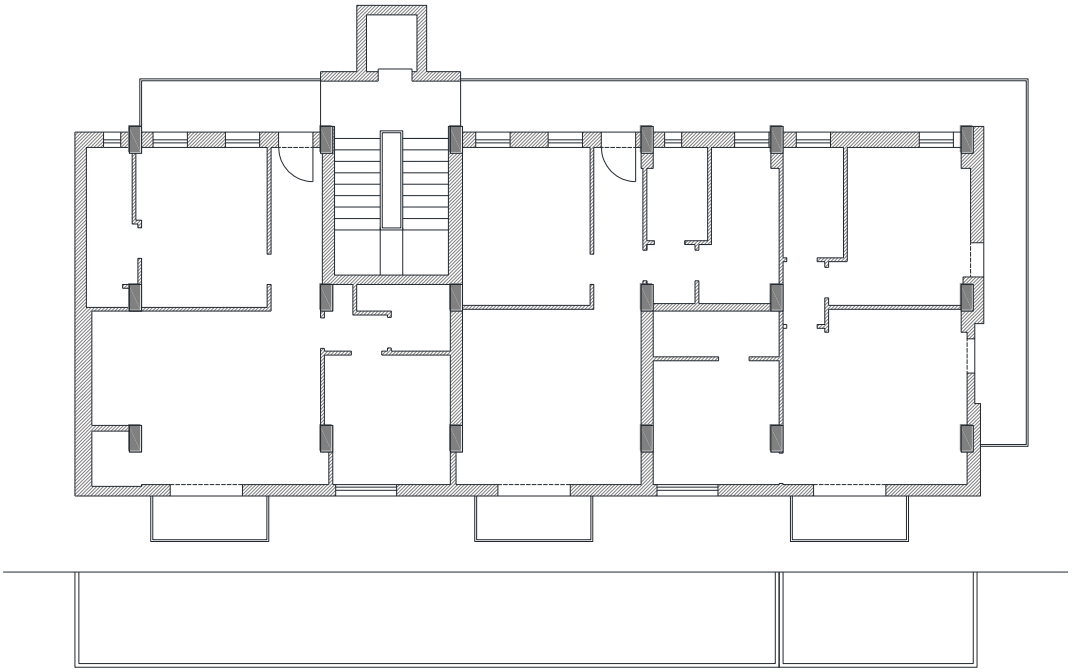


Figura 6: Piano appartamenti

2.1 ANALISI DEI MATERIALI

Essendo un fabbricato esistente sono state eseguite delle prove in sito sui materiali per riscontrare dei valori, inerenti ai materiali strutturali, più veritieri possibili. L'accertamento di questi risultati permetterà, nella prosecuzione dell'analisi, di procedere con metodi meno cautelativi e quindi con livelli di confidenza più alti.

2.1.1 Indagine pacometrica

L'indagine pacometrica viene eseguita con un pacometro o magnetometro che attraverso il principio dell'induzione elettromagnetica consente il rilevamento delle barre di ferro situate internamente all'elemento in cemento armato che viene analizzato.

Il principio dell'induzione elettromagnetica si avvale del conduttore elettromagnetico posto internamente al materiale per alterare il potenziale di un campo elettromagnetico.

Nell'analisi di un componente in cemento armato il conduttore elettromagnetico corrisponde all'armatura dell'elemento che viene rilevata dal passaggio del pacometro sulla superficie in analisi.

Il riscontro della presenza dell'armatura viene segnalato dallo strumento attraverso un suono.

Questa tipologia di indagine rientra nella categoria delle prove non invasive, poiché non comporta alla rottura o apertura dei vari componenti, ma consente di reperire informazioni utili riguardanti al posizionamento delle armature, alla verifica delle sezioni in riferimento alla presenza del quantitativo di barre presenti, alla verifica della pericolosità delle lesioni ed a stimare la vita utile dell'opera.

Sono state eseguite 6 indagini con la strumentazione “BOVIAR Elcometer E” che sono state concentrate prettamente su travi e pilastri del piano primo e del piano quarto per verificare il posizionamento, il numero e il diametro delle barre d’armatura ove fosse possibile.

In seguito, viene riportata la pianta dei piani analizzati per definire con precisione i punti di indagine e una raffigurazione dello strumento impiegato che relativi risultati riscontrati.

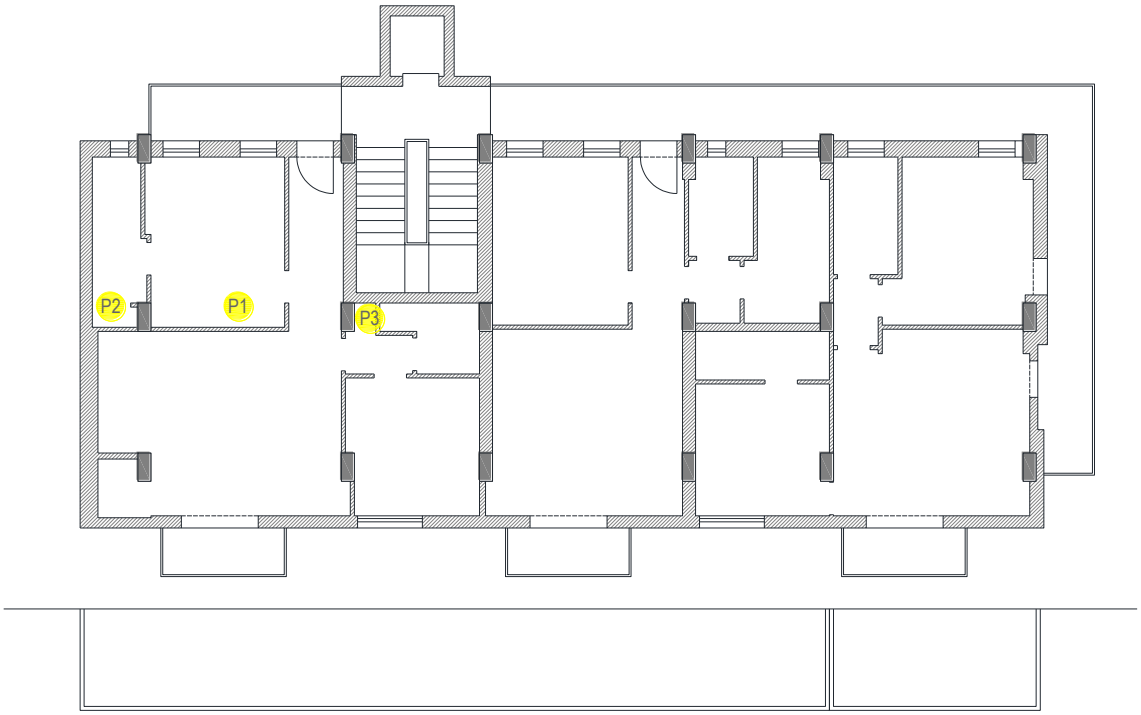


Figura 7: Sondaggio pacometrico – piano primo

P1 – collocazione primo sondaggio
P2 – collocazione secondo sondaggio
P3 – collocazione terzo sondaggio

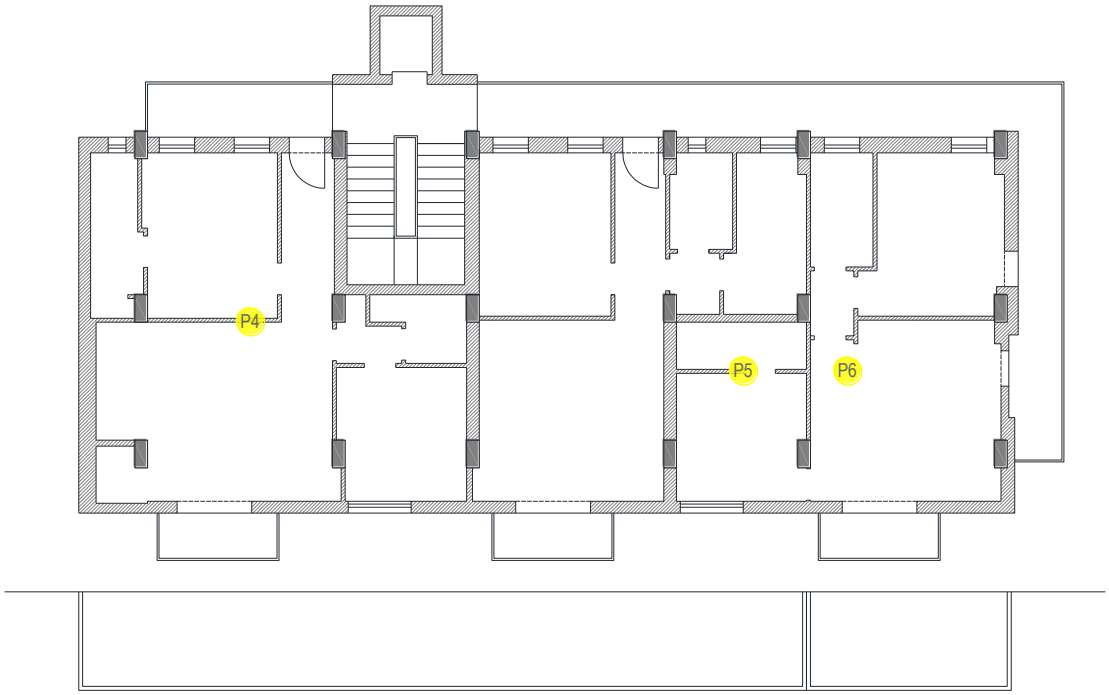


Figura 8: Sondaggio pacometrico – piano quarto

P4 – collocazione quarto sondaggio
P5 – collocazione quinto sondaggio
P6 – collocazione sesto sondaggio

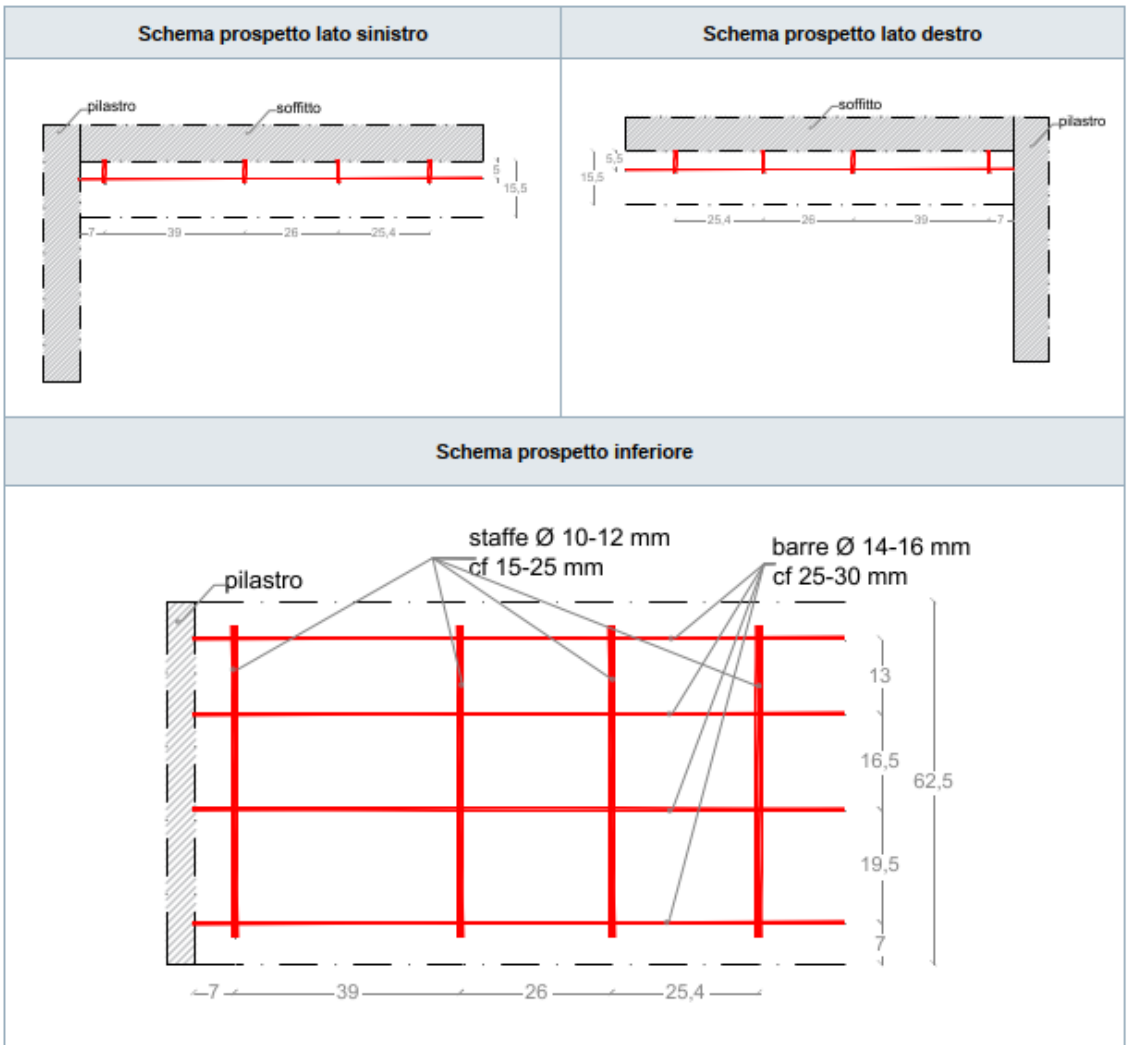


Figura 9: Risultati sondaggio P2

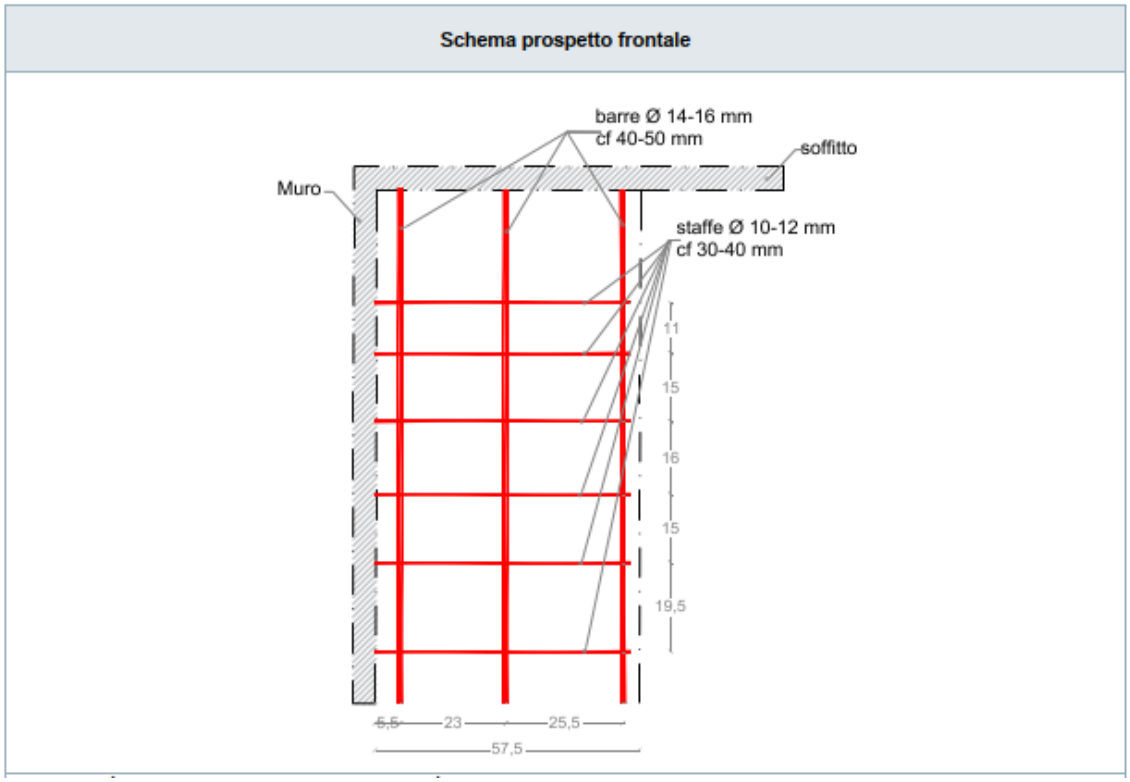


Figura 10: Risultati sondaggio P3

2.1.1.1 Risultati riscontrati

Le indagini pacometriche eseguite nel primo e quarto piano fanno emergere un'armatura distribuita in maniera omogenea sia negli elementi orizzontali e sia in quelli verticali costituita da barre Ø14-16 mm accompagnate da staffe Ø10-12 mm.

Nella *Tabella 1* si racchiudono in sintesi i dati riscontrati dalle varie analisi.

Tabella 1: Ferri d'armatura - Stato di Fatto

Ubicazione	*n. prova*	*barre (mm)*	*Copriferro barre (mm)*	*staffe (mm)*	*Copriferro staffe (mm)*
Trave piano primo	P1	Ø 14-16	20-25	Ø 10-12	15-20
Trave piano primo	P2	Ø 14-16	25-30	Ø 10-12	15-25
Pilastro piano primo	P3	Ø 14-16	40-50	Ø 10-12	30-40
Pilastro piano quarto	P4	Ø 14-16	45-50	Ø 10-12	35-45
Trave piano quarto	P5	Ø 14-16	40-50	Ø 10-12	30-40
Pilastro piano quarto	P6	Ø 14-16	45-50	Ø 10-12	35-40

2.1.2 Indagine Son-Reb

L'indagine Son – Reb rientra anch'essa nella tipologia di sondaggi non distruttivi che possono essere effettuati nella struttura. Nel dettaglio, con questa pratica si definiscono due parametri che permettono di definire lo stato del conglomerato cementizio.

Con questa metodologia vengono analizzate, secondo la combinazione dell'indagine ultrasonica e sclerometrica, la velocità di propagazione delle onde sonore (SONic) e l'indice di rimbalzo (REBound). La definizione di questi valori consente la definizione nella sua interezza del materiale sia esternamente e sia internamente.

2.1.2.1 Prova Ultrasonica

Questa tipologia di indagine consente la definizione del grado di compattezza del materiale e delle caratteristiche elastiche prese in analisi.

La strumentazione impiegata è costituita da un'unità principale, nominata come unità di controllo e comando, dalla quale divergono due sonde, di cui una con compito di generazione e l'altra di ricezione, dell'onda ultrasonora che si autogenererà.

Le sonde cilindriche possono essere distribuite sull'elemento secondo un metodo diretto o indiretto per definire la tipologia di passaggio lungo la sezione.

- Metodo diretto → disposizione della strumentazione diametralmente apposta sulla sezione per riscontrare valori lungo la trasversale del conglomerato cementizio
- Metodo indiretto → disposizione della strumentazione lungo la superficie d'indagine per l'ottenimento dei valori superficiali dell'elemento considerato

La strumentazione impiegata fornisce nell'immediato i tempi di attraversamento e la misura millimetrica dei percorsi registrati per ogni sezione.

L'ottenimento di una buona lettura dei risultati viene determinata dalla corretta adesione delle sonde con il materiale. Di conseguenza, per ridurre l'errore al minimo viene eseguita, prime dell'inizio del sondaggio, una pulitura della superficie e l'impiego dello stucco plastico per una maggiore adesione dello strumento.

I risultati riscontrati vengono elaborati secondo la velocità di attraversamento ultrasonica che fornisce informazioni ai fini meccanici sul materiale che equivalgono alla densità del materiale e alla definizione di anomalie, come disomogeneità o discontinuità, non visibili dall'esterno.

2.1.2.2 Prova sclerometrica

Questa tipologia di prova permette di definire l'indice sclerometrico, in questo caso del calcestruzzo, attraverso l'ausilio dello sclerometro.

Lo sclerometro corrisponde ad un martello d'acciaio costituito da una molla. La rilevazione dei dati avviene poggiando lo strumento perpendicolarmente al conglomerato cementizio. In seguito, viene azionata la molla, compresa nello strumento, che scaglia una massa che entra in contatto con un pistone esterno che percuoterà la superficie di prova. La massa, interna allo strumento, che aziona il meccanismo definisce l'indice sclerometrico secondo la distanza di rimbalzo che viene rilevata.

La rilevazione viene costituita da un minimo di nove prove da realizzarsi sull'area presa in analisi che distano tra loro almeno 25 mm dalle varie rilevazioni che si dovranno effettuare o dai bordi dell'elemento.

Prima dell'esecuzione della prova in sito vengono prese delle precauzioni. Precisamente, viene effettuata una verifica riguardante la taratura dello strumento compiendo un controllo sull'indice di rimbalzo e constatando che risulti ricadano all'interno dei limiti raccomandati; e, in seguito, viene eseguita una levigatura e una rimozione di malte o residui scabri con l'ausilio di una pietra abrasiva al carburo di silicio per una maggiore correttezza dei risultati.

