Il Building Information Modeling nella valutazione della sicurezza strutturale delle costruzioni in cemento armato esistenti: applicazione ad un caso studio

Università degli Studi di Napoli "Federico II"
Facoltà di Architettura
Corso di Laurea Magistrale in Architettura

Raffaele Stabile
Matricola 503/00006

Relatore
Ch.mo Prof. Raffaele Landolfo
Correlatore
Dott. Ing. Oreste Mammana

A mio padre

Sommario

1 Introduzione 7

1.1 Il BIM per la gestione del processo di valutazione delle performance di costruzioni esistenti 7

1.2 Il rischio sismico del territorio italiano 9

1.3 La sicurezza strutturale degli edifici esistenti 11

2 Metodologia di valutazione del livello di sicurezza sismico delle strutture esistenti in calcestruzzo armato 14

2.1 Filosofia di sicurezza e normativa tecnica di riferimento 14

2.1.1 Generalità 14

2.1.2 Quadro normativo 14

2.1.3 Metodologia di misura della sicurezza 15

2.1.4 Controllo teorico e verifiche 16

2.1.4.1 Generalità 16

2.1.4.2 Vulnerabilità alle azioni sismiche (SLV) 17

2.1.4.3 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (SLD; SLO) 19

3 Identificazione del sistema strutturale 20

3.1.1 Generalità 20

3.1.1.1 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza 20

3.1.2 Identificazione geometrica 22

3.1.2.1 Caratterizzazione geometrica Globale (Rilievo di carpenteria) 22

3.1.2.2 Caratterizzazione geometrica Locale (Rilievo dettagli costruttivi) 25

3.1.3 Identificazione meccanica 27

3.1.3.1 Calcestruzzo 27

3.1.3.2 Acciaio 32

3.1.3.3 Elaborazione ed interpretazione dei dati sperimentali 32

3.2 Modellazione strutturale di strutture esistenti (NTC08) 34

3.2.1 Introduzione alla modellazione strutturale e fasi operative 34

3.2.2 Il modello geometrico 34

3.2.3 Il modello meccanico 34

3.2.3.1 Generalità 34

3.2.3.2 Calcestruzzo 35

3.2.3.3 Acciaio 35

3.2.4 Il modello delle azioni 36

3.2.4.1 Generalità ... 36
3.2.4.2 Azioni permanenti (G_k) ... 36
3.2.4.3 Azioni variabili (Q_k) ... 36
3.2.4.4 Azioni variabili sismiche (Q_E) ... 37
3.2.4.5 Combinazione delle azioni ... 39
3.2.5 Analisi strutturale globale ... 40
3.2.5.1 Analisi lineari e non lineari ... 40
3.2.6 Analisi modale ... 43
3.2.6.1 Generalità ... 43
3.2.6.2 Combinazione degli effetti ... 44

4 Tecniche di adeguamento degli edifici esistenti ... 45
4.1 Generalità ... 45
4.2 La concezione strutturale ... 46
4.2.1 Scelta tecnologica (Step I) ... 46
4.2.2 Scelta tipologica (Step II) ... 47
4.2.2.1 Tecniche tradizionali ... 47
4.2.2.2 Tecniche innovative ... 47
4.2.3 Scelta dimensionale (Step III) ... 49

5 Il B.I.M. nella valutazione della sicurezza strutturale degli edifici esistenti ... 50
5.1 Introduzione al B.I.M. ... 50
5.2 La gestione del ciclo di vita degli edifici ... 50
5.2.1 Fattibilità, Pianificazione e Sviluppo ... 50
5.2.2 Progettazione e Costruzione ... 51
5.2.3 Manutenzione ... 52
5.3 Generazione di un modello B.I.M. ... 52
5.3.1 Modello geometrico ... 52
5.3.2 Informazioni sui materiali ... 53
5.3.3 Informazioni sui componenti ... 53
5.3.4 Definizione delle fasi ... 54
5.4 Interscambio delle informazioni tra software B.I.M. ... 55
5.4.1 Interoperabilità tra ambienti B.I.M. ... 55
5.4.2 Il formato IFC ... 55
5.4.3 Il formato arcXML ... 57
5.4.4 Il formato CIS/2 ... 57
5.5 Il BIM quale strumento per la valutazione della sicurezza strutturale ... 58

5.5.1 Raccolta dei dati storici 59
5.5.2 Identificazione 59
5.5.3 Interoperabilità con i codici di calcolo in fase di modellazione 61
5.5.4 Il modello BIM come documento storico 62

6 Applicazione ad un caso studio: Scuola Media Statale "Adamo Petrarca" 63

6.1 Problema strutturale e sua definizione 63
6.1.1 Descrizione globale del sistema strutturale 63
6.1.1.1 Generalità 63
6.2 Identificazione del sistema strutturale 64
6.2.1 Generalità 64
6.2.2 Identificazione geometrica 65
6.2.2.1 Rilievo geometrico o di carpenteria (caratterizzazione geometrica globale) ... 65
6.2.2.2 Rilievo dei dettagli costruttivi (caratterizzazione geometrica locale) 67
6.2.3 Identificazione meccanica 71
6.2.3.1 Generalità 71
6.2.3.2 Calcestruzzo 72
6.2.3.3 Acciaio 80
6.3 Sistema strutturale e sua caratterizzazione 81
6.3.1 Descrizione globale 81
6.3.1.1 Corpo A 81
6.3.1.2 Corpo B 82
6.4 Modellazione strutturale 83
6.4.1 Generalità 83
6.4.2 Modello geometrico 84
6.4.2.1 Elementi 84
6.4.2.2 Vincoli 85
6.4.3 Modello meccanico 86
6.4.3.1 Calcestruzzo 86
6.4.3.2 Acciaio 86
6.4.4 Il modello delle azioni 86
6.4.4.1 Azioni permanenti (G_k) 86
6.4.4.2 Azioni variabili di esercizio (Q_k) 89
6.4.4.3 Azioni variabili da neve (Q_{Nk}) 89
6.4.4.4 Azioni variabili sismiche (Q_E) 90
6.4.4.5 Combinazione delle azioni 95
6.4.4.6 Metodologia d'analisi: Statica e Dinamica 97

6.5 Analisi strutturale globale 98
6.5.1 Corpo A 98
6.5.1.1 Risposta per azioni gravitazionali 98
6.5.1.2 Risposta per azioni sismiche 102
6.5.2 Corpo B 105
6.5.2.1 Risposta per azioni gravitazionali 105
6.5.2.2 Risposta per azioni sismiche 109
6.6 Controllo teorico (Verifiche) 113
6.6.1 Corpo A 113
6.6.1.1 Controllo nei confronti dello SLU 113
6.6.1.2 Controllo nei confronti dello SLV 116
6.6.1.3 Controllo nei confronti dello SLD 118
6.6.1.4 Controllo nei confronti dello SLO 119
6.6.1.5 Riepilogo ed interpretazione dei risultati 120
6.6.2 Corpo B 122
6.6.2.1 Controllo nei confronti dello SLU 122
6.6.2.2 Controllo nei confronti dello SLV 124
6.6.2.3 Controllo nei confronti dello SLD 126
6.6.2.4 Controlli nei confronti dello SLO 127
6.6.2.5 Riepilogo ed interpretazione dei risultati 128
6.7 Sintesi dei principali risultati: analisi comparata dei Corpi A e B 130
6.8 Ipotesi d'intervento sismico in accordo alle NTC08 131
6.8.1 Fattibilità tecnica dell'intervento 131
6.9 Conclusioni al caso studio 135

7 Conclusioni 138

8 Bibliografia 140

1 Introduzione

1.1 Il BIM per la gestione del processo di valutazione delle performance di costruzioni esistenti

Nel campo delle soluzioni informatiche per l'edilizia gli ultimi anni hanno visto il rapido affermarsi dei software basati sulla metodologia del Building Information Modeling.

Il B.I.M. è una metodologia di progettazione sviluppata per il campo edile e caratterizzata dalla gestione di modelli informatici del progetto edilizio in cui ogni elemento e fase del processo produttivo è rappresentato attraverso la gestione di dati ed informazioni coordinate e computabili. Il controllo parametrico dei dati unitamente all'interoperabilità tra modelli sviluppati in ambienti di progettazione diversi ha il vantaggio di minimizzare gli errori derivanti dal coordinamento dei diversi soggetti che intervengono nel processo di produzione edile e di favorire una visione unitaria del progetto oltre che facilitare la produzione di documenti.

Per tanto i programmi per lo sviluppo di modelli in ambiente BIM si sono rivelati uno strumento indispensabile ad una progettazione contemporanea necessariamente indirizzata all'ottimizzazione di tutte le risorse coinvolte, trovando ampio utilizzo nella progettazione di opere ex-novo ed in modo particolare in progetti costituiti da elementi riconducibili ad un sistema di prefabbricazione.

Per quanto meno applicata, la filosofia di base di tale metodologia risulta particolarmente adatta a gestire progetti legati alle valutazioni prestazionali degli edifici esistenti.

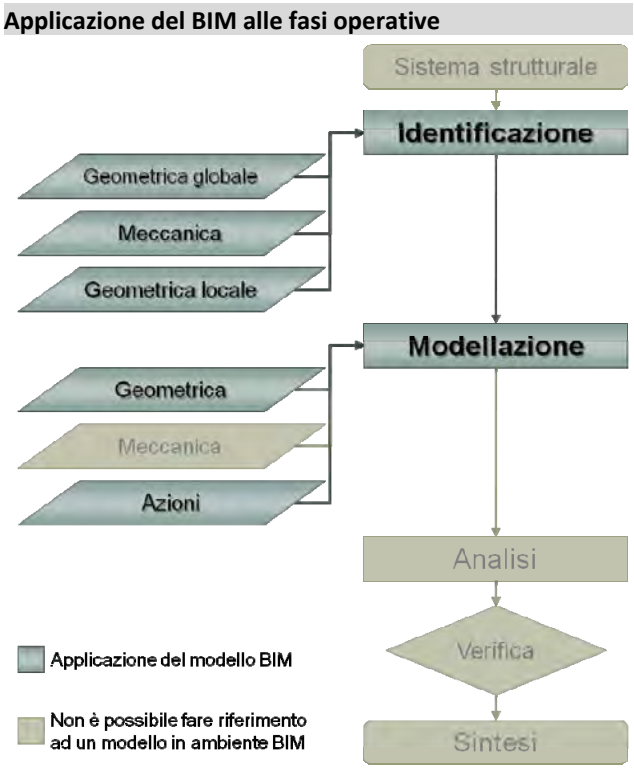


Figura 1.1 – Fasi operative per costruzioni esistenti

Tale processo di valutazione infatti richiede, in ogni sua fase di sviluppo, il ricorso ad un cospicuo numero di informazioni. Queste risultano di natura molto diversa comprendendo, tra le altre, caratteristiche geometriche, meccaniche e di identificazione delle parti.

In quest'ottica la tesi intende indagare l'applicabilità di tale metodologia con riferimento alla valutazione della sicurezza sismica di un edificio esistente.

Introdotte quindi le modalità normative e le prassi operative che caratterizzano uno studio di questo tipo (Cap. 3), attraverso l'applicazione ad un caso studio sono proposti, per ognuna delle

fasi di gestione del processo di valutazione, vantaggi ed opportunità offerte dall'utilizzo di un software per la gestione informatizzata del modello della struttura.

In particolare la tesi pone l'accento sulla gestione della fase di identificazione delle caratteristiche delle strutture esistenti in calcestruzzo armato, che costituisce di fatto il problema principale per una corretta costruzione di un modello computazionale per lo studio della risposta della struttura.

Tekla Structures - Building Information Model

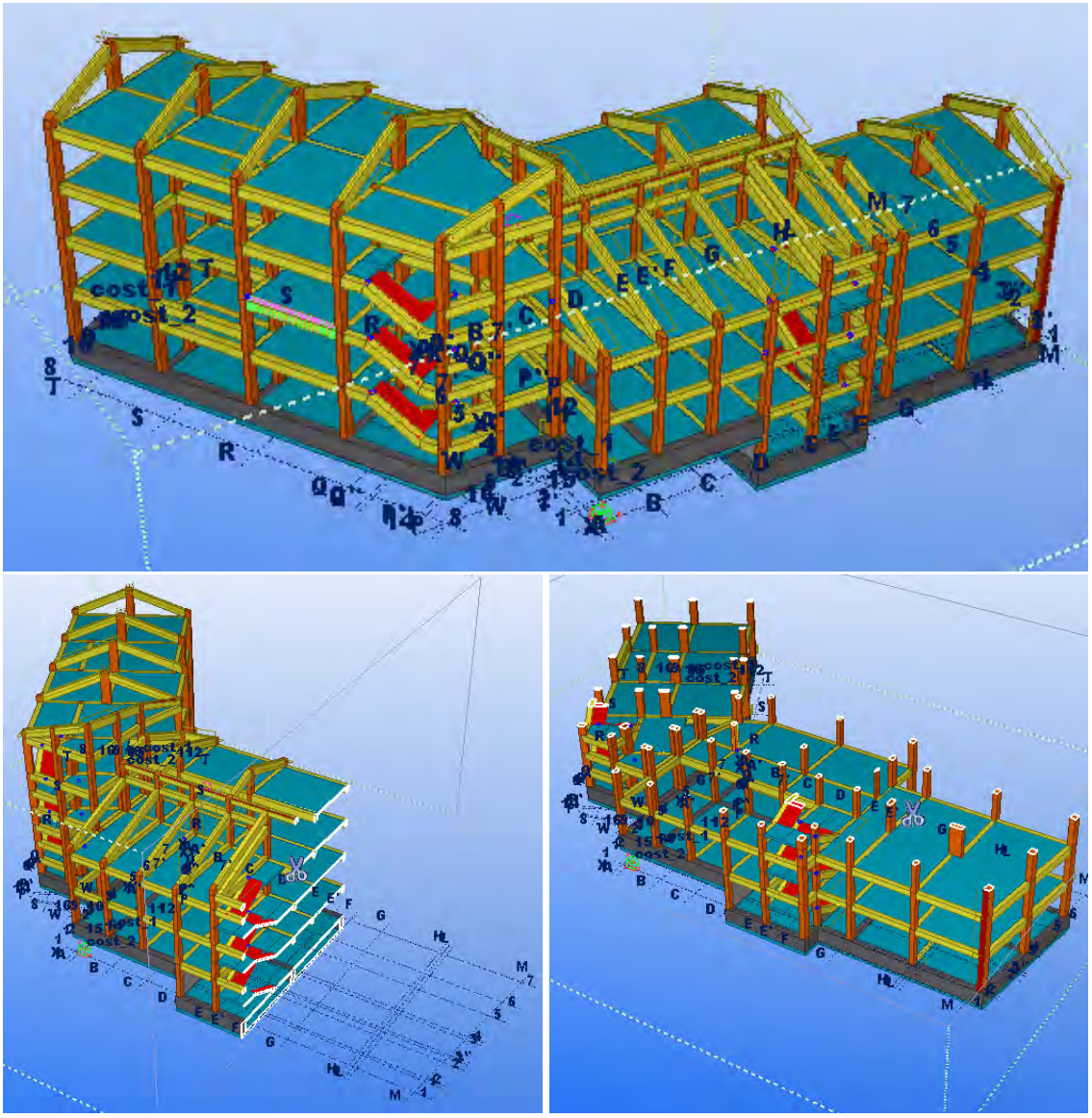


Figura 1.2 – Modello sviluppato all'interno del software Tekla Structures, sono in evidenza, per colori, elementi appartenenti alla stessa classe di oggetti.

L'applicazione del B.I.M. è inoltre valutata in rapporto all'opportunità di costituire, attraverso la definizione di un modello informatizzato, un documento storico dell'operazione di valutazione che risulta rappresentata non solo nelle sue fasi procedurali di stesura dei piani d'indagine ma anche attraverso i risultati delle indagini stesse, che, riportate nel modello come informazioni aggiuntive degli elementi, possono essere utilizzate come base per successivi progetti di intervento o di

approfondimento della conoscenza della struttura.

La scelta del caso studio è dettata in rapporto ad un territorio, quello italiano, che, considerato ad alto rischio sismico, ha ampiamente mostrato la vulnerabilità del proprio patrimonio edilizio, caratterizzato in buona parte dal ricorso al calcestruzzo armato, nei confronti di quei terremoti che con diversa intensità si sono verificati negli ultimi trent'anni.

Lo studio si chiude quindi con una valutazione sull'opportunità di intervenire attraverso un progetto di adeguamento della struttura esaminata allo scopo di fornire una visione completa del problema.

Tekla Structures - Building Information Model

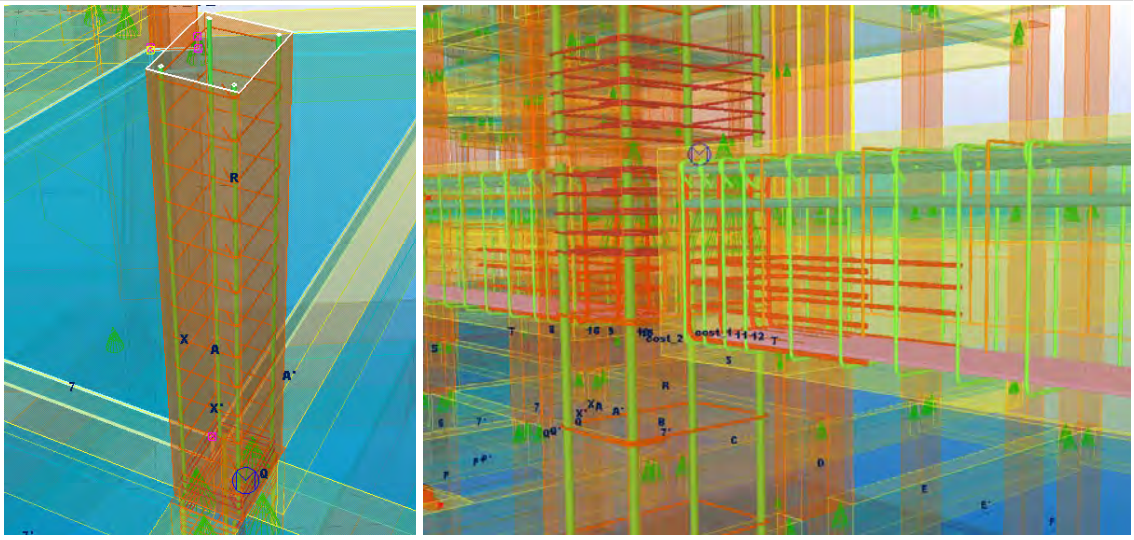


Figura 1.3 - Definizione delle componenti d'armatura negli elementi del modello

1.2 Il rischio sismico del territorio italiano

I terremoti rappresentano, tra le azioni che nell'arco della vita di progetto con accertata probabilità interessano un manufatto edilizio, uno degli eventi più pericolosi per rilevanza di impatto economico, sociale e danneggiamento del patrimonio storico/culturale di un territorio.

L'Italia è considerata tra i paesi a maggior rischio sismico, per posizione geografica, rapporto tra danni prodotti dai terremoti ed energia rilasciata nel corso degli eventi, percentuale di beni a rischio e popolazione sul territorio. Il rischio sismico è una caratteristica propria di un territorio, definita dalla combinazione di tre componenti:

- pericolosità;
- vulnerabilità;
- esposizione.

La sismicità è una caratteristica fisica del territorio stesso e rappresenta frequenza e forza con la quale il terremoto si manifesta. Sulla base della sismicità di un territorio è

possibile definire la **pericolosità sismica** come la probabilità del verificarsi di un evento sismico insieme alla previsione dell'energia rilasciata, ovvero la probabilità che in un dato intervallo di tempo si verifichi un evento con assegnate caratteristiche.

Il rischio sismico

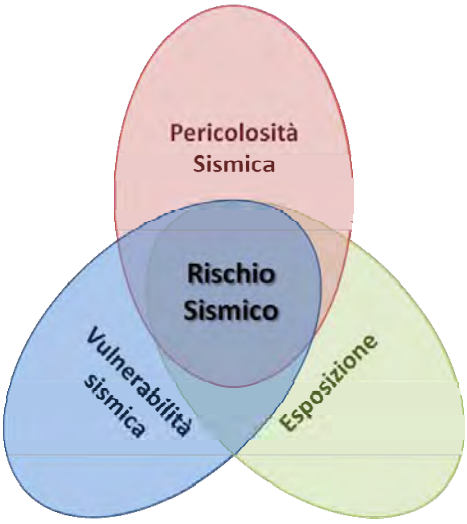


Figura 1.4 – Definizione del rischio sismico

Al dato probabilistico, legato alla natura del territorio, e quindi inalterabile, è da associarsi la qualità del patrimonio edilizio che sul territorio insiste. Le conseguenze di un evento sismico dipendono in larga parte dalla capacità del manufatto edilizio di far fronte alle sollecitazioni indotte dal terreno alla struttura. La propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello di fronte ad un evento sismico di data intensità è definita **vulnerabilità sismica**. L'insieme delle capacità di resistenza di tutti gli edifici rappresenta la vulnerabilità sismica sul territorio.

E' inoltre da considerarsi il livello di antropizzazione del territorio, l'insieme di tutto ciò che è stato realizzato dall'uomo e dell'uomo stesso e che permette di valutare quante persone potrebbero rimanere coinvolte e in che misura a seguito di un terremoto. La presenza di beni e manufatti in rapporto a territorio e popolazione definiscono ciò che è esposto al danno a seguito del sisma ovvero l'**esposizione sismica**.

Nei confronti del rischio sismico è ormai prassi ritenere che una corretta strategia di prevenzione debba basarsi su un approccio unitario e condiviso che contempli:

- La **classificazione** sismica del territorio
- La **progettazione** di nuove costruzioni in funzione della probabilità di un evento sismico
- L'**adeguamento** degli edifici esistenti

La prima procedura è volta a stimare, su basi probabilistiche le azioni sismiche e la loro distribuzione sul territorio nazionale, mentre progettazione ed adeguamento sono rivolte alla riduzione della vulnerabilità del costruito e di conseguenza dell'esposizione.

Se per quanto riguarda la classificazione del territorio lo stato italiano è intervenuto nel 2003 attraverso l'O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo (poi Norme Tecniche di Costruzione D.M. 14 gennaio 2008) ridefinendo i criteri di classificazione sismica e introducendone nuovi, basati su più recenti elaborazioni di carattere probabilistico (Figura 1.5), più complessa risulta la situazione del patrimonio edilizio nazionale.

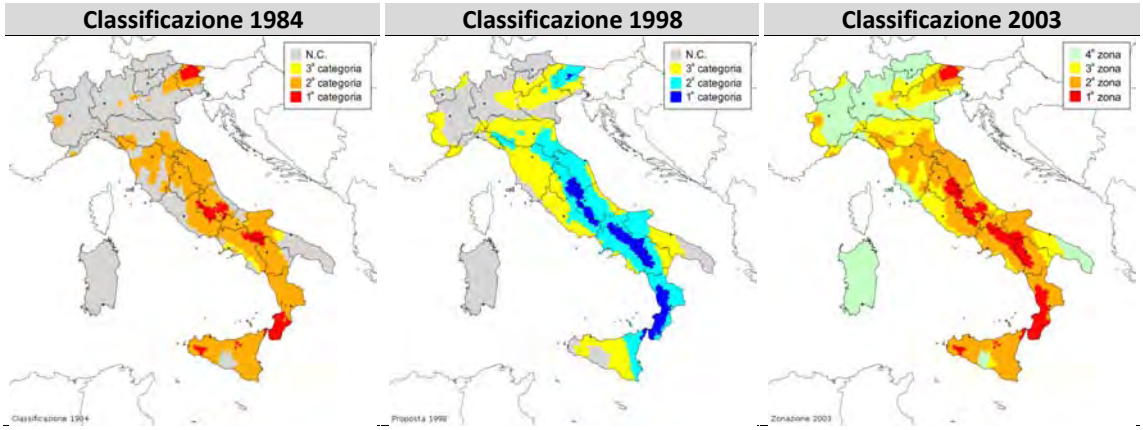


Figura 1.5 – Evoluzione della classificazione sismica del territorio italiano a seguito del terremoto dell'Irpinia (1980), del terremoto di Umbria e Marche (1997) e del Molise (2002)

1.3 La sicurezza strutturale degli edifici esistenti

La vulnerabilità del patrimonio edilizio in particolare e dell'ambiente costruito in generale è stata chiaramente messa in evidenza dagli eventi sismici, di natura moderata e severa, che, come prevedibile, negli ultimi trent'anni hanno caratterizzato il territorio italiano, sottolineando la necessità all'adeguamento del livello di sicurezza del patrimonio edilizio nazionale nei confronti di queste azioni.

Dal dopoguerra il nostro patrimonio edilizio si è sviluppato enormemente, soprattutto dopo l'avvento su larga scala della tecnologia del cemento armato per i fabbricati. Ma anche tale materiale ha dimostrato nel tempo i propri limiti e vulnerabilità.

Secondo il rapporto Censis 1999 sulla situazione sociale del paese, la vulnerabilità fisica del patrimonio edilizio esistente viene attribuita a due grandi categorie di rischio:

a. il degrado per vetustà, riferibile essenzialmente al periodo di costruzione;
b. il degrado per ragioni costruttive, con riferimento al contesto normativo e produttivo entro cui sono stati realizzati gli edifici.

Si stima che siano da sottoporre a verifica non meno di 3 milioni e 750 mila abitazioni, di cui il 36,5% per ragioni di anzianità (fattore a), il 63,5% per cause tecniche (fattore b). Fino agli anni ottanta il patrimonio ad alta vetustà rappresentava circa il 25% del totale, mentre oggi l'incidenza supera il 40% ed è destinata a crescere ancora. Spesso proprio al rapido processo di edificazione si deve un rischio da bassa qualità tecnica delle costruzioni e da scarse verifiche progettuali. Se nel 1951 il patrimonio edilizio era costituito da 10.700.000 abitazioni, nel 1991 esse erano 19.700.000, mentre dal 1991 al 1998 il numero è cresciuto di altre 2.000.000 di unità. Al boom edilizio della fine anni '60 (e in genere alla rapida e improvvisata urbanizzazione di quegli anni) è attribuibile una quota significativa di possibile rischio, stimabile in 680.000 abitazioni (Figura 1.6 e Tabella 1.1).

Tabella 1.1 – Edifici ad uso abitativo sul territorio italiano per epoca di costruzione e tecnologia[1]

EPOCA	Tipo di materiale			
	Muratura portante	Calcestruzzo armato	Altro	Totale
Prima del 1919	2026538	0	123721	2150259
Dal 1919 al 1945	1183869	83413	116533	1383815
Dal 1946 al 1961	1166107	288784	204938	1659829
Dal 1962 al 1971	1056383	591702	319872	1967957
Dal 1972 al 1981	823523	789163	370520	1983206
Dal 1982 al 1991	418914	620698	250890	1290502
Dopo il 1991	228648	394445	167934	791027
Totale	**6903982**	**2768205**	**1554408**	**11226595**

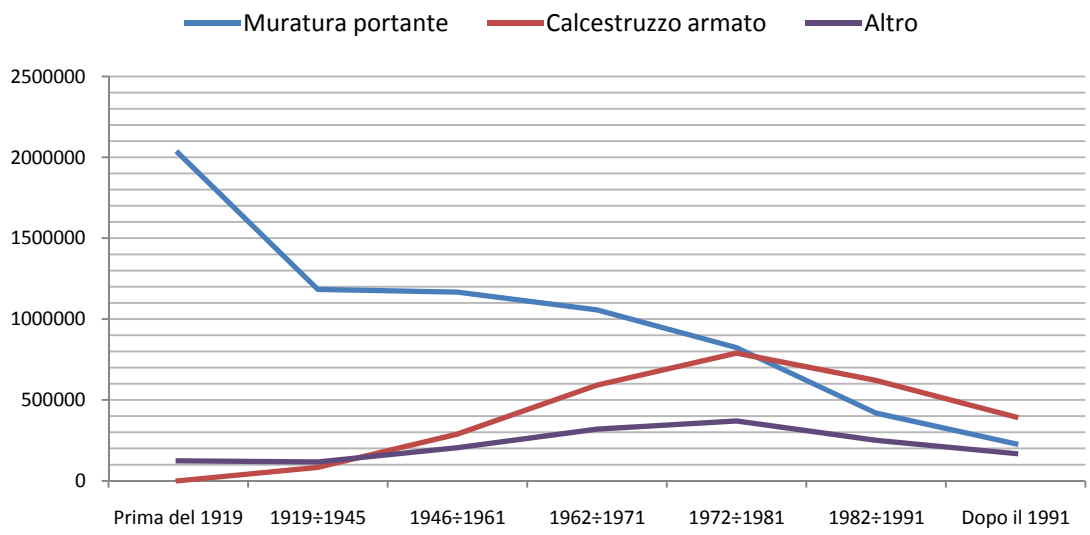


Figura 1.6 – Nel grafico: numero di edifici ad uso abitativo sul territorio italiano per epoca di costruzione e tecnologia

Oltre alle condizioni di degrado legate alla vetustà degli edifici va inoltre considerato che questi sono stati spesso concepiti con riferimento a normative che consideravano solo in minima parte (o per nulla) tra le azioni a cui sarebbe stata soggetta la struttura quelle di carattere orizzontale. Il patrimonio edilizio più vulnerabile e a rischio viene quindi stimato indicativamente in circa il 15-20%[2] del totale, il che pone il problema, anche alla luce degli sviluppi tecnici e normativi di questi anni, sul livello di sicurezza di tali edifici e il relativo processo di adeguamento al quale andrebbero sottoposte.

È chiaro che il processo di adeguamento va inteso come la scelta delle tecniche più idonee ad elevare le performance del singolo manufatto edilizio nei confronti dell'azioni di carattere sia gravitazionale che sismico. È cioè un giudizio di sintesi a valle di un processo di valutazione del livello di sicurezza della struttura al quale si affiancano considerazioni di carattere economico, architettonico, tecnologico.

[1] **14° censimento della popolazione e delle abitazioni** – 2001 – ISTAT Istituto Nazionale di Statistica.
[2] **Informazione 91 - Ordine degli Ingegneri di Cagliari**; "La nuova disciplina sulla sicurezza strutturale e i dubbi sul fascicolo dei fabbricati"; Paolo Steri.

Oggetto della tesi sarà quindi tale processo di valutazione al quale saranno affiancate valutazioni sulla fattibilità di un ipotesi di intervento di adeguamento, allo scopo di indagare, come precedemente indicato, l'applicabilità delle soluzioni B.I.M. alla gestione di ogni fase operativa.

2 Metodologia di valutazione del livello di sicurezza sismico delle strutture esistenti in calcestruzzo armato

2.1 Filosofia di sicurezza e normativa tecnica di riferimento

2.1.1 Generalità

La valutazione della sicurezza di edifici esistenti per azioni di tipo gravitazionale e sismico è regolamentata dalle Normative Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008 (NTC08) per mezzo di opportuni parametri sintetici attraverso un approccio di tipo prestazionale.