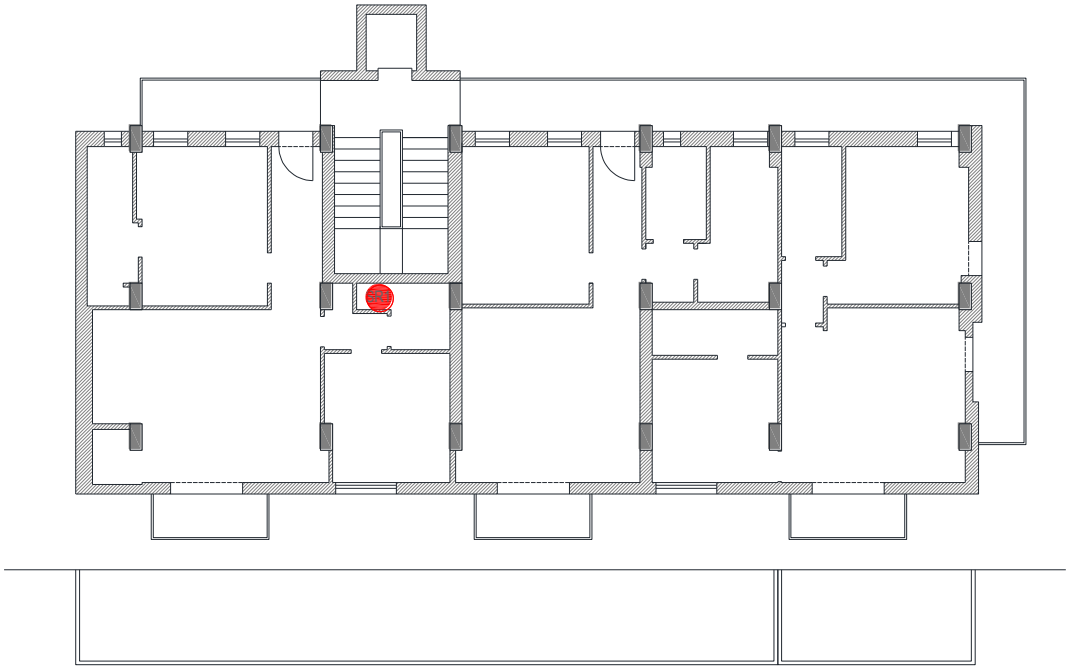


Figura 11: Sondaggio SonReb – piano primo

SR1 – collocazione prima indagine

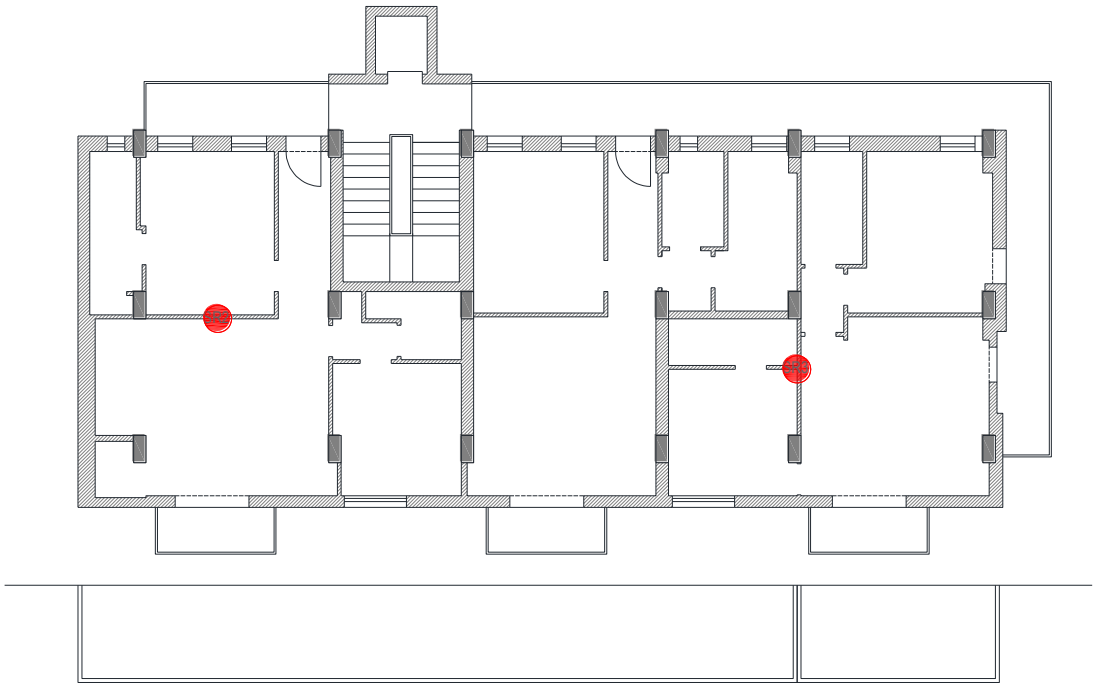


Figura 12: Sondaggio SonReb - piano quarto

SR2 – collocazione seconda indagine

SR3 – collocazione terza indagine

2.1.2.3 Risultati riscontrati

Le indagini precedentemente descritte sono state eseguite nel sito con l'ausilio di un apparecchio MAE Sonic 15 e trasduttori da 55 kHz ed uno sclerometro BOVIAR GEI Concrete.

Tabella 2: Indice sclerometrico

Ubicazione	*n. prova*	*Velocità di propagazione (m/s)*	*Indice sclerometrico*
Pilastro piano primo	SR1	2379	48
Pilastro appartamento piano quarto	SR2	2421	44
Pilastro appartamento piano quarto	SR3	2331	43

I risultati riscontrati dall'indagine, riportati nella *Tabella 2*, riconducono all'impiego di un conglomerato cementizio di scarsa qualità. Questa informazione si evince dalla velocità di propagazione rilevata che è inferiore ai 3000 m/s che solitamente indica la presenza di un buon materiale.

La combinazione degli esiti riportati precedentemente permette di determinare la resistenza cubica R_C del materiale secondo l'espressione $R_C = a\ V^b\ S^c$.

Si determinano tre valori che considerano la "*norma RILEM e le pubblicazioni specialistiche deliberate da Di Leo, Pascale nel 1993 e J. Gasparik nel 1992 [10]*". Con la definizione dei tre valori si eseguirà una media aritmetica e il risultato conseguito costituirà la valutazione dell'elemento in calcestruzzo testato.

Tabella 3: Tipologia di calcestruzzo

n. prova	*RILEM 1993 (N/mm²)*	*J. Gasparik 1992 (N/mm²)*	*Di Leo, Pascale 1993 (N/mm²)*	*Resistenza cubica calcestruzzo (N/mm²)*
SR1	10,4	17,7	13,1	13,7
SR2	9,7	16,4	12,4	12,8
SR3	8,5	14,8	11,1	11,5

3 SCHEMA STATICO DI RIFERIMENTO

Il fabbricato è organizzato secondo un sistema strutturale composto da tre telai principiali, disposti in pianta lungo il lato maggiore.

L'impalcato è sostenuto da una serie di pilastri che si sviluppano verticalmente fino al penultimo piano, prestando una sezione rettangolare di 30×60 cm.

All'ultimo livello della costruzione, la sezione dei pilastri si riduce a 30×30 cm, scelta progettuale che riflette la minore entità dei carichi gravanti tale piano e che può rispondere anche a esigenze architettoniche o funzionali.

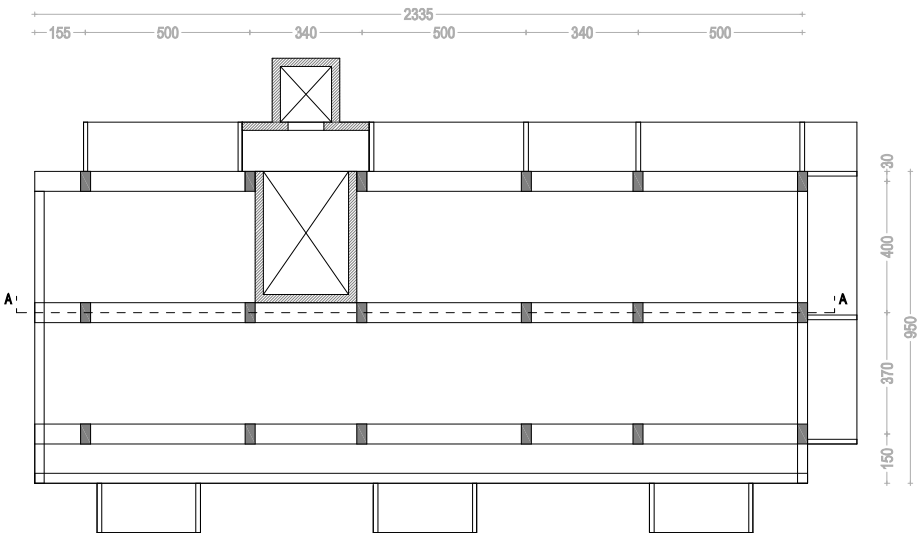


Figura 13: Sezioni schema statico

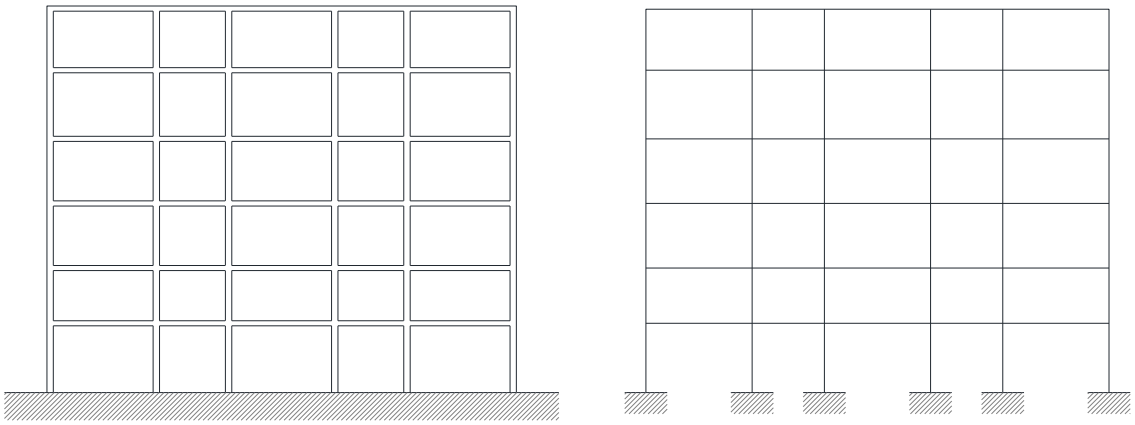


Figura 14: Estrapolazione sistema statico – Sezione A-A'

3.1 INQUADRAMENTO TEORICO DELL'APPLICAZIONE DEI CARICHI

I valori che si riportano nei seguenti paragrafi vengono definiti e ricavati secondo le *"Norme tecniche delle Costruzioni del 2018" [1].* Nel dettaglio, le principali informazioni per lo svolgimento dell'analisi strutturale vengono ricavate dai paragrafi *"Azioni sulle Costruzioni"* e *"Costruzioni civili e industriali".*

In ambito strutturale, si definisce azione una qualunque causa o insieme di esse che generino uno stato limite nella struttura. Di conseguenza, secondo quanto riportato nella normativa, le azioni che si impiegheranno per l'analisi proposta nei seguenti paragrafi corrispondono alle azioni correlate al modo di esplicarsi. Nel presente caso si adopereranno solamente le azioni inerenti alle forze dirette che includono forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili.

Non saranno tenute in considerazioni le tipologie indirette delle forze applicabili relative agli spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimento di vincoli, ecc.

In riferimento alla risposta ottenibile da una struttura la normativa fornisce tre tipi di azioni. Uno correlato all'analisi statica del fabbricato comprendente una verifica strutturale secondo l'impiego di azioni che non provochino accelerazioni significative sugli elementi; mentre, l'altro si concentra sull'analisi dinamica della struttura che considera l'insieme di forze che genera accelerazioni significative sui componenti del fabbricato.

La normativa definisce un terzo tipo di azione, detto analisi pseudo-statica, che mette in relazione le due tipologie di analisi sopra riportate. Per la precisione, permette di tener conto all'interno delle verifiche dell'azione sismiche che il fabbricato subisce andando ad applicare una forza equivalente.

Con il termine forza equivalente, per il caso in esame, si intende l'identificazione di un carico, applicato come una forza concentrata, che sia in grado di simulare la reale azione sismica.

L'analisi strutturale che sarà proposta nei seguenti capitoli prenderà in considerazione l'applicazione di forze dirette che consentiranno di definire una prima analisi eseguita secondo il metodo della Scienza delle Costruzioni per le verifiche dei singoli elementi. In secondo luogo, attraverso l'ausilio di un software di modellazione FEM verrà eseguita una comparazione tra i risultati riscontrati con la prima trattazione e, successivamente, verrà introdotta una forza orizzontale per la considerazione del carico sismico che consentirà le verifiche e il comportamento dell'intero sistema, secondo un'analisi statica, tenendo in considerazione il contesto in cui è situato.

3.1.1 Carico verticale uniformemente distribuito

I carichi applicati sulla struttura, secondo le *Norme Tecniche delle Costruzioni del 2018 [1]*, vengono suddivisi in:

- Carichi permanenti (G_1) → si considerano i carichi che rimangono costanti e variano lentamente nel corso della vita nominale del progetto della costruzione. Nel dettaglio, si comprendono i pesi propri strutturali e non dei singoli elementi, sollecitazioni e spostamenti e deformazioni impressi come il ritiro del materiale.
- Carichi variabili (Q) → si comprendono i carichi con presenza sulla struttura occasionale e con impatto istantaneo. Con precisione si considerano l'azione del vento, della neve, della temperatura e dei vari sovraccarichi.
- Carichi eccezionali (A) → racchiudono casistiche rare che possono influire sulla vita nominale del fabbricato, quali esplosioni, urti, incendi ed impatti.
- Carichi sismici (E) → prendono in considerazione le azioni derivanti dai terremoti.

Verranno applicati per ogni singola azione i relativi coefficienti di combinazione che vengono determinati secondo la destinazione d'uso dell'edificio considerato.

Nel presente caso studio si considerano il carico permanente (G_1) che si riferisce al peso proprio dei singoli elementi; il carico permanente non strutturale (G_2) determinato dagli elementi di finitura; le azioni variabili (Q) e le azioni sismiche (E). I risultati riscontrati dai singoli carichi, come riportato precedentemente, verranno combinati con i relativi coefficienti parziali definiti all'interno della *Tab. 2.6.I* per determinare i valori allo Stato Limite Ultimo (SLU).

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

[1] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 15: Coefficienti parziali – combinazioni di carico [1]

3.1.2 Carico orizzontale incidente sui piani

I carichi orizzontali applicati alla struttura vengono determinati in riferimento a quanto riportato, sempre nelle NTC2018, nel capitolo inerente alla *"Progettazione per azioni sismiche"*.

L'analisi dell'azione sismica può essere determinata secondo differenti metodologie. Nel caso studio riportato viene svolta la verifica di una struttura regolare sia in pianta e sia in altezza. Questa disposizione geometrica, annessa ad una classe di duttilità bassa e ad una struttura in calcestruzzo armato rientrante nella categoria ordinaria degli edifici (abitazioni, uffici, attività commerciali), permette di definire l'azione sismica attraverso un'analisi statica lineare che consente di simulare l'azione reale secondo l'ausilio di una forza statica equivalente agente sui vari piani del fabbricato considerato.

La forza statica equivalente da applicare ad ogni singolo elemento consiste nella porzione della forza sismica orizzontale attribuita a quell'elemento in base alla sua rigidezza relativa, alla sua posizione e al livello in cui si trova.

In seguito, le forze vengono distribuite sulla struttura secondo il modo di vibrare considerato in maniera approssimata.

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j} \qquad [7.3.7]$$

dove:

F_h	$= S_d(T_1)\, W\, \lambda / g$
F_i	è la forza da applicare alla massa i-esima;
W_i e W_j	sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
z_i e z_j	sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;
$S_d(T_1)$	è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;
W	è il peso complessivo della costruzione;
λ	è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;
g	è l'accelerazione di gravità.

Figura 16: Forza statica equivalente – singolo piano [1]

La componente "F_h", impiegata per l'identificazione della forza statica equivalente, definisce con l'ausilio dell'ordinata dello spettro di risposta di progetto ($S_d(T_1)$), il peso complessivo della costruzione (W), il coefficiente (λ) e l'accelerazione di gravità la forza sismica totale che agisce come taglio alla base dell'intera struttura.

3.2 DEFINIZIONE DEI CARICHI APPLICATI

3.2.1 Identificazione dei carichi e delle combinazioni di carico

Ad ogni elemento saranno attribuiti il carico permanente strutturale (G_1), il sovraccarico permanente non strutturale (G_2) e il sovraccarico accidentale (Q_k).

Il carico permanente strutturale G_1 è determinato dalla sezione e dal materiale dell'elemento analizzato. Di conseguenza, per il caso studio riportato si riscontrano come valori:

Tabella 4: Elementi portanti - Carico permanente strutturale (G_1)

Elemento di riferimento	*Dimensione della sezione [cm]*	*Peso unità volume materiale [kN/m³] NTC2018*	*Carico permanente strutturale (G_1) [kN/m]*
Trave interpiano	*60×40*	*25*	*6,00 kN/m*
Trave copertura	*30×80*	*25*	*6,00 kN/m*
Pilastro campata centrale	*30×60*	*25*	*4,50 kN/m*
Pilastro campata centrale – piano quinto	*30×30*	*25*	*2,25 kN/m*

Il sovraccarico permanente non strutturale G_2 è un valore dettato dalla consultazione delle *Tabelle dei pesi dei materiali [11]* che comprendono il peso dei componenti legati alla struttura portante. Nel caso in esame, sono presenti dei solai di tipo tradizionale in latero – cemento con orditura semplice ortogonale alla travatura principale dallo spessore di 24 cm; mentre, in copertura è sempre presente un solaio in latero – cemento accessibile solamente per manutenzioni. Entrambi i solai, avendo lo stesso spessore, sono costituiti da un peso proprio pari a 3,00 kN/m².

Nel caso in esame, il sovraccarico permanente non strutturale G_2, inerente ad entrambi i solai, comprende la pavimentazione, il sottofondo, il massetto, l'incidenza delle tramezze e l'intonaco di sottofondo.

Si specifica che il valore attribuito all'incidenza delle tramezze viene definito secondo i criteri citati nel paragrafo 3.1.3. della normativa vigente.

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1{,}00$ kN/m : $g_2 = 0{,}40$ kN/m²;
- per elementi divisori con $1{,}00 < G_2 \leq 2{,}00$ kN/m : $g_2 = 0{,}80$ kN/m²;
- per elementi divisori con $2{,}00 < G_2 \leq 3{,}00$ kN/m : $g_2 = 1{,}20$ kN/m²;
- per elementi divisori con $3{,}00 < G_2 \leq 4{,}00$ kN/m : $g_2 = 1{,}60$ kN/m² ;
- per elementi divisori con $4{,}00 < G_2 \leq 5{,}00$ kN/m : $g_2 = 2{,}00$ kN/m².

Figura 17: Incidenza tramezze – NTC 2018 [1]

Tabella 5: Carico permanente non strutturale (G_2)

Elemento di riferimento	*Materiale*	*Peso unità volume materiale [kN/m²]*
Solaio interpiano	*Pavimentazione*	*0,80*
	Sottofondo	*0,55*
	Massetto	*1,33*
	Intonaco sottofondo	*0,30*
	Incidenza tramezze	*2,00*
		4,98 kN/m²
Solaio copertura	*Elementi accessori*	*0,50*
	Ghiaia	*1,20*
	Impermeabilizzazione	*0,26*
	Massetto pendenze	*1,90*
	Intonaco inferiore	*0,30*
		4,16 kN/m²

Infine, i sovraccarichi accidentali (q_k) vengono definiti attraverso la destinazione d'uso del fabbricato e attraverso la consultazione della *Tab. 3.1.II all'interno del NTC2018 [1].*

Tab. 3.1.II - *Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	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
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		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Figura 18: Sovraccarico accidentale [1]

In riferimento all'analisi delle travi si considerano i valori rientranti nella categoria A, per gli elementi collocati nei piani; invece, per la travatura di copertura, si impiegano i valori della categoria H-I-K.

3.3 VERIFICA SECONDO IL METODO DELLA SCIENZA DELLE COSTRUZIONI

Le analisi che verranno proposte nei seguenti capitoli saranno costituite dal medesimo procedimento. Nel dettaglio, vengono determinate da tre fasi che prevedono innanzitutto la definizione della sezione e del materiale che compone l'elemento strutturale analizzato. In seguito, avviene l'identificazione dei carichi e delle relative combinazioni; e, infine, si riportano le verifiche dello stato tensionale e dello stato deformativo.

3.3.1 Verifica delle travi

La verifica delle travi viene eseguita, come già anticipato secondo il metodo delle Scienza delle Costruzioni, con l'ausilio del *"Prontuario per il calcolo di elementi strutturali – Le Monnier" [12].*

Prima di eseguire la verifica delle travi, viene definita la tipologia di struttura analizzata secondo i gradi di libertà e i vincoli che caratterizzano l'elemento.

In ambito statico, le strutture fisse vengono articolate in:

- Isostatiche → un sistema viene definito tale quando si ha un numero di vincoli strettamente necessario e ben disposti. In tal caso, questa classificazione strutturale viene attribuita quando sono sufficienti le sole equazioni di equilibrio per determinare le reazioni vincolari;
- Iperstatiche → un sistema viene definito tale se non sono sufficienti le sole equazioni di equilibrio a determinare univocamente le reazioni vincolari. Di conseguenza, una struttura è attribuita a questa classificazione quando al suo interno è presente almeno un vincolo sovrabbondante.

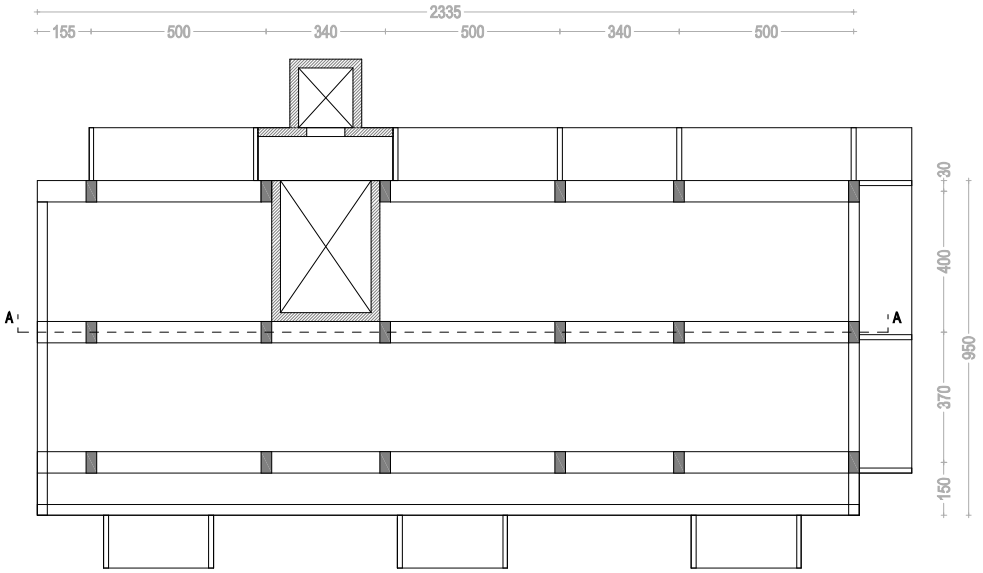


Figura 19:Pianta con luce delle travi

Figura 20: Schema statico trave

Figura 21: Reazioni vincolari trave

Il sistema illustrato nella *Figura 14* rappresenta la configurazione strutturale dei tre telai del fabbricato oggetto di analisi che viene costituito da un insieme di travi con doppio incastro agli estremi, ovvero con entrambe le estremità vincolate alle traslazioni e alla rotazione.

Per constatare la tipologia di struttura del sistema statico presente viene definito il grado di iperstaticità che equivale all'individuazione del numero di condizioni elementari dei vincoli sovrabbondanti. Per la determinazione di questo valore si correlano tra loro lo studio di labilità (effetto dei vincoli) [l], il numero dei corpi rigidi compresi nel sistema [n] e il numero delle condizioni elementari di vincolo [C_v].

$$i = l + C_v - 3 \cdot n$$

I gradi di iperstaticità che riguardano la travatura risultano pari a 3. Il valore riscontrato viene stabilito secondo la formula riportata precedentemente con l'inserimento dei risultati riscontrati riportati nella *Tabella 6* riassuntiva.

Tabella 6: Tipologia schema statico

Schema statico	*Grado di labilità (l)*	*Condizioni di vincolo (C_v)*	*Numero corpi rigidi (n)*	*Grado di iperstaticità (i)*
Iperstatico	0	$3_A + 3_B = 6$	1	3

Successivamente alla definizione dello schema statico, con l'ausilio del prontuario, vengono eseguite le verifiche tensionali e deformative dell'elemento.

3.3.1.1 Analisi stato tensionale

Come primo approccio si definiscono, secondo il metodo della Scienza delle Costruzioni, le sollecitazioni massime riscontrate sulla travatura esistente. La verifica delle sollecitazioni del taglio e del momento vengono eseguite prendendo in considerazione quanto definito nel capitolo 3. Si esclude l'analisi dello sforzo normale perché il valore riscontrato è nullo.

L'analisi di questi parametri viene eseguita in riferimento al "*prontuario per il calcolo di elementi strutturali – Le Monnier"* [13].

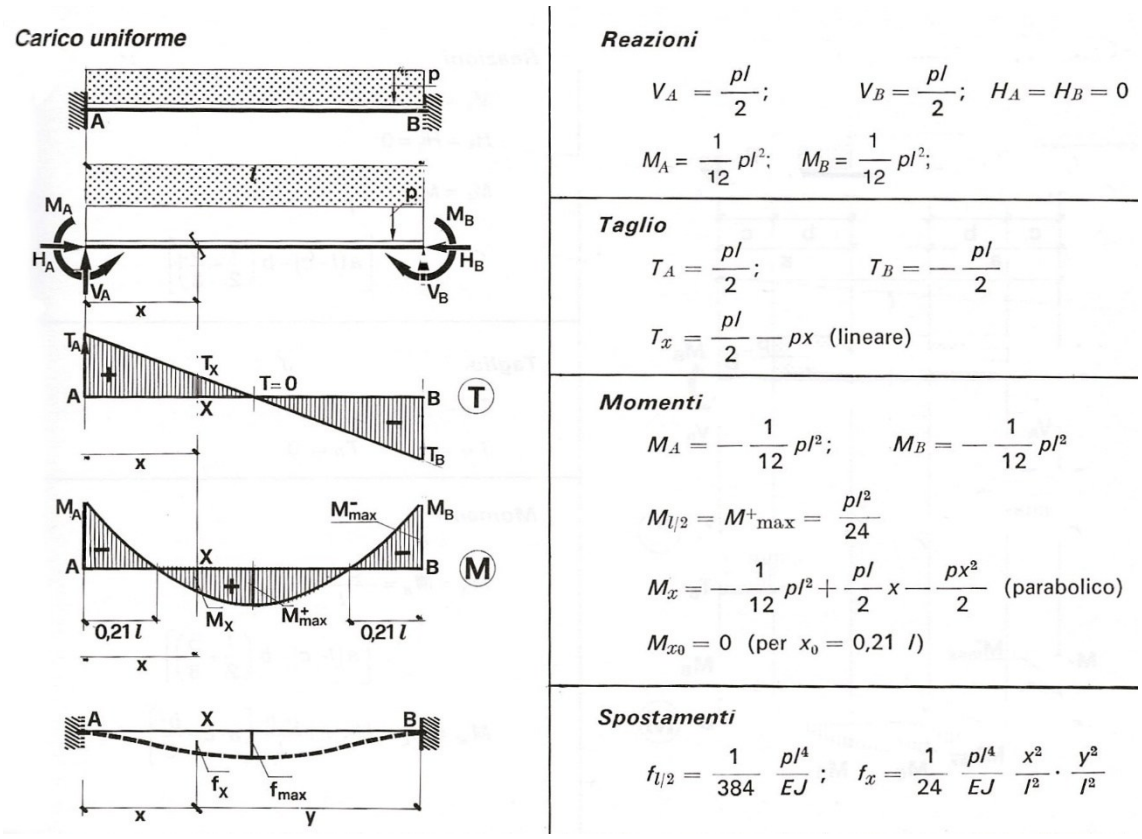


Figura 22: Prontuario – Le Monnier [13]

Per definire il momento flettente e lo sforzo tagliante, come si nota dalle formule, risulta necessario conoscere il carico uniformemente distribuito che agisce sulla travatura presa in esame.

Il carico uniformemente distribuito è costituito dalla sommatoria delle forze permanenti strutturali, non permanenti strutturali e dalle azioni accidentali. Dei valori precedentemente descritti, il carico permanente strutturale è stato definito nel capitolo 3.2.1.; i carichi rimanenti verranno determinati attraverso il prodotto tra la sommatoria dei pesi dei materiali [$p_{proprio}$] e i relativi coefficienti parziali [γ] e l'interasse preso in considerazione [l].

$$G_2 = \left(p_{proprio} \cdot \gamma + p_{proprio,2} \cdot \gamma + \ldots\right) \cdot l$$

$$Q_k = \left(q_k \cdot \gamma\right) \cdot l$$

In relazione ai carichi del solaio in latero cemento, si prendono in considerazione il peso proprio del solaio e la sommatoria dei carichi definita precedentemente nel paragrafo di 3.2.1. della presente argomentazione.

Tabella 7: Carico uniformemente distribuito - Solaio interpiano

Sezione trave (cm)	*Lunghezza (l)*	*Carico permanente strutturale trave (G_1)*	*Carico permanente strutturale solaio (G_1)*	*Carico permanente non strutturale solaio (G_2)*	*Sovraccarico accidentale (Q_k)*	*Carico uniformemente distribuito (q_{unif})*
60×40	5,00 m	6,00 kN/m	11,55 kN/m	19,173 kN/m	7,70 kN/m	63,12 kN/m
	Forza tagliante (V)		Momento flettente (M)		Momento flettente in mezzeria ($M_{1/2}$)	
	157,81 kN		131,51 kNm		65,75 kNm	
	Lunghezza (l)	Carico permanente strutturale trave (G_1)	Carico permanente strutturale solaio (G_1)	Carico permanente non strutturale solaio (G_2)	Sovraccarico accidentale (Q_k)	Carico uniformemente distribuito (q_{unif})
	3,40 m	6,00 kN/m	11,55 kN/m	19,173 kN/m	7,70 kN/m	63,12 kN/m
	Forza tagliante (V)		Momento flettente (M)		Momento flettente in mezzeria ($M_{1/2}$)	
	107,31 kN		60,81 kNm		30,41 kNm	

I valori uniformemente distribuiti, emersi nella *Tab. 7: Carico uniformemente distribuito – Solaio interpiano*, equivalgono al prodotto tra il carico dei materiali al kN/m² e l'area di influenza agente sulla trave in mezzeria considerata che è pari a 3,85 m.

In seguito, vengono riportati i diagrammi delle travi analizzate in base ai valori riscontrati.

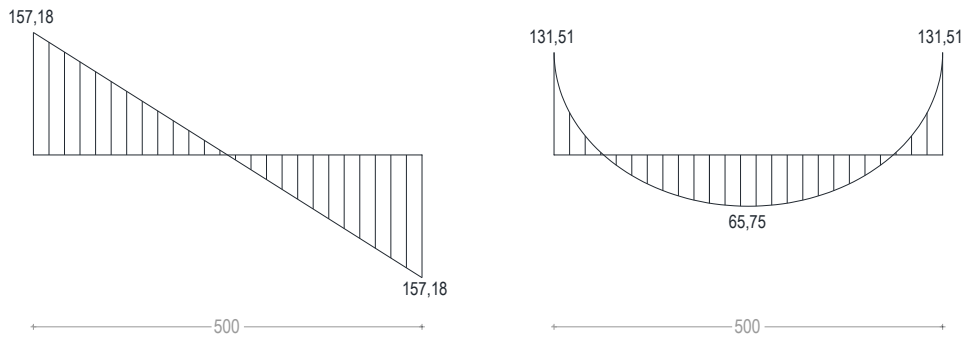


Figura 23: Diagramma trave interpiano

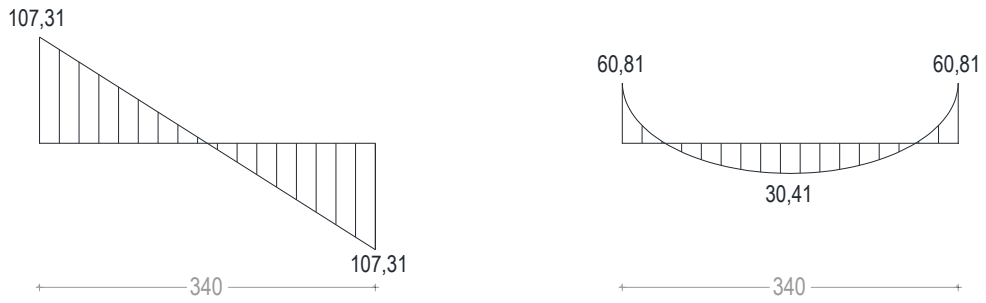


Figura 24: Diagramma trave interpiano

Tabella 8: Carico uniformemente distribuito - Solaio copertura

Sezione trave (cm)	*Lunghezza (l)*	*Carico permanente strutturale trave (G_1)*	*Carico permanente strutturale solaio (G_1)*	*Carico permanente non strutturale solaio (G_2)*	*Sovraccarico accidentale (Q_k)*	*Carico neve (q_{neve})*	*Carico uniformemente distribuito (q_{unif})*
30×80	*5,00 m*	*6,00 kN/m*	*11,55 kN/m*	*16,016 kN/m*	*1,925 kN/m*	*1,925 kN/m*	*52,61 kN/m*
	Forza tagliante (V)		*Momento flettente (M)*		*Momento flettente in mezzeria ($M_{1/2}$)*		
	131,54 kN		*109,61 kNm*		*54,81 kNm*		
	Lunghezza (l)	*Carico permanente strutturale trave (G_1)*	*Carico permanente strutturale solaio (G_1)*	*Carico permanente non strutturale solaio (G_2)*	*Sovraccarico accidentale (Q_k)*	*Carico neve (q_{neve})*	*Carico uniformemente distribuito (q_{unif})*
	3,40 m	*6,00 kN/m*	*11,55 kN/m*	*16,016 kN/m*	*1,925 kN/m*	*1,925 kN/m*	*52,61 kN/m*
	Forza tagliante (V)		*Momento flettente (M)*		*Momento flettente in mezzeria ($M_{1/2}$)*		
	89,44 kN		*50,68 kNm*		*25,34 kNm*		

Anche per questo caso il valore riscontrato inerente ai carichi uniformemente distribuiti per il solaio deriva dal prodotto ottenuto tra il carico dei materiali al kN/m² e l'area di influenza.

Sulle base di quanto emerso nella *Tab. 8: Carico uniformemente distribuito – Solaio copertura* si riportano in seguito i diagrammi dei singoli elementi posti in esame.

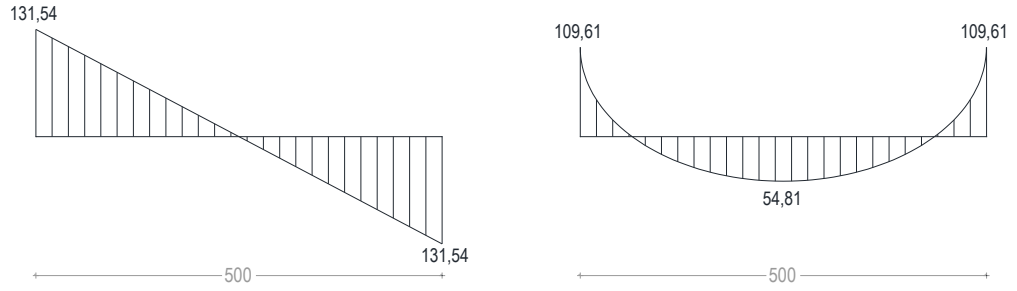


Figura 25: Diagrammi trave copertura

Figura 26: Diagrammi trave copertura

3.3.2 Verifica dei pilastri

La conoscenza in ambito statico non si limita allo studio degli elementi orizzontali, ma comprende anche l'analisi dei pilastri che costituiscono la struttura portante. Tale analisi è stata condotta utilizzando il software Telaio 2D, nel quale sono state inserite le combinazioni di carico e i carichi agenti.

Successivamente, verranno analizzati singolarmente gli elementi strutturali del punto di vista statico, al fine di eseguire una verifica più accurata delle sollecitazioni.

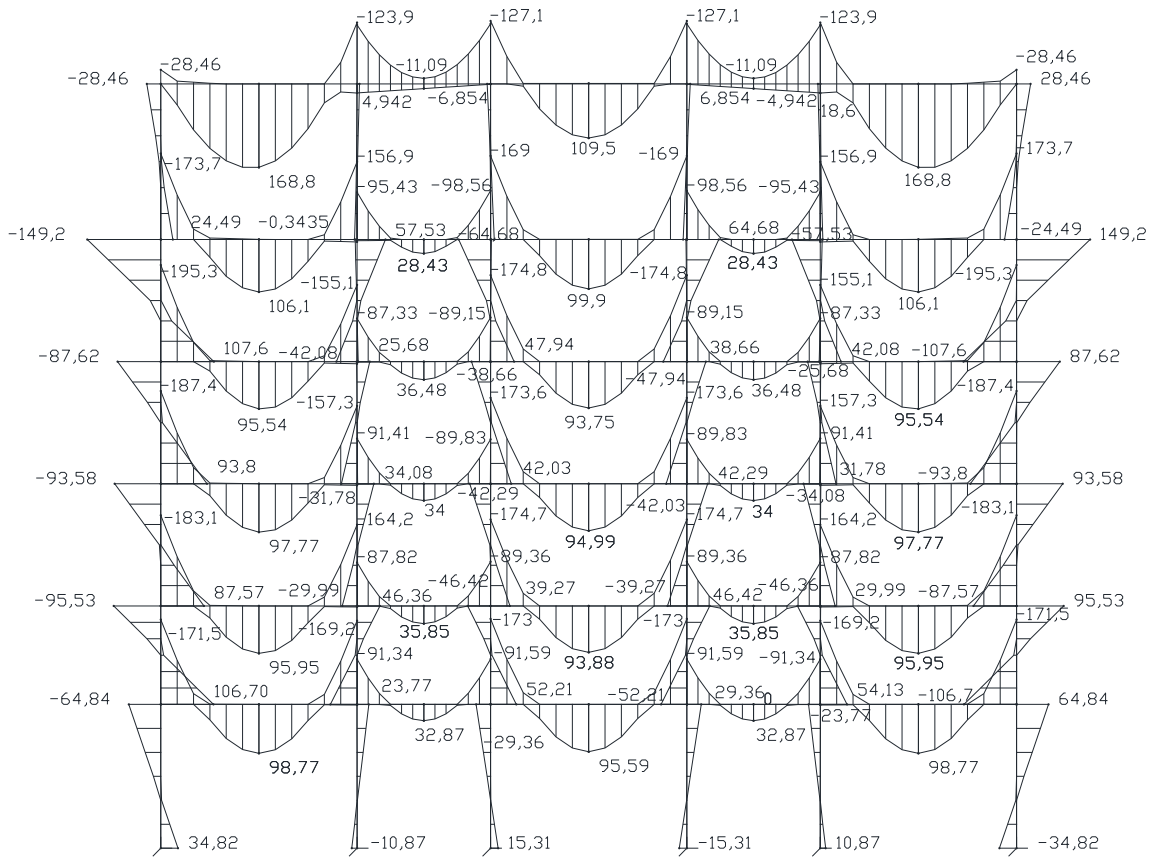


Figura 27: Momento flettente

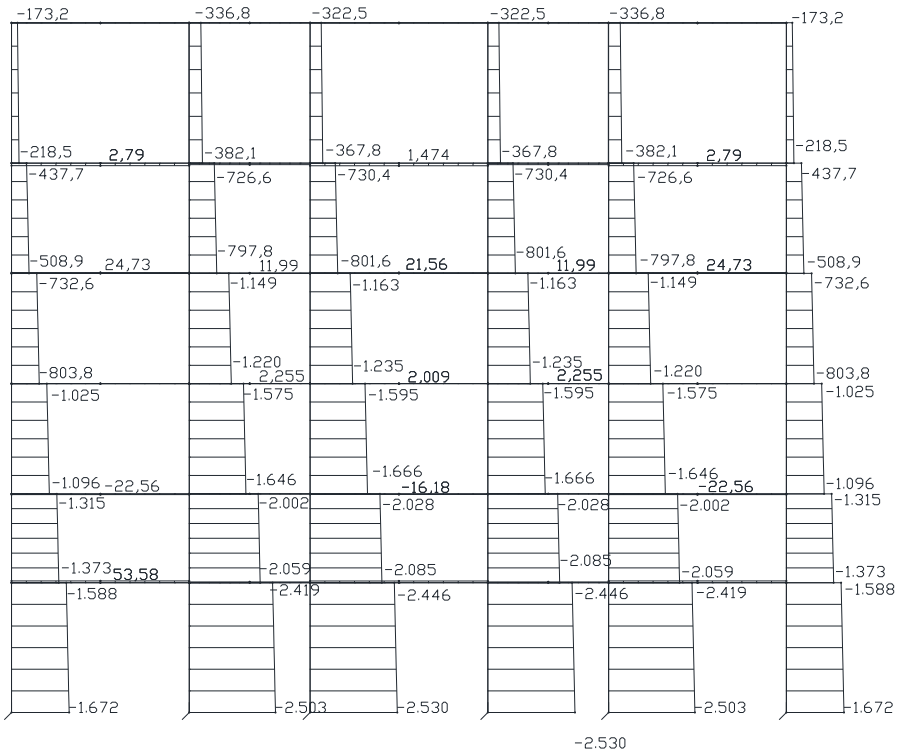


Figura 28: Sforzo normale agente

In riferimento allo schema a telaio precedentemente proposto, si osserva che i pilastri maggiormente sollecitati risultano essere quelli posti alla base della struttura. In particolare, verranno condotte due analisi sui pilastri aventi sezioni 30×60 cm, relativi al telaio disposti lungo il lato maggiore. Uno collocato all'esterno della campata e uno nella campata centrale.

3.3.2.1 Pilastri 30×60 cm

Nel presente paragrafo si riportano le estrapolazioni delle *Figure 33 e 34* dell'analisi degli elementi verticali.

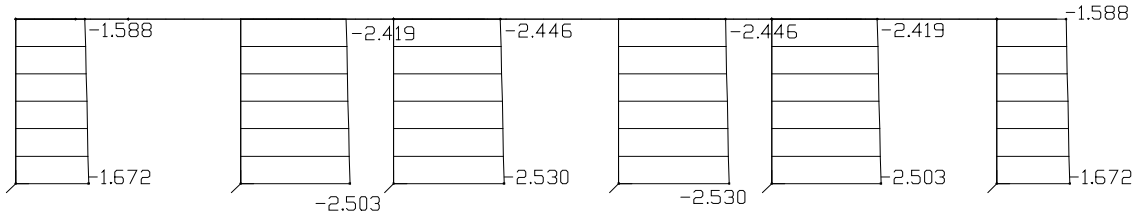


Figura 29: Sforzo normale – pilastri posti alla base

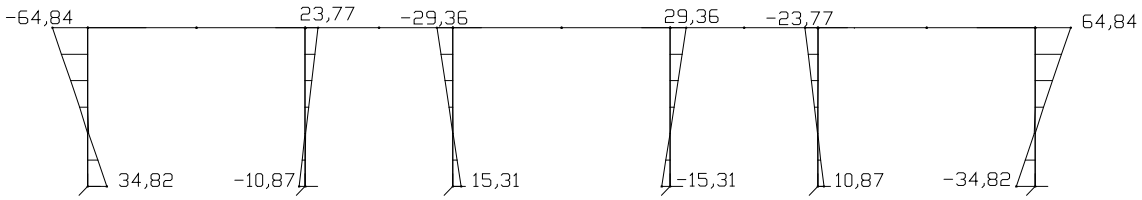


Figura 30: Momento flettente - Pilastri posti alla base

In sintesi, si riportano nella *Tab. 9 – Sollecitazioni pilastri piano terra* che seguente i risultati riscontrati con l'analisi dei singoli pilastri che verranno successivamente impiegati per eseguire una verifica dei risultati in merito alla sezione dei pilastri analizzata.

Tabella 9: Sollecitazioni pilastri piano terra

Sezione	*Posizionamento*	*Momento flettente agente (M_{ed})*	*Sforzo normale (N_{rd})*
30×60 cm	*Pilastro interno*	*15,31 kNm*	*2530 kN*
	Pilastro centrale	*10,87 kNm*	*2503 kN*
	Pilastro esterno	*34,82 kNm*	*1672 kN*

3.3.3 Verifica delle sezioni

L'analisi statica condotta sulle travature dei vari piani , secondo le combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo (SLU), ha evidenziato, in riferimento ai risultati riscontrati e riportati nelle *tabelle 9 e 10*, che quanto constatato è considerato accettabile se i momenti flettenti agenti sull'elemento (M_{ed}) siano inferiori rispetto al momento resistente massimo (M_{rd}).