Con il termine "esistenti" si indicano tutte quelle costruzioni la cui struttura sia completamente realizzata alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, mentre per "valutazione della sicurezza" si intende un procedimento quantitativo volto a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto;

oppure

- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalla normativa di riferimento.

Le aleatorietà che intervengono nella definizione del modello strutturale di un edificio esistente, legate alla più o meno accurata identificazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche dell'opera in esame, sono definite dalla normativa attraverso l'introduzione del concetto di "fattore di confidenza", che modifica i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) della struttura indagata.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in c.a. e in acciaio, è poi evidenziato come in esse possa essere attivata la capacità di elementi con meccanismi resistenti sia "duttili" che "fragili"; a tale riguardo, l'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile, tenendo conto della possibilità di sviluppo di entrambi i tipi di meccanismo e adottando parametri di capacità dei materiali diversificati a seconda del tipo di meccanismo.

2.1.2 Quadro normativo

Le norme tecniche di riferimento sono quelle attualmente in vigore inerenti la valutazione della sicurezza di edifici esistenti di c.a.:

- **D.M. 14 gennaio 2008.** "Norme Tecniche per le Costruzioni". 2008.
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617.** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme

tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).

- **UNI EN 1992-1-1:2005. Eurocodice 2.** Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici. 2005.

Inoltre è possibile fare riferimento alle seguenti norme europee, linee guida e documenti aventi per oggetto la valutazione delle caratteristiche fisico-meccaniche del calcestruzzo in opera:

- **UNI EN 12504-2:2001.** Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Prove non distruttive - Determinazione dell'indice sclerometrico. s.l. : UNI, 2001.
- **UNI EN 12504-1:2002.** Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Carote, Prelievo, esame e prova di compressione. s.l. : UNI, 2002.
- **UNI EN 12390-3:2003.** Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione dei provini. s.l. : UNI, 2003.
- **BRITISH STANDARD 1881.** Testing Concrete, part 120 – Methods for determination of the compressive strength of concrete cores. 1983.
- **A.C.I. 214.4R-03.** Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strenght Results. 2003.
- **Reluis. LINEE GUIDA.** Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili (Bozza). 2010.
- **Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.** Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive. febbraio 2008.
- **Masi, A.** La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive. 2005.

2.1.3 Metodologia di misura della sicurezza

Seguendo un approccio di tipo prestazionale, la valutazione della sicurezza per azioni di tipo gravitazionale e sismico, eseguita in accordo alle Normative Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008 (NTC08), è condotta confrontando la capacità del sistema strutturale (prestazione offerta dal sistema) con la sua domanda (richieste derivanti dalle azioni). In particolare sono considerati due differenti livelli prestazionali definiti rispettivamente:

- **Stati Limite Ultimi**: corrispondenti ad uno stato di danneggiamento della struttura tale da compromettere l'incolumità delle persone e l'integrità delle cose;
- **Stati Limite di Esercizio**: corrispondente essenzialmente alla perdita di funzionalità della costruzione e/o all'eccessivo danneggiamento delle parti non strutturali.

Per ognuno di essi il metodo consiste essenzialmente nel controllare che la risposta della struttura, prodotta per effetto delle azioni di progetto, in termini di sollecitazioni o spostamenti sia compatibile con la capacità del sistema espressa in termini di resistenza e/o deformabilità limite.

Nel caso specifico della valutazione del livello di sicurezza per azioni sismiche le NTC08, seguendo un approccio multiprestazionale, specializzano i predetti stati limite nei seguenti:

- **Stati Limite Ultimi:**
    - *Stato Limite di Collasso* (SLC): il sistema strutturale, seppur caratterizzato da gravi danni, conserva un margine di sicurezza alle azioni verticali ed un esiguo margine alle azioni orizzontali;
    - *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* (SLV): nonostante la presenza di significativi danni al sistema strutturale, la costruzione conserva parte della resistenza e della rigidezza alle azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni orizzontali;
- **Stati Limite di Esercizio:**
    - *Stato Limite di Danno* (SLD): la costruzione subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
    - *Stato Limite di Operatività* (SLO): assenza di danni alle parti strutturali e non strutturali tali da non produrre significative interruzioni d'uso;

Ciò detto, con specifico riferimento alle costruzioni esistenti, occorre precisare che la metodologia d'analisi adottabile dipende non soltanto dal livello di conoscenza che si ha del sistema strutturale, ma anche dai limiti intrinseci dei metodi di analisi utilizzati. Con riferimento, ad esempio, allo SLC, è indubbio infatti che una corretta valutazione della sicurezza strutturale richiederebbe l'impiego di analisi statiche NON lineari (cfr. par. C.8.7.2.1 della Circolare n.617/2009). D'altro canto, le irregolarità planimetriche che spesso caratterizzano gli edifici esistenti, non consentono l'esecuzione di tali analisi, che sono essenzialmente basate su una doppia distribuzione di forze (proporzionale e uniforme) e che richiedono come precondizione una partecipazione di massa, legata al primo modo, non inferiore al 75% (cfr. par. 7.3.4.1 delle NTC08).

In riferimento,quindi, agli edifici esistenti ed in considerazione di accertati comportamenti torso-deformabili, appare ragionevole, per caratterizzare lo stato limite ultimo di un edificio in esame, condurre un'analisi dinamica modale con spettro di risposta e fattore di struttura q. Tale procedura, per i succitati motivi, è unicamente applicabile per lo studio dello *SLV,* che rappresenta dunque, in questa fase, l'unico stato limite ultimo da monitorare.

2.1.4 Controllo teorico e verifiche

2.1.4.1 Generalità

Nota la risposta del sistema struttura (Domanda = D) occorre valutare se questa risulti compatibile con limiti prestazionali (Capacità = C), definiti sia in termini di resistenza che di deformabilità.

Le verifiche di sicurezza sono da eseguirsi in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite, monitorando il livello di sfruttamento percentuale delle membrature del sistema strutturale nei riguardi due livelli prestazionali considerati (SLU e SLE).

In particolare, il livello di sicurezza allo SLU e allo SLE è sinteticamente rappresentato dal rapporto tra la domanda (Sollecitazione E_d o spostamento D_d) e la capacità

(Resistenza R_d o spostamento limite D_{lim}), ovvero dal tasso di lavoro o sfruttamento di ciascun livello prestazionale.

In buona sostanza, le verifiche sono da ritenersi soddisfatte se:

$$s_{SLU} = \frac{E_d}{R_d} \leq 1 \qquad\qquad s_{SLE} = \frac{D_d}{D_{lim}} \leq 1$$

2.1.4.2 Vulnerabilità alle azioni sismiche (SLV)

La valutazione della sicurezza strutturale[3], condotta in accordo alle NTC08 e nelle ipotesi precedentemente enunciate, ha come obiettivo la stima della vulnerabilità sismica della struttura.

Ciascun obiettivo è perseguito attraverso la definizione di opportuni parametri sintetici di valutazione. In particolare è possibile stimare il rischio nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), attraverso un approccio meccanico force-based, espresso sinteticamente mediante il seguente indicatore:

$$\alpha_u = \frac{a_{g,SLV}}{a_{g,10\%}}$$

dove:

$a_{g,SLV}$ rappresenta l'accelerazione di picco al suolo cui corrisponde l'attingimento dello SLV;

$a_{g,10\%}$ è l'accelerazione di picco al suolo previsto dalla norma per il sito in esame e per lo stato limite considerato, ossia quella avente una probabilità di superamento del 10% per il relativo periodo di riferimento.

In buona sostanza quindi, l'edificio risulterà "sicuro" ogni qualvolta il parametro α_u sarà maggiore o uguale all'unità.

Ovviamente, la determinazione di tale parametro è eseguita considerando sia i meccanismi duttili[4] che quelli fragili[5].

Avendo deciso di adottare un'analisi modale con spettro di risposta e fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili dovranno soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza di calcolo valutata in funzione della resistenza del materiale ridotta per effetto dei fattori di confidenza:

$$E_d \leq R_d \left(\frac{f_m}{FC}\right)$$

dove:

E_d = sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta;

[3] La Circolare applicativa alle NTC08 n.617/2009 chiarisce (cfr. par. C.8.3) che obiettivo della valutazione della sicurezza strutturale è stabilire se una struttura è in grado o meno di resistere alle combinazioni di progetto contenute nelle norma ed in caso contrario determinare l'entità massima dell'azione che la struttura è in grado di sostenere con un certo margine di sicurezza.

[4] Duttili sono i meccanismi di collasso per flessione di travi pilastri e pareti con e senza sforzo normale (cfr. par. C8.7.2.5 della Circolare applicativa alle NTC08 n.617/2009).

[5] Fragili sono i meccanismi di taglio di travi, pilastri, pareti e nodi (cfr. par. C8.7.2.5 della Circolare applicativa alle NTC08 n.617/2009).

R_d = resistenza di calcolo ottenuta in funzione dei valori medi rilevati in fase di indagine delle caratteristiche dei materiali, ridotti per effetto dei soli fattori di confidenza.

f_m = resistenza media del materiale rilevata in fase d'indagine.

FC = fattore di confidenza definito in funzione del LC raggiunto.

Per tutti gli elementi strutturali "fragili" dovrà invece risultare soddisfatta la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per q = 1,5, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza di calcolo.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi fragili, si farà riferimento alle proprietà dei materiali direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza FC ed il coefficiente di sicurezza parziale del materiale:

$$E_d \leq R_d \left(\frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC} \right)$$

dove:

E_d = sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per q = 1,5;

R_d = resistenza di calcolo ottenuta con riferimento alle proprietà dei materiali rilevate, ridotte per effetto dei fattori di confidenza e dei coefficienti parziali di sicurezza.

f_m = resistenza media del materiale rilevata in fase d'indagine.

FC = fattore di confidenza definito in funzione del LC raggiunto.

γ_m = coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Giova sottolineare che il controllo sugli elementi fragili appare particolarmente severo, sia per quanto concerne la valutazione della domanda (fattore di struttura molto basso) che per quanto riguarda la stima della capacità, influenzata dal fattore di confidenza e quindi dal livello di conoscenza acquisito.

Dovendo inoltre definire un livello d'importanza dei diversi meccanismi sull'effettivo comportamento al collasso del sistema strutturale, vale quanto riportato in, dove, ovviamente, risultano più rilevanti gli effetti prodotti dal danneggiamento del sottosistema portante verticale[6] (pilastri rispetto alle travi) ed in particolare quello relativo ai nodi strutturali, elementi di connessione tra i due sottosistemi.

Quale parametro sintetico di danno, è possibile considerare il numero di meccanismi complessivamente attivati, grandezza correlata al numero di interventi di rafforzamento da eseguirsi per l'adeguamento sismico del sistema strutturale. A tale riguardo occorre osservare che il numero di membrature (travi o pilastri) non verificate è ottenuto dall'unione (non somma) dell'insieme dei meccanismi duttili e fragili presenti nell'intero sistema strutturale.

[6] Analizzando i crolli parziali o globali presenti in letteratura è possibile osservare come le costruzioni esistenti in c.a. collassano quasi sempre per rotture dei pilastri. Ciò deriva dalla semplice constatazione che le costruzioni esistenti, in genere, non rispettano la gerarchia delle resistenze nel senso di trave debole e colonna forte e non riescono quindi a sviluppare, salvo in casi particolari, meccanismi di collasso di tipo globale.

2.1.4.3 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (SLD; SLO)

Il controllo sul danneggiamento indotto da terremoti frequenti sulle parti non strutturali (elementi di partizione esterni ed interni) è valutato analizzando la deformabilità laterale del sistema strutturale. Il parametro di performance assunto per tale tipo di verifica è il drift, ovvero lo spostamento relativo orizzontale tra due nodi consecutivi, allineati in verticale, appartenenti a due diversi impalcati. La verifica a danneggiamento risulta soddisfatta se il drift (d_r) risulta inferiore ad un preassegnato valore limite rapportato all'altezza di interpiano (h).

In merito la normativa (NTC08 - Cap.7.3.7.2) specifica che nel caso di costruzioni civili e industriali con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa, è da verificare che l'azione sismica di progetto non produca negli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

La condizione può, quindi, ritenersi soddisfatta quando gli spostamenti interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano[7]:

$$d_r < 0{,}005 \cdot h$$

dove:

d_r = spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo quanto precedentemente descritto;

h = altezza interpiano;

inoltre si specifica che per le costruzioni ad uso civile e industriale ricadenti in classe d'uso III e IV (quali la scuola in esame), si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi (d_r) in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati. Ovvero nei confronti dell'azione sismica allo SLO deve essere verificata la condizione[8]:

$$d_r < \left(\frac{2}{3} \cdot 0{,}005\right) \cdot h = 0{,}003 \cdot h$$

dove:

d_r = spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo quanto precedentemente descritto;

h = altezza interpiano.

[7] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. Cap.7.3.7.2 - VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI – Formula (7.3.16).

[8] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. Cap.7.3.7.2 - VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.

3 Identificazione del sistema strutturale

3.1.1 Generalità

La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, non necessariamente maggiore, da quello degli edifici di nuova progettazione. L'esistenza di fatto della struttura comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali, che possono avere anche notevole variabilità, nell'ambito della stessa struttura, e non possono essere imposte come dati progettuali da conseguire in fase costruttiva, come avviene per una costruzione nuova. D'altro canto, una corretta e accurata valutazione riduce le incertezze che, in una costruzione nuova, sono insite nel passaggio dal dato di progetto alla realizzazione. Presupposto indispensabile per una corretta stima della sicurezza strutturale di una costruzione esistente è quindi l'identificazione del sistema strutturale, ossia la sua caratterizzazione in termini di conoscenza della geometria, dei dettagli costruttivi e delle proprietà meccaniche dei materiali (caratterizzazione geometrica e meccanica del sistema strutturale).

3.1.1.1 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Le modalità di verifica delle nuove costruzioni sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione, con imposizione di dati progettuali su azioni e materiali, alla concreta realizzazione, con l'obiettivo di realizzare, attraverso processi di produzione controllati nelle diverse sedi (stabilimenti di produzione dei materiali base, stabilimenti di prefabbricazione o preconfezionamento, cantieri), una costruzione fedele, per quanto possibile, al progetto. Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta). È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i "fattori di confidenza", strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

A tale riguardo le norme tecniche vigenti, nel capitolo 8 del decreto ministeriale e della corrispondente circolare esplicativa, definiscono con chiarezza i criteri di scelta del livello di conoscenza del sistema strutturale (cfr. par. C8A.1.B della Circolare n.617/2009), da cui dipende la metodologia d'analisi (valutazione della domanda) e la scelta del fattore di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali (valutazione della capacità) nelle successive verifiche di sicurezza (rapporto domanda/capacità).

Con riferimento alle strutture esistenti in calcestruzzo armato ed ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;

- LC3: Conoscenza Accurata;

ad ogn'uno dei quali corrisponde il relativo fattore di confidenza, pari rispettivamente a 1.35, 1.2 e 1

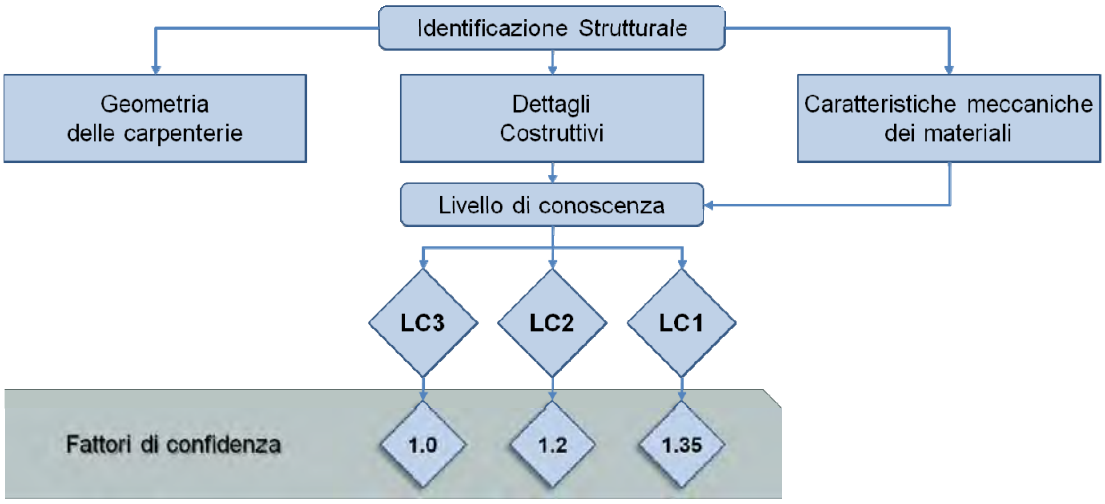


Figura 3.1 - Diagramma per la definizione del fattore di confidenza

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti,
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

Di seguito, in Tabella 3.1 e Tabella 3.2, sono sintetizzate le relazioni esistenti tra il livello di conoscenza perseguibile e le informazioni necessarie per la identificazione geometrica e meccanica del sistema strutturale, sono inoltre riportate le metodologie d'analisi ed i fattori di confidenza da usare per la valutazione della sicurezza strutturale per un assegnato livello di conoscenza.

Tabella 3.1 - Definizione del livello di indagini

Verifiche	Rilievo dei dettagli costruttivi su elementi primari in c.a.	Prove sui materiali per elementi primari in c.a.
Limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m^2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provino di cls. per 300 m^2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provino di cls. per 300 m^2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella 3.2 - Livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza

Livelli di Conoscenza	Geometria carpenterie	Dettagli strutturali	Proprietà materiali	Metodi di analisi	FC
LC1 Limitata	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione o ex-novo completo	Progetto simulato in accordo norma dell'epoca e limitate verifiche in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2 Adeguata		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Specifiche originali di progetto o certificati di prova con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3 Accurata		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Specifiche originali di progetto o certificati di prova con estese prove in-situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

3.1.2 Identificazione geometrica

3.1.2.1 Caratterizzazione geometrica Globale (Rilievo di carpenteria)

I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali devono essere tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare per LC1 e ad una analisi lineare o non lineare per LC2 e LC3. La geometria della struttura può essere nota dai disegni originali o in base ad un rilievo. Nel primo caso è da eseguirsi un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. Nel caso in cui tale corrispondenza risulti non verificata è comunque da eseguirsi un rilievo ex-novo della struttura in esame.

Le NTC08 non specificano l'applicazione di apposite tecniche di rilevazione, si rimanda quindi alla applicazione delle tecniche di rilievo comunemente in uso, tali da descrivere con un accettabile grado di aleatorietà la geometria dell'opera in esame allo scopo di definire un modello geometrico coerente. Tali tecniche si basano sull'applicazione di appositi strumenti, ogn'uno dei quali caratterizzato da uno specifico grado di aleatorietà del rilievo.

Questi, in base alla metodologia di riferimento, possono sommariamente raggrupparsi in:

- Strumenti per il rilievo diretto;
- Strumenti per il rilievo indiretto;
- Strumenti per il rilievo fotogrammetrico.
- Strumenti a tecnologia laser scanner.

3.1.2.1.1 Strumenti per il rilievo diretto

Si basano sulla registrazione del dato geometrico in funzione di una misurazione

diretta dell'oggetto del rilievo. In base al tipo di informazione è possibile distinguere:

- Fili a piombo o piombini;
- Livelle sferiche e torica;
- Bussole;
- Longimetri:
  - Metro e doppio metro
  - Triplometro
  - Fettuccia o nastro metallico
  - Catena metrica
- Strumenti allineatori:
  - Squadro agrimensorio o a traguardi
  - Prismi allineatori
  - Squadri a specchi

Tra le metodologie di rilievo diretto per le quali è richiesta l'applicazione di tali strumenti si ricordano:

- rilievo diretto
- metodo delle trilaterazioni
- metodo delle coordinate ortogonali

La prima metodologia si basa sulla registrazione dei dati dimensionali ottenuti in fase di misurazione diretta delle parti. Il metodo delle trilaterazioni consiste nel determinare ogni punto notevole, come vertice di un triangolo avente un lato appartenente o riconducibile attraverso seconde trilaterazioni ad una retta di base "*r*". Nel metodo delle coordinate ortogonali, stabilita una retta base b, vi si proiettano ortogonalmente i punti notevoli. Ciascun punto P viene individuato attraverso due coordinate, rispettivamente, quella della distanza di P dalla retta base b, detta ordinata, e quella della distanza di P^ (proiezione di P) da un punto fisso o della retta base b, detta ascisse.

3.1.2.1.2 Strumenti per il rilievo indiretto

Permettono il rilievo delle informazioni laddove non è possibile ottenere misurazioni dirette dell'oggetto indagato. Gli strumenti topografici che, con diversa precisione, consentono di misurare angoli sia orizzontali che verticali si definiscono Goniometri tra cui è possibile distinguere:

- goniometri atti a misurare angoli orizzontali – azimutali;
- goniometri atti a misurare angoli verticali – ecclimetri;
- goniometri atti a misurare angoli sia orizzontali che verticali - altazimutali o goniometri universali;
- goniometri atti a misurare angoli comunque disposti nello spazio (angoli di posizione) – sestanti.

Sono inoltre strumenti per il rilievo indiretto tutti i Longimetri a misurazione indiretta, distinguibili in:

- Distanziometri ottici – basati in buona sostanza su due tecniche fondamentali definite "ad angolo parallattico variabile" e "ad angolo parallattico costante".

- Distanziometri elettronici – o “a onde modulate”, in grado di assicurare, specialmente nelle grandi distanze, misurazioni particolarmente accurate.

3.1.2.1.3 Strumenti per il rilievo fotogrammettrico

Il principale strumento per il rilievo fotogrammetrico è la fotografia. Questa costituisce già da sola un documento di rilievo dell’oggetto d’indagine che ha a suo favore la possibilità di rappresentare la realtà dell’oggetto attraverso un immagine che ne conserva le caratteristiche di prospettiva, di contro risulta, per effetto delle distorsioni legate alla prospettiva stessa, poco significativa al fine di un rilievo dimensionale. Per ovviare a tali distorsioni è possibile ricorrere con strumenti digitali[9] a due procedimenti:

- Raddrizzamento;
- Raddrizzamento differenziale.

Nel primo caso il fotogramma viene trasformato in una proiezione centrale dell’oggetto, che è uguale, a meno di un fattore di scala, alla proiezione ortogonale dell’oggetto stesso. Si tratta di un procedimento applicabile solo a oggetti perfettamente piani o con differenze altimetriche tali da generare errori di altezza trascurabili alla scala della rappresentazione. Il raddrizzamento differenziale è invece un procedimento applicabile a oggetti di qualsiasi forma ed è basato sulla suddivisione del fotogramma in piccole porzioni considerabili piane, ognuna delle quali viene sottoposta ad un processo di raddrizzamento.

3.1.2.1.4 Strumenti a tecnologia laser scanner

I laser a scansione (o laser scanner) sono dispositivi elettro-ottici basati sull’emissione di un impulso elettromagnetico (il laser) e sulla ricevezione del segnale di riflesso. Misurando l'intervallo di tempo trascorso e quindi la distanza tra lo strumento ed il punto rilevato permette il rilievo di un oggetto nelle sue tre dimensioni attraverso la definizione di una “nuvola di punti”. Per ogni puntoil sistema fornisce le misurazioni x, y, z ed un valore di riflettenza che rappresenta la capacità del corpo nel punto di riflettere il raggio laser e quindi l’indice di opacità del punto stesso. In questo modo è possibile acquisire digitalmente oggetti di varie dimensioni, in maniera automatica e non invasiva.

Esistono due tipologie di laser scanner:

- Raning scanner;
- Triangulation scanner.

Ranging scanner

Il range di azione di questi strumenti può variare da alcuni metri ad alcune centinaia di metri con un margine di errore molto ridotto: da pochi millimetri su distanze fino a 80m, a pochi centimetri su distanze dell'ordine di 2000 metri.

Triangulation scanner

[9] Per brevità non si annoverano le classiche tecniche di disegno fotogrammetrico, che comunque costituiscono uno strumento valido, seppur più laborioso, alla restituzione delle dimensioni dell’oggetto.

Sono applicati per la restituzione digitale di oggetti di piccole dimensioni poichè operando su distanze minori rispetto i primi, offrono una precisione dell'ordine dei decimi di millimetro.

I sistemi di misura sono:

- a tempo di volo (T.O.F.);
- a differenza o modulazione di fase.

La metodologia di misurazione a tempo di volo si basa sull'emissione di un impulso laser a una frequenza pari a una decina di kHz, che dopo aver colpito il punto da rilevare, torna allo strumento stesso. La misura del tempo intercorso fra l'emissione e la ricezione del raggio riflesso, l'angolo di inclinazione del raggio emesso rispetto all'asse verticale dello strumento e l'angolo azimutale del raggio emesso rispetto ad un asse orizzontale preso come riferimento costituiscono le coordinate sferiche che consentono l'individuazione tridimensionale dei punti rilevati.

Il funzionamento del laser scanner che impiega il sistema di misurazione a modulazione di fase, è simile a quello a tempo di volo, anche se il pattern illuminante non è più un raggio ma un'onda sinusoidale che, in termini pratici, permette di rilevare un oggetto con una maggiore velocità in proporzione al tempo impiegato per effettuare la scansione. I range di azione di questi scanner arriva al massimo a 100m.

3.1.2.2 Caratterizzazione geometrica Locale (Rilievo dettagli costruttivi)

3.1.2.2.1 Indagini con georadar

La tecnologia radar utilizzata per la determinazione delle armature metalliche all'interno di strutture in c.a., per l'individuazione di difetti e di vuoti sia all'interno di strutture in c.a. che in muratura, deriva da quella utilizzata per indagini nel sottosuolo noto con il nome di *Georadar*. Si basa sull'utilizzo di attenne ad alta frequenza che se da un lato migliorano la risoluzione dei dati ottenuti, di contro determinano la riduzione della profondità di penetrazione. Recentemente la tecnica trova sempre più utilizzo nell'ambito dell'ingegneria strutturale ed in particolare per:

- valutare la dimensione geometrica di un elemento raggiungibile solo da un lato;
- determinare la presenza e la posizione delle armature metalliche all'interno di elementi strutturali in c.a.;
- individuare eventuali cavità all'interno sia di strutture in c.a. che di murature;
- localizzare eventuali strutture di rinforzo interne alla muratura;
- localizzare le fratture;
- stimare il diametro delle armature metalliche.

Il principio di funzionamento delle tecniche radar si basa sull'invio di onde elettromagnetiche di brevissima durata e sulla registrazione del tempo di arrivo e dell'ampiezza di eventuali segnali riflessi all'interfaccia tra materiali con differente costante dielettrica.

Un rilievo radar fornisce come risultata un radargramma, una sezione dell'oggetto in cui una delle dimensioni rappresenta la linea lungo la quale è stata movimentata l'antenna e l'altra definisce un intervallo temporale detto "tempo di volo dell'onda" che, definita la velocità di propagazione dell'onda radar all'interno del materiale, può essere trasformato in una dimensione spaziale. La tecnologia radar permette di

determinare il numero, la posizione e mediante l'integrazione con altre tecnologia quali le indagini paco metriche, il diametro di tutte le armature presenti nell'elemento indagato.[10]

3.1.2.2.2 Indagini pacometriche

La prova pacometrica si basa sull'utilizzo del pacometro che permette di rilevare:

- presenza;
- direzione;
- diametro;

delle barre nel calcestruzzo armato e misura inoltre lo spessore del copriferro, viene inoltre utilizzato per controllare l'assenza di armature metalliche nei punti in cui debbano eseguirsi carotaggi o rilievi sclerometrici.

Lo strumento utilizzato per i rilievi pacometrici risulta molto più maneggevole, economico e sicuro di quello impiegato per i rilievi radar. A fronte di un raggio d'azione più ridotto, si presta in modo efficace per rilievi rapidi e puntuali.

Il pacometro rientra nei cosiddetti metodi magnetici, in quanto sfrutta le proprietà magnetiche del ferro per la localizzazione delle armature. I pacometri più moderni funzionano sul principio delle correnti parassite e non subiscono interferenze elettriche, magnetiche, termiche, o condizionamenti dovuti agli effetti ionici dell'umidità nel calcestruzzo. Il pacometro consente unitamente al radar di ottenere risultati più raffinati in termini di diametro dei tondini e di spessore del copri ferro.

La ricerca dei tondini di armatura può essere eseguita mediante due tecniche differenti:

- autosize: consente di misurare il diametro ed il copri ferro dell'armatura metallica con continuità;
- ortogonale: consente di misurare con maggiore precisione il diametro di un singolo tondino.[11]

Figura 3.2 – Prova pacometrica, pacometro e risultato della prova

[10] **Patologia e diagnostica del cemento armato**, Raffaele Puccinotti - D. Flaccovio editore, 2006
[11] **Patologia e diagnostica del cemento armato**, Raffaele Puccinotti - D. Flaccovio editore, 2006

3.1.3 Identificazione meccanica

3.1.3.1 Calcestruzzo

3.1.3.1.1 Indagini non distruttive

3.1.3.1.1.1 Indagini sclerometriche

L'indagine sclerometrica, la cui procedura di prova è codificata dalla normativa europea UNI EN 12504-2:2001, che definisce i criteri di determinazione dell'indice sclerometrico di un'area di calcestruzzo indurito utilizzando appunto uno sclerometro, è uno strumento d'indagine utile alla determinazione della uniformità dei getti di calcestruzzo.

Il principio di funzionamento si basa sulla correlazione tra la durezza superficiale e la distanza di rimbalzo di una massa di acciaio, azionata da una molla, scagliata contro un pistone a contatto con la superficie di calcestruzzo. Il risultato della prova viene espresso in termine di indice sclerometrico ovvero di distanza di rimbalzo della massa. Affinché, relativamente ad una determinata area di prova, si abbia una stima affidabile dell'indice sclerometrico occorre eseguire un minimo di nove misure con distanza tra i punti d'impatto non inferiore a 25mm e comunque ad una distanza dal bordo non inferiore di 25mm. Nella scelta della superficie di prova devono essere evitate zone che presentino nidi di ghiaia, scalfitture, tessitura superficiale grossolana, porosità elevata e zona con presenza di armature metalliche o carbonatazione.

L'indice sclerometrico è direttamente correlabile alla durezza superficiale del calcestruzzo e quest'ultima, a sua volta, alla resistenza a compressione. In genere, la relazione di natura empirica che si adotta per correlare l'indice sclerometrico alla resistenza a compressione è del tipo:

$$R_c = A \cdot I_m^B$$

nella quale i parametri A e B dipendono dalle caratteristiche del calcestruzzo. I produttori forniscono specifiche relazioni di correlazioni del tipo di quella appena riportata tarata su un numero statisticamente significativo di prove di compressione su campioni di calcestruzzo stagionati con diversi rapporti acqua/cemento.

Una stima approssimativa della resistenza a compressione si può comunque ottenere solo in presenza di curve di taratura appositamente costruite con campioni di calcestruzzo estratti dalla struttura in esame. Non è infatti possibile l'impiego di una curva generica di correlazione in quanto l'indice di rimbalzo L_r è fortemente influenzato dal tipo e dal dosaggio di cemento, dalle dimensioni e dalla natura degli aggregati, nonché dalle condizioni superficiali del calcestruzzo, della sua umidità e maturità.