La definizione del momento flettente massimo "M_{rd}" avviene tramite l'ausilio del software *Vca Slu* che permette di ricavare il valore considerando la sezione di riferimento, il materiale e la tipologia di armatura.

Tabella 10: Verifica delle sezioni

Sezione	*Materiale*	*Barre d'armatura*	*Copriferro*	*Momento flettente massimo (M_{rd})*
60×40 cm	*C8/10*	*Ø 16*	*3 cm*	*116,40 kNm*
30×80 cm	*C8/10*	*Ø 16*	*3 cm*	*204,30 kNm*
30×60 cm	*C8/10*	*Ø16*	*3 cm*	*87,91 kNm*

In base a quanto riportato nella *Tab. 10 – Verifica delle sezioni* si afferma che le sezioni impiegate nel fabbricato risultano tutte verificate.

Nella seguente tabella viene riportata una sintesi dei momenti flettenti degli elementi esaminati.

Tabella 11: Verifica dei risultati

Travatura	*Lunghezza (l)*	*Momento flettente agente (M_{ed})*	*Momento flettente massimo (M_{rd})*	*Verificato*
60×40 cm	*5,00 m*	*106,10 kNm*	*116,40 kNm*	*Sì*
	3,40 m	*98,56 kNm*	*116,40 kNm*	*Sì*
30×80 cm	*5,00 m*	*168,80 kNm*	*204,30 kNm*	*Sì*
	3,40 m	*121,20 kNm*	*204,30 kNm*	*Sì*

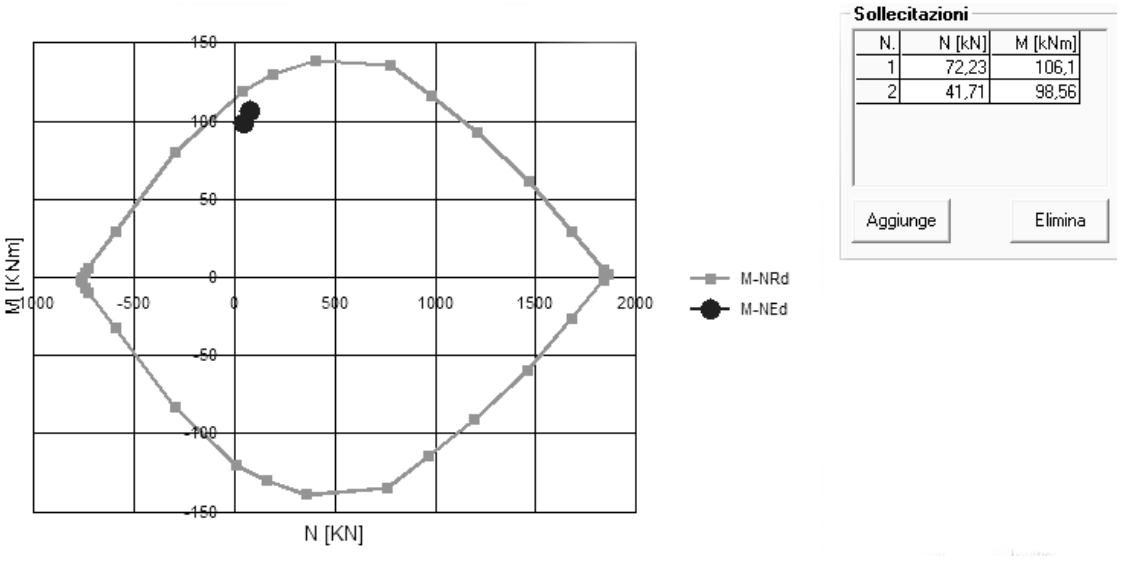


Figura 31: Dominio M-N - Trave 60×40 cm

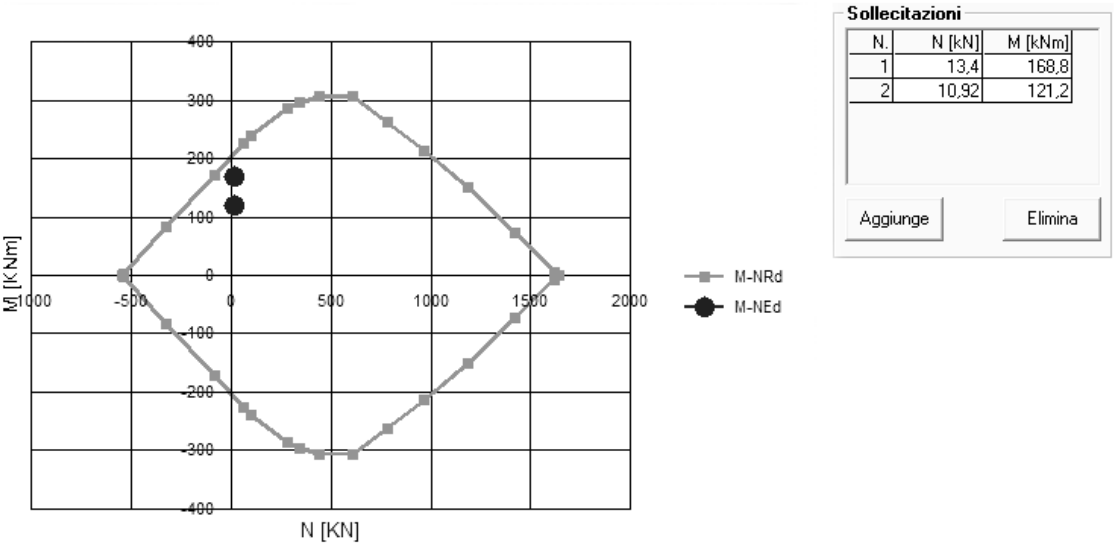


Figura 32: Dominio M-N - Trave 30×80 cm

L'analisi eseguita con la combinazione di carico allo Stato Limite Ultimo (SLU) ha evidenziato che le travature soddisfano i limiti imposti e previsti dalla normativa vigente.

La verifica strutturale è stata condotta sulle sezioni in mezzeria, ritenute più rappresentativa delle condizioni più sollecitanti agenti sugli elementi portanti.

Sulla base delle considerazioni effettuate per gli elementi orizzontali della struttura, è stata eseguita una verifica analoga anche per i pilastri oggetto di analisi. I risultati ottenuti dimostrano che le sezioni degli elementi verticali, in particolare dei pilastri maggiormente sollecitati, non risultano conformi ai requisiti di verifica strutturale.

Tabella 12: Verifica dei risultati

Sezione	*Posizionamento*	*Momento flettente agente (M_{ed})*	*Sforzo normale (N_{rd})*
30×60 cm	*Pilastro interno*	*15,31 kNm*	*2530 kN*
	Pilastro centrale	*10,87 kNm*	*2503 kN*
	Pilastro esterno	*34,82 kNm*	*1672 kN*

I dati presenti nella *Tab. 12: Verifica dei risultati* sono stati inseriti nel software di calcolo *Vca SLU* che ha restituito il seguente grafico, il quale dimostra che le sezioni dei vari pilastri, secondo un'analisi statica con combinazione allo Stato Limite Ultimo (SLU), non risultano conformi.

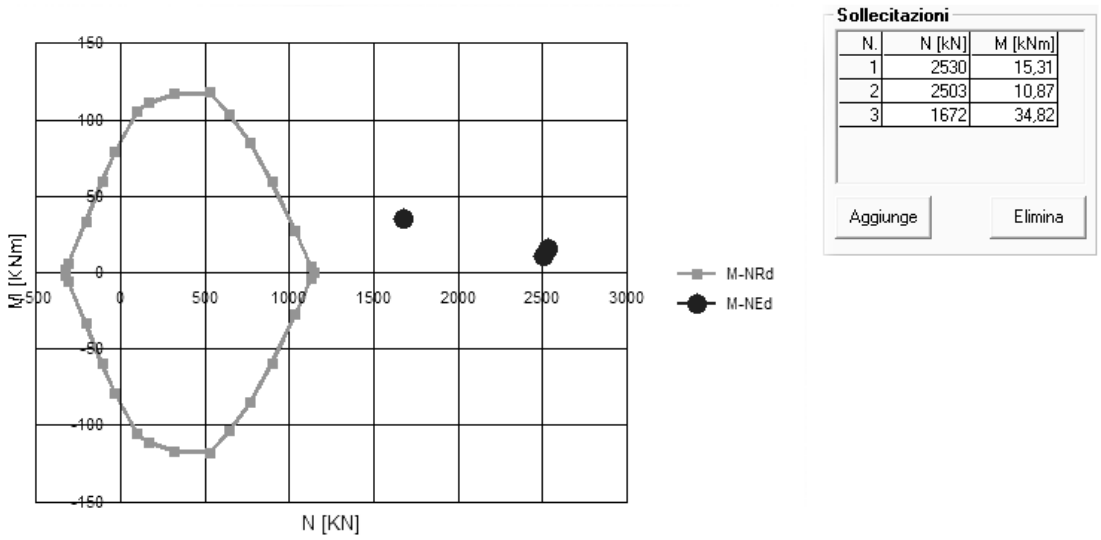


Figura 33: Verifica sezione dei pilastri 30×60 cm

3.3.4 Analisi stato deformativo

In seguito alla verifica tensionale viene determinata l'analisi dello stato deformativo. La definizione di questa tipologia di analisi, stabilita secondo il "*prontuario per le verifiche statiche [14]*", tiene in considerazione il carico uniformemente distribuito [q_{unif}], la luce dell'elemento [l], il modulo di elasticità normale [E] e il momento di inerzia [J].

Il modulo di elasticità normale [E] viene definito a seconda della classe di resistenza del materiale impiegato. Nel presente caso, in riferimento a quanto riportato dalle indagini realizzate in sito, è stato impiegato un calcestruzzo C8/10. Di conseguenza, il valore del modulo di elasticità normale equivale a 25472,93 N/mm².

In merito alla definizione del momento di inerzia [J] si prende in considerazione la sezione dell'elemento in esame. Pertanto, verranno determinati tre valori relativi ai dimensionamenti analizzati. Con precisione si riscontra, per le travature interpiano, un valore pari a $3{,}20\times10^{9}$ mm per la travatura con sezione pari a 60×40 cm; mentre, per quelle con sezionamento inferiore si ottiene un valore equivalente a $6{,}75\times10^{8}$ mm. In conclusione, per le travi della copertura si ha un modulo di inerzia [J] di $1{,}28\times10^{10}$ mm.

MOMENTI DI INERZIA, MOMENTI DI RESISTENZA ED AREE DELLE SEZIONI PIÙ COMUNI

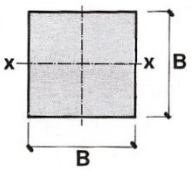
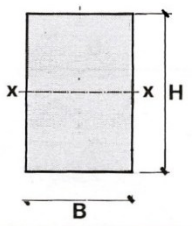
Tipo di sezione	Momento di inerzia J (rispetto all'asse x-x)	Modulo di resistenza W	Area della sezione
	$\frac{B^4}{12}$	$\frac{B^3}{6}$	B^2
	$\frac{BH^3}{12}$	$\frac{BH^2}{6}$	BH

Figura 34: Prontuario – formula Momento Inerzia [14]

I precedenti risultati si definiscono secondo la consultazione dei prontuari. Nel dettaglio, si consultano il prontuario per il calcolo di elementi strutturali e il prontuario relativo alle caratteristiche del materiale impiegato.

L'identificazione del valore di spostamento della travatura viene eseguita secondo la formula riportata nel sotto paragrafo 3.2.2.1.

In definitiva, la deformazione massima ammissibile per effettuare la verifica delle varie travi viene determinata secondo la formula $f_{max} = \frac{1}{250} l$.

Tab. 4.2.XII - *Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie*

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Figura 35: Deformazione massima [1]

Tabella 13: Deformata - Solaio interpiano

Sezione trave (cm)	*Lunghezza (l)*	*Carico uniformemente distribuito (q_{unif})*	*Modulo Inerzia (J)*	
60×40	*5000 mm*	*63,12 kN*	*3,20×10⁹ mm⁴*	
	Deformata rilevata		*Deformata massima*	*Verificato*
	1,26 mm		*20 mm*	*Sì*
	Lunghezza (l)	*Carico uniformemente distribuito (q_{unif})*	Modulo Inerzia (J)	
	3400 mm	*63,12 kN*	*3,20×10⁹ mm⁴*	
	Deformata rilevata		*Deformata massima*	*Verificato*
	0,27 mm		*13,6 mm*	*Sì*

Tabella 14: Deformata - Solaio copertura

Sezione trave (cm)	*Lunghezza (l)*	*Carico uniformemente distribuito (q_{unif})*	*Modulo Inerzia (J)*	
30×80	*5000 mm*	*52,61 kN*	*$1,28 \times 10^{10}$ mm^4*	
	Deformata rilevata		*Deformata massima*	*Verificato*
	0,26 mm		*20 mm*	*Sì*
	Lunghezza (l)	*Carico uniformemente distribuito (q_{unif})*	Modulo Inerzia (J)	
	3400 mm	*52,61 kN*	*$1,28 \times 10^{10}$ mm^4*	
	Deformata rilevata		*Deformata massima*	*Verificato*
	0,06 mm		*13,6 mm*	*Sì*

4 MODELLAZIONE FEM DELLA STRUTTURA

4.1 SOFTWARE UTILIZZATO

In seguito all'analisi statica della struttura a telaio eseguita precedentemente secondo il metodo della Scienza delle Costruzioni viene approfondita l'analisi andando ad inserire, tramite l'ausilio di un software di calcolo, una forza statica equivalente che vada a simulare l'azione sismica che si verifica a livello strutturale.

Il software di calcolo impiegato per l'analisi compresa nei seguenti capitoli è *"Telaio 2D"*. Si tratta di un software freeware basato sul metodo degli elementi finiti, che consente di effettuare verifiche strutturali tramite analisi statica, includendo le combinazioni sismiche. Il programma permette di eseguire sia analisi lineari che non lineari su telai multipiano.

4.2 MODELLO DELLA STRUTTURA – COMBINAZIONE SLU

4.2.1 CONFRONTO RISULTATI

In riferimento ai risultati riscontrati secondo il metodo della Scienza delle Costruzioni e l'impiego del software precedentemente descritto viene eseguito un confronto dei valori ottenuti per verificare la congruenza e l'accuratezza tra le due metodologie impiegate.

4.2.1.1 Trave interpiano – Lunghezza 5,00 m

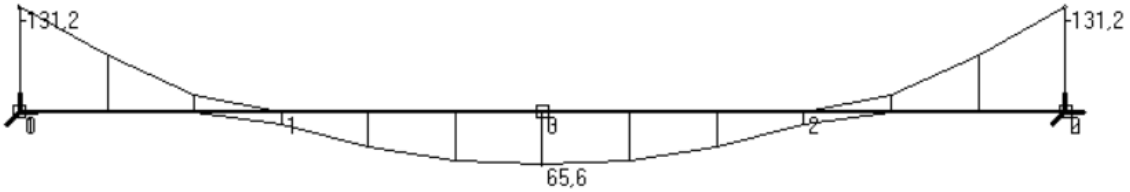


Figura 36: Momento flettente

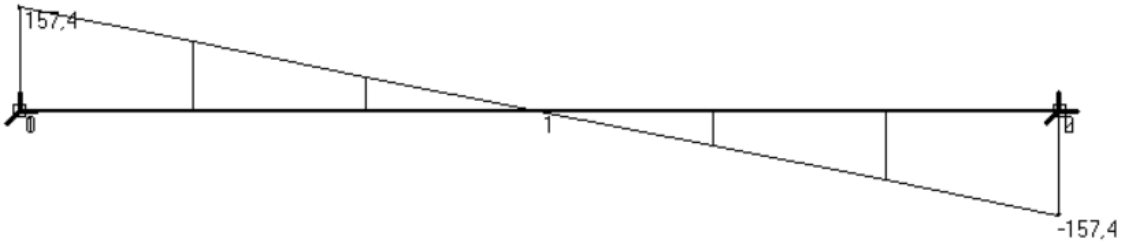


Figura 37: Sforzo tagliante

4.2.1.2 Trave interpiano – Lunghezza 3,40 m

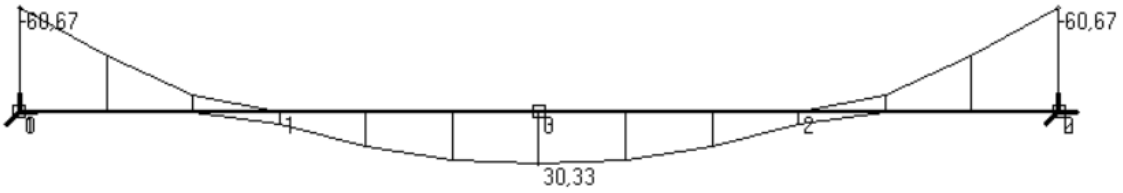


Figura 38: Momento flettente

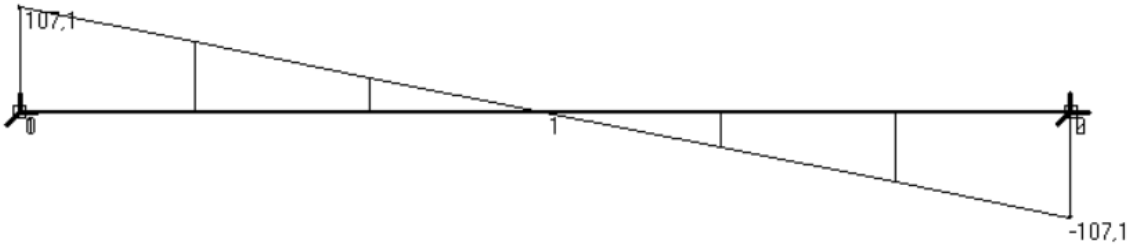


Figura 39: Sforzo tagliante

4.2.1.3 Trave copertura – Lunghezza 5,00 m

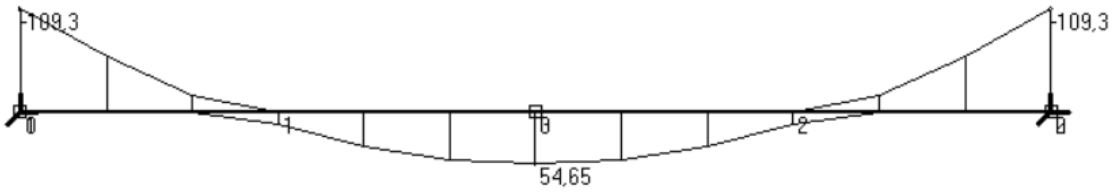


Figura 40: Momento flettente

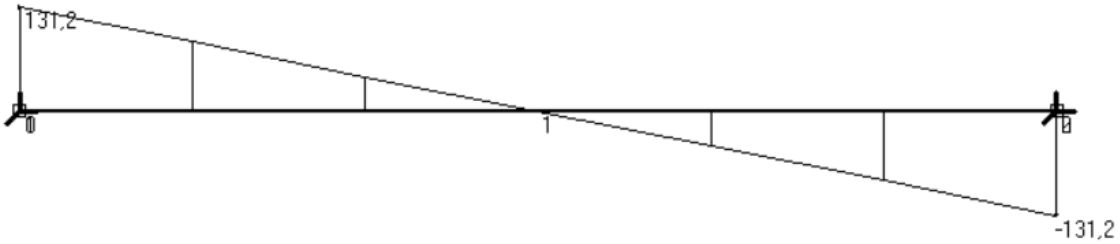


Figura 41: Sforzo tagliante

4.2.1.4 Trave copertura – Lunghezza 3,40 m

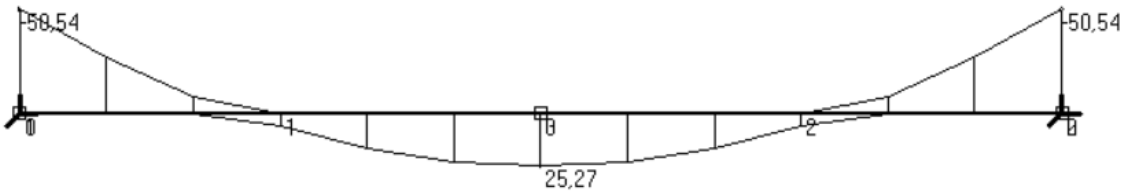


Figura 42: Momento flettente

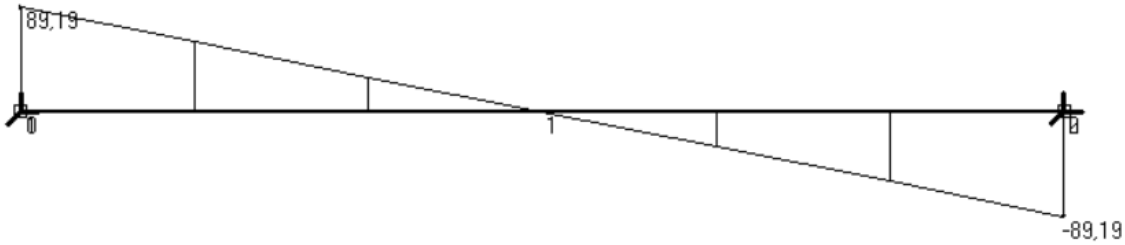


Figura 43: Sforzo tagliante

Come già anticipato, i diagrammi delle travature riportati in precedenza vengono impiegati come metodo di verifica nella dimostrazione della correttezza della procedura di trattazione avvenuta secondo il metodo della Scienza delle Costruzioni.

4.3 MODELLO DELLA STRUTTURA – COMBINAZIONE SISMICA

L'analisi statica comprendente la combinazione sismica che si svolgerà in seguito sarà determinata dall'impiego di una forza statica equivalente che simulerà l'azione sismica reale che si manifesta a livello strutturale.