Evidentemente, stante la dipendenza dell'indice di rimbalzo da diversi altri fattori oltre che dal rapporto acqua/cemento quali ad esempio il contenuto ed il tipo di cemento, l'umidità dello stesso, il livello di carbonatazione, il tipo di aggregato ecc., una stima più accurata della resistenza a compressione, per un determinato tipo di calcestruzzo, richiederebbe la definizione di una particolare relazione di correlazione o, più semplicemente, l'identificazione dei coefficienti A e B sulla base di risultati

sperimentali relativi allo stesso conglomerato cementizio oggetto d'indagine.

La prova presenta comunque lo svantaggio di fornire informazioni sulle caratteristiche meccaniche di uno strato abbastanza superficiale e sottile dell'elemento indagato, pertanto non è da considerarsi affidabile nella valutazione della resistenza del calcestruzzo di strutture esistenti.

Figura 3.3 – Prova sclerometrica e sclerometro

3.1.3.1.1.2 Indagini ultrasoniche

Le indagini di tipo ultrasonico risultano uno strumento utile alla valutazione della resistenza in situ del calcestruzzo e nella determinazione della sua omogeneità.

La procedura di prova è codificata dalla normativa europea UNI EN 12504-4:2005, la quale definisce i criteri e i metodi per determinare la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche nel calcestruzzo indurito.

Il principio di funzionamento si basa sulla propagazione, all'interno del mezzo da analizzare, di un onda di pressione longitudinale, la quale, una volta attraversato il mezzo, viene tradotta in segnale elettrico da un trasduttore ed un circuito elettrico misura il tempo di percorrenza della stessa. La velocità di trasmissione dell'onda viene quindi determinata come rapporto tra lo spazio percorso ed il tempo impiegato.

Il metodo ultrasonico presenta i seguenti vantaggi:

- può essere utilizzato sia in situ che in laboratorio per diversi tipi di materiali e per sezioni di diverso spessore;
- fornisce informazioni utili sulla presenza e la profondità di fessure;
- può essere sufficiente la possibilità di accesso solo da un lato dell'elemento da indagare;
- non presenta rischi connessi con l'utilizzo dello strumento;
- la strumentazione è particolarmente economica;
- l'efficacia del metodo aumenta quando alle misure di velocità si accoppiano quelle di attenuazione;

di contro:

- le superfici a contatto con le sonde devono essere opportunamente levigate al fine di ottenere una buona adesione con le stesse;
- non esiste una relazione diretta tra velocità ultrasonica e valore della resistenza a compressione del calcestruzzo;
- sono molte le variabili che legano il valore della velocità dell'onda ultrasonica alla

resistenza del calcestruzzo;

- pertanto il suo utilizzo, come unico parametro di valutazione, non è consigliabile nella stima della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera.

La presenza di zone non omogenee all'interno dei getti di calcestruzzo può essere rilevata dalla variazione della velocità dell'onda ultrasonica. Un'altra importante applicazione del metodo ultrasonico è la possibilità di studiare la durabilità del calcestruzzo individuandone il degrado causato da fattori concomitanti: il degrado infatti influenza fortemente la velocità ultrasonica, in particolare all'aumentare di questo si registra una riduzione della velocità.

L'utilizzo del metodo ultrasonico, inoltre, consente di ricavare, per il calcestruzzo, il modulo elastico dinamico e il coefficiente di Poisson. Se si considera che per il calcestruzzo il coefficiente di Poisson può variare tra 0.2 e 0.3 è evidente che l'errore che si può nella determinazione del modulo elastico risulta inferiore al 10%.

Figura 3.4 - Strumentazione per l'esecuzione dell'indagine ad ultrasuoni

Figura 3.5 - Esecuzione della prova

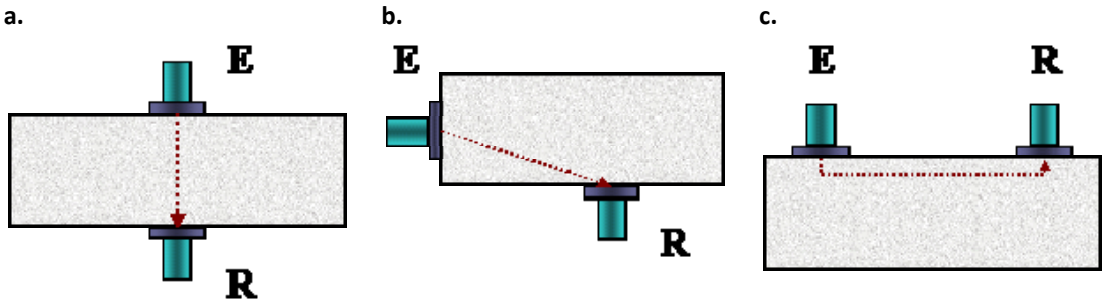


Figura 3.6 – Metodologia di trasmissione delle onde: a. Trasmissione diretta; b. Trasmissione semidiretta; c. Trasmissione indiretta

3.1.3.1.1.3 Indagini penetrometriche

I metodi di penetrazione consistono nell'infliggere nel calcestruzzo, con una assegnata energia generata da una carica esplosiva calibrata una sonda metallica per mezzo di una apposita pistola:

l'insieme della strumentazione per l'esecuzione della prova prende il nome di Windsor Probe System(WPS). Il parametro non distruttivo che caratterizza il metodo è l'indice di penetrazione L, cioè la lunghezza della parte di sonda non penetrata nel calcestruzzo; essa viene misurata con un apposito strumento digitale.

La sonda metallica fatta penetrare nel calcestruzzo per alcuni centimetri provoca, nel suo intorno, la frantumazione dell'aggregato e della matrice cementizia, comprimendo una zona bulbare di circa 1 dm^3. La profondità di infissione è notevolmente influenzata dalla durezza degli inerti. I costruttori forniscono delle scale di correlazione che legano la resistenza a compressione con la durezza degli inerti: per la sua determinazione è universalmente accettata la scala Mohs.

La pistola del WPS utilizza cariche tarate accuratamente allo scopo di imprimere alle sonde la medesima velocità iniziale. Le sonde sono in lega d'acciaio ed hanno forma cilindrica con estremità troncoconica. Durante la prova si assume una distanza minima di 178 mm tra i punti di prova e di 102 mm da ogni spigolo dell'elemento da saggiare, inoltre la superficie nell'intorno del punto di prova deve essere sufficientemente liscia.

Per ogni prova vengono infisse tre sonde e il risultato della prova è costituito dalla media delle tre misure effettuate. L'attendibilità del risulta dipende dallo scarto tra i tre valori rilevati: quest'ultimo aumenta al crescere della dimensione massima degli inerti.

Il metodo può essere usato per stimare l'uniformità del calcestruzzo in situ, per individuare zone di calcestruzzo scadente e per individuare variazioni delle sue caratteristiche al passare del tempo. Il metodo non deve essere quindi considerato come alternativo per la determinazione della resistenza a compressione in situ del calcestruzzo. La prova è normata dalla UNI 7997 e dalla BS 1881-207.

3.1.3.1.2 Indagini distruttive

3.1.3.1.2.1 Generalità

L'estrazione di campioni dagli elementi strutturali, al fine della realizzazione di prove a rottura, presenta lo svantaggio di arrecare danni sia alla struttura che al campione stesso. Questo è valido tanto per l'estrazione di carote quanto di spezzoni metallici. È pertanto necessario, durante la pianificazione del campionamento porre particolare attenzione alla regolare esecuzione degli stessi e successivamente all'interpretazione dei risultati.

Le prove sono da eseguirsi presso laboratori ufficiali o autorizzati per essere sottoposti alle relative prove. Gli esami di laboratorio hanno lo scopo di fornire informazioni sulle caratteristiche fisiche, meccaniche, chimiche dei materiali. Consentono inoltre di correlare i risultati delle indagini non distruttive direttamente con le resistenze del materiale in opera.

3.1.3.1.2.2 Prove a compressione su carote

La determinazione della resistenza a compressione su campioni cilindrici in

calcestruzzo rientra tra i metodi cosi detti diretti e si basa sulla valutazione della forza necessaria a portare alla rottura per schiacciamento dei provini o carote estratti dalla struttura in esame.

Per quanto attiene le procedure per l'estrazione, la lavorazione dei campioni estratti per ottenere i provini e le relative modalità di prova a compressione, sono da riferimento le norme UNI EN 12504-1 ("*Prelievo sul calcestruzzo nelle strutture – Carote – Prelievo, esame e prova di compressione*") e UNI EN 12390-3 ("*Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza alla compressione dei Provini*"), nonché le "*Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive"* emanate dal Servizio Tecnico Centrale.

In ogni caso si devono prendere in considerazione le seguenti avvertenze:

- il diametro delle carote deve essere almeno superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati; al riguardo, ancorché le Linee Guida precisino che i diametri consigliati sono compresi tra 75 e 150 mm, si suggerisce di prelevare carote di diametro, ove possibile, non inferiore a 100 mm, ai fini delle valutazioni sulla resistenza più avanti riportate;
- le carote destinate alla valutazione della resistenza non dovrebbero contenere ferri d'armatura, (si devono scartare i provini contenenti barre d'armatura inclinate o parallele all'asse);
- il rapporto lunghezza/diametro dei provini deve essere possibilmente uguale a 2 o comunque compreso fra 1 e 2; è opportuno evitare che i provini abbiano snellezza (rapporto lunghezza/diametro) inferiore a 1 o superiore a 2;
- nel programmare l'estrazione dei campioni si deve tener presente che la resistenza del calcestruzzo dipende dalla posizione o giacitura del getto;
- è necessario verificare accuratamente, prima di sottoporre i campioni alla prova di compressione, la planarità ed ortogonalità delle superfici d'appoggio; infatti, la lavorazione o preparazione inadeguata dei provini porta a risultati erronei. E' necessario, in tal senso, che il taglio dei campioni sia effettuato con ogni possibile accuratezza al fine di evitare disturbi al campione stesso e che le superfici di prova siano accuratamente molate per garantirne planarità e ortogonalità.

Nello specifico, una volta individuata all'interno dell'elemento strutturale da indagare la posizione delle barre di armatura, mediante prova pacometrica, e fissata quindi la posizione in corrispondenza della quale prelevare il campione, l'operazione di estrazione avviene con macchina carotatrice a sola rotazione la quale deve essere ben fissata alla struttura di c.a. al fine di limitare il disturbo alla carota e di garantire un campione con diametro costante ad asse rettilineo. Prima di procedere alla prova di compressione, da eseguire presso un Laboratorio Ufficiale, occorre eventualmente trattare le superfici del provino cui applicare il carico. La prova deve essere eseguita secondo quanto specificato dalla UNI EN 12390-3:2003.

3.1.3.1.3 Correzione dei valori sperimentali ottenuti dalle prove di compressione

I risultati delle prove di compressione eseguite sui campioni estratti dalla struttura richiedono un preventivo trattamento degli stessi, al fine di poterli correttamente

interpretare e quindi formulare un giudizio sulla resistenza a compressione del calcestruzzo in opera, detta anche resistenza strutturale.

I risultati di tali indagini dipendono infatti da una serie di fattori che vanno dalla geometria delle carote, alle modalità con cui si sono prelevati i campioni, alla posizione del prelievo, all'ambiente di prova.

In alcune norme, ed in generale nella letteratura tecnica, sono presenti diverse formulazioni di carattere empirico le quali, nota la resistenza a compressione unitaria determinata su un campione cilindrico e modellati con opportuni fattori i fenomeni capaci di influenzarla, forniscono una stima dell'effettiva resistenza in opera. Per la corretta valutazione dei valori di resistenza a compressione del calcestruzzo (f_c) è possibile riferirsi alla formulazione:

$$f_c = (C_{H/D} \times C_{dia} \times C_a \times C_d) \times f_{car}$$ [12]

dove:

$C_{H/D}$ = fattore correttivo per rapporti H/D≠2.

C_{dia} = fattore correttivo per diametri≠100mm.

C_a = fattore correttivo per eventuale presenza di armatura nel provino.

C_d = fattore correttivo per il rimaneggiamento del provino.

3.1.3.2 Acciaio

3.1.3.2.1 Determinazione della resistenza a trazione su spezzoni metallici

La determinazione delle caratteristiche meccaniche su tondini d'acciaio estratti dalla struttura si basa sul comportamento in fase elastica e plastica di spezzoni metallici estratti dall'armatura e sottoposti a prova di trazione. Le sezioni da scegliere per l'estrazione dei campioni sono quelle che coincidono con l'ascissa in corrispondenza dell'inversione del diagramma flettente ed in generale sono da evitarsi zone tese o fortemente compresse. Al fine di garantire la continuità negli sforzi, prima dell'estrazione del campione è necessario inserire, tramite saldatura, accanto al tondino metallico da prelevare un tondino dello stesso diametro.

Le prove sono condotte seguendo la medesima metodologia impiegata per la qualificazione durante il processo edilizio relativo a nuove costruzioni secondo le prescrizioni contenute alla norma UNI EN 10002/1. Questa specifica il metodo di prova di trazione dei materiali metallici e definisce le caratteristiche meccaniche che tale prova consente di determinare a temperatura ambiente.

3.1.3.3 Elaborazione ed interpretazione dei dati sperimentali

3.1.3.3.1 Correlazione SonReb per edifici esistenti

Il metodo SonReb per la definizione della resistenza del calcestruzzo, si basa sulla combinazione delle misure di velocità ultrasonica (V) e indice di rimbalzo (S), ottenute rispettivamente dalle indagini ultrasoniche e dalle sclerometriche.

[12] **Masi, A.** *"La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive"*. 2005

Il concetto alla base è che le due grandezze sono influenzate in modo divergente da alcuni fattori (tipo di cemento ed età, rapporto acqua/cemento, dimensioni inerti, etc.), pertanto il loro uso combinato tende a bilanciarne gli effetti nella stima della resistenza.

Utilizzando i valori di V ed S può essere stimata la resistenza di f_c adoperando una espressione del tipo:

$$f_c = a \cdot S^b \cdot V^c$$

dove:

S = indice di rimbalzo medio;

V = velocità ultrasonica [m/sec];

a, b, c = variabili.

In bibliografia vengono fornite numerose espressioni che propongono diversi valori per le variabili a, b, c, con riferimento a calcestruzzi di caratteristiche standard, risultando però di bassa affidabilità nella applicazione a calcestruzzi di qualità medio-bassa, situazione tipicamente riscontrata nelle strutture esistenti.

In realtà, nei confronti della valutazione della resistenza del calcestruzzo per opere esistenti, non può essere proposta una relazione di validità generale, ma l'applicazione corretta richiede la determinazione dei coefficienti in modo tale da tener conto delle caratteristiche e condizioni effettive del calcestruzzo in esame rispetto quello standard[13]. Si considera quindi prassi corretta quella di tarare opportunamente i valori a, b, c sulla base dei valori S e V riscontrati per elementi sui quali siano state eseguite prove distruttive e attraverso la regressione lineare delle tre variabili definire così una legge valida per lo specifico calcestruzzo in opera.

3.1.3.3.2 Valutazione di aree omogenee

Come già detto, i risultati delle indagini non distruttive non sono da considerarsi alternative per la determinazione della resistenza del calcestruzzo, ma piuttosto come informazioni integrative a quelle rilevate dalle prove distruttive su campioni cilindrici. Per la natura stessa delle rilevazioni ottenibili, in funzione delle variabili che ne influenzano i valori, l'analisi dei risultati delle indagini non distruttive consente però di definire delle "aree omogenee" all'interno della struttura in esame, ossia parti della stessa caratterizzate da calcestruzzi appartenenti, in termini di proprietà meccaniche, alla stessa famiglia. Da questa angolazione, può quindi ritenersi che il calcestruzzo di un'area omogenea sia stato confezionato essenzialmente con gli stessi componenti e rapporti quantitativi nonché con le stesse modalità ed attrezzature di confezione della miscela, oppure sia soggetto ad un medesimo stato di degrado.

[13] **A. Masi, M. Vona,** "La stima della resistenza del calcestruzzo in situ: impostazione delle indagini ed elaborazione dei risultati"

3.2 Modellazione strutturale di strutture esistenti (NTC08)

3.2.1 Introduzione alla modellazione strutturale e fasi operative

I requisiti, che una costruzione deve soddisfare in termini di performance di sicurezza possono essere espressi attraverso una metodologia analitica capace di fornire come risultato finale una misura della sicurezza offerta da una struttura. La prima fase di tale metodologia consiste nella definizione del sistema strutturale che costituisce l'input iniziale. In particolare, nel caso di costruzioni di nuova progettare si parlerà di concezione strutturale, altresì per le costruzioni esistenti di identificazione. Definito il sistema strutturale la fase successiva consiste nella modellazione, ovvero nella elaborazione di un modello matematico rappresentativo del problema fisico reale. Tale modello, detto anche di calcolo, può essere considerato come il tramite tra l'oggetto reale, definito dal suo sistema strutturale, e il comportamento strutturale dello stesso. Il modello matematico si compone di tre sotto modelli:

- modello geometrico, che descrive geometria e vincoli della struttura;
- modello delle azioni, che descrive le forze agenti;
- modello meccanico, definito dalle relazioni matematiche che descrivono il comportamento meccanico del materiale;

definiti, per le costruzioni esistenti, sulla base dei dati raccolti in fase di identificazione del sistema strutturale. Tramite opportuni programmi di calcolo è possibile quindi procedere alla fase di analisi e controllo, e quindi alla sintesi dei risultati. L'intero processo è regolato dalle norme di riferimento.

3.2.2 Il modello geometrico

Il modello geometrico descrive la configurazione geometrica del sistema strutturale attraverso la definizione tipologica degli elementi che lo compongono e dei vincoli che ne rappresentano il comportamento in termini di spostamento.

3.2.3 Il modello meccanico

3.2.3.1 Generalità

Il modello meccanico descrive la relazione esistente tra il campo delle deformazioni e quello delle tensioni, ovvero tra le caratteristiche generalizzate delle sollecitazioni e gli spostamenti duali, la cui compatibilità è validata mediante opportuni criteri o domini di resistenza. Definita la natura di un assegnato materiale da costruzione, il modello meccanico che lo caratterizza consiste innanzitutto nella definizione di una legge costitutiva (σ- ε) che interpreti in modo semplificato il legame tra le tensioni e le deformazioni, la cui identificazione è avvenuta mediante specifiche prove di laboratorio.

Al fine di valutare la capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute dalle prove in sito e dalle eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Inoltre per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza[14].

[14] **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617.** *"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni"*. C8.7.2.4 Metodi di analisi e criteri di verifica.

3.2.3.2 Calcestruzzo

Sulla base di quanto descritto in precedenza la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo di elementi/meccanismi duttili vale:

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC}$$

dove:

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo;

f_{cm} = resistenza media a compressione del calcestruzzo registrata in laboratorio;

FC = fattore di confidenza.

Per la resistenza a compressione del calcestruzzo di elementi/meccanismi fragili vale, invece, la relazione:

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC \times \gamma_c}$$

dove:

f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo;

f_{cm} = resistenza media a compressione del calcestruzzo registrata in laboratorio;

F_C = fattore di confidenza;

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo, pari a 1,5.

Il controllo della sicurezza strutturale verrà effettuato valutando la domanda e la capacità del sistema adottando due differenti legami costitutivi. In particolare, per valutare la richiesta del sistema in termini di sollecitazioni e spostamenti, coerentemente al tipo di analisi eseguita (analisi lineare), si farà riferimento ad un legame elastico lineare. Per la stima delle resistenze di progetto delle membrature inflesse e presso inflesse si farà invece riferimento al classico modello parabola-rettangolo, comunemente adottato in letteratura, in cui si trascura la resistenza a trazione del materiale (Figura 3.7) e dove il modulo di elasticità medio (E_{cm}) è definito sulla base dei risultati delle indagini sul materiale dalla formulazione:

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$$ [15]

dove:

f_{cm} = resistenza media a compressione del calcestruzzo valutato sulla base delle indagini.

3.2.3.3 Acciaio

Il legame costitutivo dell'acciaio è di tipo elastico perfettamente plastico (Figura 3.7) ed interverrà, coerentemente al tipo di analisi da condurre, unicamente per il calcolo

[15] **D.M. 14 gennaio 2008**. *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*. 2008. 11.2.10 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO, 11.2.10.3 Modulo elastico, formula 11.2.5.

della resistenza di progetto delle membrature in c.a e non per valutare la risposta del sistema strutturale (domanda in termini di sollecitazioni e/o spostamenti).

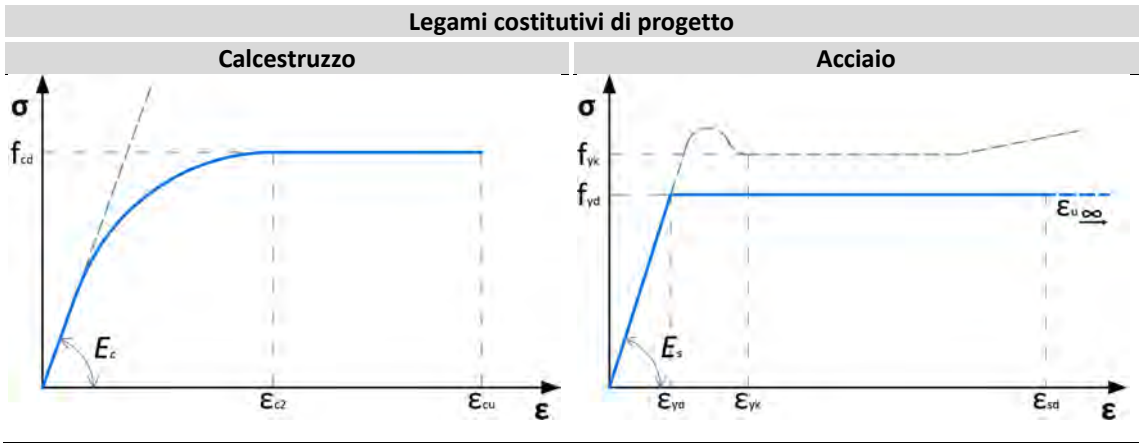


Figura 3.7 - Legami costitutivi di progetto rispettivamente per il calcestruzzo e per l'acciaio

3.2.4 Il modello delle azioni

3.2.4.1 Generalità

Il modello delle azioni rappresenta le sollecitazioni che con una certa probabilità agiranno sulla struttura in esame durante la sua vita di progetto (T_s o V_N). Assegnato un tipo di evento, occorre quindi caratterizzarne l'intensità e la distribuzione spaziale. Le azioni risultano comunque grandezze aleatorie, è necessario quindi prevedere il loro verificarsi simultaneo e la possibilità che questo accada in modalità combinate (combinazioni di carico), in funzione del livello prestazionale di verifica (stato limite).

3.2.4.2 Azioni permanenti (G_k)

Si definiscono permanenti quelle azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, queste comprendono:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione (P);
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali.

3.2.4.3 Azioni variabili (Q_k)

Si definiscono variabili quelle azioni agenti sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo. Si

distinguono azioni variabili:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

3.2.4.4 Azioni variabili sismiche (Q_E)

Sono le azioni derivanti dai terremoti. Le azioni sismiche sulle costruzioni si stabiliscono in relazione alla pericolosità del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di tipo A e del corrispondente spettro di risposta elastico $S_e(T)$.

3.2.4.4.1 Definizione dell'azione di progetto

Come risultato di uno studio condotto in collaborazione tra il Dipartimento della Protezione Civile e l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), i parametri per la modellazione dell'azione sismica sono distribuiti in modo uniforme sul territorio nazionale. Quest'ultimo è infatti schematizzato attraverso una griglia regolare, con passo di circa 5 km, che definisce il reticolo di riferimento, i cui nodi sono identificati mediante le corrispondenti coordinate geografiche.

La pericolosità sismica è quindi associata all'accelerazione massima che ha una certa probabilità PVR di essere superata in un periodo di riferimento VR. Secondo le NTC08, VR è dato dal prodotto dalla vita nominale della costruzione (V_N) e del coefficiente d'uso (C_U). La vita nominale VN (o vita di progetto) è intesa come il numero di anni durante i quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo per il quale è stata progettata. Il valore del coefficiente d'uso CU porta invece in conto "l'importanza" della struttura e dipende quindi dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite. V_R quindi può essere valutato come:

$$V_R = V_N \times C_U$$ [16]

dove:

V_R = periodo di riferimento;

V_N = vita nominale;[17]

C_U = coefficiente d'uso;[18]

Si noti che la coppia {V_R; PV_R}, che identifica l'accelerazione massima di riferimento per le azioni, può essere sintetizzare in un unico parametro, definito periodo di ritorno T_R. Esso ha un preciso significato probabilistico e deriva dalla modellazione dell'occorrenza delle intensità dei terremoti come processi stocastici poissoniani con selezione casuale. Il periodo di ritorno rappresenta quindi l'intervallo di tempo che mediamente intercorre tra due eventi che producono una PGA maggiore di quella considerata. Il

[16] **D.M. 14 gennaio 2008**. *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*. 2008. Eq. 2.4.1
[17] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. Tab. 2.4.I
[18] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. Tab. 2.4.II

legame tra probabilità di superamento e periodo di ritorno è dato dalla nota espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{ln(1 - P_{V_R})}$$

Assegnata la probabilità di superamento per ogni stato limite e definito il periodo di riferimento dell'azione

La definizione dello spettro di risposta richiede inoltre di fissare alcuni coefficienti di microzonazione per tenere in conto eventuali alterazioni del segnale dovute a condizioni locali del sottosuolo nonché alla morfologia della superficie. In particolare, occorre definire la categoria topografica, cui è associato il parametro di amplificazione S_T, e la categoria di suolo, cui corrisponde il coefficiente di amplificazione stratigrafico S_S definito anche in funzione di F_o e $T*C$.

In accordo a quanto stabilito dalla norma (cfr. par. C8.7.2.4 della Circolare n.617/2009) lo spettro di progetto si ottiene da quello elastico riducendone le ordinate spettrali mediante il fattore di struttura q, il cui valore è scelto nell'intervallo 1.5÷3 sulla base della regolarità strutturale nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi ed i meccanismi resistenti vengono distinti in "duttili" e "fragili"[19], indicando con:

- "duttili": travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale.
- "fragili": meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi.

Inoltre nel caso si esegua un analisi lineare, valendo il principio di sovrapposizione degli effetti, è possibile analizzare separatamente la struttura secondo le tre direzioni mutuamente ortogonali (X, Y, Z) del riferimento globale, adottando lo spettro di progetto definito in.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) sono combinati successivamente attraverso la seguente regola (detta del 30%):

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z \qquad \text{(sisma secondo X)}$$

$$0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z \qquad \text{(sisma secondo Y)}$$

dove:

E_x, E_y ed E_z[20] sono gli effetti (risposta del sistema) valutati con riferimento alla sola azione sismica agente rispettivamente secondo X, Y, e Z.

[19] **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617.** *"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni"*. C8.7.2.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato.

[20] La componente verticale agente secondo (Z) dovrà essere presa in considerazione solo in presenza (cfr par. 7.2.1 delle NTC08) di impalcati con luci superiori ai 20m, mensole con luci maggiori di 4m, strutture spingenti etc.

3.2.4.5 Combinazione delle azioni

Ai fini della verifica agli Stati Limite sono da considerarsi le seguenti combinazioni di carico per azioni gravitazionali.

SLU – Combinazione fondamentale

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^{n} \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$ [21]

SLE – Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + \gamma_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^{n} \gamma_{2j} \cdot Q_{kj}$$ [22]

SLE – Combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + \gamma_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{j=2}^{n} \gamma_{2j} \cdot Q_{kj}$$ [23]

Inoltre nel caso si esegua un analisi lineare, valendo il principio di sovrapposizione degli effetti, è possibile valutare gli effetti dell'azione sismica, E, considerandoli caratterizzati da due componenti, X e Y, mutuamente ortogonali.

Per ognuna delle componenti sono da considerarsi casi di applicazione dell'azione in direzione positiva ed in direzione negativa.

Inoltre considerando di volta in volta una componente prevalente rispetto l'altra, per ogni caso di carico sismico è da valutare l'azione simultanea di una aliquota pari al 30% dell'azione ortogonale, sia per casi di applicazione positivi che per quelli negativi (100:30 Rule).

È inoltre da considerare l'azione dovuta ad eccentricità accidentali, sia positive che negative, per entrambe le componenti. La combinazione dell'azione sismica con le altre azioni è definita mediante la formulazione:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \psi_{2j}\, Q_{kj}$$ [24]

dove:

G_1 e G_2 = azioni gravitazionali permanenti portanti e non;

E = azione sismica;

Q_{kj} = azioni gravitazionali variabili;

Ψ_{2j} = coefficiente di combinazione[25].

---

[21] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. 2.5.3 - COMBINAZIONI DELLE AZIONI – (2.5.1)

[22] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. 2.5.3 - COMBINAZIONI DELLE AZIONI – (2.5.3)

[23] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. 2.5.3 - COMBINAZIONI DELLE AZIONI – (2.5.4)

[24] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. 3.2.4 - COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI – (3.2.16)

[25] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. 2.5.3- COMBINAZIONI DELLE AZIONI – Tab. 2.5.I – *"Valori dei coefficienti di combinazione"*.

3.2.5 Analisi strutturale globale

3.2.5.1 Analisi lineari e non lineari

3.2.5.1.1 Generalità

I moderni codici sismici hanno adottato il concetto che un danno strutturale può essere tollerato anche durante terremoti di notevole intensità, purché le strutture siano adeguatamente duttili ed in grado di dissipare l'energia anelastica in maniera da preservare l'integrità o la stabilità del sistema strutturale[26].

In funzione quindi delle proprietà di duttilità e sovraresistenza che la struttura possiede è possibile valutare in fase di calcolo un'aliquota ridotta della forza sismica attraverso il ricorso ad uno spettro anelastico, ottenuto scalando del fattore di struttura quello elastico.

Questa operazione è chiara ed attuabile se la struttura è progettata ex-novo.

Infatti, nel rispetto delle attuali indicazioni normative, fondate sul performance based design, la grandezza fondamentale della progettazione di un edificio diventa la richiesta di spostamento.

Per far fronte alla richiesta di spostamento associata ad un sisma di data intensità e funzione di un dato livello prestazionale, il processo progettuale è fondato sul principio di gerarchia delle resistenze. La struttura è progettata in modo da possedere un certo livello di rigidezza e resistenza elastica, per far fronte a terremoti di bassa e media intensità, ma anche un certo livello di duttilità sia locale che globale, per terremoti di notevole intensità.

La struttura è concepita in modo tale da andare incontro a crisi di tipo duttile, caratterizzate cioè da una elevata capacità deformativa e dissipativa, prima che a quelle di tipo fragile, prive di meccanismi di dissipazione energetica.