La forza statica equivalente viene definita secondo la normativa in vigore che equivale alle *"Norme tecniche delle Costruzione emanate nel 2018 [1]"*. Nel dettaglio, si fa riferimento ai capitoli inerenti alle *"Azioni sulle Costruzioni"* e sulla *"Progettazione per le azioni sismiche"*.

La tipologia di forza che verrà impiegata per simulare l'azione sismica, secondo un'analisi statica lineare, può essere definita tramite una procedura costituita dall'individuazione di due parametri correlati tra loro.

- Passaggio 1 → si determina il carico totale da applicare orizzontalmente alla struttura da esaminare andando a definire il taglio alla base dovuta dall'azione sismica. Il valore viene riscontrato dalla formula:

$$F_h = S_d(T_1)W\frac{\lambda}{g}$$

- Passaggio 2 → permette di determinare la distribuzione dell'azione sismica sui diversi piani. Con la formula, sempre definita da normativa, si riscontrano le forze puntuali che derivano da:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

F_h	$= S_d(T_1)\, W\, \lambda / g$
F_i	è la forza da applicare alla massa i-esima;
W_i e W_j	sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;
z_i e z_j	sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j;
$S_d(T_1)$	è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;
W	è il peso complessivo della costruzione;
λ	è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;
g	è l'accelerazione di gravità.

Figura 44: Estratto NTC2018 [1]

Le verifiche riportate in seguito rientreranno, per l'edificio posto in analisi, nella classe di duttilità B che comprende strutture con media/bassa capacità dissipativa. La scelta della presente categoria viene determinate dai parametri rilevati dai sondaggi che sono stati eseguiti e che fanno emergere una capacità medio/bassa, a livello strutturale, di assorbire l'energia durante un evento sismico.

4.3.1 Identificazione dei parametri della forza statica equivalente

L'azione sismica di progetto viene definita a seconda dei diversi stati limite considerati che dipendono dalla "pericolosità sismica di base" del sito in cui è collocato il fabbricato.

I parametri fondamentali, definiti dalla normativa attualmente in vigore *[1]*, da cui dipende questo tipo di azione corrispondono a:

- a_g → definisce l'accelerazione massima orizzontale nel sito
- F_o → indica il fattore di amplificazione massimo rispetto allo spettro in accelerazione orizzontale
- T_c^* → indica il valore di riferimento inerente al periodo iniziale del tratto a velocità costante dello spettro in riferimento all'accelerazione orizzontale

I valori dei parametri precedentemente descritti vengono determinati attraverso l'impiego di un programma online di *"Gestione Parametri Sismici [15]"*.

Tabella 15: Parametri sismici di riferimento

PARAMETRI SISMICI NEL SITO

Accelerazione massima orizzontale (a_g)	*Fattore di amplificazione (F_o)*	*Periodo di inizio del tratto a velocità costante (T_c*)*
0,073	*2,577*	*0,396*

In seguito alla definizione dei parametri sismici legati al sito viene determinata la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche che vengono fornite dalla relazione geologica correlata al presente caso studio. Nel dettaglio, emerge che il presente fabbricato è collocato in un terreno di tipo C con condizioni topografiche rientranti nella categoria T_1.

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*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.
B	*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.
C	*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.
D	*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.
E	*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.

Figura 45: Categoria di sottosuolo – NTC2018 [1]

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Figura 46: Categorie topografiche – NTC2018 [1]

La conoscenza in merito alla morfologia territoriale del fabbricato preso in esame permette di definire i primi parametri per l'ottenimento del valore complessivo dello spettro di risposta elastico della componente orizzontale $S_d(T)$. Nel dettaglio, la conoscenza territoriale permette di definire i parametri inerenti all'amplificazione stratigrafica che vengono determinati delle espressioni riportati nella *Tab. 3.2.IV e Tab 3.2.V [1]*.

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_S e di C_C*

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$	$1{,}10 \cdot (T_C^*)^{-0{,}20}$
C	$1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$	$1{,}05 \cdot (T_C^*)^{-0{,}33}$
D	$0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80$	$1{,}25 \cdot (T_C^*)^{-0{,}50}$
E	$1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$	$1{,}15 \cdot (T_C^*)^{-0{,}40}$

Figura 47: Parametri S_S e C_C [1]

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 48: Parametri S_T [1]

In seguito ai parametri descritti in precedenza è necessario, per la definizione della forza statica equivalente, la determinazione del valore dello spettro di risposta elastico della componente orizzontale ($S_d(T)$). Il risultato che verrà riscontrato terrà in considerazione:

- i parametri sismici correlati al sito (a_g, F_0, T_c^*);
- il periodo proprio di vibrazione della struttura (T);
- il coefficiente che considera la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche (S);
- il fattore di alterazione dello spettro (η);
- il periodo iniziale del tratto con velocità costante dello spettro di accelerazione (T_C);
- il periodo iniziale del tratto di accelerazione costante dello spettro di accelerazione (T_B);
- il periodo iniziale dello spostamento costante dello spettro di accelerazione (T_D).

I termini precedentemente descritti vengono definiti secondo espressioni di calcolo all'interno del paragrafo 3.2.3. della normativa vigente *[1]*.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T \qquad [3.2.3]$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \qquad [3.2.5]$$

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3 \qquad [3.2.6]$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6 . \qquad [3.2.7]$$

Figura 49: Definizione parametri Sd(T) [1]

Proseguendo con la consultazione della normativa si approfondisce l'analisi in merito alla definizione del fattore di alterazione "η". Il fattore in questione viene riscontrato nel "*§ 3.2.3.5. delle NTC2018 [1]*" e, per il caso studio in esame, viene costituito dal rapporto $\eta = \frac{1}{q}$.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo *SLV* è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \qquad [7.3.1]$$

Tab. 7.3.II – *Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD*

	q_0	
Tipologia strutturale	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_u/α_1	3,0 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_u/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Figura 50: Definizione valore "q" - NTC2018 [1]

Il valore "q", andando a considerare una bassa duttilità del fabbricato, viene determinato da due parametri che corrispondono al rapporto tra $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$, fornito dalla normativa vigente *[1]*; e, il valore K_R, anch'esso fornito dalla normativa, che viene considerato pari ad 1, perché il presente caso studio è costituito da una struttura con regolarità in altezza.

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1:

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai
- strutture a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}3$

Figura 51: Fattore di comportamento [1]

Il periodo proprio di vibrare della struttura viene determinato nella "*Circolare esplicativa delle NTC2018 [2]*" secondo la formula $T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$. Il valore del parametro "C_1" viene stabilito a seconda della tipologia di struttura e di materiale che compongono il fabbricato. Nel presente caso studio viene impiegato il valore pari a 0,075.

La precedente formulazione è stata utilizzata per la determinazione del valore del periodo proprio di vibrazione in quanto le condizioni di applicazione risultano conformi ai requisiti previsti dalla normativa *NTC 2018 [1].* In particolare, tale espressione è stata adottata perché il fabbricato è regolare in altezza e il valore del parametro considerato risulta inferiore a 2,5 T_c o T_D, inoltre, è stata utilizzata questa formulazione in prima analisi in quanto non si disponeva inizialmente di un modello di calcolo dell'edificio tale da conoscere lo spostamento elastico al vertice della costruzione. Successivamente, una volta noto tale valore, è stata confrontata l'azione sismica secondo il peridio proprio di vibrare della struttura definito nelle *NTC 2018 [1]* e si è verificato che le due sono comparabili per cui si è ritenuto valido quanto determinato in prima approssimazione.

Tabella 16: Spettro di risposta Sd(T)

Parametro	Risultato riscontrato	Parametro	*Espressione applicata*	Risultato riscontrato
a_g	*0,073*	S_S	$1{,}70 - 0{,}6 \cdot F_0 \cdot \frac{A_g}{g}$	*1,67*
F_0	*2,577*	S	$S_S \cdot S_T$	*1,67*
T_C*	*0,396*	C_C	$1{,}05 \cdot (T_C *)^{-0{,}33}$	*1,43*
C_1	*0,075*	T_C	$C_C \cdot T_C^*$	*0,56*
H_{fabb}	*19,40 m*	T_B	$\frac{T_C}{3}$	*0,19*
K_R	*1,00*	T_D	$4{,}00 \cdot \frac{A_g}{g} + 1{,}60$	*1,63*
S_T	*1,00*	T_1	$C_1 \cdot H_{fabb}^{\frac{3}{4}}$	*0,69*
g	*9,81*	q	$(3{,}00 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}) \cdot K_R$	*3,90*
λ	*0,85*	η	$\frac{1}{q}$	*0,26*

Con la determinazione dei valori dei periodi inerenti alle strutture si identifica la formula di calcolo dello spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale Sd(T).

In base ai valori riportati nella *Tab. 11 Spettro di risposta Sd(T)* si evince che il parametro, inerente allo spettro di risposta, viene definito dalla seguente espressione ed equivale a 0,07.

$$T_C \leq T < T_D \qquad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot (\frac{T_C}{T_1})$$

4.3.2 Forza statica equivalente al piano – F_i

La forza statica equivalente, come descritto nei paragrafi precedenti, è definita da tre componenti fondamentali che equivalgono all'intensità della forza sismica totale agente sull'edificio, le quote di applicazione della forza rispetto al piano di fondazione e i pesi costruttivi della struttura.

In primo luogo, sono stati determinati i pesi costruttivi, che includono tutte le componenti strutturali dell'edificio. In particolare, il calcolo tiene in considerazione della presenza di travature, tamponamenti, pilastri, solai, terrazze e la scala.

Prima di procedere con l'analisi statica costituita dalla combinazione sismica, è stato condotto uno studio degli elementi strutturali in condizioni statiche. Successivamente, verranno considerate le combinazioni relative all'azione sismica, come specificato nel §2.5.3, utilizzando i coefficienti di combinazione indicati nella *Tab. 2.5.I. della normativa NTC2018 [1].*

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$. [2.5.7]

Figura 52: Combinazione delle azioni [1]

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
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 53: Coefficiente di combinazione [1]

Come riportato nei paragrafi precedenti della normativa, per le verifiche sismiche successive si adotta il coefficiente di combinazione ψ_{2j} pari a 0,3. La combinazione di carico utilizzata per la definizione delle azioni sismiche è quindi espressa dalla formula $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_k + \ldots$ dove:

- G_1 e G_2, rappresentano rispettivamente i carichi permanenti strutturali e non strutturali
- Q_k indica il valore variabile di riferimento
- ψ_{21} è il coefficiente di combinazione associato al carico variabile Q nel caso si combinazione sismica

I valori risultanti di tale combinazione sono riportati nella *Tab. 17: Carichi costruzioni sismiche,* dove sono sintetizzati i carichi utilizzati per l'analisi sulla base delle condizioni di carico sopra descritte.

Tabella 17: Carichi condizioni sismiche

Elemento considerato	*Espressione applicata*	*Valore riscontrato*
Solaio interpiano	$G_{1,solaio} + G_{2,solaio} + \Psi_{2j} Q_k$	$q_{i,s}$= 3,00+4,98+(2,00 · 0,30)= 8,58 kN/m²
Solaio copertura	$G_{1,solaio} + G_{2,solaio} + \Psi_{2j} Q_k$	$q_{c,s}$= 3,00+4,16+(1,00 · 0,30)= 7,46 kN/m²
Travi interpiano	$2 \cdot G_{1,solaio} + G_{2,solaio} + \Psi_{2j} Q_k$	(3,00 · 2)+4,98+(2,00 · 0,30)= 11,58 kN/m²
Travi copertura	$2 \cdot G_{1,solaio} + G_{2,solaio} + \Psi_{2j} Q_k$	(3,00 · 2)+4,16+(1,00 · 0,30)= 10,46 kN/m²
Tamponatura	$G_{1,tamponatura} \cdot h_{parete}$	q_{tamp}= 3,10 · 3,10= 9,61 kN/m
Scala in c.a.	$G_{1,scala} + G_{2,solaio} + \Psi_{2j} Q_k$	q_{scala}= 8,40+3,15+(0,6 · 4,00)= 13,95 kN/m²

Con la definizione dei carichi sismici e la conoscenza della geometria del fabbricato si determinano i valori dei pesi costruttivi sismici.

Come già anticipato, per la definizione del peso complessivo costruttivo del solaio interpiano si considerano le travature, i pilastri, le tamponature, la scala, le terrazze e il solaio stesso. Le stesse componenti vengono considerate per riscontrare il peso costruttivo inerente al solaio di copertura con esclusione delle terrazze.

Tabella 18: Peso sismico costruttivo – solaio interpiano

Peso sismico costruttivo (W_{int})	*Elementi considerati*	*Espressione applicata*	*Valore riscontrato (kN)*
Piano interpiano	Solaio	$q_{i,s} \cdot l_a \cdot l_b$	8,58 · 23,70 · 9,50= 1931,79
	Terrazze	$(q_{i,s} \cdot l_a \cdot s_{ter}) + (q_{i,s} \cdot l_b \cdot s_{ter})$	(8,58·23,70·1,50)+(8,58·9,50·1,50)= 457,16
	Tamponatura	$((n \cdot l_a) + (n \cdot l_b)) \cdot q_{tamp}$	((2·23,70)+(2·9,50))·9,61= 638,10
	Scala	$n_{piani} \cdot n_{rampe} \cdot (q_{scala} - q_{i,s})$	5 · 11 · (13,95-6,75)= 295,35
	Travi	$n_{travi} \cdot l_{trave,tot} \cdot q_{trave}$	3 · 23,70 · 6,00= 426,60
			2 · 9,50 · 2,25= 42,75
	Pilastri	$n_{pil} \cdot h_{pil} \cdot q_{pil}$	18 · 3,10 · 4,50= 251,10
			4042,86 kN

Tabella 19: Peso sismico costruttivo - solaio copertura

Peso sismico (W_{cop})	*Elementi considerati*	*Espressione applicata*	*Valore riscontrato (kN)*
Piano copertura	Solaio	$q_{i,s} \cdot l_a \cdot l_b$	7,46 · 23,70 · 9,50= 1679,62
	Tamponatura	$((n \cdot l_a) + (n \cdot l_b)) \cdot q_{tamp}$	((2·23,70)+(2·9,50))·9,61= 638,10
	Travi	$n_{travi} \cdot l_{trave,tot} \cdot q_{trave}$	3·23,70·6,00= 426,60
			3·9,50·6,00= 114
	Pilastri	$n_{pil} \cdot h_{pil} \cdot q_{pil}$	18 · 3,95 · 2,25= 159,98
			3018,30 kN

L'individuazione del peso sismico costruttivo dei singoli piani permette di riscontrate il peso costruttivo complessivo dell'intero fabbricato. Il valore complessivo ottenuto equivale a 23232,57 kN e deriva dalla sommatoria tra il prodotto del peso sismico costruttivo del solaio interpiano e il numero di piani presente nell'edificio; e, il risultato del peso sismico costruttivo del solaio di copertura.

$$W_{tot} = \left(n_{piani} \cdot W_{int}\right) + W_{cop}$$

L'insieme di tutti i fattori precedenti permette di determinare la forza statica equivalente che ha come obiettivo la riproduzione tramite carichi puntuali della forza sismica.

Innanzitutto, è stato descritto il carico totale che sarà applicato in maniera orizzontale alla struttura e che costituisce una componente fondamentale nella definizione del valore da attribuire ad ogni singolo piano per compiere l'analisi statica inerente alle combinazioni sismiche a livello strutturale.

Secondo la formula riportata nella normativa *[1]* il carico totale che definisce il taglio alla base del fabbricato, dettato dall'azione sismica, viene determinato dalla formula $F_h = S_d(T_1)W\frac{\lambda}{g}$ ed equivale a 131,97 kN.

In seguito, la forza sismica totale da applicare alla base sarà ripartita su tutti i piani del fabbricato. Per compiere la ripartizione della forza viene eseguito il prodotto tra il peso costruttivo e la quota del piano rispetto alle fondazioni.

Tabella 20: Valore totale $\sum_j z_j W_j$

Tipologia solaio	*Peso Costruttivo*	*Altezza piano (h)*	$\sum_j z_j W_j$
Solaio interpiano	4042,86 kN	3,65 m	14756,42 kN
	4042,86 kN	6,15 m	24863,56 kN
	4042,86 kN	9,25 m	37396,41 kN
	4042,86 kN	12,35 m	49929,26 kN
	4042,86 kN	15,45 m	62462,11 kN
Solaio copertura	3018,30 kN	19,40 m	58554,98 kN
			247962,74 kN

In conclusione, da quanto esposto nei paragrafi precedenti, si deduce che la forza statica equivalente, ripartita nei differenti piani dell'edificio è determinata dal prodotto tra la forza statica totale, agente alla base della struttura, e la quota di altezza del singolo piano in esame, diviso per la somma dei prodotti tra i pesi sismici costruttivi e le relative quote di tutti i piani.

Tale ripartizione tiene conto della tipologia di solaio presente a ciascun livello, in quanto il peso sismico costruttivo dipende dalle caratteristiche specifiche degli elementi strutturali presenti (solai, travi, tamponamenti, …)

Tabella 21: Forza statica equivalente nel piano F_i

1° piano	$F_i = \frac{F_h \cdot Z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$	*7,85 kN*
2° piano		*13,23 kN*
3° piano		*19,90 kN*
4° piano		*26,57 kN*
5° piano		*33,24 kN*
6° piano		*31,17 kN*

4.3.3 Verifica della struttura

L'individuazione della forza statica equivalente per ciascun piano consente di svolgere l'analisi statica secondo le combinazioni sismiche relative al fabbricato tramite un modello agli elementi finiti (FEM).

Infatti, nelle travi con doppio incastro, l'analisi FEM mette in evidenza la presenza di sforzi normali, che spesso non compaiono nell'analisi teorica semplificata, in quanto quest'ultima non tiene conto della reale distribuzione delle deformazioni e della compatibilità tra gli elementi strutturali.

Nella modellazione strutturale mediante il software Telaio 2D si è posto il carico sismico in corrispondenza degli elementi orizzontali ed applicato nel punto baricentrico dei singoli elementi.

Nei risultati che saranno riportati in seguito sono stati presi in considerazione ed implementati internamente al programma i coefficienti di combinazione.

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots \qquad [2.5.5]$$

Figura 54: Combinazione di carico – combinazione sismica [1]

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
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 55: Valori di combinazione – combinazione sismica [1]

Nel presente caso e in base a quanto indicato dalla combinazione sismica di carico, definita secondo l'attuale normativa in vigore *[1]*, l'analisi da effettuare secondo lo Stato Limite Ultimo (SLU) considera come coefficienti di combinazione:

- Azione sismica (E) → 1,00
- Carichi permanente strutturali (G_1) → 1,00
- Carichi permanente non strutturali (G_2) → 1,00
- Carichi accidentali (Q_k) → considerano i valori compresi nella colonna ψ_{2j}. Di conseguenza per il caso considerato equivalgono per la neve a 0,2 e 0,3 per i carichi accidentali dei solai interpiano e di copertura.

4.3.4 Analisi stato tensionale

La prima analisi che viene presa in considerazione è quella relativa all'identificazione dello stato tensionale.

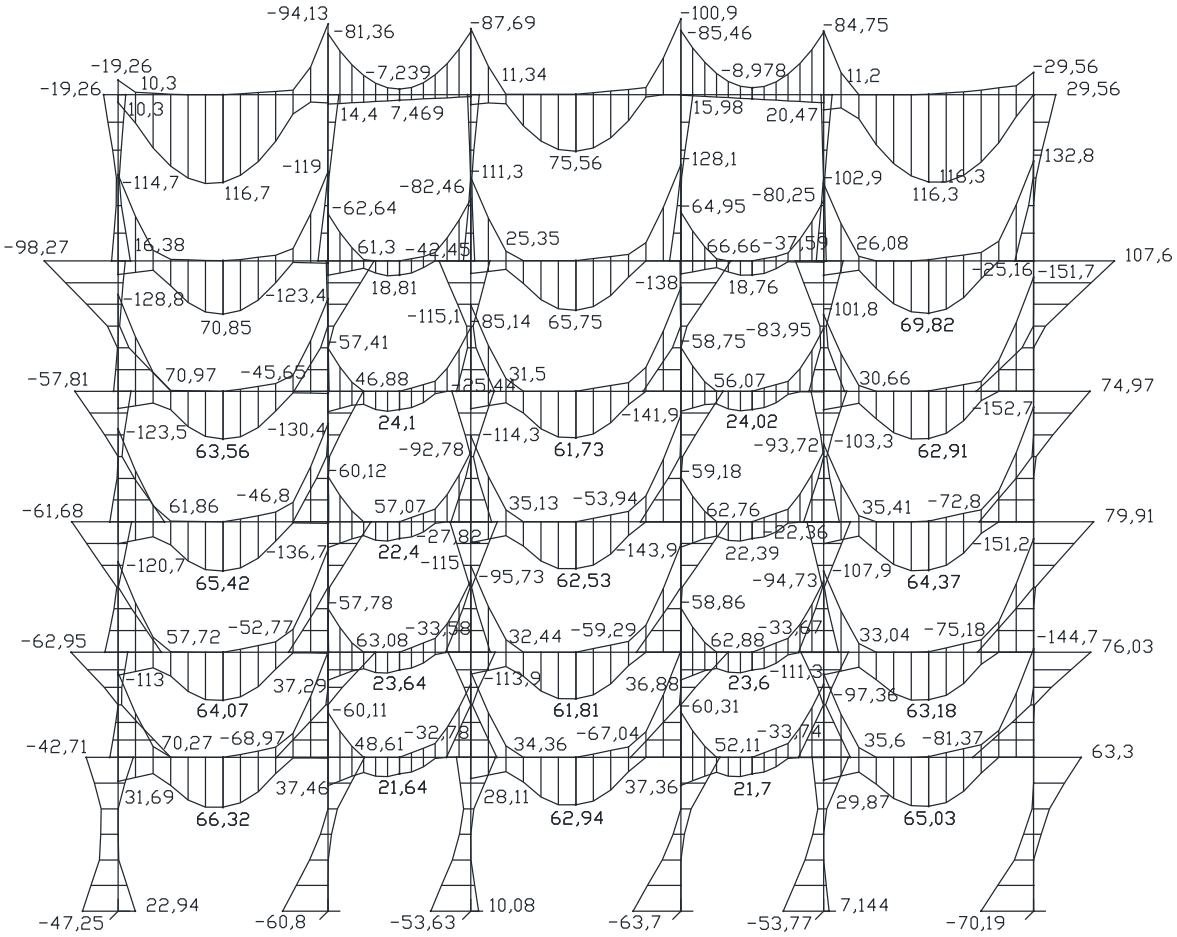


Figura 56: Momento flettente – combinazione sismica

Dall'analisi statica complessiva, condotta considerando le combinazioni sismiche, risulta che la trave maggiormente sollecitata è situata in copertura. Questa condizione si verifica perché la trave in questione non è costituita come le altre da un incastro sul nodo di collegamento con gli altri elementi, ma è caratterizzata da un semplice appoggio. Questa diversità nei vincoli comporta ad una torsione della travatura differente che la rende più sollecitata rispetto a travi con un carico maggiore da sopportare.

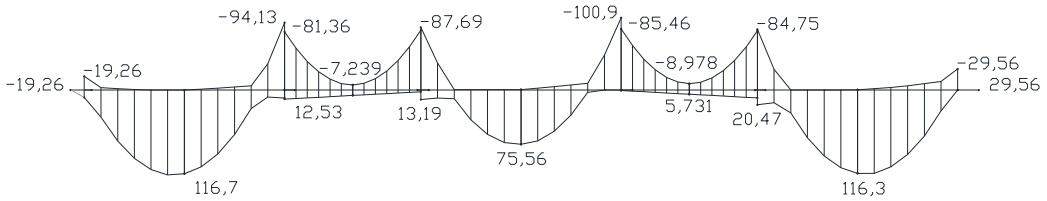


Figura 57: Estratto campata copertura

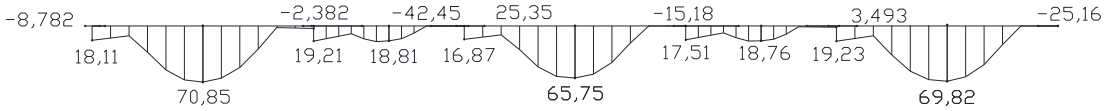
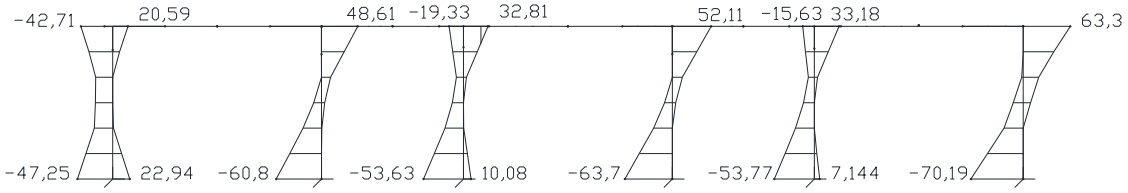


Figura 58: Estratto campata piano 5°



gura 59: Pilastri incastro a terra

Tabella 22: Azione sismica - Momento flettente

Collocamento	*Elemento*	*Sezione*	*Momento flettente rilevato (M_{rd})*
Piano copertura	*Trave*	*30×80 cm*	*116,70 kNm*
Piano quinto	*Trave*	*60×40 cm*	*70,85 kNm*
Piano Terra	*Pilastro*	*30×60 cm*	*63,70 kNm*

Gli estratti considerati raffigurano il momento flettente sollecitante massimo a livello strutturale. Come già anticipato è stata estrapolata la trave di copertura, una trave collocata al quinto piano e il pilastro alla base posto nella campata centrale della struttura.

In seguito, sempre per gli stessi elementi verrà realizzata un'analisi dello sforzo normale agente. La conoscenza di questi due parametri consentirà, tramite l'ausilio del software *Vca SLU*, di determinare il comportamento degli elementi più sollecitati durante l'azione sismica.

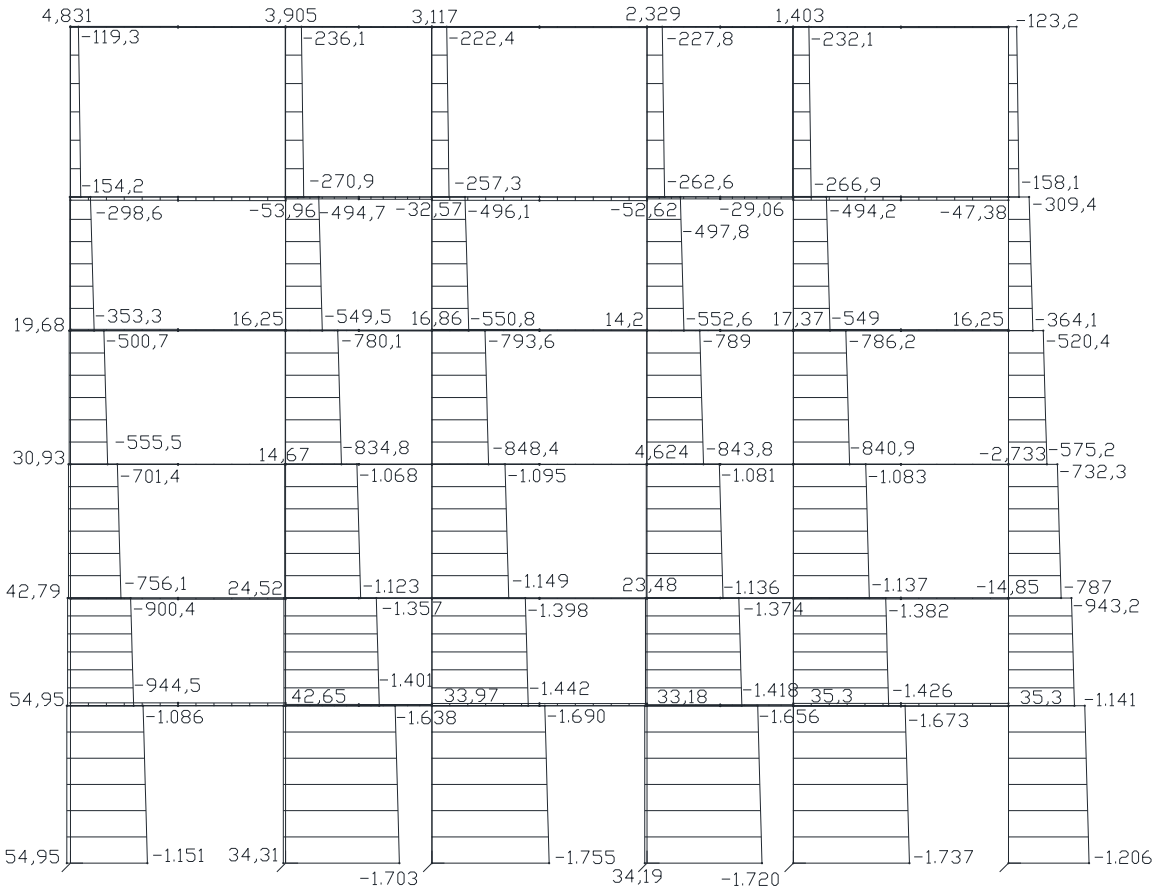


Figura 60: Sforzo normale – combinazione sismica

La *Figura 60* rappresenta la condizione generale dello sforzo normale che tutte le componenti generano durante l'implementazione delle forze orizzontali. Anche per questo caso si riportano degli estratti dei medesimi elementi proposti per l'analisi del momento flettente. Di conseguenza, vengono proposte la trave del piano della copertura, del piano quinto e il pilastro posto alla base della struttura.

Figura 61: Estratto trave copertura

Figura 62: Estratto trave piano 5°

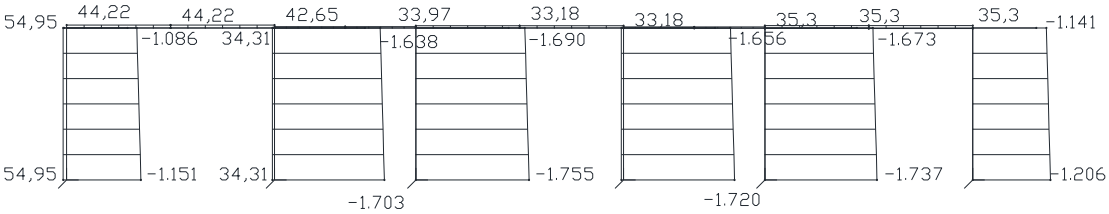


Figura 63: Campata pilastri incastro a terra

Tabella 23: Azione sismica - Sforzo normale

Collocamento	Elemento	Sezione	Sforzo normale (N)
Piano copertura	Trave	30×80 cm	10,43 kN
Piano quinto	Trave	60×40 cm	53,96 kN
Piano Terra	Pilastro	30×60 cm	1720 kN

4.3.4.1 Analisi stato deformativo

L'inserimento delle forze orizzontali all'interno del modello FEM consente di analizzare gli spostamenti e le deformazioni subiti dagli elementi strutturali dell'edificio.

Dall'osservazione iniziale dei risultati, emerge che le deformazioni più significative si concentrano principalmente sui pilastri, evidenziando il loro ruolo critico nel comportamento dinamico della struttura.

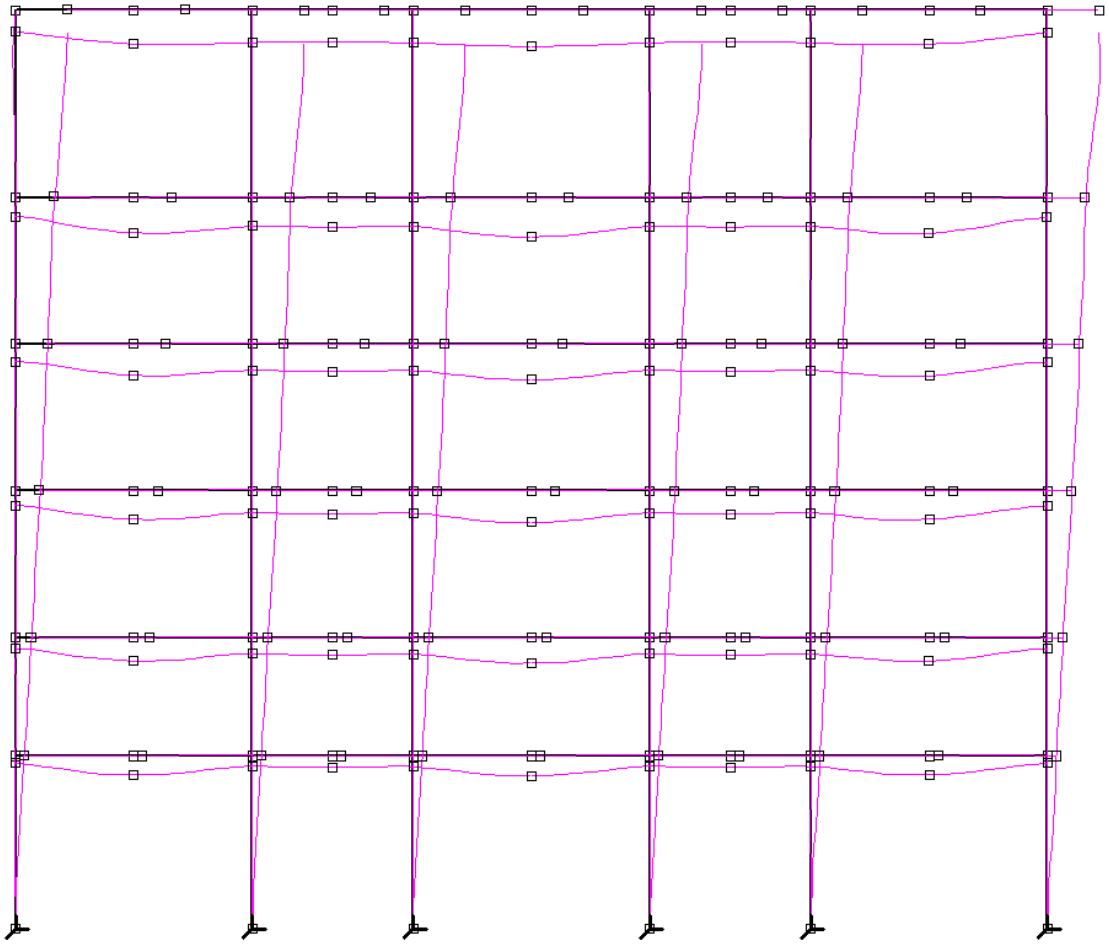


Figura 64: Deformazione – combinazione sismica

La deformazione presente nella *Figura 64* dimostra che il punto con lo spostamento massimo è posto nel vertice del solaio di copertura. Per la precisione, si riscontra uno spostamento orizzontale pari a 0,70 cm e un abbassamento del nodo pari a 0,25 cm.

4.3.4.2 *Verifica delle sezioni*

L'analisi statica comprendente le forze orizzontali sviluppata per l'intero telaio strutturale dimostra, in riferimento ai risultati riscontrati e riportati nelle *Tabelle 22 e 23*, che quanto constatato determina una inadeguata resistenza degli elementi verticali rispetto alla forza orizzontale dettata dalla simulazione dall'azione sismica.

Questa condizione relativa ai pilastri viene comprovata con l'ausilio del software Vca SLU che, tramite il dominio dello Sforzo normale agente (N) e il momento flettente (M), che delimita l'area di verifica dei singoli elementi.

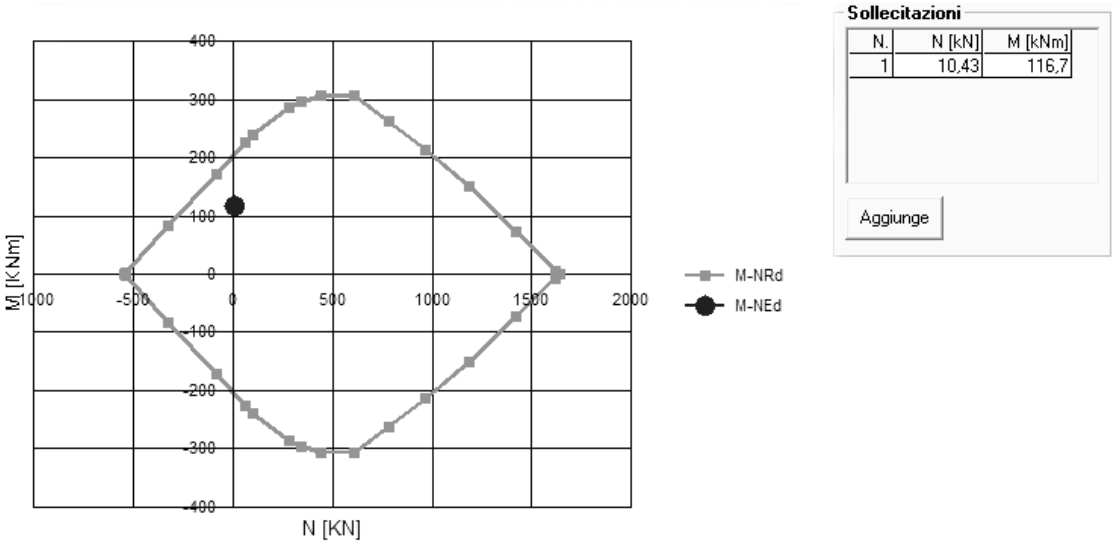


Figura 65: Dominio M-N - Trave copertura 30×80 cm

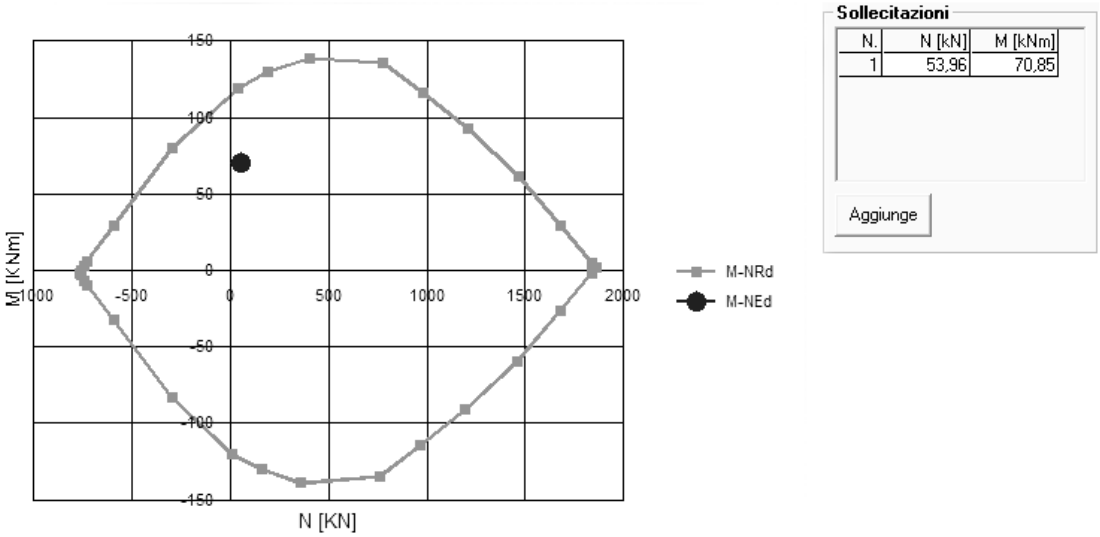


Figura 66: Dominio M-N - Trave interpiano 60×40 cm

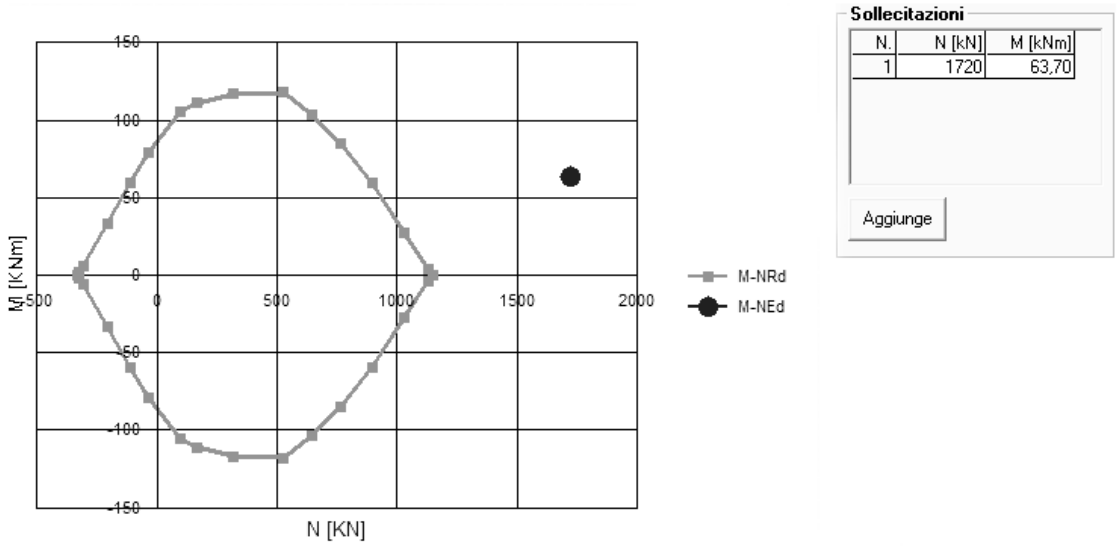


Figura 67: Dominio M-N - Pilastro a terra 30×60 cm

La *Figura 65, 66 e 67* dimostrano che con l'implementazione delle forze orizzontali nei piani della struttura gli elementi orizzontali, cioè le travature, non subiscono delle sollecitazioni abbastanza rilevanti da rendere le condizioni generali critiche. Invece, gli elementi verticali, a differenza degli orizzontamenti, riscontrano una sollecitazione tale che l'elemento non è in grado di contrastare la forza orizzontale applicata.

5 CONFRONTO RISULTATI – COMBINAZIONE SLU E SISMICA

Nel presente paragrafo vengono riportati sinteticamente i risultati delle analisi condotte sugli elementi strutturali, considerando sia le combinazioni sismiche e sia le combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU).

Il confronto tra le due combinazioni di carico consente di ottenere una visione complessiva del comportamento strutturale dell'edificio.

5.1.1 Confronto risultati delle analisi

5.1.1.1 Travatura di copertura 30×80 cm

Sulla base delle verifiche eseguite la trave di copertura con sezione pari a 30×80 cm risulta verificata in entrambe le combinazioni di carico.

Anche con l'applicazione delle forze orizzontali, dovuta alla componente sismica aggiuntiva, la sezione rimane all'interno del dominio di resistenza, definito dall'interazione tra momento flettente resistente agente (M_{rd}) e sforzo normale agente (N_{rd}). Ciò conferma la capacità della trave di soddisfare i requisiti di sicurezza strutturale previsti dalla normativa.