Progettare secondo il metodo della gerarchia delle resistenze significa realizzare una struttura in cui esistono zone che possono raggiungere e mantenere uno stato post elastico formando meccanismi di collasso, in cui la duttilità necessaria in termini di spostamento viene raggiunta con la minore richiesta di rotazione anelastica delle zone plasticizzate, tali da soddisfare la domanda di spostamento e di conseguenza il livello prestazionale desiderato[27]. Seguendo le attuali indicazioni normative è possibile realizzare una struttura che possieda un'adeguata duttilità e un livello di sovraresistenza compatibile tali da presentare in condizione di collasso meccanismi di tipo duttile in zone controllate della struttura.

Proprio per effetto di tali caratteristiche, di duttilità e di sovraresistenza, ed in relazione alla tipologia strutturale adottata è possibile pervenire alla definizione tramite una formulazione semplificata del fattore di struttura.

---

[26] **La valutazione sismica di edifici esistenti in c.a.: confronto tra analisi lineare e non lineare**; G.M. Verderame, C. Mariniello, E. Cosenza, G. Manfredi, *Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli studi di Napoli "Federico II".*

[27] **La valutazione sismica di edifici esistenti in c.a.: confronto tra analisi lineare e non lineare**; G.M. Verderame, C. Mariniello, E. Cosenza, G. Manfredi, *Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli studi di Napoli "Federico II".*

Diversamente nel caso di edifici esistenti, con particolare attenzione a quelli in c.a., la valutazione a priori del fattore di struttura non risulta di facile soluzione.

L'eventuale progettazione sismica degli stessi è generalmente condotta secondo criteri progettuali obsoleti che non forniscono alcuna garanzia sullo sviluppo di meccanismi di collasso duttili. Inoltre molti edifici esistenti sono stati oggetto di una progettazione di tipo gravitazionale in quanto ubicati in zone non classificate sismicamente all'epoca di costruzione.

Pertanto, in generale, tali edifici non rispecchiano tutte quelle caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità che un edificio di nuova progettazione certamente possiede. Le indicazione fornite dalla attuale normativa sismica nazionale sulla valutazione sismica degli edifici esistenti contemplano la possibilità di effettuare delle verifiche secondo metodologie di analisi lineari. Tuttavia, nell'ambito di un approccio lineare con spettro elastico ridotto il fattore di struttura non viene direttamente fornito da un'espressione analitica, così come previsto per gli edifici di nuova progettazione, ma va selezionato in un intervallo compreso tra 1.5÷3.0 in base alla regolarità strutturale e ai tassi di lavoro dei materiali.

3.2.5.1.2 Metodi di analisi

Le attuali indicazioni normative nazionali sulle costruzioni esistenti in zona sismica consentono di effettuare la valutazione della sicurezza attraverso analisi classificate in lineari e non lineari, di tipo statico e dinamico[28], applicabili in funzione del livello di conoscenza della struttura (Tabella 3.3).

Analisi lineari

L'analisi statica lineare può essere effettuata secondo due differenti modalità:

- nella prima lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico;
- nella seconda lo spettro di risposta è quello elastico ridotto del fattore di struttura q.

Nel primo caso la verifica degli elementi "duttili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione. La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nella seconda modalità è possibile utilizzare lo spettro di progetto (cfr. par. 3.2.3 delle NTC08), che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q, il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Valori

[28] La **Circolare n. 617** recante le *"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni"* definisce *"dinamica"* (C8.7.2.4 - Metodi di analisi e criteri di verifica) l'analisi lineare modale con spettro inelastico, in questo caso sarebbe però più corretto parlare di analisi *"pseudo-dinamica"*, in quanto la soluzione del moto è rimandata alla sola analisi modale, i cui risultati sono indipendenti dalle accelerazioni generate come effetto di un evento sismico.

superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per q = 1,5 sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

È generalmente applicabile solo per edifici regolari in elevazione e con un modo fondamentale rappresentativo del comportamento dinamico della struttura. Quest'ultimo è ricavato mediante una formulazione semplificata espressa in funzione dell'altezza e adottata da numerosi codici normativi. L'analisi si basa sulla definizione di una predefinita distribuzione di forze sismiche di tipo lineare la cui risultante è proporzionale alla accelerazione sismica richiesta.

Analogamente a quella statica, l'analisi (dinamica) modale con spettro di risposta può essere effettuata con riferimento ad uno spettro elastico o ad uno anelastico.

Diversamente da quella statica, l'analisi dinamica lineare si fonda sulla valutazione dei modi di vibrazione e dei relativi periodi della struttura. In tal caso, i periodi associati ai diversi modi di vibrazione elastica sono direttamente valutati e non definiti attraverso formulazioni semplificate. Inoltre, gli effetti sismici risultanti sono ottenuti mediante combinazione quadratica completa degli effetti associati ai singoli modi di vibrazione. L'analisi modale consente di valutare una serie di aspetti sulla risposta dinamica della struttura, che seppur limitati al campo lineare, non risulta possibile con l'analisi statica.

I parametri di definizione dello spettro elastico e anelastico, quelli per il calcolo delle resistenze dei materiali, nonché quelli del fattore di struttura sono analoghi a quelli presentati per l'analisi statica lineare.

Analisi non lineari

Diversamente da quanto sin qui esposto, le analisi di tipo non lineare indagano sul comportamento postelastico.

In particolare, l'analisi non lineare di tipo statico partendo da considerazione dinamiche rigorose in campo elastico, prevede l'applicazione di una distribuzione di forze orizzontali, invariante o adattivo, crescente sulla struttura sino al raggiungimento di una crisi globale o locale dell'edificio.

L'analisi dinamica non lineare si basa sulla determinazione della risposta ciclica della struttura sottoposta ad una serie di accelerogrammi spettro compatibili.

Ciò detto, nonostante la normativa permetta l'utilizzo di analisi non lineari, gli edifici esistenti risultano spesso caratterizzati da irregolarità planimetriche che non consentono l'esecuzione di tali analisi, essenzialmente basate su una doppia distribuzione di forze (proporzionale e uniforme) e che richiedono come precondizione una partecipazione di massa, legata al primo modo, non inferiore al 75% (cfr. par.

7.3.4.1 delle NTC08).

In riferimento, quindi, agli edifici esistenti ed in considerazione di accertati comportamenti torso-deformabili, appare ragionevole, per caratterizzare lo stato limite ultimo di un edificio in esame, condurre un'analisi dinamica modale con spettro di risposta e fattore di struttura q. Tale procedura, per i succitati motivi, è unicamente applicabile per lo studio dello *SLV,* che rappresenta dunque, in questa fase, l'unico stato limite ultimo da monitorare.

Tabella 3.3 - Analisi sismiche considerabili in funzione del LC raggiunto

	Lineare				Non Lineare	
	Statico		Modale		Statica	Dinamica
	spettro elastico	spettro inelastico	spettro elastico	spettro inelastico	-	-
LC1	*	*	*	*		
LC2	*	*	*	*	*	*
LC3	*	*	*	*	*	*

3.2.6 Analisi modale

3.2.6.1 Generalità

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della struttura, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione T, da uno smorzamento convenzionale ξ=5%, caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma.

Le masse sono ottenute dai carichi gravitazionali associati, secondo la combinazione:

$$W_i = G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j}\, Q_{kj}$$ [29]

dove:

G_1 e G_2 = azioni gravitazionali permanenti portanti e non;

Q_{kj} = azioni gravitazionali variabili;

Ψ_{2j} = coefficiente di combinazione[30].

[29] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. 3.2.4 - COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI – (3.2.17)

[30] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. 2.5.5- COMBINAZIONE DELLE AZIONI – Tab. 2.5.I – *"Valori dei coefficienti di combinazione"*.

3.2.6.2 Combinazione degli effetti

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è definita attraverso una combinazione quadratica completo (CQC):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

dove:

E_j = valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} = coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/4}}{(1+\beta_{ij})\left[(1-\beta_j)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}\right]}$$

ξ = smorzamento viscoso dei modi i e j;

B_{ij} = è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

4 Tecniche di adeguamento degli edifici esistenti

4.1 Generalità

Ricorrere all'adeguamento significa portare quelle performance di un edificio, non compatibili con le normative in vigore, a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme di riferimento.

Prima di poter proseguire alla progettazione di qualunque intervento di adeguamento è necessario procedere preliminarmente ad una valutazione, sulla base delle normative di riferimento, delle caratteristiche prestazionali dell'opera (Cap. 2). Ovviamente vetustà e stato di degrado delle parti strutturali influiscono fortemente alla valutazione prestazionale.

Inoltre, con riferimento al territorio italiano, gli edifici esistenti risultano generalmente progettati in funzione di norme puramente prescrittive[31], o su norme di carattere prestazionale a singolo livello[32], mentre lo stato attuale della codificazione è caratterizzato da norme prestazionali a doppio livello[33], dove il livello di sicurezza è valutato sulla base del metodo semiprobabilistico agli stati limite (MSSL). Questo, unitamente alla riclassificazione del territorio[34], basata su più recenti elaborazioni probabilistiche, porta a confrontarsi con sistemi progettati in funzione di entità delle azioni sismiche diverse o addirittura nei confronti di nessuna azione orizzontale.

Le azioni di natura sismica, riconsiderate sulla base delle normative correnti, risultano così quelle che maggiormente incidono nella valutazione del livello di sicurezza di un opera esistente e nei confronti delle quali è generalmente necessario intervenire.

Gli interventi, inoltre, dovono essere concepiti tenendo conto delle problematiche che costituiscono i vincoli al processo progettuale:

- architettoniche (distribuzione funzionale del manufatto, estetica);
- tecnologiche (compatibilità, reversibilità dell'intervento);
- ambientali (riciclabilità e basso impatto);
- di varia natura (psicologiche, economiche etc).

[31] Dette anche di I generazione.

[32] Dette anche di II generazione, dove a indicazioni di carattere prescrittivo è associato il controllo della sola condizione di collasso nei confronti di eventi sismici particolarmente intensi (rari) valutando convenzionalmente la resistenza con il metodo delle tensioni ammissibili (MTA).

[33] A questa categoria appartengono sia l'Eurocodice 8 sia le norme italiane come l'OPCM 3274/2003 e sue successive integrazioni e, successivamente, le Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC08).

[34] Un edifico potrebbe trovarsi su un parte del territorio per il quale la classificazione precedente non prevedeva la progettazione in funzione di azioni sismiche.

4.2 La concezione strutturale

La concezione dell'intervento di adeguamento, in modo del tutto analogo alla progettazione di un qualsiasi organismo strutturale, prevede le seguenti scelte consequenziali:

I. Scelta tecnologica;
II. Scelta tipologica;
III. Scelta dimensionale.

4.2.1 Scelta tecnologica (Step I)

Tra le molteplici tecnologie costruttive che il mercato delle costruzioni offre oggigiorno nel settore del consolidamento strutturale, quella che racchiude in se le doti di compatibilità, reversibilità e sostenibilità ambientale ed economica è certamente rappresentata dall'acciaio ed in generale dalla carpenteria metallica.

Quest'ultima, applicata in modo tradizionale e/o con dispositivi di protezione sismica innovativi, rappresenta una soluzione ottimale già ampiamente sperimentata per l'adeguamento di molti edifici pubblici anche a carattere strategico (Figura 4.1).

L'acciaio, oltre che per l'inserimento di nuovi sottosistemi strutturali, è utilizzato con successo anche per il rinforzo delle membrature preesistenti in c.a. (Tabella 4.1), mediante placcaggi con lamiere (beton-plaqué).

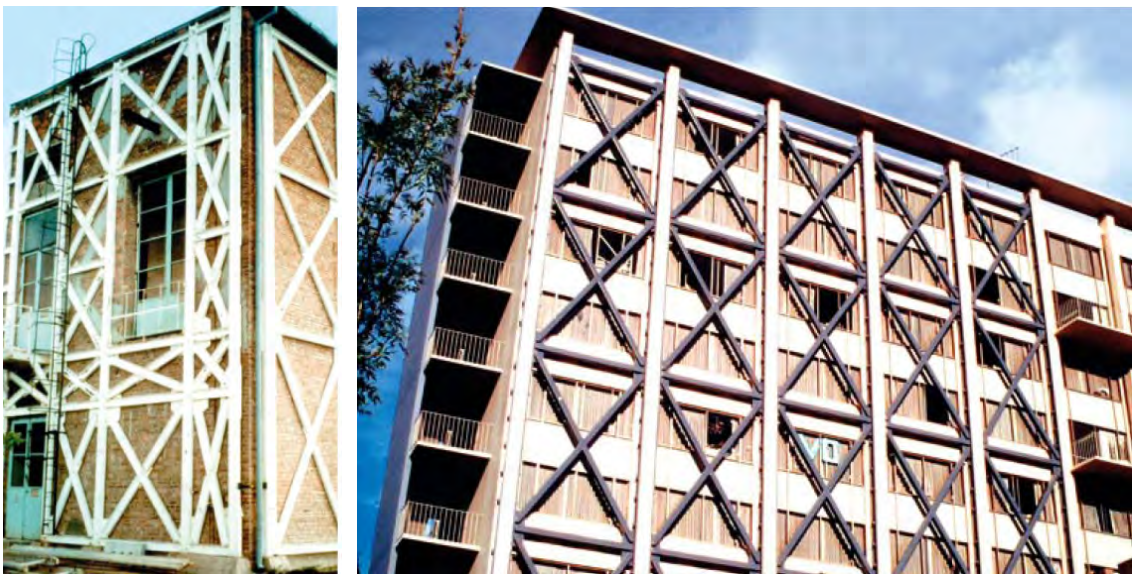


Figura 4.1 - Esempi di adeguamento sismico con carpenteria metallica di edifici in muratura e c.a.

Tabella 4.1 - Scelta della tecnologia ottimale per il consolidamento strutturale

STRUTTURE DANNEGGIATE	MATERIALI PER IL CONSOLIDAMENTO				
Materiali	ACCIAIO	CEMENTO	MURATURA	LEGNO	FRP
Acciaio	**				*
Cemento	**	*			*
Muratura	**	*	*	*	*
Legno	**			*	*

4.2.2 Scelta tipologica (Step II)

4.2.2.1 Tecniche tradizionali

I metodi tradizionali di adeguamento nei confronti delle azioni sismiche possono suddividersi in due categorie, distinte in funzione di interventi[35]:

- basati sull'incremento della resistenza e della rigidezza
- basati sulla riduzione della massa

La prima categoria di interventi tende a soddisfare la disuguaglianza di progetto (C>D) attraverso un aumento della capacità, la seconda a soddisfare la stessa disuguaglianza attraverso una diminuzione della domanda.

Con riferimento alla prima tecnica, cioè l'incremento della resistenza e della rigidezza, è da sottolineare che a fronte di un aumento della capacità della struttura il periodo fondamentale si riduce. Supposto quindi che il periodo fondamentale della struttura non adeguata sia T_{na}, a cui corrisponde una domanda in termini di pseudo-accelerazione pari a S_{na}, procedendo con un incremento di resistenza e di rigidezza il periodo fondamentale T_{na} si riduce a T_a, a cui corrisponde una domanda in termini di pseudo-accelerazione pari ad $S_a > S_{na}$, incrementata rispetto a quella iniziale.

Quindi, a seguito di un aumento della capacità del sistema, corrisponde un aumento in termini di sollecitazioni.

Solo dopo aver incrementato la rigidezza e la resistenza in maniera tale che il periodo fondamentale vada ad interessare la parte costante dello spettro, è possibile pervenire ad una situazione che alla fine potrebbe consentire il soddisfacimento della disuguaglianza di progetto. Se il procedimento riesce a convergere ciò potrebbe avvenire con notevole dispendio di risorse.

Una situazione analoga si presenta anche se si procede per riduzione di massa.

Infatti alla riduzione di massa si può pervenire, ad esempio, mediante la soppressione di uno o più piani (masse) di una struttura caratterizzata da più livelli. Contemporaneamente alla riduzione della massa quindi si è realizzato anche un incremento della rigidezza. Questi due effetti agiscono in maniera sinergica ai fini della riduzione del periodo. Pertanto risulterà $T_a < T_{na}$, e quindi il vantaggio acquisito con la riduzione di massa viene parzialmente annullato dalla diminuzione di periodo attraverso l'aumento della domanda.

In conclusione entrambi i metodi tradizionali di adeguamento antisismico, seppure efficaci, risultano molto dispendiosi. Occorre tuttavia rilevare che, nel caso di edifici il cui periodo fondamentale ricada nell'ambito della parte costante dello spettro di progetto la diminuzione del periodo può non comportare l'insorgere di maggiori forze sismiche.

4.2.2.2 Tecniche innovative

I principali metodi innovativi di adeguamento antisismico si possono raggruppare nelle seguenti classi:

[35] **Adeguamento antisismico di edifici in conglomerato cementizio armato mediante tecniche tradizionali ed innovative. Applicazioni ad edifici dello IACP di Siracusa**; G. Oliveto. Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale Università di Catania

- Isolamento, passivo e attivo
- Strutture controllate dal danneggiamento
- Riduzione della rigidezza
- Incremento della duttilità
- Controllo attivo

L'isolamento sismico può essere ottenuto inserendo in posizione opportuna dei dispositivi detti isolatori (talvolta accoppiati a sistemi dissipativi) che consentono un disaccoppiamento del moto della struttura da quello del terreno. La tecnica consiste nell'aumentare il periodo di oscillazione del sistema in rapporto all'andamento delle configurazioni degli spettri di risposta. Gli andamenti tipici degli spettri di risposta in termini di accelerazioni presentano forti riduzioni delle ordinate quando il periodo di oscillazione della struttura viene portato oltre i 0.6-0.7 secondi. L'obiettivo è quindi quello di ridurre la domanda in termini di sollecitazioni del sistema riducendo l'azione sismica associata alla struttura. Gli isolatori sono costituiti da dispositivi che ad una elevata deformabilità per azioni orizzontali associano un'adeguata rigidezza verticale e sono generalmente inseriti in corrispondenza dello spiccato delle fondazioni della struttura.

Nel caso dell'isolamento attivo il sistema strutturale si "adatta" alle accelerazioni causate dal terremoto. È costituito da un sistema di controllo che in base all'entità dell'azione regola dei dispositivi dissipatori di energia che hanno la capacità di smorzare le forze sismiche. Vengono posti in punti particolari della struttura, ad esempio in corrispondenza del nodo trave – colonna, svolgendo prevalentemente la funzione di trasmettere le azioni orizzontali dissipandone un'aliquota consistente.

L'intervento mediante strutture controllate dal danneggiamento si basa sulla modifica dell'organismo strutturale in due strutture poste in parallelo. La struttura principale, corrispondente a quella esistente e avrà comportamento elastico anche sotto il terremoto ultimo di progetto, mentre la struttura ausiliaria, con funzione di sistema dissipativo, ha il compito di fronteggiare le azioni sismiche. La struttura ausiliaria determina un incremento di rigidezza ed una grande capacità di dissipazione di energia. Il danneggiamento avviene soltanto nella struttura ausiliaria e gli elementi danneggiati possono essere sostituiti dopo il terremoto.

A parità di massa la riduzione della rigidezza comporta una diminuzione dell'azione sismica e quindi della domanda sismica. La riduzione della rigidezza si può perseguire con il criterio delle molle in serie per cui, disponendo due molle in serie, si ottiene una molla equivalente con rigidezza minore della più piccola delle due.

L'incremento di duttilità si consegue invece localmente, mediante il confinamento degli elementi strutturali compressi mediante cerchiature. Sebbene il procedimento sia conosciuto da tempo, oggi lo si può applicare più facilmente mediante l'utilizzazione di nuovi materiali come i polimeri fibrorinforzati (FRP). Tali materiali si distinguono essenzialmente a secondo del tipo di fibra utilizzata ed i più comuni vengono denominati CRP, GRP, ARP, sigle che indicano rispettivamente rinforzo con fibre di carbonio (C), vetro (G) e aramidiche (A).

Il controllo attivo viene effettuato con dispositivi servo-comandati capaci di applicare alla struttura forze di segno opposto all'azione sismica. Sono necessari sensori per la lettura del moto del suolo e della struttura, hardware e software per il calcolo delle

forze da applicare per minimizzare la risposta strutturale ed i relativi generatori. Una sorgente di energia deve essere sempre disponibile per il funzionamento dei sistemi di calcolo e per la generazione delle forze di compenso.

4.2.3 Scelta dimensionale (Step III)

La concezione strutturale si completa assegnando un dimensione di primo tentativo agli interventi di adeguamento precedentemente individuati. La metodologia di verifica della soluzione segue le fasi operative normalmente applicate alla modellazione strutturale, procedendo in modo iterativo al dimensionamento delle parti di intervento, fino alla verifica delle performance richieste alla struttura.

5 Il B.I.M. nella valutazione della sicurezza strutturale degli edifici esistenti

5.1 Introduzione al B.I.M.

Il Building Information Modeling (B.I.M.) è una metodologia di progettazione degli edifici, caratterizzata dalla creazione ed uso di un modello di informazioni, coordinate, computabili e coerenti, del progetto edilizio nelle sue diverse fasi di programmazione, progettazione e realizzazione.

Il B.I.M. consente di realizzare una rappresentazione digitale dell'edificio, definita Building Information Model, che permette di sviluppare scelte progettuali, generare documenti di costruzione e produzione, valutare le performance del progetto, pianificare le fasi di realizzazione e stimare costi.

Per ciascuna delle principali fasi di un progetto, è possibile gestire le caratteristiche criticità come informazioni di un modello informatico:

- nella fase di pianificazione, gestendo i dati preliminari o di appalto;
- nella fase di progettazione, con la definizione geometrica, la redazione di output grafici, la gestione dei dati di bilancio e l'interfaccia con programmi di calcolo delle performance;
- nella fase di costruzione, con tempi di produzione, gestione del cantiere e informazioni sui costi;
- nella fase di gestione, con le informazioni finanziarie e la creazione di dati storici.

La capacità di mantenere queste informazioni aggiornate e accessibili in un ambiente digitale integrato offre a tutti gli operatori una chiara visione globale del progetto e di migliorare la capacità di prendere decisioni, aumentando qualità e redditività dei progetti.

È bene sottolineare ancora che Il Building Information Modeling è un metodo e non una tecnologia, e che, in quanto tale, richiede tecnologie adatte per essere attuato in modo efficace.

5.2 La gestione del ciclo di vita degli edifici

5.2.1 Fattibilità, Pianificazione e Sviluppo

Generalmente si è portati a considerare la progettazione dell'edificio come l'inizio del ciclo di vita dello stesso, ma nei fatti questa ha inizio molto prima, in alcuni casi anni prima.

Le informazioni sulla fattibilità di un intervento, sulla sua pianificazione e sugli sviluppi di massima vengono generalmente programmate a monte del processo di progettazione. Le informazioni possono riguardare indicazioni di massima, requisiti

funzionali degli spazi e diagrammi di distribuzione, budget a disposizione, valutazioni estimative e di appalto.

In questa fase risulta quindi fondamentale la gestione e conservazione delle informazioni per possibili utilizzi nelle successive fasi di progettazione.

In quest'ottica ogni foglio elettronico contenete informazioni sull'edificio, se definito come un insieme di informazioni strutturate è, a tutti gli effetti, un informazione del modello dell'edificio.

Le informazioni così definite possono quindi essere trasmesse direttamente al modello B.I.M., quale prima traccia delle fasi di gestione del processo produttivo dell'edifico. In questo modo le informazioni, già nella fase preliminare del progetto, vengono catalogate e conservate.

Inoltre alcuni programmi di gestione del progetto permettono di confrontare i dati con informazioni di natura economica o sui tempi di realizzazione rilevate su base statistica. Già nella primissima fase di progettazione, quindi, la definizione di un modello B.I.M permette non solo di ordinare le informazioni sulla pianificazione ma di comporre un quadro più generale sul quale formulare giudizi per le successive fasi di sviluppo.

5.2.2 Progettazione e Costruzione

La nascita del B.I.M. si deve in particolare alla gestione della fase di progettazione e realizzazione del manufatto edilizio. A differenza dei sistemi C.A.D. (Computer Aided Design), nei quali algoritmi trigonometrici vengono applicati per definire vettori (in uno spazio tridimensionale), geometrie base e quindi modelli tridimensionali, i Building Information Models utilizzano componenti reali di un effettivo sistema-edificio, quali porte, finestre, muri, solai, definiti sulla base delle caratteristiche delle rispettive controparti "reali".

Non solo quindi un elemento finestra conterrà le informazioni geometriche di un prodotto riconducibile ad un mercato reale, ma questo si comporterà come tale "sapendo" di poter esistere solo se associato ad un muro, che a sua volta avrà come attributo essenziale uno spessore. È quindi immediata la modifica del rapporto tra fase di progettazione del manufatto edilizio, e delle sue parti tecnologiche, e la successiva fase di realizzazione del progetto.

Le informazioni geometriche rappresentano solo una minima parte di quelle che definiscono un elemento. Questo sarà nella realtà composto da un materiale con determinate caratteristiche che, implementate dal sistema B.I.M., potranno essere interpretate, ad esempio, ai fini della definizione di un modello di calcolo strutturale o per la costruzione di un modello di valutazione energetica. In definitiva un elemento generato in ambiente B.I.M. contiene tutte quelle informazioni necessarie a gestirlo durante l'intero ciclo produttivo dell'edificio.

La reale portata dell'applicazione di questi sistemi è da leggersi nel completo superamento della distinzione in fasi (preliminari, di verifica, esecutive, etc.) del processo di realizzazione di un opera edilizia. Il sistema B.I.M. permette difatti attraverso un unico modello, o l'interfaccia tra modelli sviluppati in ambienti diversi, di gestire le fasi di progettazione e realizzazione come un processo unico caratterizzato da un ambiente digitale integrato, nel quale concorrono le azioni di diversi operatori

specializzati e nel quale singoli oggetti, definiti da quelle informazioni che caratterizzano gli elementi reali, concorrono alla definizione di un progetto complesso.

Inoltre, ogni volta che viene apportata una modifica al modello, tutte le conseguenze di tale cambiamento sono automaticamente aggiornate in tutto il progetto. Questo permette ai team di progettazione non solo di lavorare più velocemente, poiché la creazione delle documentazioni come grafici e documenti di riconoscimento normativo risulta automatica, ma soprattutto di eliminare gli errori di coordinamento.

5.2.3 Manutenzione

È ormai prassi consolidata ritenere a tutti gli effetti la fase di manutenzione parte del ciclo di vita di un edificio, nella quale l'applicazione della metodologia B.I.M. permette di semplificare, programmare e prevedere gli interventi a seguito del naturale evolversi del ciclo di vita utile delle parti. Inoltre il modello B.I.M. diventa in questa fase un database di informazioni che consente in ogni momento non solo di risalire alle specifiche originali delle singole componenti ma di mantenere traccia di tutti gli interventi successivi alla fase di realizzazione dell'opera. Il modello B.I.M. diventa "memoria" dell'edificio e distinguendo i successivi interventi (si pensi a espansioni o interventi di retro-fitting) in fasi è possibile ricostruire in ogni momento la sua storia.

In quest'ottica diventano immediatamente rilevanti le potenzialità di applicazione di modelli B.I.M. nella gestione di opere esistenti.

5.3 Generazione di un modello B.I.M.

5.3.1 Modello geometrico

I tradizionali sistemi CAD 2D e 3D rappresentano il modello utilizzando entità geometriche come punti, linee, rettangoli,etc. Queste applicazioni possono descrivere con precisione la geometria indipendente dall'ambiente/dominio di riferimento, ma non possono acquisire informazioni specifiche sulle entità. Per superare i limiti delle rappresentazioni geometriche di impiego generale, è stato necessario lo sviluppo di modelli di dati "object-based" che sono però relativi a specifici domini.

Un esempio semplice ma fondamentale della differenza tra un modello di dati geometrici e un modello di dati in ambiente B.I.M. è la rappresentazione di uno spazio. I tradizionali programmi C.A.D. non rappresentano uno spazio perché esso non esiste come entità fisica distinta. Tuttavia, una entità spazio sarà parte integrante di un Building Information Model, e comprenderà i rapporti tra pareti, soffitti, pavimenti, e così via. Informazioni sugli spazi che saranno necessarie, ad esempio, per l'analisi di dispersione energetica che può essere ottenuta facilmente in un ambiente B.I.M., dove, per i numerosi e complessi calcoli verrà richiesto di ricavare le informazioni dai dati geometrici del modello stesso.

Nel caso del settore edilizio, questo si traduce in un modello di dati che è costruito intorno a entità utilizzate in edilizia e sulle loro mutue relazioni. La geometria è solo una delle proprietà, tra le altre, di questi enti di costruzione.

Basandosi inoltre su caratteristiche di tipo parametrico il numero di informazioni geometriche risulta molto ridotto se confrontato ai classici sistemi C.A.D., conservando

elevate qualità grafiche nell'l'interfaccia per la creazione del modello. Tale modello di dati è contemporaneamente ricco di informazioni sulla costruzione che possono essere estratte e utilizzate per vari scopi, sia che si tratti di documentazione, visualizzazione o analisi.

5.3.2 Informazioni sui materiali

Tra i dati che definiscono un Building Information Model, fin dalle prime applicazioni di questo metodo, sono presenti le informazioni sui materiali. La natura stessa del metodo, che punta ad una rappresentazione ampliata degli oggetti, non può esentare dal comprendere queste informazioni, considerate parte di quell'alfabeto sul quale è costruito l'intero lessico B.I.M., informazioni che sono direttamente collegate al ciclo di produzione del manufatto edilizio, sia in rapporto alle caratteristiche dei singoli prodotti industriali che alle normative di qualificazione dei materiali. La codifica di queste caratteristiche quali informazioni del modello è comunque funzione del dominio nel quale il modello stesso è definito.

Un dominio sviluppato per il calcolo delle performance strutturali interpreterà le caratteristiche fisiche del materiale in funzione di una modellazione meccanica dello stesso, di contro lo stesso materiale verrà codificato diversamente in un ambiente dedicato alla valutazione della dispersione energetica o di gestione delle fasi di produzione.

In breve, la stessa entità reale, il materiale, informazione base di un modello sviluppato con il metodo BIM, pur se rappresentando un dato fisico oggettivo è interpretato come dato in maniera funzionale allo specifico dominio di sviluppo del modello. In quest'ottica diventa fondamentale lo sviluppo di standard per la codifica dell'informazione iniziale dal quale estrarre i dati utili ai diversi ambienti di sviluppo, in modo tale da poter comunque garantire la possibilità di operare in parallelo attraverso un unico modello in ambienti diversi.

Con riferimento al processo di valutazione delle capacità di strutture esistenti, è evidente che la possibilità di definire, in un unico modello, le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali, risulta uno strumento particolarmente utile. Non solo sarà quindi possibile identificare gli elementi sui quali sono state eseguite le indagini (tramite marcatura delle parti) ma sarà possibile riportare per questi stessi elementi le informazioni sulle risultanze delle prove eseguite. Il modello cosi costruito sarà non solo utile al riepilogo delle informazioni in fase di valutazione ma potrà essere utilizzato in seguito come riferimento per successivi interventi o integrazioni di indagini.