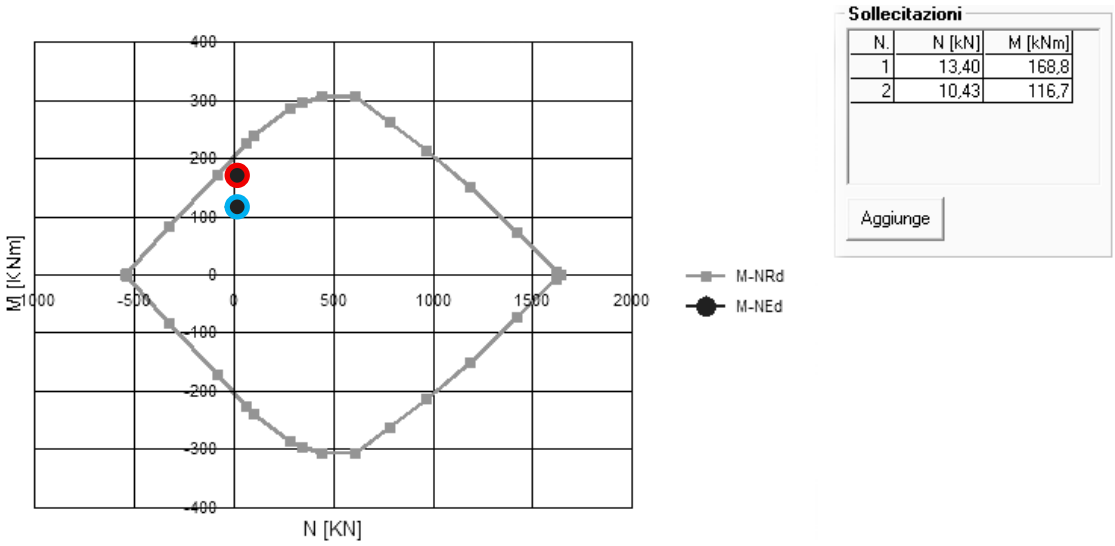


Figura 68: Confronto risultati analisi con e senza forze orizzontali
Rosso: risultato combinazione SLU
Blu: risultato combinazione sismica

5.1.1.2 Travatura interpiano 60×40 cm

Analogamente per le travi interpiano viene eseguita la stessa analisi delle condizioni della trave di copertura. Si osserva che l'elemento maggiormente sollecitato, con sezione pari a 60×40 cm, risulta verificato in entrambe le combinazioni di carico. Infatti, il risultato ottenuto rientra all'interno del dominio di resistenza, il quale definisce i limiti massimi accettabili in termini di momento flettente e sforzo normale. Questo conferma l'adeguatezza della sezione scelta rispetto alle sollecitazioni previste.

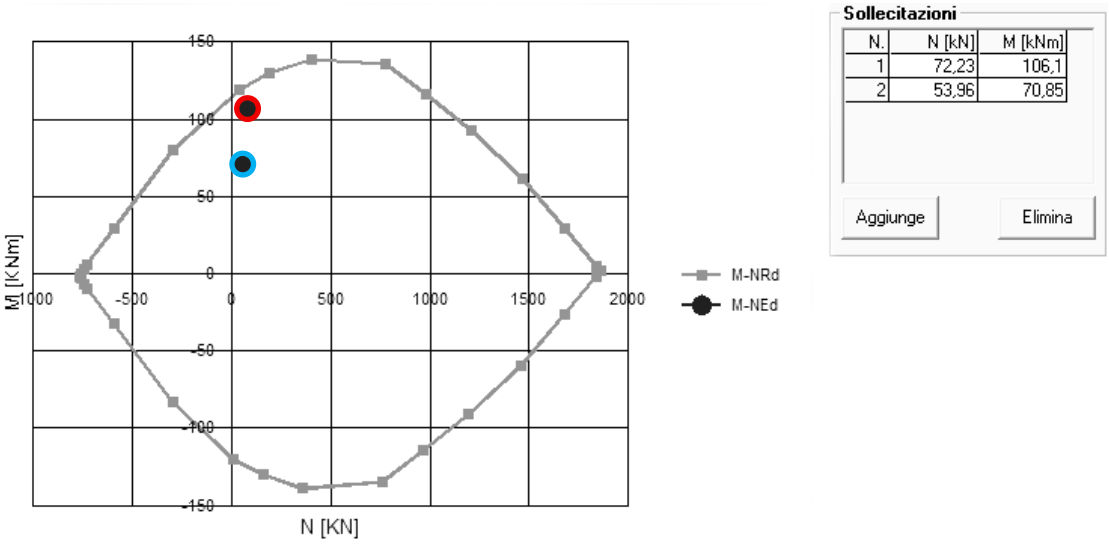


Figura 69: Confronto risultati analisi con e senza forze orizzontali

Rosso: risultato combinazione SLU

Blu: risultato combinazione sismica

5.1.1.3 Pilastro piano terra 30×60 cm

Le medesime condizioni di analisi sono state applicate anche all'elemento verticale più sollecitato, individuato nella campata centrale della struttura, secondo lo schema statico considerato.

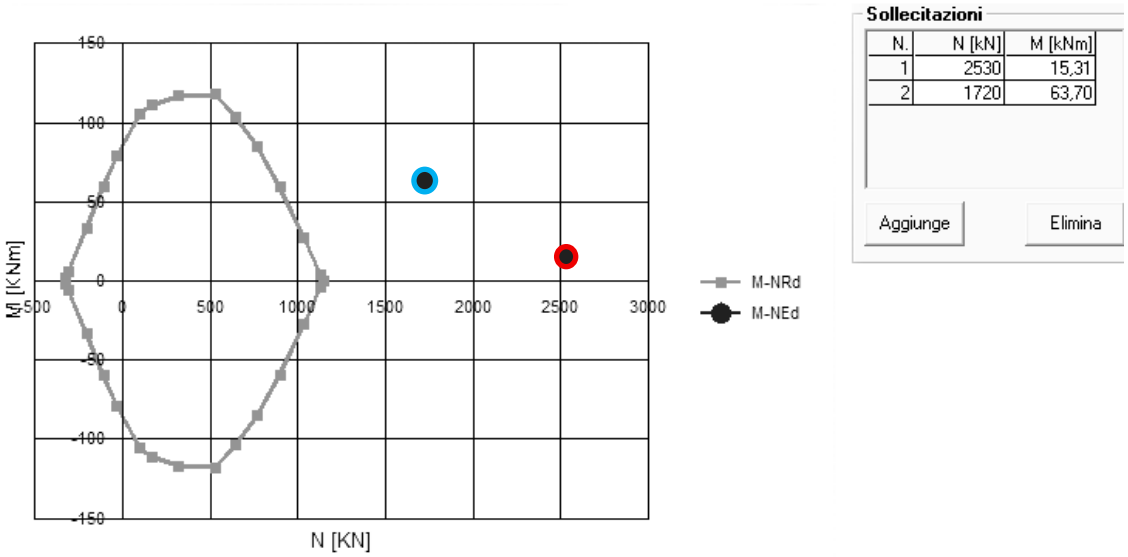


Figura 70: Confronto risultati analisi con e senza forze orizzontali
Rosso: risultato combinazione SLU
Blu: risultato combinazione sismica

Come evidenziato nel grafico riportato in *Figura 70*, il pilastro alla base, con sezione pari a 30×60 cm, non risulta verificato né in presenza della combinazione sismica e né nella combinazione SLU. In entrambi i casi, i risultati ottenuti ricadono esternamente al campo di resistenza definito per gli elementi verticali.

Per la combinazione sismica si osserva che la sollecitazione di compressione diminuisce avvicinando il punto rappresentante la combinazione M-N più vicino al limite del campo di resistenza ma, l'aumento del momento dovuto ai carichi sismici orizzontali, lo porta ad un valore maggiore per quanto riguarda l'ordinata.

6 VERIFICHE CON MATERIALE DI PROGETTO

Le documentazioni e relazioni disponibili relative al fabbricato in esame evidenziano che il progettista dell'epoca aveva previsto l'utilizzo di una diversa tipologia di materiale da costruzione per la realizzazione dell'intera struttura. Nel dettaglio, era stata progettata la realizzazione della parte strutturale dell'edificio in calcestruzzo armato con classe di resistenza R_{ck} 30 (l'attuale C25/30); mentre, come già illustrato al *capitolo 2*, le indagini condotte in sito hanno rilevato l'impiego di un calcestruzzo di classe C8/10, non conforme quindi a quanto originariamente previsto in fase progettuale.

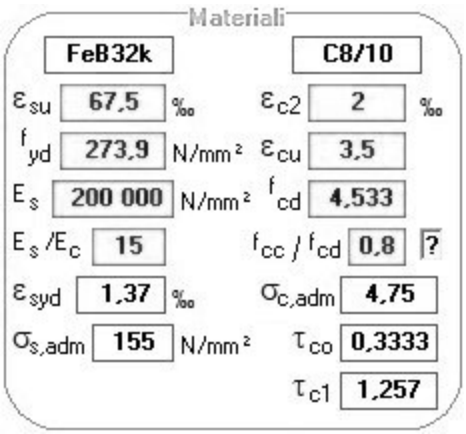


Figura 71: Materiale esistente

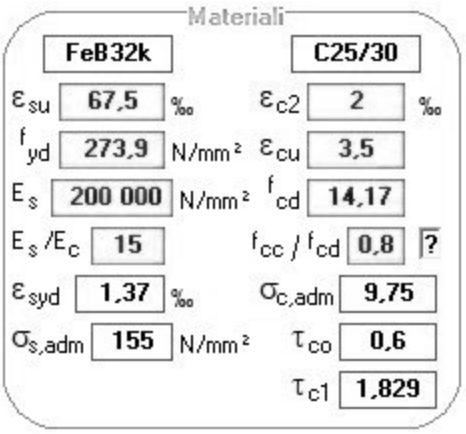


Figura 71: Materiale fase progettuale

6.1 ANALISI STATICA STRUTTURALE – COMBINAZIONE SLU

L'analisi è stata condotta mediante il software Telaio 2D, nel quale sono state inserite le medesime combinazioni di carico e i carichi agenti sugli elementi portanti impiegate per le analisi precedenti. L'unica differenza significativa rispetto a quanto precedentemente indicato riguarda l'attribuzione del materiale della struttura portante, che sarà realizzata in calcestruzzo armato C25/30.

Successivamente, verranno analizzati singolarmente i vari elementi strutturali dal punto di vista statico, al fine di eseguire una verifica più dettagliata delle sollecitazioni.

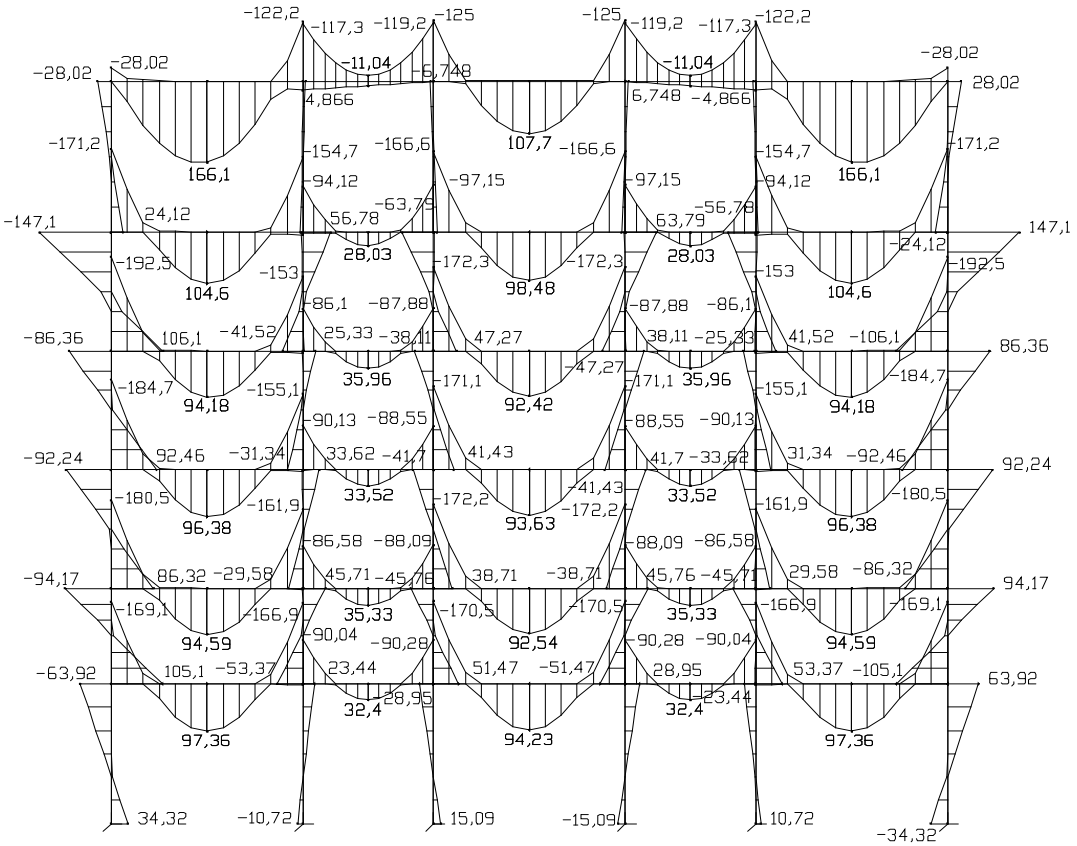


Figura 72: Combinazione SLU - Momento flettente

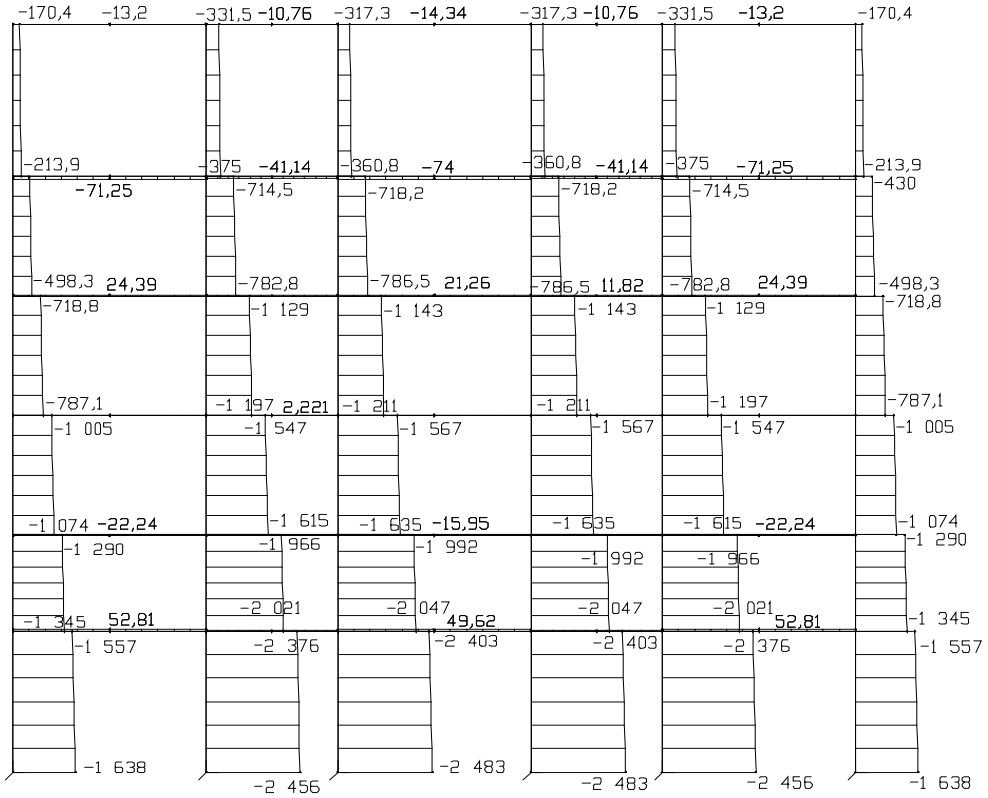


Figura 73:Combinazione SLU - Sforzo Normale agente

Sulla base dei risultati evidenziati nelle *Figure 73 e 74,* per l'analisi che segue si prendono in considerazione gli elementi maggiormente sollecitati, che corrispondono a quelli già individuati nelle analisi precedenti. In particolare, vengono analizzati:

- La trave di copertura con la luce maggiore
- La trave interpiano anch'essa caratterizzata dalla luce massima
- Il pilastro centrale della struttura

Tabella 24: Sollecitazioni massime – combinazione SLU

Collocamento	*Elemento*	*Sezione*	*Momento flettente rilevato (M_{ed})*	*Sforzo Normale agente (N)*
Piano copertura	*Trave*	*30×80 cm*	*166,10 kNm*	*13,20 kN*
Piano quinto	*Trave*	*60×40 cm*	*104,60 kNm*	*71,25 kN*
Piano Terra	*Pilastro*	*30×60 cm*	*15,09 kNm*	*2483 kN*

6.1.1 Verifica delle sezioni

In riferimento ai risultati presenti nella *Tab 24: Sollecitazioni massime – Combinazione SLU*, viene eseguita la verifica delle sezioni relative agli elementi maggiormente sollecitati.

Tale verifica è stata condotta, come per i precedenti casi, con l'ausilio del software *Vca – SLU*.

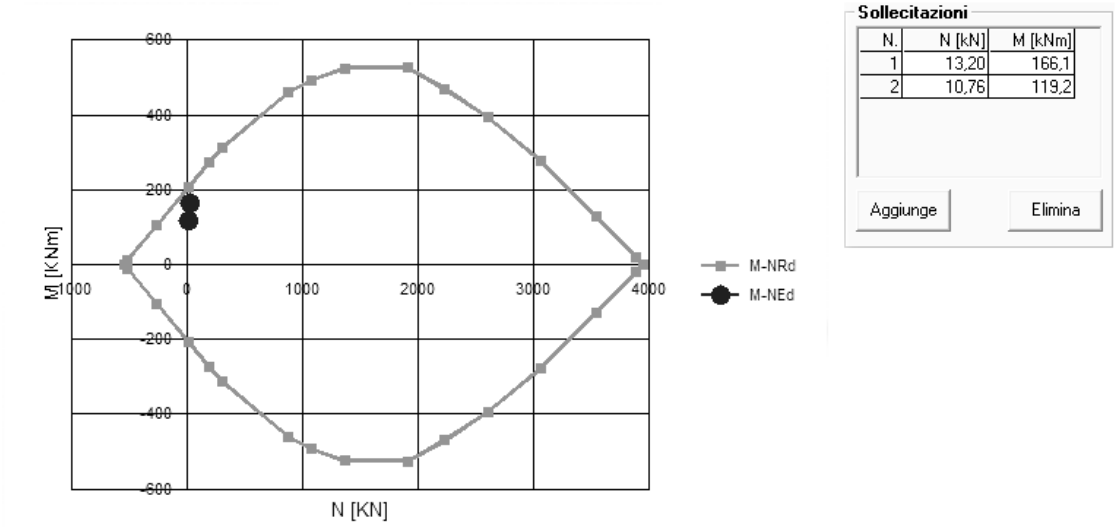


Figura 74: Dominio M-N - Trave copertura 30×80 cm

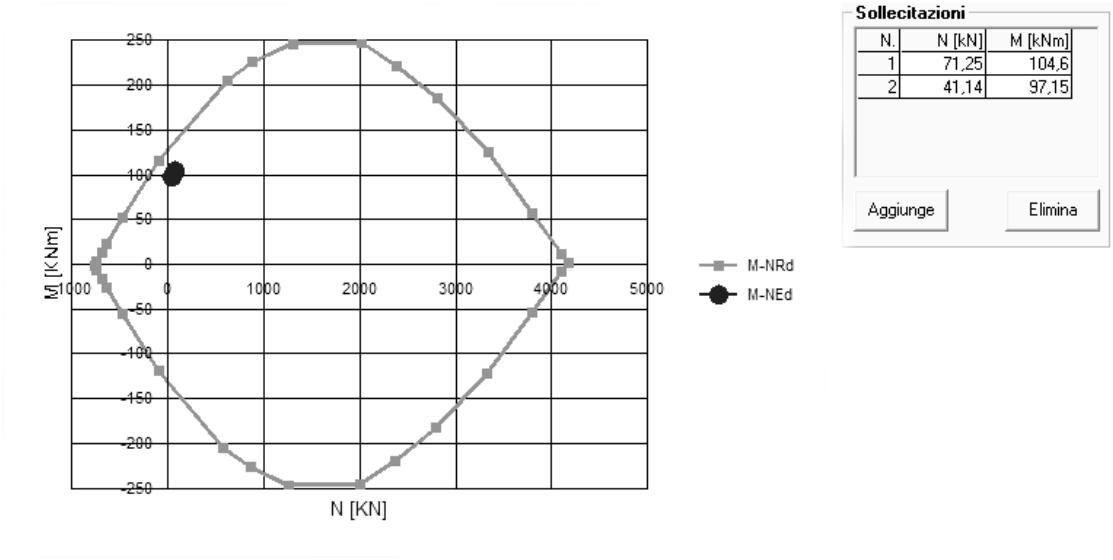


Figura 75: Domino M-N - Trave interpiano 60×40 cm

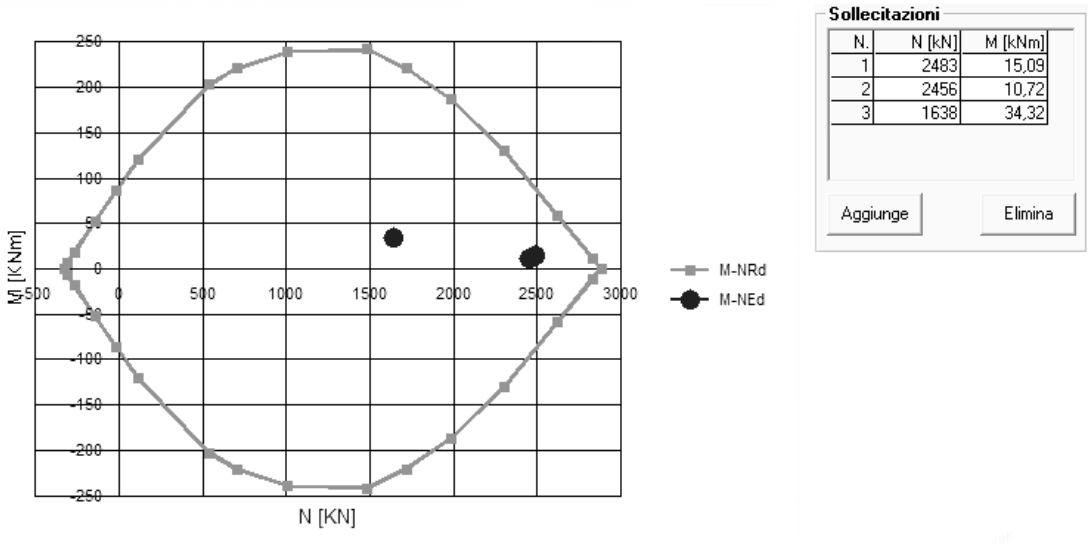


Figura 76: Dominio M-N - Pilastro 30×60 cm

Sulla base delle verifiche effettuate, è possibile affermare che gli elementi portanti risultano verificati nelle combinazioni di carico SLU, considerando il materiale previsto in fase di progettazione. Di conseguenza, le sollecitazioni riscontrate rientrano nei limiti stabiliti dalla normativa vigente *[1]*, confermando la conformità strutturale degli elementi analizzati.