5.3.3 Informazioni sui componenti

Tra gli strumenti generalmente implementati nei software basati sul sistema B.I.M. particolarmente utile risulta il ricorso alle componenti. Le componenti sono processi di modellazione, basati su modalità di associazione tra entità diverse, precostituite dal programma in funzione delle comuni tecniche di costruzione. Una facile percezione di cosa sia una componente è deducibile dal concetto di nodo nelle costruzioni in acciaio (Figura 5.1), dove le lavorazioni per la realizzazione del collegamento tra, ad esempio, trave e colonna, vengono gestite in modo parametrico attraverso la modifica di caratteristiche precostituite delle parti che compongono la connessione.

L'utilità non è solo nella rapidità di progettazione, che avviene sostanzialmente

selezionando le parti interessate dalla connessione, ma è nella gestione di tutta la successiva fase di realizzazione del progetto.

Il nodo così realizzato conterrà infatti non solo le informazioni geometriche utili alla definizione di elaborati di dettaglio, ma contemporaneamente informazioni sulle parti che lo compongono, in funzione di geometria, materiali, e numero di parti, in modo da poter trasferire i dati all'operatore che si occuperà del taglio dei singoli elementi tramite macchina a controllo numerico, conterrà inoltre informazioni sulle fasi di assemblaggio delle parti, permettendo così la costruzione di un computo delle parti e di un cronoprogramma, fino alla definizione delle condizioni vincolari che ne rappresentano il comportamento nella costruzione di un modello di calcolo.

L'esempio riportato fa riferimento ad una progettazione di tipo strutturale ma il processo va inteso applicabile a qualsiasi ambiente di sviluppo del singolo software.

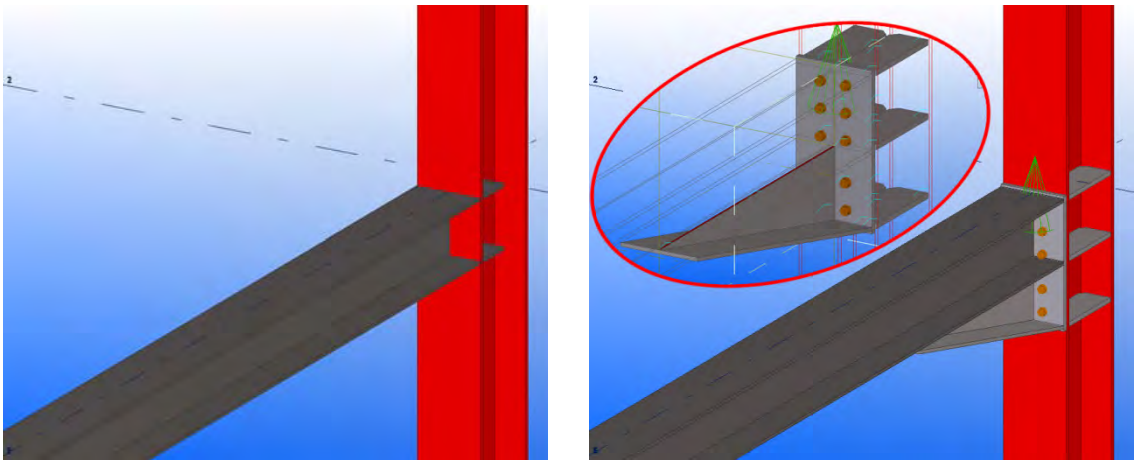


Figura 5.1 – Tekla Structures; nodo "trave su colonna" tramite componente

5.3.4 Definizione delle fasi

Altra possibilità offerta dai programmi di natura B.I.M. è quella di definire le fasi di realizzazione dell'opera, distinguendo in questo modo anche l'intervento dei diversi soggetti che fanno parte del processo di progettazione, costruzione e gestione.

Per le opere esistenti questa può essere applicata distinguendo tra le diverse fasi dell'indagine (ad esempio si potrà distinguere una prima fase preliminare ed una di indagine). Sarà poi possibile costruire un modello comprendente le eventuali operazioni di adeguamento, nel quale ricostruire le fasi di indagine e definire quelle di progettazione e realizzazione dell'intervento. In questo modo sarà possibile non solo visualizzare rapidamente le fasi di realizzazione del progetto ma anche risalire alle condizioni iniziali dell'opera sul quale sono state formulate le valutazioni che hanno portato alla scelta dell'intervento stesso.

5.4 Interscambio delle informazioni tra software B.I.M.

5.4.1 Interoperabilità tra ambienti B.I.M.

È evidente che cruciale alla applicazione della metodologia BIM è la questione della interoperabilità come mezzo per integrare le diverse applicazioni model-based in un unico flusso di lavoro regolare ed efficiente. Come detto in precedenza, la definizione del modello B.I.M. avviene all'interno di un ambiente/dominio ben definito che corrisponde ai diversi campi di applicazione, nel quale alle entità di modellazione corrispondono oggetti reali caratterizzati da specifiche informazioni e dalla loro iterazione. Questa condizione invariabile pone l'accento sulla problematica dell'interscambio di informazioni tra modelli sviluppati in ambienti diversi. Il formato che si è affermato a livello mondiale per garantire l'interoperabilità dei software e permettere quindi l'applicazione di procedure e tecniche di progetto su base B.I.M., è conosciuto come IFC, o Industry Foundation Classes.

5.4.2 Il formato IFC

Il modello di dati IFC (Industry Foundation Classes) è un modello di gerarchizzazione delle informazioni, aperto e neutrale non collegato ad alcun produttore specifico di software e progettato per sostenere l'interoperabilità tra le singole applicazioni che vengono utilizzate per progettare, costruire e gestire gli edifici e l'acquisizione di informazioni su ogni aspetto dell'edificio in tutto il suo ciclo di vita.

Sviluppato dalla IAI (International Alliance for Interoperability), un consorzio globale di imprese commerciali ed enti di ricerca fondato nel 1995, nasce come mezzo per lo scambio di dati tra applicazioni B.I.M. pensate per i settori AEC (Architecture, Engineering and Construction) e FM (Facility Management), ed è ora supportato anche dalla maggior parte dei principali produttori di CAD così come da molte applicazioni di analisi.

La definizione del modello IFC è inizialmente proceduta parallelamente ad un altro progetto di standardizzazione noto come STEP (STandard for the Exchange of Product model data). Iniziato nel 1984 dalla International Standards Organization (ISO), STEP è concentrato sulla definizione di standard per la rappresentazione e lo scambio di informazioni di prodotti industriali in senso generale, e continua ad essere utilizzato in diverse discipline del design come la progettazione meccanica, il design del prodotto, e così via.

Gli sviluppatori dello standard STEP coinvolti nel settore edile, si sono presto resi conto che un modello più specifico del dominio era necessario per la rappresentazione dei dati per il campo edile, ma successivamente il progetto è stato coinvolto dallo sviluppo IFC confluendo nel progetto dell'IAI, portando la propria esperienza nella definizione degli standard per la produzione industriale.

Ad oggi, il modello IFC continua ad essere strettamente legato allo standard STEP, utilizzando lo stesso linguaggio di modellazione, Express, per lo sviluppo e la definizione del modello.

Attualmente lo sviluppo del modello IFC è intrapreso dal Gruppo di sostegno modello della IAI, composto da sei membri situati in diverse parti del mondo. Il lavoro di sviluppo è in atto da diversi anni, con rilascio regolare delle nuove versioni. La prima versione della IFC, versione 1.0, è stata pubblicata nel 1997. Attualmente è in fase di

rilascio la versione IFC2X4. Ogni successiva versione aggiunge la possibilità di rappresentare più entità e relazioni collegate al ciclo di vita di un edificio. Con 650 aziende associate al progetto, il suo sviluppo, rappresenta una sforzo di dimensione globale.

Le specifiche IFC sono basate su classi di oggetti omogenei per caratteristiche, che sono utili per rappresentare i componenti di un qualsiasi organismo edilizio e descriverne le reciproche relazioni.[36]

In generale il modulo IFC definisce un modello di relazioni tra entità, composte da elementi organizzati in una gerarchia di oggetti-qualità. Esempi di entità sono:

- gli elementi da costruzione come IFCWall;
- le geometrie come IFCExtrudedAreaSolid;
- costrutti di base come IFCCartesianPoint.

A livello più astratto l'IFC divide le entità in entità radicate (rooted entities) e non radicate (not-rooted entities). Le entità "rooted", o IfcRoot, sono concepite come entità singole definite da un nome, una descrizione e dalle caratteristiche di revisione. Le entità "not-rooted" non esistono come elementi singoli ma solo in riferimento alle entità "rooted".

Le IfcRoot quindi sono suddivise attraverso tre concetti astratti:

- definizione dell'oggetto (IfcObjectDefinition)
- relazioni (IfcRelationship)
- set di proprietà (IfcPropertyDefinition)

Le caratteristiche IfcObjectDefinition contengono le informazioni tangibili (ad esempio i parametri dimensionali) e i tipi di oggetto, le IfcRelationship definiscono le relazioni tra oggetti e le IfcPropertyDefinition descrivono le proprietà estensibili dell'oggetto.

Ciò che caratterizza i programmi sviluppati in funzione dello standard IFC è la caratteristica "IFC-compliant", il che significa che il programma è in grado di importare ed esportare file IFC. Le applicazioni conformi alle IFC sono in grado di condividere e scambiare dati in maniera trasparente, senza bisogno di conversione da un formato a un altro. Oggetti creati da un'applicazione CAD, saranno letti correttamente in tutte le loro caratteristiche da una qualsiasi altra applicazione conforme che potrà eseguire, per esempio, una simulazione energetica. La seconda applicazione, a sua volta, potrà aggiungere informazioni agli oggetti, e metterle a disposizione anche della prima.

In questo modo è possibile costruire un vero e proprio archivio di progetto condiviso tra operatori edili, utile per tutto il ciclo di vita dell'edificio.

Le applicazioni possono ottenere il tag IFC-compliant passando attraverso un processo di certificazione (Tabella 5.1). La specificazione del modello IFC è divulgata in forma pubblica ed è accessibile a chiunque, in modo che gli sviluppatori possano liberamente costruire le impostazioni IFC da implementare nelle loro applicazioni.

[36] Door e Window, per esempio, sono i nomi di due classi di oggetti, che sono in relazione, tra gli altri, con gli oggetti di tipo Wall nei quali si inseriscono.

Il modello IFC è stato registrato dall'ISO (International Standards Organization) come ISO/PAS-16.739 ed è attualmente in procinto di diventare uno standard internazionale ufficiale come ISO/IS-16.739.

L'implementazione del modello IFC può essere raffrontata, in termini di standardizzazione nella comunicazione tra tecnici, alla diffusione dell'estensione DWG e DXF per i tradizionali sistemi CAD, con l'aggiunta di essere libera da vincoli commerciali. Un processo di diffusione che inevitabilmente coinvolgerà nei prossimi anni l'intero panorama degli operatori del settore. Come misura basti pensare che, per la particolare attitudine all'interoperabilità tra piattaforme software diverse, il governo danese ha reso obbligatorio l'uso del formato IFC per tutti i progetti di edilizia pubblica sovvenzionata. L'agenzia del Ministero delle Finanze Finlandese denominata Senate Properties invece richiede in tutti i loro progetti come strumento di gestione l'utilizzo di software compatibili IFC e BIM.

Tabella 5.1 – Softwarehouse certificate IFC-compliant per il rispetto dei parametri di esportazione dell'estensione IFC2X3 e relativi programmi d'applicazione[37]

Software Developer	Software Application	Exchange Requirement
Archimen	Active3D	-
Autodesk	AutoCAD Architecture	Architecture
Autodesk	AutoCAD MEP	BuildingServices
Autodesk	Revit Architecture	Architecture
Bentley Systems	Bentley Architecture	Architecture
Data Design System	DDS-CAD MEP	BuildingService
Gehry Technologies	Digital Project	Architecture
Graphisoft	ArchiCAD	Architecture
NEMETSCHEK Allplan	Allplan	Architecture
NEMETSCHEK North America	Vectorworks	Architecture
NEMETSCHEK SCIA	Scia Engineer	Structural
Plancal	nova	BuildingService
Progman	MagiCad	BuildingService
Solibri	Solibri Model Checker	-
Tekla	Tekla Structures	Structural
VIZELIA	Facility on line	-

5.4.3 Il formato arcXML

ArcXML (Arc eXtensible Markup Language) è uno standard creato dalla ESRI, società di sviluppo di servizi GIS, per essere utilizzato in ArcIMS, un server di web mapping che fa parte della suite di applicazioni di ArcGIS ed utilizzato per la gestione di mappe territoriali in internet. Tramite il formato ArcXML è possibile permettere l'interscambio di informazioni tra programmi GIS tramite la piattaforma ArcIMS direttamente sul web.

5.4.4 Il formato CIS/2

CIMSteel Integration Standards (CIS/2) è il formato di scambio tra modelli per la progettazione strutturale di parti in acciaio. L'acronimo CIM indica Computer

[37] **buildingSMART - IFC2x3 CV V2.0 Certification Summary** - official site for the IFC Certification 2.0 procedure of the IFC2x3 Coordination View Version 2.0.

Integrated Manufacturing of Constructional Steelwork. CIS/2 nasce per la creazione di uno standard unico ed integrato per lo scambio di dati tra tutti i soggetti coinvolti nella costruzione di strutture in acciaio. È riconosciuto dall'AISC (American Institute of Steel Construction) come formato per lo scambio dati tra software CAD per la progettazione di strutture e componenti in acciaio. Esportato un file CIS/2 da un programma di analisi questo può essere importato in uno programma per la progettazione delle parti di dettaglio e viceversa, unitamente alle informazioni su connessioni, materiali e carichi.

5.5 Il BIM quale strumento per la valutazione della sicurezza strutturale

Il processo di valutazione della sicurezza di un manufatto edilizio esistente (presentato in precedenza nei confronti delle capacità sismo-resistenti, ma ampliabile, ad esempio, al rischio incendi o alle performance energetiche) richiede la gestione di un considerevole numero di informazioni.

Dal reperimento di dati storici, alla progettazione dei piani di indagine, il processo di identificazione del manufatto genera una serie di dati, generalmente molto diversi tra loro (dimensioni, caratteristiche meccaniche, etc.) che sono comunque interpretabili come informazioni associate a parti reali di un più complesso organismo edilizio. Si profilano quindi le condizioni ideali per gestire il problema, nella sua complessità, attraverso la metodologia BIM.

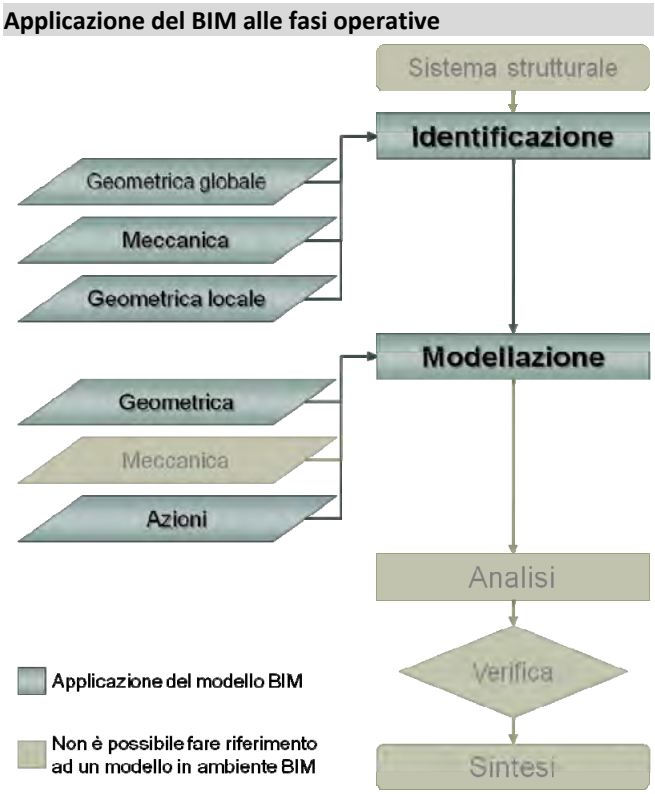


Figura 5.2 – Fasi operative per costruzioni esistenti

5.5.1 Raccolta dei dati storici

Già dalla fase di raccolta delle informazioni è possibile prevedere di gestire questi dati così come descritto per la prima fase di gestione di un opera di nuova progettazione, puntando alla ricostruzione delle fasi storiche del manufatto indagato, distinguendo, ad esempio, tra la configurazione dell'edificio al termine della sua realizzazione e quella definita da successivi interventi.

5.5.2 Identificazione

L'intera fase di identificazione dell'edificio oggetto di studio, dal progetto delle indagini alla gestione dei risultati, può essere coordinata attraverso la definizione di qualità parametriche associate agli elementi che compongono l'opera indagata.

Successivamente al reperimento dei dati relativi al rilievo geometrico, il modello sarà costruito attraverso la definizione degli elementi che compongono la struttura in esame già distinti in funzione del comportamento strutturale. La costruzione del modello di informazioni relativo alle dimensioni geometriche risulta così non solo particolarmente agevole, poiché gestito parametricamente attraverso elementi tridimensionali, ma anche aperto a eventuali successive integrazioni a seguito di più precise misurazioni delle singole parti.

È inoltre possibile in molti software sviluppati in ambiente BIM inserire dati georeferenziali in modo da mettere in relazione i dati del rilievo ad un più ampio sistema di riferimento globale.

Il modello così definito permette inoltre la stesura di tutti quei documenti grafici (piante di carpenteria, sezioni, dettagli) utili alla definizione dei piani di indagine finalizzati alla definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali ed al rilievo dei dettagli costruttivi.

Tekla Structures - Costruzione del modello

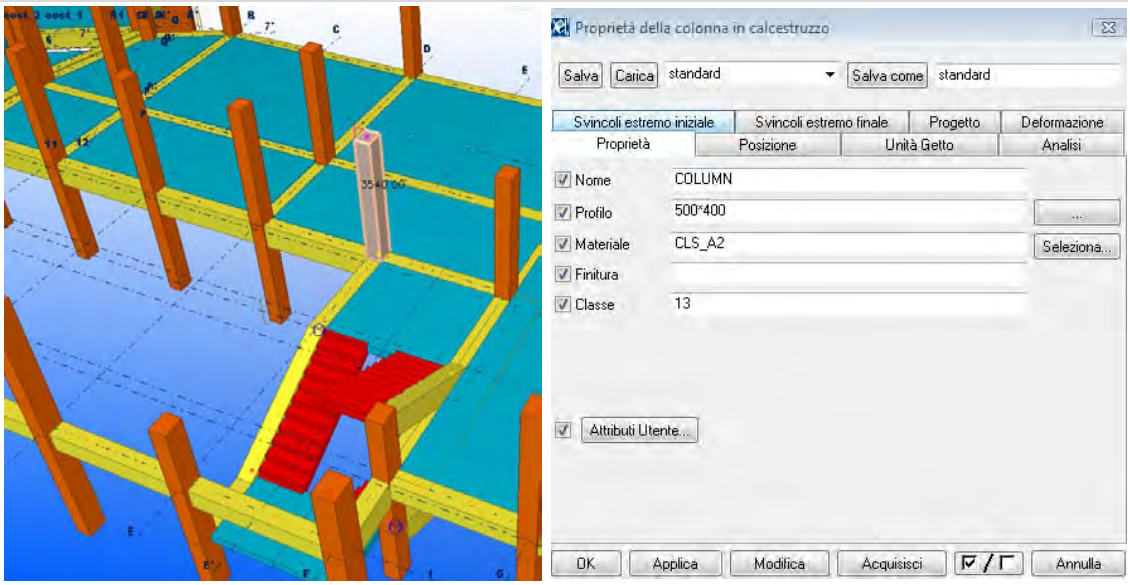


Figura 5.3 – SMS A. Petrarca; parametri di definizione delle caratteristiche di un elemento colonna; in evidenza i dati su sezione e materiale

I piani di indagine possono essere gestiti attribuendo ai singoli elementi indagati campi

di informazioni aggiuntive inerenti il codice di riferimento della prova da eseguire.

Allo stesso modo, nella fase di riordino dei risultati, è possibile ampliare queste informazioni integrandovi i risultati delle prove stesse.

L'utilità è nella gestione ordinata del rapporto tra elemento – prova eseguita – risultato, che, univocamente identificato, è gestito come uno dei molti dati di un modello informatico unico, che continua a conservare quelle informazioni, geometriche e di rilievo, precedentemente definite. In fase di interpretazione dei risultati ai fini della costruzione del modello geometrico, sarà quindi immediato risalire al numero di elementi indagati, a quello di prove eseguite ed alle rispettive risultanze.

Le informazioni relative ai risultati della fase di indagine potranno essere utilizzate per la definizione di componenti aggiuntive degli elementi.

Si pensi, a titolo di esempio, alle indagini sulla disposizione delle armature in strutture in calcestruzzo armato.

Come evidenziato, la metodologia permette di associare alle parti indagate le corrispettive sigle identificative delle prove realizzate in fase d'indagine. Una volta reperiti i risultati quindi, per gli elementi indagati saranno definite parametricamente le informazioni rilevate in campagna di indagine. Oltre a conservare le informazioni su disposizione, qualità e caratteristiche meccaniche delle barre d'armatura, sarà così possibile redarre in modo agevole le schede di dettaglio dei singole elementi.

Tekla Structures – Attribuzioni di informazioni utente

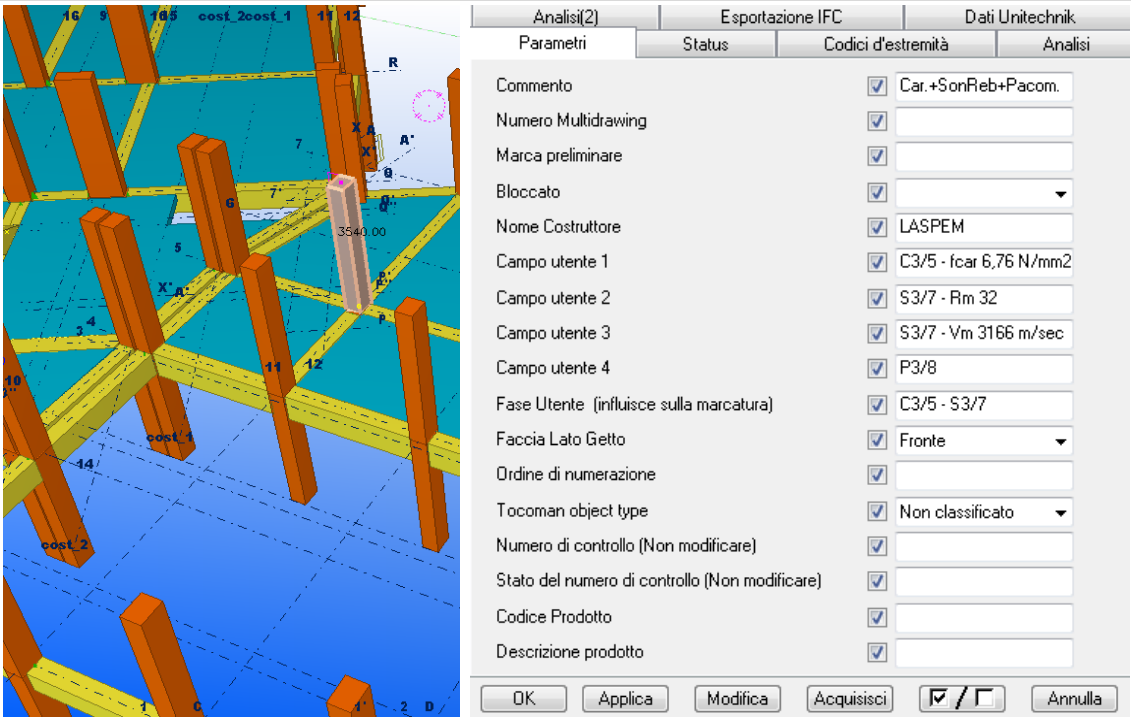


Figura 5.4 - SMS A. Petrarca; definizione delle informazioni in relazione ai risultati delle prove eseguite

Tekla Structures – Definizione delle componenti d'armatura degli elementi

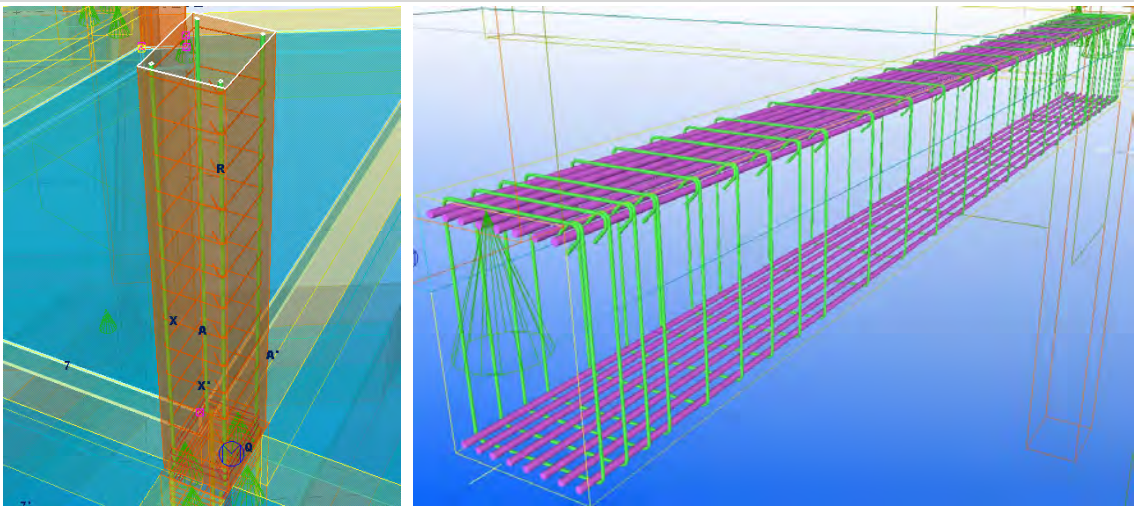


Figura 5.5 - Attribuzione delle componenti d'armatura in base al rilievo dei dettagli costruttivi

5.5.3 Interoperabilità con i codici di calcolo in fase di modellazione

La gestione del modello attraverso la definizione di elementi in base al comportamento strutturale degli stessi permette di definire con facilità il modello geometrico da importare nel codice di calcolo per le analisi del caso.

Ad ogni elemento sono infatti associate anche tutte quelle informazioni utili a descriverne il comportamento in fase di calcolo, sia in riferimento al modello di riferimento per il singolo elemento sia al comportamento dei vincoli in prossimità dei nodi. La fase di modellazione geometrica della struttura è così gestita direttamente dal software BIM che, lavorando in connessione a quello di calcolo, permette l'esportazione delle informazioni sul modello, e l'importazione delle eventuali modifiche (di eventuali interventi previsti) a seguito della fase di verifica dei risultati. Il modello BIM permette inoltre di definire anche il modello delle azioni agenti sulla struttura.

Importato quindi il modello di informazioni in un software di calcolo, saranno automaticamente definiti il modello geometrico e delle azioni. Inoltre agli elementi saranno associati i rispettivi materiali identificati in fase di indagine che potranno essere integrati, nel programma di calcolo, dei loro valori di comportamento meccanico.

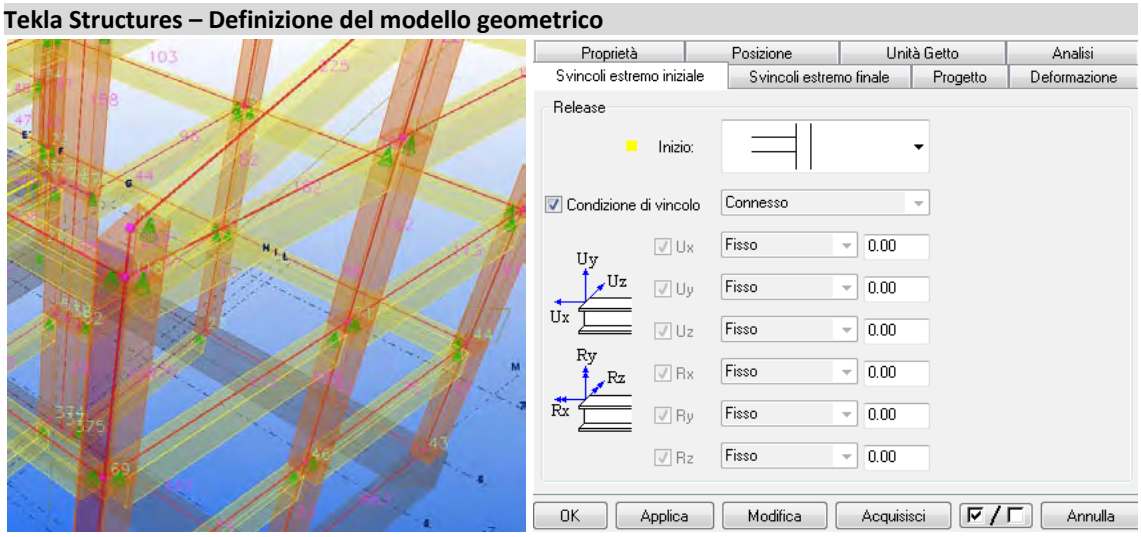


Figura 5.6 – SMS A. Petrarca; Definizione del modello geometrico e delle condizioni vincolari ai nodi

5.5.4 Il modello BIM come documento storico

Il modello così definito rappresenta un documento storico tanto della fase di indagine, quanto di quella di modellazione, che può facilmente essere integrato in modelli successivi come fase del processo di gestione dell'opera.

Inoltre il database sarà utile alla descrizione in termini numerici e percentuali della quantità di elementi indagati, rimanendo comunque aperto a successive modifiche e integrazioni, in modo da costituire un corpus unico di dati informatizzati, reperibili e distinguibili in ogni momento sia per la gestione manutentiva e amministrativa, che per successivi interventi e valutazioni.

In sintesi, le tendenze contemporanee indicano un sempre più ampio uso della metodologia B.I.M. che, applicata come strumento di gestione delle criticità legate alle costruzioni esistenti, può semplificare radicalmente le problematiche di coordinamento tra operatori del settore e diventare uno strumento utile alle amministrazioni per la gestione del patrimonio edilizio.

6 Applicazione ad un caso studio: Scuola Media Statale “Adamo Petrarca”

6.1 Problema strutturale e sua definizione

6.1.1 Descrizione globale del sistema strutturale

6.1.1.1 Generalità

L’opera oggetto della presente indagine è l’edificio adibito a Scuola Media Statale “Adamo Petrarca” di proprietà del Comune di Castel di Sangro (AQ). L’edificio, la cui data di costruzione risale tra la fine degli anni ’50 e l’inizio dei ’60, si compone di due corpi di fabbrica indipendenti (Corpo A; Corpo B) tra i quali è interposto un giunto di circa 10 cm (Figura 6.1).