6.2 ANALISI STATICA STRUTTURALI – COMBINAZIONE SISMICA

La medesima operazione proposta nel paragrafo 6 viene successivamente estesa includendo, oltre ai carichi definiti secondo la combinazione di carico SLU, anche quelli derivanti dalla combinazione di carico sismica.

Di conseguenza, nell'ambito della presente analisi vengono considerate anche le forza orizzontali agenti nella struttura, al fine di valutare il comportamento degli elementi strutturali in presenza di azioni sismiche.

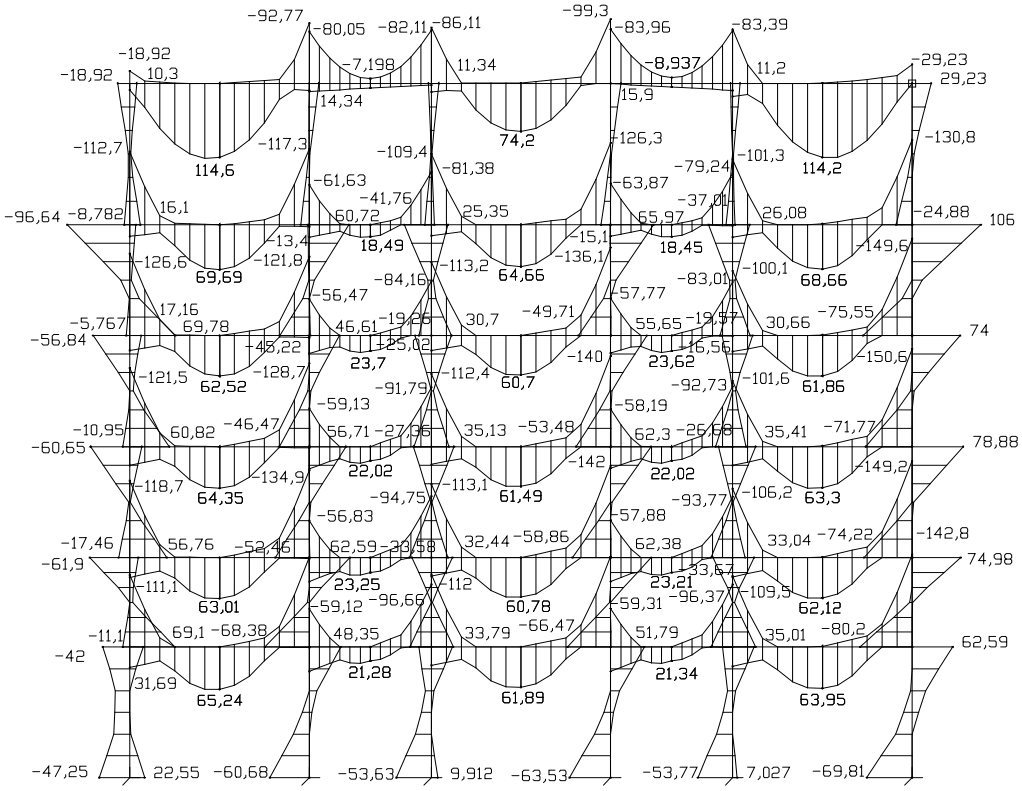


Figura 77: Combinazione sismica - Momento flettente

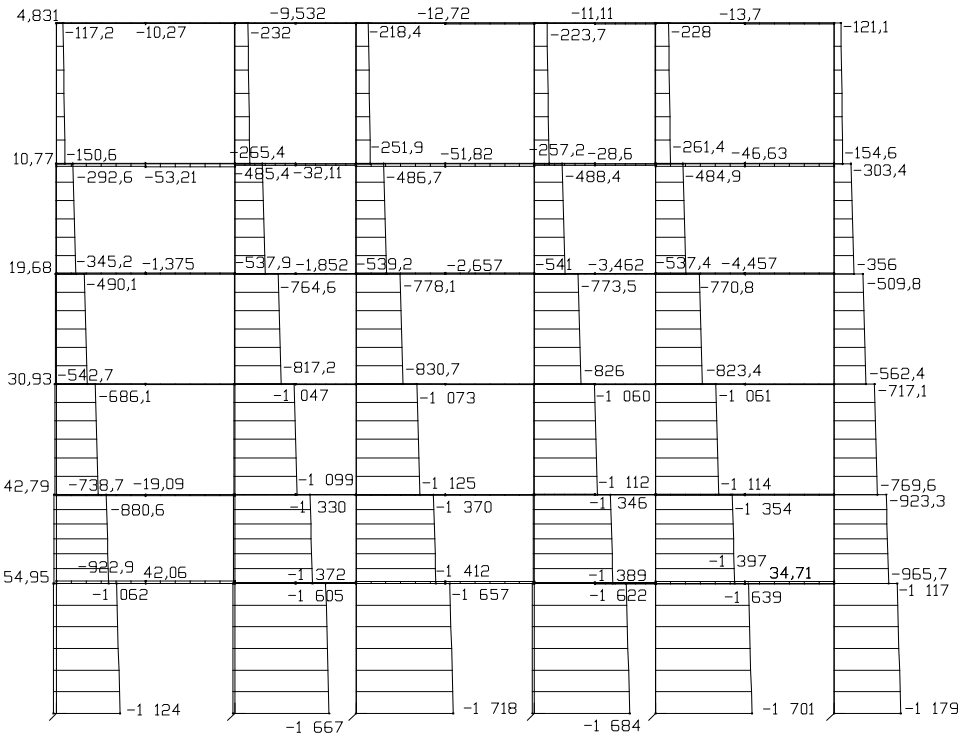


Figura 78: Combinazione sismica - Sforzo normale agente

Anche in questa fase dell'analisi sono stati considerati gli elementi strutturali più sollecitati, già individuati e analizzati nel paragrafo precedente, al fine di garantire la coerenza e la continuità del confronto tra le diverse combinazioni di carico.

Tabella 25: Sollecitazioni massime – combinazione sismica

Collocamento	*Elemento*	*Sezione*	*Momento flettente rilevato (M_{ed})*	*Sforzo Normale agente (N)*
Piano copertura	*Trave*	*30×80 cm*	*114,60 kNm*	*10,27 kN*
Piano quinto	*Trave*	*60×40 cm*	*69,69 kNm*	*53,21 kN*
Piano Terra	*Pilastro*	*30×60 cm*	*63,53 kNm*	*1684 kN*

6.2.1 Verifica delle sezioni

In riferimento ai risultati presenti nella *Tab 25: Sollecitazioni massime – Combinazione sismica*, viene eseguita la verifica delle sezioni relative agli elementi maggiormente sollecitati.

Anche per questo caso, tale verifica è stata condotta, come per i precedenti casi, con l'ausilio del software *Vca – SLU*.

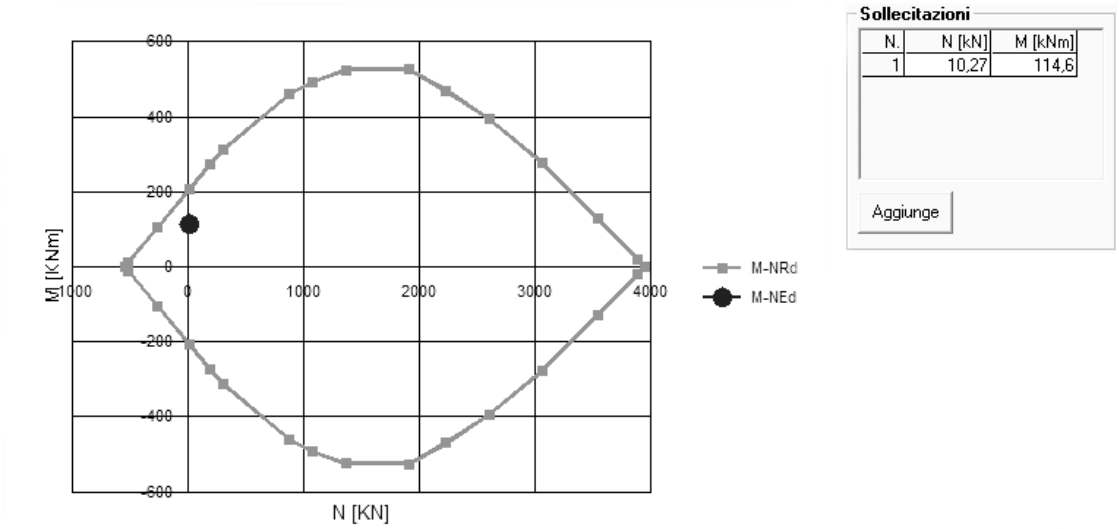


Figura 79: Dominio M-N - Trave copertura 30×80 cm

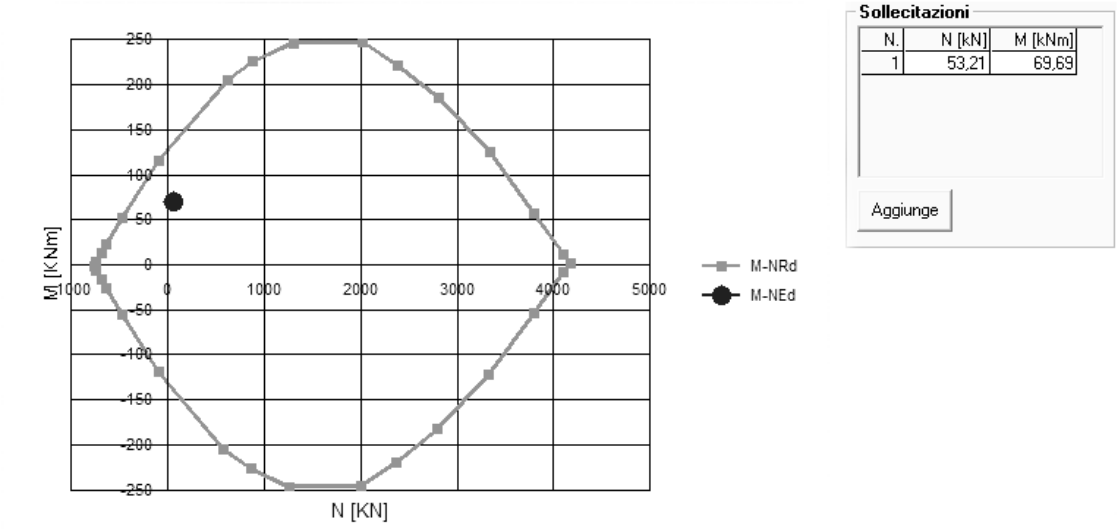


Figura 80: Domino M-N - Trave interpiano 60×40 cm

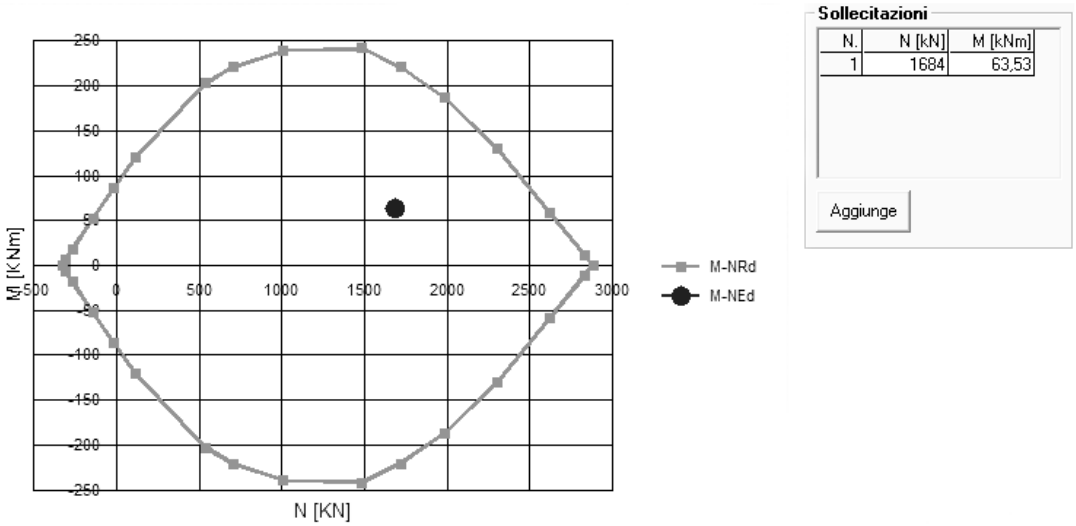


Figura 81: Dominio M-N - Pilastro 30×60 cm

Anche per questo, sulla base delle verifiche effettuate, è possibile affermare che gli elementi portanti nelle risultano verificati nelle combinazioni di carico SLU, considerando il materiale previsto in fase di progettazione. Di conseguenza, le sollecitazioni riscontrate rientrano nei limiti stabiliti dalla normativa vigente *[1]*, confermando la conformità strutturale degli elementi analizzati.

6.3 CONSIDERAZIONI FINALI

Le analisi strutturali condotte sulla base di un calcestruzzo armato con classe di resistenza C25/30 evidenziano che la struttura, se realizzata con tale materiale, risulterebbe verificata sia rispetto alle combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo (SLU), sia in relazione alle combinazioni di carico sismiche che includono le azioni orizzontali. Ciò determina la conformità del progetto ai criteri prestazionali previsti dalla normativa tecnica vigente.

Tali risultati evidenziano l'importanza di una corretta progettazione e dell'effettiva applicazione del materiale strutturale previsto sin dalla fase esecutiva, soprattutto in zona sismica, dove le caratteristiche meccaniche del materiale impiegato influiscono in maniera determinante sulla stabilità e sulla funzionalità dell'intero organismo strutturale.

7 CONCLUSIONI

Le argomentazioni finora esposte consentono di confrontare due condizioni distinte riferite allo stesso fabbricato, evidenziando una differenza sostanziale nei metodi di analisi strutturale dovuta all'evoluzioni normativa. In particolare, si osserva un cambiamento significativo tra le Norme Tecniche Costruttive in vigore al momento della realizzazione dell'edificio *[16]* e la normativa attuale emanata il 21 gennaio 2018 *[1]*.

La discrepanza risiede nell'analisi statica associata alle combinazioni sismiche che all'epoca della costruzione del fabbricato, non era ancora prevista o regolamentata dalle normative vigenti. Era infatti sufficiente dimostrare la stabilità statica dell'opera, senza considerazioni specifiche relative all'azione sismica. Pertanto, per gli edifici realizzati secondo le precedenti normative, risulta oggi indispensabile effettuare un'analisi strutturale dove vengano verificati la correttezza dei parametri anche in seguito all'applicazione delle forze orizzontali simulanti l'azione sismica.

Si è partiti da un'analisi preliminare della struttura del fabbricato in esame, con particolare attenzione alle condizioni statiche dei singoli elementi. Trattandosi di una struttura multipiano a più campate, è stata realizzata una modellazione bidimensionale (2D) al fine di individuare le componenti maggiormente sollecitate da sottoporre ad approfondimento.

Successivamente, è stata condotta una seconda analisi sulla medesima struttura, considerando le condizioni sismiche.

Dopo aver definito un quadro completo delle sollecitazioni e delle reazioni dei singoli elementi strutturali, si è proceduto al confronto tra i risultati ottenuti nelle due condizioni.

Il confronto ha evidenziato che, sia in presenza dell'applicazione delle forze orizzontali e sia nella combinazione allo Stato Limite Ultimo (SLU), la struttura non risulta conforme alle normative vigenti, in quanto i pilastri posti alla base del fabbricato non sono in grado di compiere le loro funzioni in nessuno dei due casi considerati.

7.1 POSSIBILI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Alla luce delle valutazioni condotte vengono proposti degli interventi strutturali e locali per adeguare l'edificio alla normativa vigente. Gli interventi di miglioramento consistono nell'insieme di interventi che hanno lo scopo di aumentare la capacità di resistenza della costruzione.

Come principali interventi di miglioramento si riscontrano:

- Inserimento di controventi o setti in c.a.
- Collegamenti e cuciture tra pareti o tra solai e pareti
- Rinforzo delle fondazioni
- Miglioramento della regolarità e del comportamento d'insieme (es. eliminazione di irregolarità geometriche o di massa)

Come interventi locali, sempre mirati al miglioramento delle condizioni, si propone l'inserimento di rinforzi in fibre di carbonio sugli elementi strutturali con maggiori criticità.

8 RINGRAZIAMENTI

Giunta al termine di questo importante percorso, sento il dovere e il desiderio di esprime la mia gratitudine a tutte le persone che, in modi diversi, hanno contribuito alla realizzazione di questa tesi e alla mia crescita personale e accademica.

In primo luogo, desidero ringraziare la Prof.ssa Daniela Boso, relatrice di questa tesi, per l'impegno e la passione con cui ha trasmesso le conoscenze, stimolato il pensiero critico e accompagnato il mio percorso formativo.

Desidero inoltre ringraziare lo studio professionale di ingegneria e architettura *Studio L*, che mi ha accolto con grande disponibilità durante il periodo di tirocinio, offrendo un ambiente stimolante e ricco di opportunità di apprendimento. In particolare, ringrazio i colleghi per la pazienza avuta e l'Ing. Loris Luison, tutor aziendale e correlatore della presente tesi, per il supporto, la professionalità e la fiducia dimostrata, che hanno reso possibile la realizzazione di questo progetto.

Un ringraziamento speciale va alla mia famiglia, in particolare ai miei genitori che nonostante non siano riusciti ad imparare il nome del mio titolo di studio nel corso di questi tre anni non mi hanno mai fatto mancare il sostegno e la fiducia nel mio percorso. Oltre alla costante presenza dei miei genitori c'è Simone, mio fratello. Anche se con lui mi trovo continuamente in contrasto per qualsiasi cosa a causa dei nostri pensieri differenti, è sempre stato presente in questo lungo percorso portando gioia e spensieratezza nei momenti più difficili.

Un altro importante ringraziamento va ad una persona speciale conosciuta a metà del percorso universitario che da quel fatidico giorno che ci siamo incontrati è diventata una presenza costante che mi ha supportato e sopportato in questo lungo cammino.

Infine, un pensiero di riconoscenza va a tutti gli amici e parenti che con la loro presenza e le loro risate hanno reso questi tre anni più leggeri e veloci da affrontare. La vostra vicinanza, anche nei momenti di maggiore fatica, sono stati un sostegno prezioso e una fonte di energia costante.

A tutti voi, un grazie di cuore.

Bibliografia

[1] P. R. T E P R I M A and P. G. Verdi, 'GAZZETTA UFFICIALE DELLA REPUBBLICA ITALIANA DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA-UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI-VIA ARENULA, 70-00186 ROMA AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO-VIA SALARIA, 691-00138 ROMA-CENTRALINO 06-85081-LIBRERIA DELLO STATO Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»', 2018. Accessed: Feb. 24, 2025. [Online]. Available: https://www.gazzettaufficiale.it/eli/id/2018/2/20/18A00716/sg

[2] 'Circolare 21 gennaio 2019 n. 7', 2019.

[3] 'Terremoti in Italia', Accessed: Feb. 24, 2025. [Online]. Available: https://ingvterremoti.com/i-terremoti-in-italia/

[4] 'Classificazione sismica | Dipartimento della Protezione Civile'. Accessed: Feb. 24, 2025. [Online]. Available: https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/attivita/classificazione-sismica/

[5] 'ordinanza-3519', Accessed: Feb. 24, 2025. [Online]. Available: https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/attivita/classificazione-sismica/

[6] 'mappa-classificazione-sismica-aggiornata-31agosto-2024', Accessed: Feb. 24, 2025. [Online]. Available: https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/attivita/classificazione-sismica/

[7] 'Delibera della Giunta Regionale 244-21', Accessed: Feb. 24, 2025. [Online]. Available: https://bur.regione.veneto.it/BurvServices/pubblica/DettaglioDgr.aspx?id=443354

[8] 'Dgr_244_21_AllegatoB_443354', Accessed: Feb. 24, 2025. [Online]. Available: https://bur.regione.veneto.it/BurvServices/pubblica/DettaglioDgr.aspx?id=443354

[9] 'Dgr_244_21_AllegatoA_443354', Accessed: Feb. 24, 2025. [Online]. Available: https://bur.regione.veneto.it/BurvServices/pubblica/DettaglioDgr.aspx?id=443354

[10] 'Considerazioni-sul-metodo-SonReb', Accessed: May 10, 2025. [Online]. Available: https://www.geoconsultsrl.it/wp-content/uploads/2016/01/Considerazioni-sul-metodo-SonReb.pdf

[11] Spizuoco Angelo, 'M-TABELLE PESI DEI MATERIALI'. Accessed: Mar. 26, 2025. [Online]. Available: http://www.spizuoco.it/documentazione/dispense/Architettura%20Tecnica/tabelle%20pesi%20materiali.pdf

[12] Furiozzi Biagio, Messina Claudio, and Paolini Leonardo, 'PRONTUARIO CON SOFTWARE DIDATTICO PER IL CALCOLO DI ELEMENTI STRUTTURALI', *Prontuario con software didattico per il calcolo di elementi strutturali*, p. 43,47,81, 2001.

[13] Furiozzi Biagio, Messina Claudio, and Paolini Leonardo, 'ANALISI STATICA TRAVE DOPPIO INCASTRO', *Prontuario con software didattico per il calcolo di elementi strutturali*, p. 81, 2001.

[14] Furiozzi Biagio, Messina Claudio, and Paolini Leonardo, 'MODULO DI INERZIA J', *Prontuario con software didattico per il calcolo di elementi strutturali*, p. 43, 2001.

[15] 'Gestione Parametri Sismici - Geostru'. Accessed: Apr. 17, 2025. [Online]. Available: https://geoapp.eu/parametrisismici2018/

[16] 'R.D. 16.11.1939 n.2229', pp. 1–24, Nov. 1939, Accessed: May 27, 2025. [Online]. Available: https://www.studiopetrillo.com/normativa/normativa%20nazionale/Regio%20Decreto/R.D.%2016.11.1939%20n.2229.pdf