La struttura, interamente realizzata in calcestruzzo armato, si sviluppa su tre livelli per il Corpo A e su quattro per il Corpo B, con un interpiano di 3,54m. Sia il primo livello del Corpo A che quello del Corpo B risulta parzialmente interrato. Nel Corpo A, inoltre, è presente, in corrispondenza del secondo livello, un ambiente adibito a palestra con doppia altezza (Figura 6.2).

I collegamenti verticali sono garantiti da due vani scala, uno per corpo, e da un ascensore nel Corpo B.

Le azioni di natura gravitazionale gravanti sugli orizzontamenti, realizzati con solai latero-cementizi, sono trasferite alle travi dei telai, quindi ai pilastri ed infine al complesso fondazione-terreno. Riguardo all’azione sismica, gli orizzontamenti sono tali da consentire il trasferimento delle azioni orizzontali, agenti a livello di piano, al sistema sismo-resistente. Il comportamento strutturale sotto azioni sismiche può essere ritenuto, nonostante la disposizione di telai e solai lasci intendere una progettazione per soli carichi verticali, sostanzialmente a telaio spaziale a nodi rigidi (rc moment resisting frame) caratterizzato da telai perimetrali orditi lungo le due direzioni principali e da travi interne di collegamento.

Figura 6.1– Complesso scolastico “Adamo Petrarca”

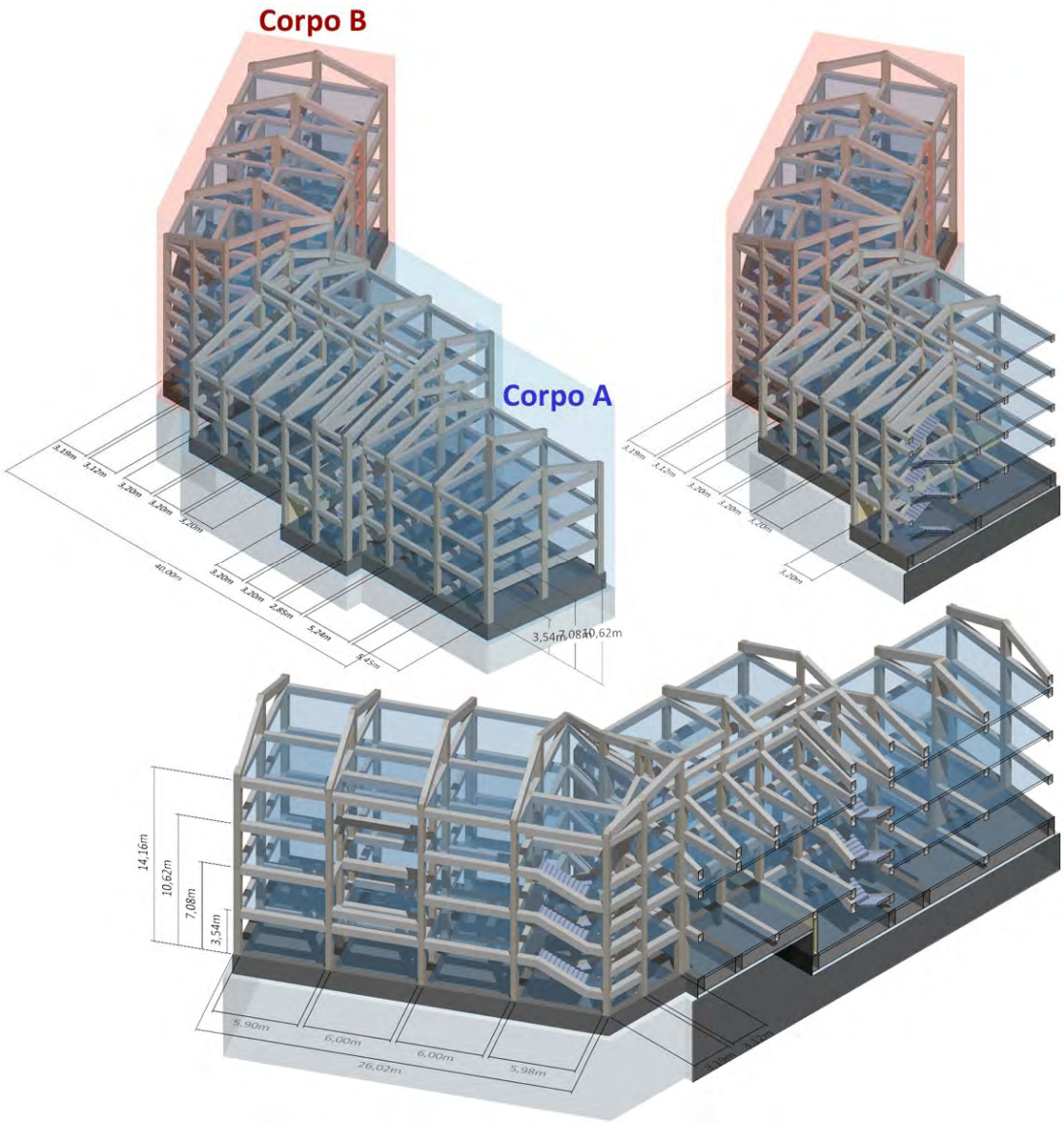


Figura 6.2 - Sistema strutturale principale

6.2 Identificazione del sistema strutturale

6.2.1 Generalità

Al fine di raggiungere un adeguato livello di conoscenza del sistema strutturale circa geometria, dettagli costruttivi e materiali, vista anche l’assenza di qualsiasi elaborato di progetto originario, il Comune di Castel di Sangro ha incaricato il laboratorio materiali LASPEM (Laboratorio Sperimentale Molisano) di Pesche (IS) di eseguire una campagna di indagini sperimentali di tipo distruttivo e non.

L’identificazione del sistema strutturale richiede la sua caratterizzazione geometrica e meccanica. La prima consiste nella individuazione dell’organismo resistente attraverso il rilievo geometrico o di carpenteria (caratterizzazione geometrica globale) ed il rilievo dei dettagli costruttivi (caratterizzazione geometrica locale). La seconda, invece,

consiste nella individuazione delle principali proprietà meccaniche dei materiali necessarie alla loro successiva modellazione.

Ciò premesso nei successivi paragrafi si richiameranno i rilievi ed i tipi d’indagini sperimentali eseguite sui materiali costituenti il sistema strutturale portante dell’edificio scolastico in oggetto distinguendo le indagini secondo le tipologie di rilievo previste dalla Circolare del Ministero LLPP n.617/2009[38]:

- **Identificazione geometrica**:
  - rilievo geometrico o di carpenteria;
  - rilievo dei dettagli costruttivi;
- **Identificazione meccanica**:
  - indagini sule caratteristiche meccaniche.

6.2.2 Identificazione geometrica

6.2.2.1 Rilievo geometrico o di carpenteria (caratterizzazione geometrica globale)

L’assenza di disegni originali, anche solo parziali, delle carpenterie della struttura relative all’edificio scolastico oggetto della presente relazione, ha comportato l’esecuzione di un esteso piano di rilievo geometrico degli elementi strutturali principali (Figura 6.3).

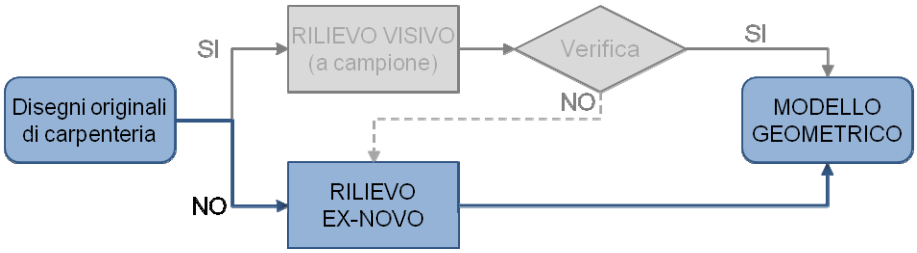


Figura 6.3 - Rilievo

In pianta il rilievo è stato eseguito mediante trilaterazione e misurazione diretta delle parti. Il rilievo in alzato, invece, è stato ottenuto combinando i dati di misurazione diretta e quelli di raddrizzamento digitale fotogrammetrico delle immagini (fotoraddrizzamento). Le geometrie degli elementi strutturali principali sono state determinate al netto dello spessore dello strato d’intonaco, quest’ultimo valutato in corrispondenza degli elementi indagati.

Sono state inoltre eseguiti specifici saggi per la definizione delle caratteristiche geometriche di fondazioni e solai.

Le informazioni rilevate in fase di indagine sono state trasferite in un modello informatizzato basato sull’applicazione della metodologia B.I.M. tramite il software Tekla Structures, programma per la gestione di modelli in un ambiente sviluppato per la progettazione strutturale. Il modello è stato costruito descrivendo gli elementi in base alle funzioni strutturali distinguendo tra classi/entità:

[38] **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617**. “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”. Capitolo C8A.1 “STIMA DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E DEI FATTORI DI CONFIDENZA”

- beam – oggetti trave;
- column – oggetti colonna;
- slab – diaframmi orizzontali;
- flooting – fondazioni;
- stairs – scale.

La gestione del modello in ambiente B.I.M. ha reso possibile sia generare i documenti grafici inerenti i piani di indagine, sia trasferire le informazioni geometriche globali ad un programma di calcolo per la creazione del modello geometrico della struttura.

Tekla Structures - Building Information Model

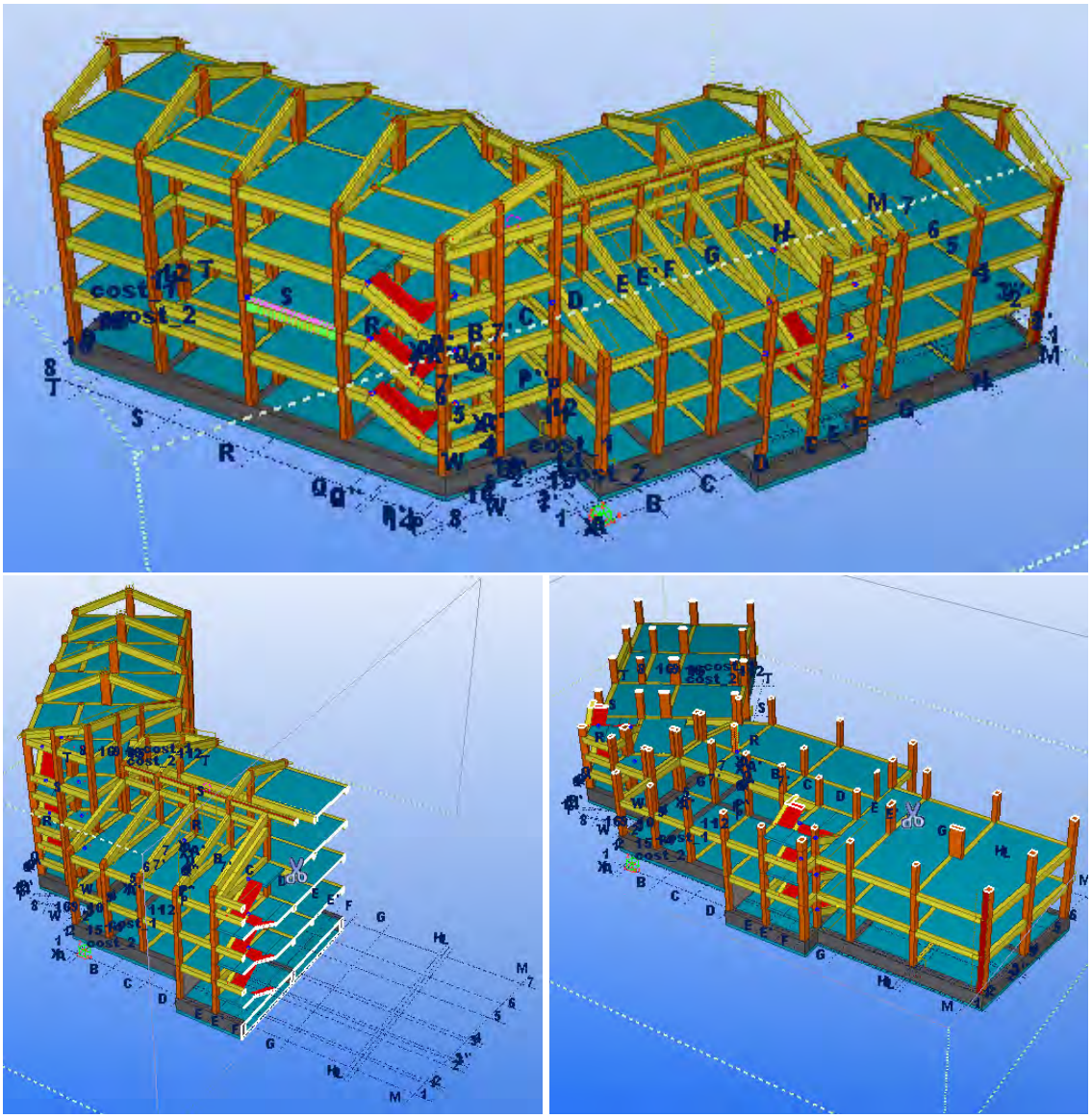


Figura 6.4 – Modello sviluppato all’interno del software Tekla Structures, sono in evidenza, per colori, elementi appartenenti alla stessa classe di oggetti.

I singoli oggetti, in funzione dell’entità di riferimento e del tipo di collegamento tra le parti, sono infatti definiti anche da informazioni sul comportamento strutturale e relativo modello geometrico di rappresentazione.

In Figura 6.4 è riportato il modello come gestito dal software, distinguendo per colori gli oggetti relativi alla medesima classe.

6.2.2.2 Rilievo dei dettagli costruttivi (caratterizzazione geometrica locale)

6.2.2.2.1 Indagini eseguite

Al fine di una corretta definizione dei dettagli strutturali ed in mancanza di disegni costruttivi originali, anche parziali, o di certificati originali di prova, è stato necessario definire un adeguato programma di indagini sperimentali, distruttive e non, con lo scopo di identificare una percentuale di elementi strutturali primari tali da garantire il raggiungimento di un adeguato livello di conoscenza.

Sono state realizzate indagini tramite:

- pacometria
- misurazione diretta

L’indagine pacometrica ha consentito la definizione del numero e della posizione delle barre di armatura presenti nel calcestruzzo, nonché di stimare il diametro delle stesse.

La misurazione diretta, previa rimozione dello strato superficiale di intonaco e dello strato di copriferro, ha consentito oltre che il rilievo delle dimensioni delle sezioni, la definizione della quantità e l’effettivo diametro delle barre di acciaio presenti negli elementi strutturali primari.

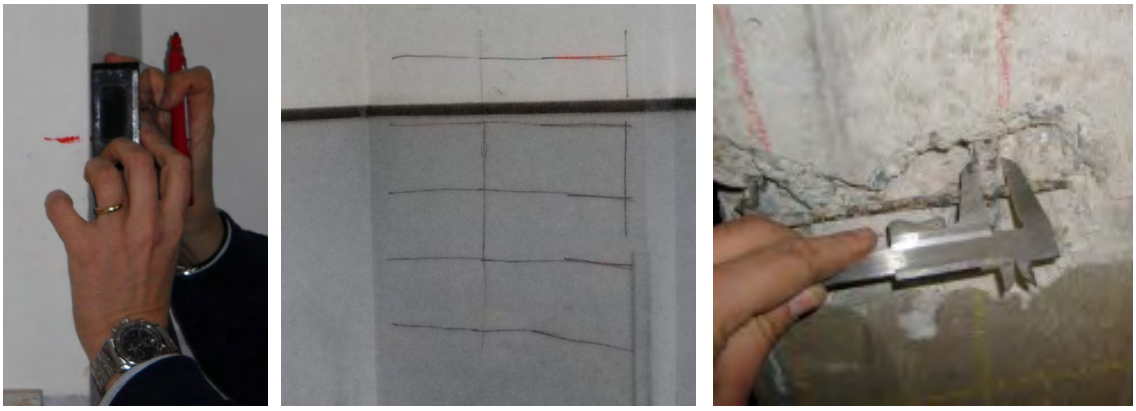


Figura 6.5 – S. M. S. A. Petrarca: Esecuzione della prova paco metrica e rimozione dello strato superficiale di intonaco e del copri ferro al fine di rilevare direttamente le informazioni su tipo e dimensioni dell’armatura

6.2.2.2.2 Livello di conoscenza

Il livello di conoscenza riferito ai dettagli costruttivi dipende, evidentemente, dal numero di elementi primari indagati. Nel caso in esame avendo riscontrato situazioni ripetitive[39], in termini di geometria e comportamento strutturale, è stato possibile far riferimento ad un numero di elementi strutturali principali indagati pari al 36% di quelli costituenti l’intera opera. L’identificazione di almeno il 35% degli elementi strutturali

[39] **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617.** *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”*. Note esplicative alla tabella C8A.1.3, punto (a).

primari (indagini estese) permette di raggiungere un livello di conoscenza dei dettagli strutturali pari ad LC2 (cfr. par.3.1.1.1).

Occorre precisare che l’effettivo raggiungimento del livello di conoscenza LC2 è però subordinato anche all’opportuna caratterizzazione meccanica dei materiali da costruzione, secondo quanto riportato nel par.6.2.3.2.2.

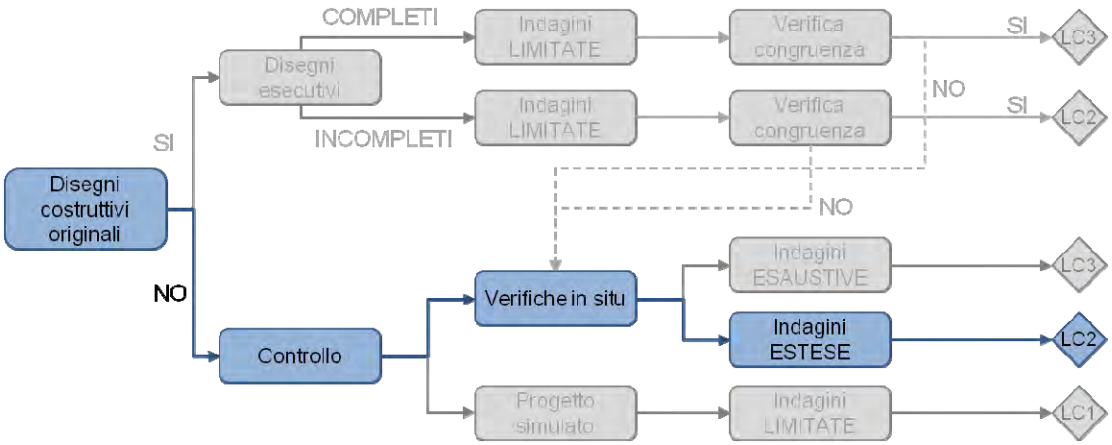


Figura 6.6 - Dettagli costruttivi; LC raggiunto

6.2.2.2.3 Risultanze delle prove

6.2.2.2.3.1 Armature

Le armature longitudinali sono barre lisce d’acciaio, con sezione ϕ16, ϕ18, ϕ20 o ϕ24. Le staffe, anch’esse costituite da barre di tipo liscio, hanno sezione ϕ6 oppure ϕ8, con passo compreso tra i 15 e i 25cm.

Le percentuali di armatura longitudinale per le travi si attestano in un campo compreso tra lo 0,73% e lo 0,87%, rimanendo al di sotto del limite normativo percentuale dell’1,63% che condiziona la capacità rotazionale delle membrature in calcestruzzo armato (duttilità disponibile).

Per i pilastri, la percentuale di armatura varia tra lo 0,34% e il 2,31%.

Dal rilievo emerge una bassa ripetitività della percentuale di armatura e nella sua disposizione, lasciando intendere la scelta, in fase progettuale e realizzativa dell’opera, di calibrare il quantitativo di acciaio negli elementi strutturali in modo puntuale.

I risultati delle singole prove d’indagine dei dettagli costruttivi sono stati trasferiti nel modello sviluppato in ambiente B.I.M. come parametri delle componenti d’armatura degli elementi indagati(Figura 6.7; Figura 6.8; Figura 6.9). In questo modo è stato possibile redarre schede di dettaglio (Figura 6.10) degli elementi riportanti qualità, dimensione e distribuzione delle armature.

Tekla Structures - Building Information Model

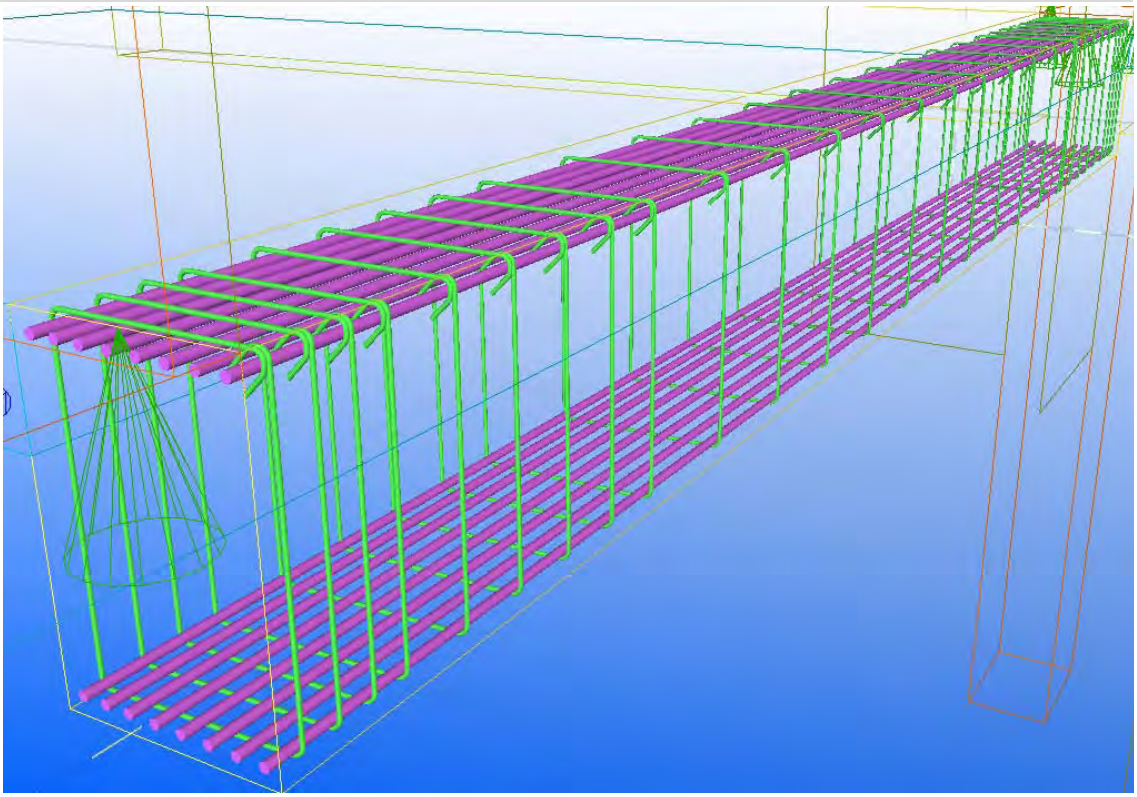


Figura 6.7 - Particolare della componente armatura per un elemento trave

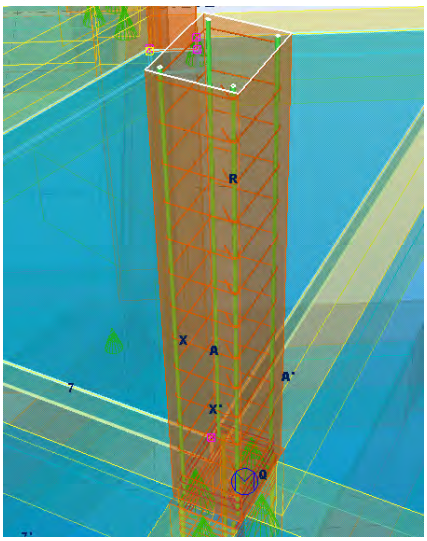


Figura 6.8 - Elemento colonna

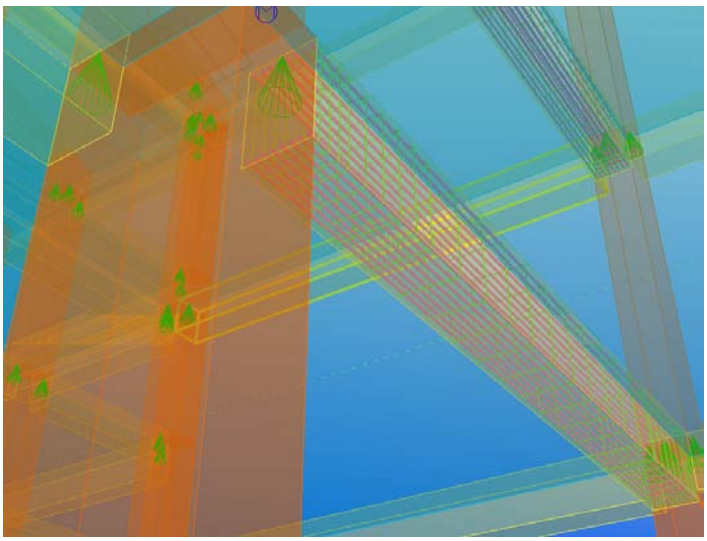


Figura 6.9 - Definizione delle armature per elementi trave

Tekla Structures - Building Information Model

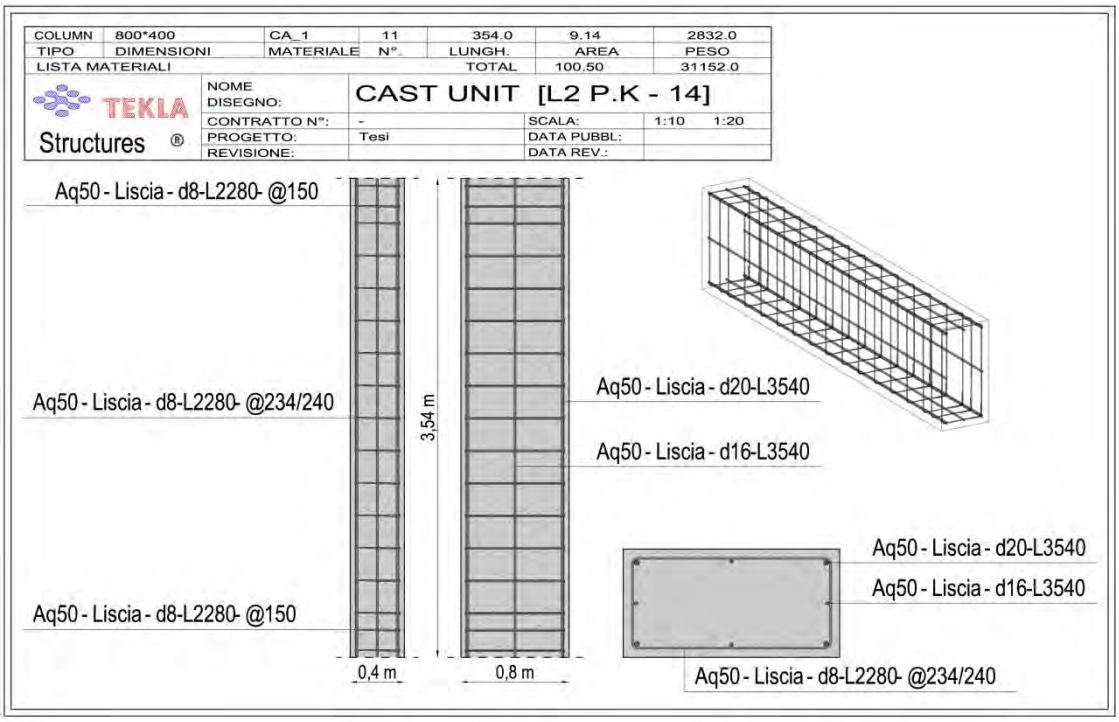


Figura 6.10 – Scheda di dettaglio; armatura pilastro K-14 liv.2

6.2.2.2.3.2 Solai

Relativamente al Corpo A i solai, realizzati in latero-cemento gettato in opera, risultano di due tipi. Il solaio interpiano (Figura 6.11 – a), come rilevato in corrispondenza del primo livello (quota +3.54), è costituito da travetti dello spessore di 8 cm posti a distanza di 50 cm, con armatura a traliccio metallico, gettati in opera mediante casseri in laterizio composti da due spondali “ad L” ed un fondello centrale. Le pignatte di alleggerimento, sagomate sugli spondali, presentano una dimensione di 30x16 cm. La soletta di completamento presenta uno spessore di 5 cm per uno spessore totale di 21 cm. Il secondo solaio (Figura 6.11 – b), rilevato in corrispondenza del sottotetto, è del tipo “SAP16”, caratterizzato da travi in laterizio armato confezionate a piè d’opera, composte da pignatte in misura standard 16x18cm, collegate mediante malta di cemento ed armate con tondini lisci di piccolo diametro. Lo spessore dei canaletti di sigillatura è di 3 cm, con interasse di 21 cm. La soletta di completamento presenta uno spessore di 5 cm per un totale di 21 cm.

I solai relativi al Corpo B (sia d’interpiano che di copertura), anch’essi realizzati in latero-cemento gettato in opera, risultano del tipo SAP16 (Figura 6.11 – b) e sono caratterizzati da travi in laterizio armato confezionate a piè d’opera, composte di pignatte in misura standard 16x18 cm, collegate mediante malta di cemento e armate con tondini lisci di piccolo diametro.

Lo spessore dei canaletti di sigillatura è di 3 cm, con interasse di 21 cm. La soletta di completamento presenta uno spessore di 5 cm per un totale di 21 cm della sola parte portante.

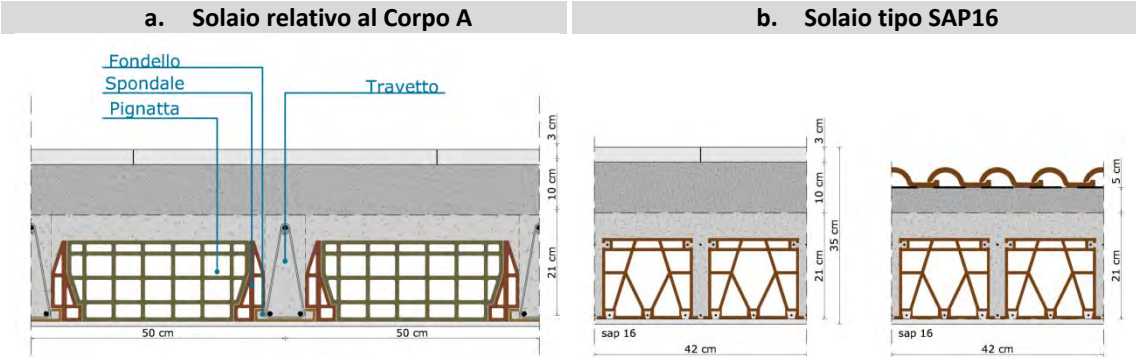


Figura 6.11 – a. Solaio rilevato in corrispondenza del corpo A; b. Solaio tipo SAP16 rilevato per la realizzazione dei solai interpiano del Corpo B e per la realizzazione dei solai di copertura sia del Corpo A che del Corpo B.

6.2.2.2.3.3 Fondazioni

L’identificazione del sottosistema portante di fondazione è avvenuta sulla base d’indagini finalizzate alla definizione della geometria delle travi e alla disposizione al loro interno dell’armatura.

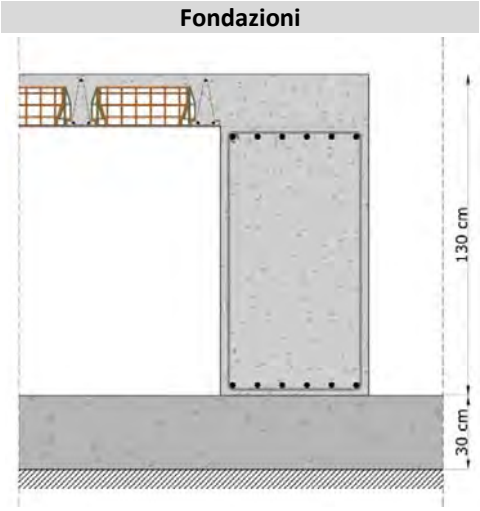


Figura 6.12 - Fondazioni

Il sottosistema portante di fondazione è costituito da un graticcio di travi rettangolari di dimensione 130x60cm direttamente appoggiate su un massetto in calcestruzzo, con inerti a grana grossa, dello spessore di 30cm (Figura 6.12).

Le armature longitudinali, lisce, presentano un diametro ϕ18, le staffe, ancora di tipo liscio, un diametro ϕ8 con passo di 20 cm.

I dati, inseriti nel modello B.I.M., hanno permesso la definizione dei disegni di dettaglio delle fondazioni.

6.2.3 Identificazione meccanica

6.2.3.1 Generalità

Le indagini hanno lo scopo di definire le caratteristiche meccaniche dei materiali di cui è composta la struttura primaria dell’opera in esame al fine di poterne descrivere il comportamento, tramite modello meccanico, in fase di calcolo. La localizzazione delle prove e i relativi risultati sono stati inseriti nel modello B.I.M. come informazioni dei singoli elementi sui materiali.

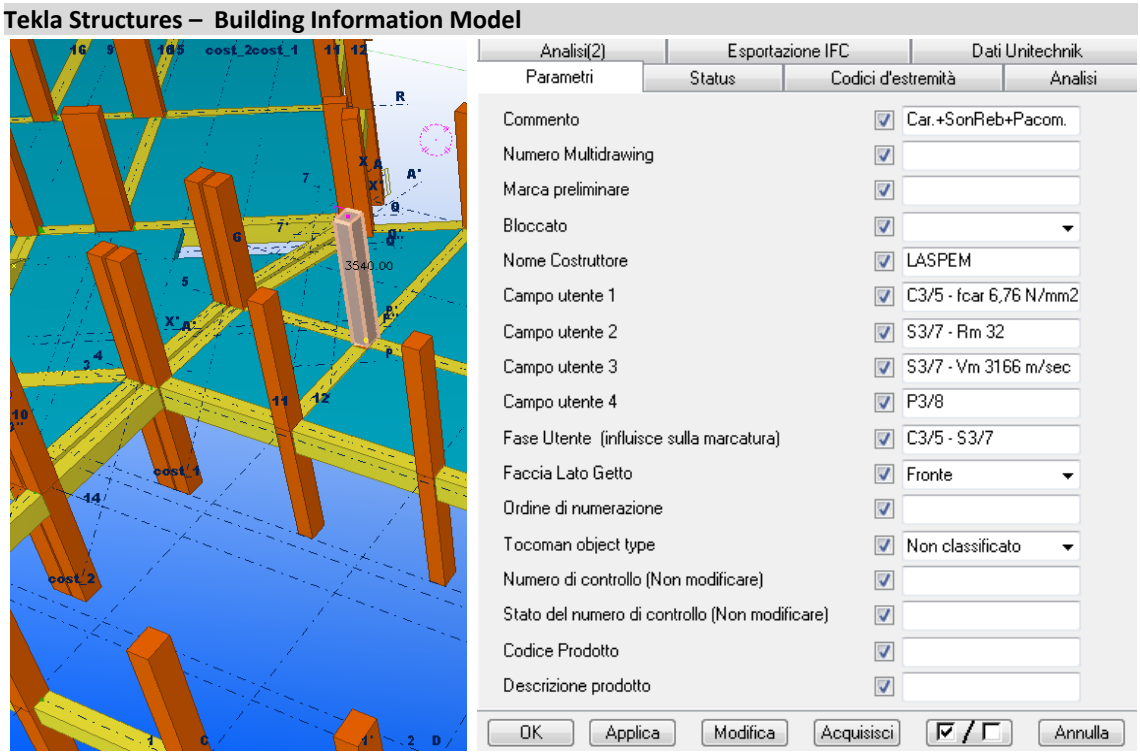


Figura 6.13 – Definizione dei risultati delle prove d’indagine sulle caratteristiche meccaniche come informazioni degli elementi

6.2.3.2 Calcestruzzo

6.2.3.2.1 Indagini eseguite

Poiché in assenza di specifiche originali di progetto, anche parziali, e di certificati di prova originali, allo scopo di raggiungere un adeguato livello di conoscenza della struttura, è stato necessario definire un adeguato piano d’indagini, distruttive e non, al fine di definire le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo costituente la struttura principale dell’edificio in esame.

Sono state, pertanto, eseguite prova di tipo:

- distruttivo
- non distruttivo

Le prime, consistenti nell’estrazione di campioni (carote) ed esecuzione di prove di compressione monoassiale fino a rottura, sono state eseguite al fine di determinare la resistenza del calcestruzzo in opera. Le seconde, di tipo sonico e sclerometriche[40], da un lato hanno consentito d’integrare le precedenti mediante opportune correlazioni[41], dall’altro di fornire indicazione in merito all’individuazione delle zone omogenee.

Il laboratorio ufficiale LASPEM, in sintesi, ha fornito i risultati sperimentali relativamente alla seguenti indagini:

[40] **UNI EN 12504-2:2001**: Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Prove non distruttive - Determinazione dell'indice sclerometrico.
UNI EN 12504-4:2005: Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici.

[41] I risultati delle prove non distruttive sono stati correlati attraverso la formulazione SonReb (Sonic + Rebound) per la valutazione della resistenza del calcestruzzo in opera.

- 17 Carotaggi
- 22 Prove sclerometriche
- 22 Prove ultra-soniche

6.2.3.2.2 Livello di conoscenza

Il livello di conoscenza è stato determinato considerando anche le prove non distruttive cosi come previsto dalla Circolare relativa all’istruzione per l’applicazione delle NTC08.[42] In particolare, si è considerata l’equivalenza, al fine della definizione del livello di conoscenza, tra una prova distruttiva e tre indagini non distruttive. In Tabella 6.1 sono riportate il numero di prove eseguite con riferimento ai singoli livelli della struttura.

Tabella 6.1 - Indagini considerate per la definizione del LC

Livello	Area	Prove eseguite		LC
quota	[m^2]	Carotaggi [n]	SonReb [n]	
+3,54	257,3	2	6	LC2
+7,08	747,7	6	6	LC2
+10,62	630,6	3	7	LC2
+14,16	736,3	4	3	LC2
+17,70	286,6	2	0	LC2

Il numero d’indagini, distruttive e non (Tabella 6.1), in rapporto alle aree dei singoli livelli permettono di dichiarare un livello di conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali pari a LC2 (Figura 6.14).

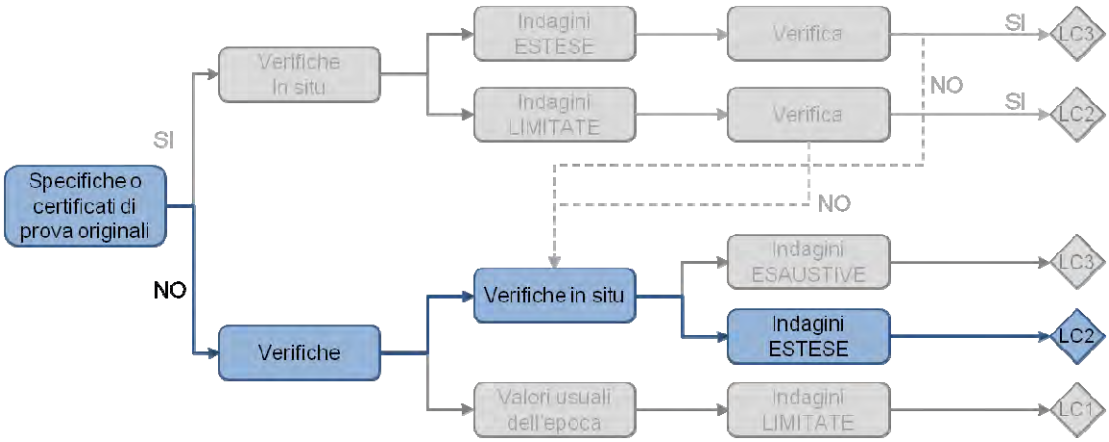


Figura 6.14 – Caratteristiche meccaniche dei materiali; LC raggiunto

6.2.3.2.3 Risultati delle indagini sperimentali

6.2.3.2.3.1 Generalità

Nei successivi paragrafi si riportano i principali risultati di tutte le indagini condotte sul calcestruzzo con il quale è stato realizzato il sistema strutturale portante della scuola media in esame.

[42] **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617.** *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”*. Note esplicative alla tabella C8A.1.3, punto (c).

6.2.3.2.3.2 Risultati delle indagini sperimentali non distruttive

6.2.3.2.3.2.1 Prove sclerometriche

In Tabella 6.2, sono riportati i risultati delle indagini sclerometriche condotte.

Con riferimento al corpo e livello di appartenenza dell’elemento strutturale indagato, sono riportati in particolare: i singoli valori degli indici di rimbalzo e la media aritmetica (Media).

Tabella 6.2 - Risultati prove sclerometriche

Quota	Corpo	ID	Elemento	Carota	Battute										Media
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3,54	A	S1/1	Pilastro	no	24	25	26	25	27	24	25	22	24	24	24,60
	A	S1/2	Pilastro	no	23	24	23	23	25	24	23	22	24	23	23,40
	A	S1/3	Pilastro	no	24	24	24	25	23	22	23	22	24	24	23,50
	A	S1/4	Pilastro	si	22	23	23	22	24	22	23	21	24	23	22,70
	A	S1/13	Pilastro	no	23	23	23	24	25	23	24	22	23	22	23,20
	A	S1/14	Pilastro	no	31	30	30	29	28	28	27	27	26	27	28,30
7,08	A	S2/5	Pilastro	no	30	29	31	32	27	29	31	28	30	28	29,50
	A	S2/6	Pilastro	si	28	28	30	29	31	32	27	31	27	31	29,40
	A	S2/15	Pilastro	no	27	30	29	30	28	27	31	28	31	30	29,10
	B	S2/16	Pilastro	no	30	29	28	31	27	31	32	30	30	28	29,60
	B	S2/17	Pilastro	no	33	31	30	33	34	30	32	32	33	31	31,90
	A	S2/18	Pilastro	no	29	30	31	30	28	31	30	31	31	30	30,10
10,62	A	S3/7	Pilastro	si	30	32	32	34	33	32	34	32	31	30	32,00
	A	S3/19	Pilastro	no	28	27	28	29	27	30	28	29	30	30	28,60
	B	S3/20	Pilastro	no	27	27	26	26	25	25	26	27	25	26	26,00
	B	S3/21	Pilastro	no	30	30	31	31	30	32	32	31	30	30	30,70
	A	S3/22	Pilastro	no	31	31	30	29	28	29	30	31	30	30	29,90
14,16	B	S4/8	Pilastro	no	31	30	32	32	33	32	31	32	32	30	31,50
	A	S4/9	Pilastro	no	34	32	33	32	31	32	34	32	30	31	32,10
	A	S4/10	Trave	no	28	29	28	27	28	28	27	29	27	29	28,00
	A	S4/11	Pilastro	no	32	31	32	31	30	32	31	32	32	30	31,30
	A	S4/12	Trave	no	29	29	28	29	27	28	29	29	30	28	28,60

Figura 6.15 - S. M. S. A. Petrarca: Preparazione della superficie ed esecuzione della prova

6.2.3.2.3.2.2 Prove ultrasoniche

In Tabella 6.3 sono riportati i risultati delle indagini con ultrasuoni con riferimento al corpo e livello di appartenenza degli elementi strutturali indagati.

Tabella 6.3 - Risultati prove a ultrasuoni

Quota	Corpo	ID	Elemento	Carota	Ultrasuoni V_m [m/sec]
3,54	A	S1/1	Pilastro	no	3014
	A	S1/2	Pilastro	no	2987
	A	S1/3	Pilastro	no	3068
	A	S1/4	Pilastro	si	3204
	A	S1/13	Pilastro	no	2974
	A	S1/14	Pilastro	no	3159
7,08	A	S2/5	Pilastro	no	3267
	A	S2/6	Pilastro	si	3240
	A	S2/15	Pilastro	no	3197
	B	S2/16	Pilastro	no	3228
	B	S2/17	Pilastro	no	3304
	A	S2/18	Pilastro	no	3237
10,62	A	S3/7	Pilastro	si	3166
	A	S3/19	Pilastro	no	3087
	A	S3/20	Pilastro	no	3143
	B	S3/21	Pilastro	no	3260
	A	S3/22	Pilastro	no	3199
	A	S4/10	Trave	no	3151
	A	S4/12	Trave	no	3229
14,16	B	S4/8	Pilastro	no	3328
	A	S4/9	Pilastro	no	3337
	A	S4/11	Pilastro	no	3291

Figura 6.16 - S. M. S. A. Petrarca: Preparazione della superficie ed esecuzione della prova

6.2.3.2.3.3 Risultati delle indagini sperimentali distruttive

6.2.3.2.3.3.1 Prove a compressione su carote estratte dalla struttura

Dagli elementi primari (travi e pilastri) sono stati estratti complessivamente 17 provini cilindrici, i quali sono stati successivamente sottoposti a prove di compressione monoassiale.

In Tabella 6.4 sono riportati, con riferimento al corpo di fabbrica ed al livello, le caratteristiche geometriche dei singoli campioni cilindrici (d: diametro, h: altezza) nonché i risultati delle indagini in termini di resistenza a compressione valutata sperimentalmente ($f_{c,car}$).

Tabella 6.4 - Risultati sperimentali Carotaggi

Quota	n°	Corpo	ID	Dimensioni			Carico Rottura	$f_{c,car.}$
				d [mm]	h [mm]	area [mm^2]	[KN]	[N/mm^2]
3,54	1	A	C1/1	93	92	6793	52,50	7,73
	2	A	C1/12	93	93	6793	64,50	9,50
7,08	3	A	C2/2	93	98	6793	94,50	13,91
	4	A	C2/3	93	92	6793	83,60	12,31
	5	B	C2/4	93	99	6793	101,20	14,90
	6	B	C2/10	93	94	6793	105,80	15,58
	7	B	C2/11	93	93	6793	104,80	15,43
	8	A	C2/13	93	93	6793	98,70	14,53
10,62	9	A	C3/5	93	96	6793	45,90	6,76
	10	B	C3/6	93	96	6793	102,30	15,06
	11	A	C3/14	93	93	6793	87,60	12,90
14,16	12	B	C4/7	93	92	6793	108,20	15,93
	13	A	C4/8	93	94	6793	67,40	9,92
	14	B	C4/9	93	94	6793	125,20	18,43
	15	B	C4/17	93	94	6793	90,40	13,31
17,70	16	B	C5/15	93	94	6793	129,00	18,99
	17	B	C5/16	93	95	6793	103,70	15,27

6.2.3.2.3.4 Definizione delle aree omogenee

Sulla base delle prove sclerometriche (Tabella 6.2) e di quelle soniche (Tabella 6.3), coerentemente con le tipiche sequenze e modalità di getto degli edifici in cemento armato, per l’edificio in esame appare ragionevole definire le aree omogenee in ragione dei piani dell’intero complesso piuttosto che dei singoli corpi di fabbrica. A tale riguardo possono quindi individuarsi, in alternativa al caso in cui si consideri l’intero sistema strutturale realizzato con un'unica miscela di calcestruzzo, due aree omogenee di calcestruzzo, la prima (A1) corrispondente al livello più basso del corpo A, la seconda (A2) relativa ai successivi livelli dell’opera (Figura 6.17 e Figura 6.18).

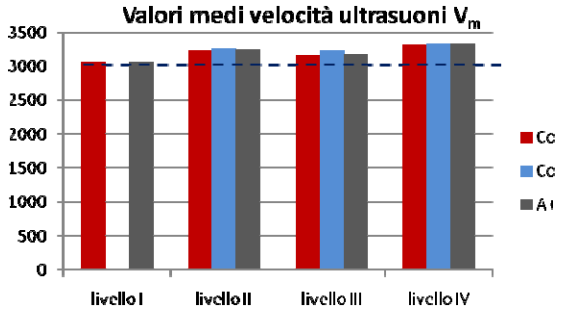


Figura 6.17 - Prove ultrasoniche, valori per livello

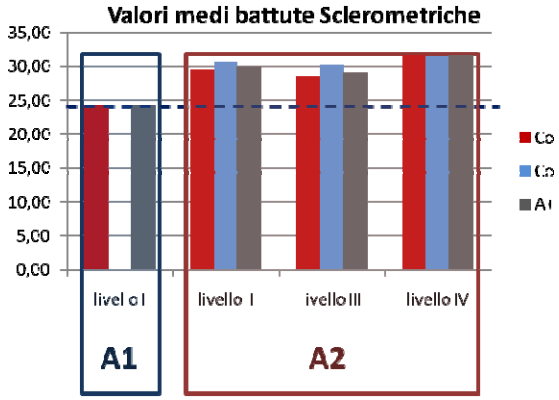


Figura 6.18 - Sclerometriche, valori e aree omogenee

6.2.3.2.3.5 Valutazione della resistenza in opera

6.2.3.2.3.5.1 Correzione dei valori sperimentali ottenuti sul calcestruzzo

In Tabella 6.5 sono quindi riportati i valori di resistenza a compressione dei provini ($f_{c,car}$) opportunamente corretti (f_c).

I valori di resistenza a compressione confermano, sostanzialmente, quanto messo in evidenza dalle prove non distruttive in termini di aree omogenee. Anche in questo caso, infatti, il piano terra del Corpo A presenta un calcestruzzo caratterizzato da una resistenza cilindrica media a compressione che si discosta da quella relativa ai piani superiori (Tabella 6.6).

Si evidenzia che il risultato dell’indagine relativo alla carota C3/5, il quale si discosta nettamente dalla resistenza media dell’area omogenea A2, è stato escluso poiché si ritiene che rifletta puramente una situazione locale. La carota estratta, infatti, è costituita da un calcestruzzo caratterizzato da una modesta componente di ghiaia[43]. Si suggerisce, in fase di progettazione esecutiva dell’intervento di adeguamento, di indagare ulteriormente lo stesso elemento strutturale.

Figura 6.19 - Preparazione della macchina carotatrice, esecuzione della prova e provini cilindrici

[43] Sulla base di quanto dichiarato dall’operatore che ha eseguito la prova di laboratorio.

Tabella 6.5 - Stima della resistenza del calcestruzzo in opera

Quota	n°	Corpo	ID	Dimensioni			Rottura	$f_{c,car.}$	$f_c = (C_{H/D}*C_{dia}*C_a*C_d)*f_{car}$				f_c
				d [mm]	h [mm]	area [mm^2]	[KN]	[N/mm^2]	$C_{H/D}$	C_{dia}	C_a	C_d	[N/mm^2]
3,54	1	A	C1/1	93	92	6793	52,50	7,73	0,80	1,01	1,00	1,20	7,45
	2	A	C1/12	93	93	6793	64,50	9,50	0,80	1,01	1,00	1,20	9,19
7,08	3	A	C2/2	93	98	6793	94,50	13,91	0,82	1,01	1,00	1,20	13,75
	4	A	C2/3	93	92	6793	83,60	12,31	0,80	1,01	1,00	1,20	11,86
	5	B	C2/4	93	99	6793	101,20	14,90	0,82	1,01	1,00	1,20	14,78
	6	B	C2/10	93	94	6793	105,80	15,58	0,80	1,01	1,00	1,20	15,14
	7	B	C2/11	93	93	6793	104,80	15,43	0,80	1,01	1,00	1,20	14,94
	8	A	C2/13	93	93	6793	98,70	14,53	0,80	1,01	1,00	1,20	14,07
10,62	9	A	C3/5	93	96	6793	45,90	6,76	0,81	1,01	1,00	1,20	6,62
	10	B	C3/6	93	96	6793	102,30	15,06	0,81	1,01	1,00	1,20	14,76
	11	A	C3/14	93	93	6793	87,60	12,90	0,80	1,01	1,00	1,20	12,48
14,16	12	B	C4/7	93	92	6793	108,20	15,93	0,80	1,01	1,00	1,20	15,35
	13	A	C4/8	93	94	6793	67,40	9,92	0,80	1,01	1,00	1,20	9,65
	14	B	C4/9	93	94	6793	125,20	18,43	0,80	1,01	1,00	1,20	17,92
	15	B	C4/17	93	94	6793	90,40	13,31	0,80	1,01	1,00	1,20	12,94
17,70	16	B	C5/15	93	94	6793	129,00	18,99	0,80	1,01	1,00	1,20	18,46
	17	B	C5/16	93	95	6793	103,70	15,27	0,81	1,01	1,00	1,20	14,90

Tabella 6.6 - Stima della resistenza del calcestruzzo in opera per aree omogenee

Area	Quota	n°	Corpo	ID	f_c	f_{cm} Livello	f_{cm}
					[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]
A1	3,54	1	A	C1/1	7,45	8,32	8,32
		2	A	C1/12	9,19		
A2	7,08	3	A	C2/2	13,75	14,09	14,3
		4	A	C2/3	11,86		
		5	B	C2/4	14,78		
		6	B	C2/10	15,14		
		7	B	C2/11	14,94		
		8	A	C2/13	14,07		
	10,62	9	A	C3/5	6,20*	13,62	
		10	B	C3/6	14,76		
		11	A	C3/14	12,48		
	14,16	12	B	C4/7	15,35	13,96	
		13	A	C4/8	9,65		
		14	B	C4/9	17,92		
		15	B	C4/17	12,94		
	17,70	16	B	C5/15	18,46	16,68	
		17	B	C5/16	14,90		

*Valore escluso

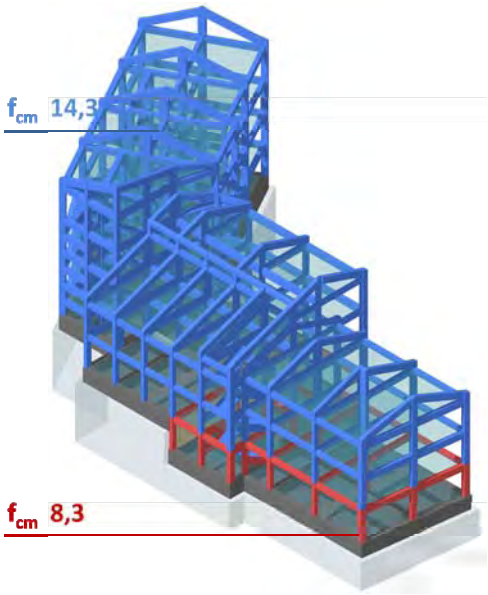


Figura 6.20 - Aree omogenee

6.2.3.2.3.6 Correlazione SonReb

Sulla base dei valori S, V e dei risultati delle prove distruttive è stato possibile, per il calcestruzzo in esame definire i seguenti valori:

- a: $7{,}99E^{-8}$;
- b: 1,72;
- c: 1,6;

i quali comportano la seguente relazione di correlazione:

$$f_c = 7{,}99E^{-8} \cdot S^{1{,}72} \cdot V^{1{,}6}$$

dove:

S = indice di rimbalzo medio;

V = velocità ultrasonica [m/sec];

Si precisa che, sulla base delle indagini sperimentali a disposizione, ed avendo escluso il risultato della carota C3/5 (Tabella 6.6), la regressione con la quale sono stati determinati i tre parametri della precedente relazione è stata effettuata sulla base di soli due punti (S, V, f_c). Una stima più accurata di tali parametri richiederebbe l’estensione delle indagini non distruttive a quegli elementi strutturali interessati da carotaggi. Ad ogni modo, i valori medi di resistenza, per aree omogenee, con i quali si sono stati effettuate le verifiche di sicurezza e determinati considerando la precedente relazione di correlazione, così come mostrato di seguito (Tabella 6.8), risultano inferiori a quelli ottenuti sulla base delle sole indagini distruttive (Tabella 6.6).

6.2.3.2.3.7 Resistenze in opera relative alle omogenee

L’espressione determinata in precedenza per correlare le misure sperimentali delle prove non distruttive alla resistenza in opera del calcestruzzo è stata utilizzata per estendere i risultati delle prove distruttive al fine di raggiungere un livello di conoscenza di tipo LC2 e determinare le resistenze medie a compressione per le aree omogenee di calcestruzzo individuate (Tabella 6.8).

Sulla base di quanto precedentemente esposto è quindi possibile definire due diverse resistenze medie a compressione (f_{cm}) per altrettante aree omogenee (Tabella 6.7):

- A1: f_{cm} = 8,3 [N/mm^2];
- A2: f_{cm} = 13,4 [N/mm^2];

queste, opportunamente ridotte, consentiranno il calcolo delle resistenze di calcolo f_{cd} per le verifiche teoriche.

Tabella 6.7 - f_{cm} per aree omogenee

Area omogenea	
A1	A2
f_{cm} [N/mm^2]	f_{cm} [N/mm^2]
8,3	13,4

Tabella 6.8 - Stima della resistenza del calcestruzzo in opera in funzione di carotaggi e PND

Area	Quota	Tipo	Corpo	ID	f_c [N/mm^2]	f_{cm} Livello [N/mm^2]	f_{cm} [N/mm^2]
A1	3,54	Carotaggio	A	C1/1	7,45	8,3	8,3
		Carotaggio	A	C1/12	9,19		
A2	7,08	Carotaggio	A	C2/2	13,75	14,1	13,4
		Carotaggio	A	C2/3	11,86		
		Carotaggio	B	C2/4	14,78		
		Carotaggio	B	C2/10	15,14		
		Carotaggio	B	C2/11	14,94		
		Carotaggio	A	C2/13	14,07		
	10,62	Carotaggio	B	C3/6	14,76	12,4	
		Carotaggio	A	C3/14	12,48		
		SonReb	A	S3/7	13,23		
		SonReb	A	S3/19	10,47		
		SonReb	A	S3/20	9,14		
		SonReb	B	S3/21	12,91		
		SonReb	A	S3/22	11,97		
		SonReb	A	S4/10	12,78		
		SonReb	A	S4/12	13,73		
	14,16	Carotaggio	B	C4/7	15,35	13,2	
		Carotaggio	A	C4/8	9,65		
		Carotaggio	B	C4/9	17,92		
		Carotaggio	B	C4/17	12,94		
		SonReb	B	S4/8	11,38		
		SonReb	A	S4/9	13,86		
		SonReb	A	S4/11	11,60		
	17,70	Carotaggio	B	C5/15	18,46	16,7	
		Carotaggio	B	C5/16	14,90		

6.2.3.3 Acciaio

La definizione delle caratteristiche meccaniche delle armature, non avendo a disposizione né le specifiche di progetto originarie né indagini sperimentali, è stata effettuata facendo riferimento alle proprietà meccaniche degli acciai comunemente in uso all’epoca di realizzazione dell’opera (Figura 6.14).

Sulla base di dati reperibili in letteratura[44] è possibile ipotizzare un acciaio di tipo Aq50, con resistenza al limite elastico f_y di 369 N/mm^2.

La resistenza di calcolo è stata determinata, quindi, facendo riferimento ad un livello di conoscenza limitato LC3 cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1,35.

[44] **X Congresso Nazionale “L’ingegneria Sismica in Italia”** - *“Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni ‘60”*. **G.M. Verderame, A. Stella, E. Cosenza**. *Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II.*

6.3 Sistema strutturale e sua caratterizzazione

6.3.1 Descrizione globale

La struttura portante dell’edificio in esame si compone di due corpi, resi autonomi per effetto di un giunto strutturale di circa 10 cm. È quindi possibile distinguere la struttura in due afferenti rispettivamente al Corpo A e al Corpo B.

6.3.1.1 Corpo A

Il Corpo A si presenta come un organismo strutturale autonomo, realizzato in cemento armato confezionato in opera, caratterizzato da un primo livello (quota solaio 0,00) parzialmente interrato ed una sovrastruttura di tre livelli con interpiano di 3,54m (Tabella 6.9).

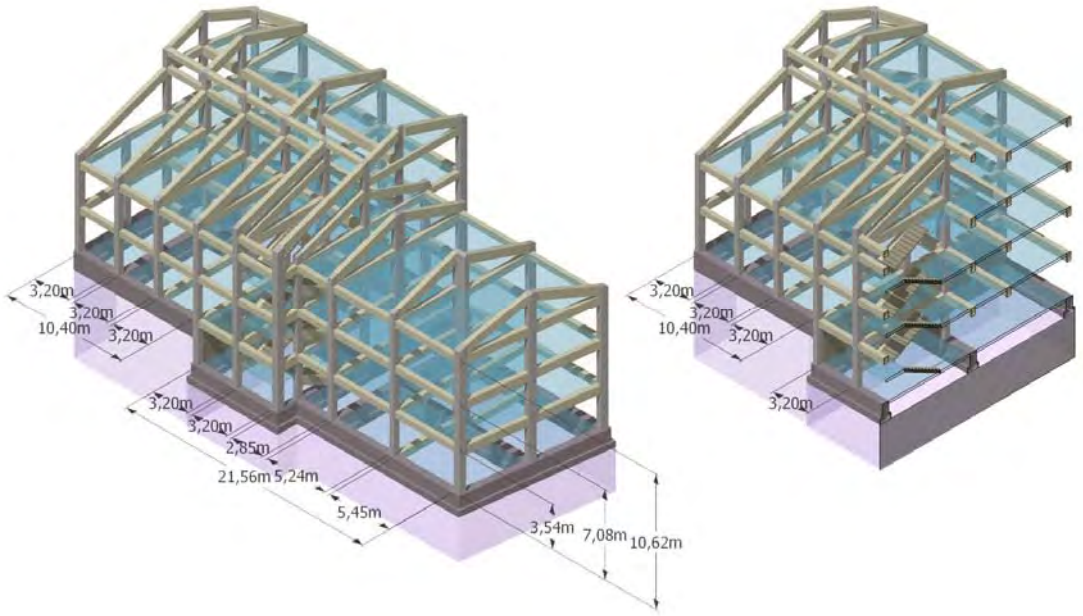


Figura 6.21 - Corpo A

Dal punto di vista della caratterizzazione tipologica la struttura può considerarsi di tipo “a telaio spaziale”, nonostante la disposizione dei telai, lo studio dei particolari tecnologici e la pratica dell’epoca, suggerisca una progettazione per soli carichi verticali.

La struttura è caratterizzata da irregolarità sia nello sviluppo planimetrico che in alzato, inoltre in corrispondenza dell’area adibita a palestra è presente una doppia altezza che si chiude con un solaio portato da travi estradossate.

Il sottosistema portante verticale si compone di 107 pilastri, con sezioni che variano tra un minimo di 50x40cm ad un massimo di 110x50cm.

Il sottosistema portante orizzontale è composto da 164 travi principali, con sezioni comprese tra 60x20cm e 70x40cm e solai latero-cementizi gettati in opera e realizzati in due diverse modalità tecniche. Le scale sono realizzate con struttura a sbalzo rispetto travi a ginocchio.

Il sottosistema portante di fondazione è costituito da un graticcio di travi rettangolari

di dimensione 130x60cm direttamente appoggiate ad un massetto in calcestruzzo con inerti a grana grossa dello spessore di 30cm.

Dalla campagna di indagine sulle caratteristiche meccaniche (Cap.6.2.3) è emerso che il calcestruzzo con minore resistenza a compressione è quello rilevato in corrispondenza del piano parzialmente interrato.

Tabella 6.9 - Livelli del Corpo A

Livello	Area
quota	[m^2]
+ 0,00	257,30
+ 3,54	435,05
+ 7,08	329,35
+ 10,62	435,05

6.3.1.2 Corpo B

Il Corpo B (Tabella 6.10) si presenta come un organismo strutturale autonomo, realizzato in cemento armato confezionato in opera, caratterizzato da un primo livello (quota solaio +3,54) parzialmente interrato ed una sovrastruttura di quattro livelli con interpiano di 3,54m.

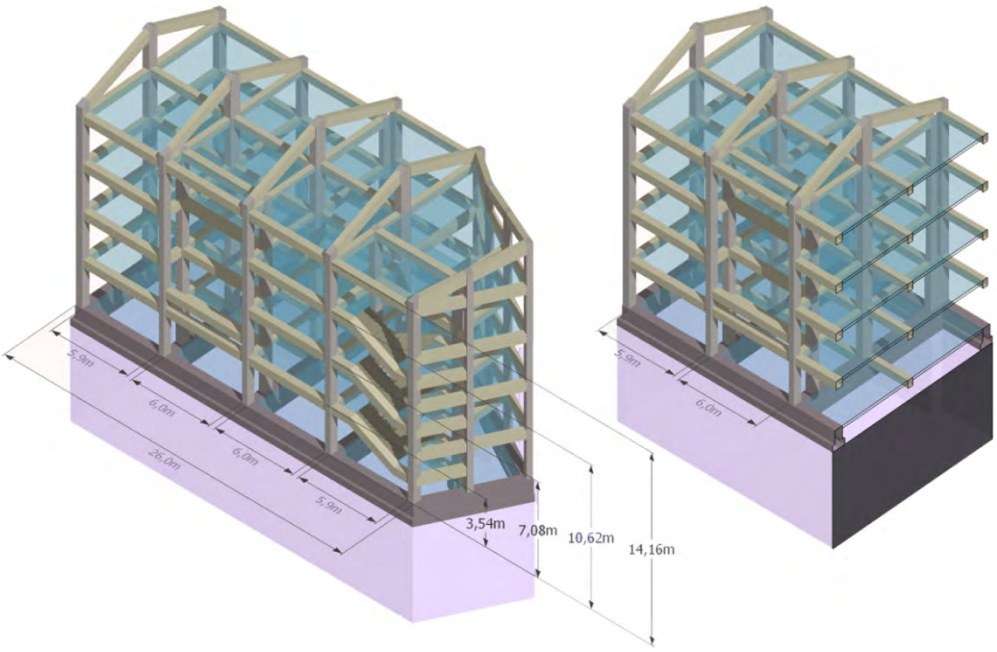


Figura 6.22 - Corpo B

Dal punto di vista della caratterizzazione tipologica la struttura può considerarsi di tipo “a telaio spaziale”, nonostante la disposizione dei telai, lo studio dei particolari tecnologici e la pratica dell’epoca, suggerisca una progettazione per soli carichi verticali.

A differenza del Corpo A la struttura presenta maggiori caratteristiche di regolarità sia nello sviluppo planimetrico che in alzato.

Il sottosistema portante verticale si compone di 107 pilastri, con sezioni che variano tra un minimo di 50x40cm ad un massimo di 110x50cm.

Il sottosistema portante orizzontale è composto da 164 travi principali, con sezioni comprese tra 60x20cm e 70x40cm e solai latero - cementizi gettati in opera e realizzati in due diverse modalità tecniche. Le scale sono realizzate con struttura a sbalzo rispetto travi a ginocchio.

Il sottosistema portante di fondazione è costituito da un graticcio di travi rettangolari di dimensione 130x60cm direttamente appoggiate ad un massetto in calcestruzzo con inerti a grana grossa dello spessore di 30cm.

Dalla campagna di indagine sulle caratteristiche meccaniche è emerso che il calcestruzzo del Corpo B è afferibile ad un'unica area omogenea.

Tabella 6.10 - Livelli Corpo B

Livello	Area
quota	[m^2]
+ 7,08	312,60
+ 10,62	301,20
+14,16	301,20
+ 17,70	286,61

6.4 Modellazione strutturale

6.4.1 Generalità

Allo scopo di valutare la risposta del sistema strutturale si è scelto di definire il comportamento fisico - matematico della struttura mediante il metodo degli elementi finiti (F.E.M.). Con riferimento al sistema strutturale oggetto di studio la modellazione e successiva analisi è stata eseguita mediante il programma MidasGen[45] il quale implementa il metodo agli elementi finiti (F.E.M.). I dati per la definizione del modello geometrico (sezioni e modello di comportamento degli elementi) sono stati generati attraverso l’importazione, tramite estensione IFC2x3, delle informazioni del modello sviluppato in ambiente B.I.M. con il software Tekla Structures.

Ovviamente, l’affidabilità dei risultati di uno studio di valutazione della sicurezza strutturale, oltre che dal codice di calcolo, è fortemente influenzata dalla qualità del modello strutturale adottato. Per tale motivo, nei paragrafi successivi si riporterà una descrizione dettagliata di tale modello a partire dai suoi componenti principali (modello geometrico, meccanico e delle azioni).

[45] MidasGen 2010 prodotto dalla MIDAS Information Technology Co., Ltd.

6.4.2 Modello geometrico

6.4.2.1 Elementi

Per il Corpo A elementi strutturali primari sono stati modellati con 407 elementi elastici monodimensionali di tipo beam mutuamente connessi in corrispondenza di 194 nodi.

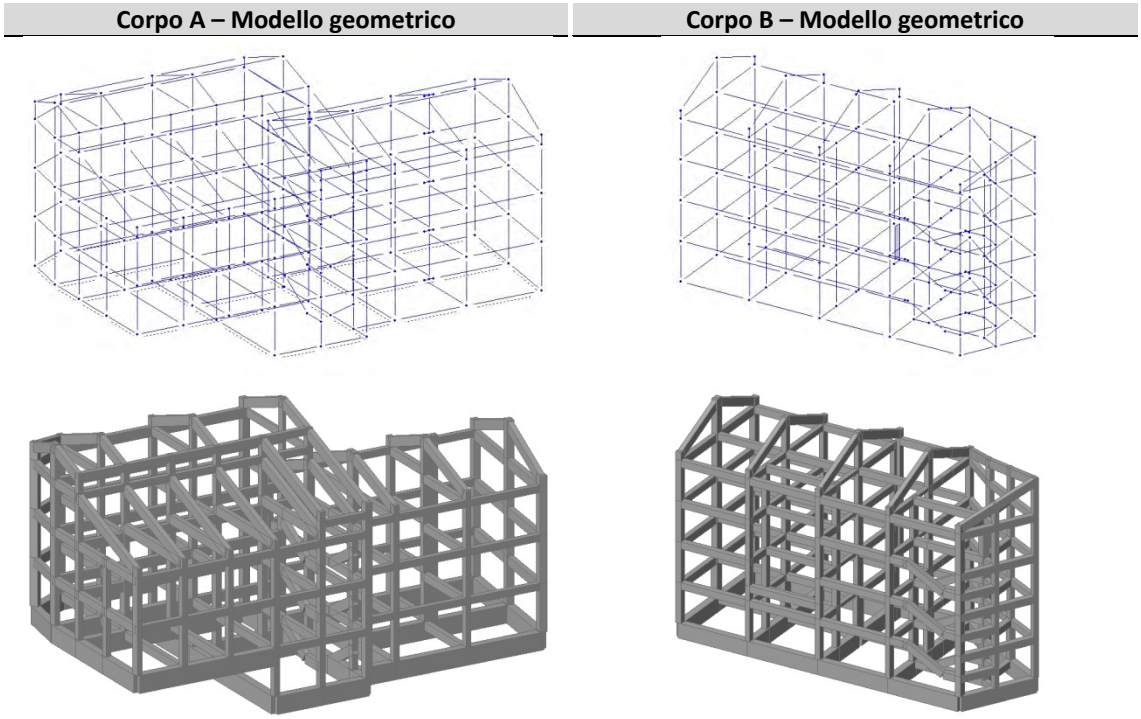


Figura 6.23 – Modello geometrico; elementi nei modelli visualizzati senza e con sezione associata

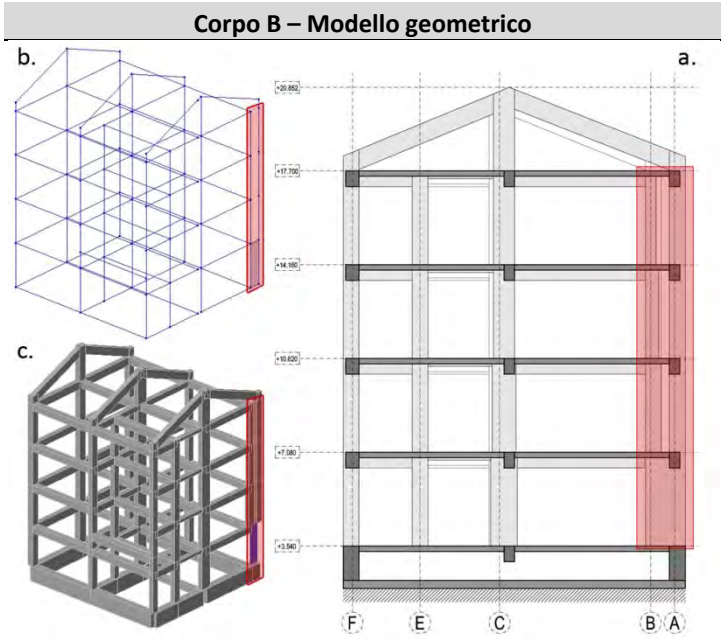


Figura 6.24 - a. allineamento R; b. modello geometrico; c. modello geometrico e sezioni degli elementi

Per il Corpo B il modello della struttura è composto da 174 Nodi e 357 elementi finiti monodimensionali di tipo *beam* associati a 18 Sezioni, utilizzati per la modellazione di Travi e Pilastri.

Il setto in calcestruzzo armato rilevato in corrispondenza del filo 3 è stato modellato attraverso un elemento bidimensionale di tipo *wall*, definito dalla superficie d’asse dell’elemento e dal relativo spessore (Figura 6.24).

Dal rilievo è emerso che il setto non ha continuità nei piani superiori, dove sono

invece presenti due pilastri, definiti nel modello come elementi di tipo *beam*. La definizione nel modello di un elemento bidimensionale è così maggiormente rappresentativa del reale comportamento strutturale delle parti portanti.

6.4.2.2 Vincoli

Gli elementi *beam* sono stati collegati attraverso condizioni vincolari di continuità. Dove necessario, condizioni di non contiguità tra gli estremi degli assi di riferimento degli elementi sono state modellate attraverso condizioni di vincolo specifiche (bracetti rigidi).

I solai sono stati supposti infinitamente rigidi nel proprio piano. Il comportamento per azioni orizzontali è stato modellato vincolando tutti i nodi appartenenti allo stesso piano al centro di massa del medesimo. Analogamente, la rigidezza dei solai di copertura è stata modellata attraverso vincoli agli spostamenti a rigidezza infinita, dei nodi appartenenti allo stesso piano. L’interazione fondazione terreno è stata modellata mediante il modello elastico di Winkler (Figura 6.26) portando in conto l’effetto di redistribuzione esercitato dal magrone, il quale trasferisce le azioni all’interfaccia fondazioni-terreno su una superficie maggiore di quella relativa alla sola geometria delle travi di fondazioni (Figura 6.26). In conformità alla relazione geologica-geotecnica, è stata adottata una costante di sottofondo pari a k = 25500 kN/m^3.

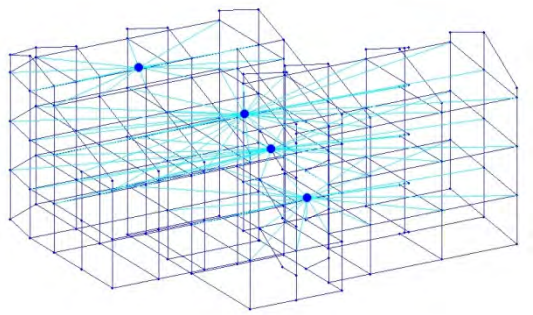
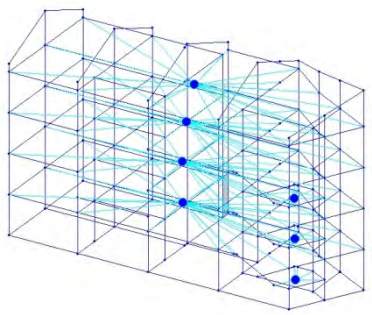
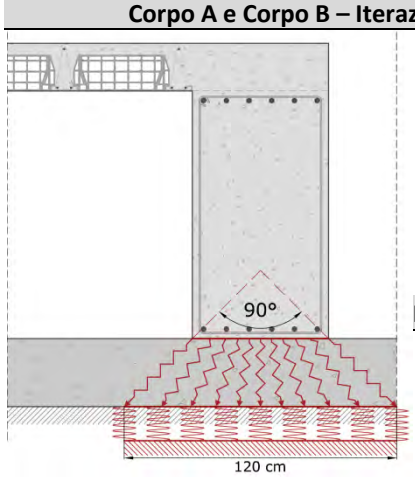
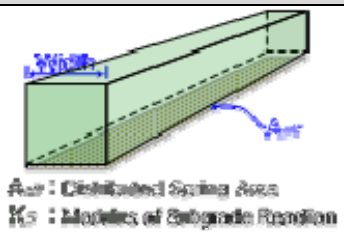
Corpo A – Modello geometrico	Corpo B – Modello geometrico
	

Figura 6.25 – Modello geometrico; vincoli rappresentativi della condizione di rigidezza infinita dei solai nei confronti di azioni orizzontali, in evidenza i centri di massa dei solai

Corpo A e Corpo B – Iterazione fondazione-terreno





Parametri di definizione del modello:

- Width: 1.20 m
- K_s: 25500 kN/m^3

Figura 6.26 - Modello di Winkler

6.4.3 Modello meccanico

6.4.3.1 Calcestruzzo

In Tabella 6.11 sono riportate le resistenze di calcolo, in riferimento alle due aree omogenee individuate, definite in funzione dei risultati delle indagini sulle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera, in base a quanto precedentemente descritto sulla definizione del modello meccanico (cfr. par. 3.2.3.2).

Tabella 6.11 – Calcestruzzo; caratteristiche meccaniche di calcolo

Area	Resistenza media	Meccanismi duttili	Meccanismi fragili	Modulo di elasticità
-	f_{cm}	f_{cd}	f_{cd}	E_{cm}
-	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]
A1	8,30	6,92	4,61	20804
A2	13,40	11,17	7,44	24019

6.4.3.2 Acciaio

In base a quanto precedentemente descritto sulla definizione del modello meccanico (cfr. par. 3.2.3.3), in Tabella 6.12 è riportata la resistenze di calcolo per l’acciaio definita in funzione dei dati sulle caratteristiche meccaniche degli acciai per armature in uso all’epoca di realizzazione dell’opera.

Tabella 6.12 - Acciaio; caratteristiche meccaniche di calcolo

Resistenza media	Meccanismi duttili	Meccanismi fragili
f_{Ym}	f_{Yd}	f_{Yd}
[N/mm^2]	[N/mm^2]	[N/mm^2]
369	273,7	237,7

6.4.4 Il modello delle azioni

6.4.4.1 Azioni permanenti (G_k)

6.4.4.1.1 Membrature del sistema strutturale

Il codice di calcolo utilizzato valuta automaticamente i pesi propri degli elementi strutturali (condizione di carico $G_{1(SW)}$), sulla base delle caratteristiche geometriche degli elementi (aree per elementi monodimensionali e spessori per elementi bidimensionali) e del peso specifico del materiale da costruzione. In particolare con riferimento al cemento armato si è assunto un peso e quindi una massa per unità di volume pari a:

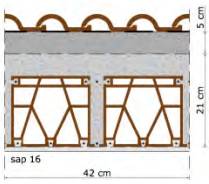
$$\gamma = 25{,}00\ \frac{kN}{m^3}$$

Tali valori portano forfettariamente in conto la presenza dell'armatura metallica assumendo, ai fini della modellazione dei pesi strutturali, un incidenza costante (pari a circa 1 kN/m^3) in tutte le membrature.

6.4.4.1.2 Solai

Le azioni dei solai sono state modellate mediante la definizione di carichi di superficie (kN/m^2) trasferiti automaticamente dal codice di calcolo agli elementi trave come azioni di carico lineare (kN/m), coerentemente alle orditure rilevate in campagna d’indagine. Di seguito sono riportate le analisi dei carichi per i singoli tipi di solaio al fine di definirne il peso per unità di superficie (Tabella 6.13, Tabella 6.14, Tabella 6.15).

Tabella 6.13 - Valutazione del carico, solaio di copertura

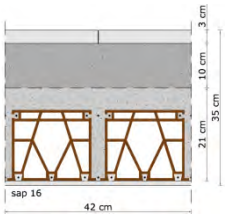


			Solaio copertura - tipo SAP 16 Analisi carichi permanenti							
			Interasse	Dimensioni				P unità	Peso	Carico
			i	b	h	s	A	γ	γ x A/i	
			[m]	[m]	[m]	[m]	[m2]	[KN/m^3]	[KN/m^2]	[KN/m^2]
portato	Lat. di copertura		0,42	-	-	-	-	-	0,70	4,78
	Guaina		0,42	-	-	-	-	-	0,01	
	Massetto		0,42	-	-	0,05	-	24,00	1,20	
	G_2								1,91	
portante	Soletta		0,42	-	-	0, 05	-	24,00	1,20	
	Travetto	2	0,42	0,03	0,16	-	0,0048	25,00	0,57	
	Laterizio SAP16	2	0,42	0,18	0,16	-	0,0288	8,00	1,10	
	G_1								2,87	

Tabella 6.14 - Valutazione del carico, solaio interpiano Corpo A

			Solaio interpiano – Corpo A Analisi carichi permanenti							
			Interasse	Dimensioni				P unità	Peso	Carico
			i	b	h	s	A	γ	γ x A/i	
			[m]	[m]	[m]	[m]	[m^2]	[KN/m^3]	[KN/m^2]	[KN/m^2]
portato	Pavimento		1,00	-	-	-	-	-	0,30	5,81
	Massetto		1,00	-	-	0,10	-	24,00	2,40	
	Intonaco		1,00	-	-	0,01	-	20,00	0,20	
	G_2								2,90	
portante	Soletta		1,00	-	-	0,05	0,04	24,00	1,01	
	Travetto	2	1,00	0,08	0,21	-	0,0168	25,00	0,84	
	Laterizio SAP16	2	1,00			-	0,0665	8,00	1,06	
	G_1								2,91	

Tabella 6.15 - Valutazione del carico, solaio interpiano Corpo B

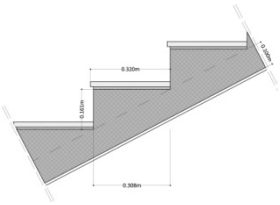


			Solaio interpiano – Corpo B - tipo SAP 16 Analisi carichi permanenti							
			Interasse	Dimensioni				P unità	Peso	Carico
			i	b	h	s	A	γ	γ x A/i	
			[m]	[m]	[m]	[m]	[m^2]	[KN/m^3]	[KN/m^2]	[KN/m^2]
portato	Pavimento		0,42	-	-	-	-	-	0,30	5,77
	Massetto		0,42	-	-	0,10	-	24,00	2,40	
	Intonaco		0,42	-	-	0,01	-	20,00	0,20	
	G_2								2,90	
portante	Soletta		0,42	-	-	0,05	-	24,00	1,20	
	Travetto	2	0,42	0,03	0,16	-	0,005	25,00	0,57	
	Laterizio SAP16	2	0,42	0,18	0,16	-	0,029	8,00	1,10	
	G_1								2,87	

6.4.4.1.3 Scale

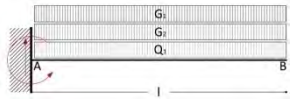
Le scale, a sbalzo su trave a ginocchio, sono state modellate come mensole incastrate, caricate dalle azioni permanenti, dovute al peso proprio degli elementi strutturali, e delle azioni variabili dovute all’affollamento (Tabella 6.16). Le reazioni del vincolo d’incastro del modello a mensola (Tabella 6.17) sono state quindi applicate agli elementi beam con i quali si sono modellate le travi a ginocchio.

Tabella 6.16 - Analisi dei carichi



			Gradino a sbalzo in c.a. Analisi dei carichi permanenti								
			Interasse	Dimensioni				P unità	Peso	P su 1m	Carico
			i	b	h	s	A	γ	γ x A	n*P	
			[m]	[m]	[m]	[m]	[m^2]	[KN/m^3]	[KN/m]	[KN/m]	[KN/m]
portato	Pedata in marmo	3	1,00	0,32	0,02	-	0,01	27,00	0,173	0,518	5,37
	Malta	3	1,00	0,308		0,01	0,003	24,00	0,074	0,222	
	Intonaco		1,00			0,01	0,01	20,00	0,200	0,200	
	G_2									0,94	
portante	Gradino	3,00	1,00	-	-	-	0,059	25,00	1,48	4,425	
	G_1									4,43	

Tabella 6.17 - Modello a mensola



		Modello scala - Trave incastrata							
		l_{scala}	b_{trave}	$b_{trave}/2$	$l=l_s+b_t/2$	$M_{y(A)}$ $-ql^2/2$	$F_{z(A)}$ ql	Carico su trave M_x	F_z
	[KN/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[KN*m]	[KN]	[KN*m/m]	[KN/m]
G_1	4,43	1,20	0,40	0,20	1,40	-4,34	6,2	-4,34	-6,20
G_2	0,94	1,20	0,40	0,20	1,40	-0,92	1,3	-0,92	-1,32

6.4.4.1.4 Elementi di partizione esterna

L’azione delle partizioni esterne è stata definita mediante carichi lineari (kN/m) agenti in corrispondenza degli elementi trave corrispondenti alle travi di bordo dell’edificio. In funzione del rapporto di area vuota su area piena sono state considerate percentuali di vuoto del 30% e del 10%. Si è assunto un peso e quindi una massa per unità di volume pari a:

$$\gamma = 11{,}00\ \frac{kN}{m^3}$$

I corrispondono carichi per unità di lunghezza sono riportati in Tabella 6.18.

Tabella 6.18 – Carichi kN/m per effetto degli elementi di partizione esterna

peso unità	spessore	interpiano	parete	vuoto	peso lineare
γ	s	i	h_{parete}	-	-
[KN/m^3]	[m]	[m]	[m]	%	[KN/m]
11,00	0,38	3,54	2,54	30	**8,31**
11,00	0,38	3,54	2,54	10	**10,68**
11,00	0,38	3,54	2,54	0	**11,87**

6.4.4.2 Azioni variabili di esercizio (Q_k)

Per i carichi di esercizio agenti sui solai di calpestio e sulle scale si è fatto riferimento al Cap 3.1.4 delle NTC08, da cui risulta:

	Categoria	Carico
Solai	C1	Q_k = 3.0 [kN/m^2]
Scale	C1	Q_k = 4.0 [kN/m^2]

6.4.4.3 Azioni variabili da neve (Q_{Nk})

Le azioni dovute al carico da neve sono state valutate sulla base delle medie della provincia de L’Aquila e di Isernia, essendo i valori riferiti alla prima poco significative per le condizioni della struttura in esame.

L’azione dovuta all’accumulo del manto nevoso sulla copertura è stata determinata, sulla base di quanto specificato dalle NTC08, applicando al carico neve caratteristico al

suolo inerente il sito interessato dalla costruzione il coefficiente di forma μ della copertura, il coefficiente di esposizione C_E ed il coefficiente termico C_t:

$$q_s = \mu \cdot q_{s,k} \cdot C_E \cdot C_t$$

Si è determinato, quindi, il carico neve come riportato in Tabella 6.19:

Tabella 6.19 – Carico da neve

Analisi carichi variabili						
Provincia	Zona	Altit. a_s>200m	Coeff. 0°≤α≤30°	Carico q_{sk}	Falda q_{sk}*μ	Carico media
		[m]	μ	[KN/m2]	[KN/m2]	[KN/m^2]
(AQ)	III	800,00	0,80	1,92	1,54	**2,05**
(IS)	II	800,00	0,80	3,20	2,56	

6.4.4.4 Azioni variabili sismiche (Q_E)

6.4.4.4.1 Definizione dell’azione di progetto

La modellazione delle azioni è consistita nella definizione del modello inerziale ovvero nella valutazione dell’entità e della distribuzione delle masse strutturali eccitate dall’azione sismica. Le masse sismiche legate agli elementi strutturali sono state modellate seguendo un approccio “lumped mass”, secondo cui in ogni nodo, in modo automatico, il codice di calcolo condensa masse transazionali degli elementi che vi convergono. Lo stesso approccio è stato utilizzato per la modellazione inerziale degli impalcati, per i quali, in ogni nodo vengono localizzate le masse, valutate per area d’influenza. La procedura di lamping in alternativa ad una consistent (masse traslazionali e rotazionali) consente di generare matrici delle masse diagonali riducendo notevolmente l’onere computazionale nel caso di analisi dinamiche modali. Ovviamente la correttezza di tale approccio, ovvero la possibilità di trascurare masse rotazionali, è legata ad una corretta distribuzione delle masse a livello di piano che occorre condensare in tutti i nodi dell’impalcato. Come accennato in precedenza, la rigidezza nel piano dell’impalcato è stata modellata vincolando i nodi appartenente al medesimo piano al centro di massa del piano stesso.

Le masse sono ottenute dai carichi gravitazionali associati, secondo la combinazione:

$$W_i = G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j}\, Q_{kj}$$ [46]

dove:

G_1 e G_2 = azioni gravitazionali permanenti portanti e non;

Q_{kj} = azioni gravitazionali variabili;

[46] **D.M. 14 gennaio 2008.** “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”. 2008. 3.2.4 - COMBINAZIONE DELL’AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI – (3.2.17)

Ψ_{2j} = coefficiente di combinazione[47].

Occorre infine osservare che l'azione sismica è stata modellata assumendo che il terremoto agisca in modo indipendente secondo due direzioni ortogonali preferenziali (X ed Y del riferimento globale). E' stato inoltre trascurato il sisma verticale, ritenendolo ininfluente ai fini della sicurezza strutturale delle strutture oggetto della presente relazione.

Le NTC08 sanciscono, al par. 3.2, il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si stabiliscono in relazione alla pericolosità del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di tipo A e del corrispondente spettro di risposta elastico $S_e(T)$.

Come risultato di uno studio condotto in collaborazione tra il Dipartimento della Protezione Civile e l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), i parametri per la modellazione dell'azione sismica sono distribuiti in modo uniforme sul territorio nazionale. Quest'ultimo è infatti schematizzato attraverso una griglia regolare, con passo di circa 5 km, che definisce il reticolo di riferimento, i cui nodi sono identificati mediante le corrispondenti coordinate geografiche.

La pericolosità sismica è quindi associata all'accelerazione massima che ha una certa probabilità PVR di essere superata in un periodo di riferimento VR. Secondo le NTC08, VR è dato dal prodotto dalla vita nominale della costruzione (V_N) e del coefficiente d'uso (C_U). La vita nominale VN (o vita di progetto) è intesa come il numero di anni durante i quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo per il quale è stata progettata. Il valore del coefficiente d'uso CU porta invece in conto "l'importanza" della struttura e dipende quindi dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite. V_R quindi può essere valutato come:

$$V_R = V_N \times C_U$$ [48]

dove:

V_R = periodo di riferimento;

V_N = vita nominale;[49]

C_U = coefficiente d'uso;[50]

In relazione alla struttura in esame sono stati adottati:

- V_N = 50 anni
- C_U = 1,5 (classe III)
- V_R = 75 anni

Si noti che la coppia {VR; PVR}, che identifica l'accelerazione massima di riferimento per le azioni, può essere sintetizzare in un unico parametro, definito periodo di ritorno

[47] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. 2.5.5- COMBINAZIONE DELLE AZIONI – Tab. 2.5.I – *"Valori dei coefficienti di combinazione"*.
[48] **D.M. 14 gennaio 2008**. *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*. 2008. Eq. 2.4.1
[49] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. Tab. 2.4.I
[50] **D.M. 14 gennaio 2008.** "*Norme Tecniche per le Costruzioni*". 2008. Tab. 2.4.II

TR. Esso ha un preciso significato probabilistico e deriva dalla modellazione dell’occorrenza delle intensità dei terremoti come processi stocastici poissoniani con selezione casuale. Il periodo di ritorno rappresenta quindi l’intervallo di tempo che mediamente intercorre tra due eventi che producono una PGA maggiore di quella considerata. Il legame tra probabilità di superamento e periodo di ritorno è dato dalla nota espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{ln(1 - P_{V_R})}$$

Assegnata la probabilità di superamento per ogni stato limite e definito il periodo di riferimento dell’azione (ad es. per edifici scolastici: costruzioni di tipo 2 e classe d’uso III, VR=75) si riporta nella tabella seguente (Tabella 6.20) il periodo di ritorno associato.

Tabella 6.20 - Periodi di ritorno, T_R in funzione di P_{VR}

SLE		SLU	
SLO	SLD	SLV	SLC
P_{VR} 81%	P_{VR} 63%	P_{VR} 10%	P_{VR} 5%
[anni]	[anni]	[anni]	[anni]
45	75	712	1462

Per ciascun sito, quindi, il periodo di ritorno T_R identifica univocamente il valore dell’accelerazione massima attesa.

Per definire lo spettro elastico in accelerazione (cfr par. 3.2.3.2 delle NTC08), oltre ad ag, sono necessari altri due parametri: F0, cioè il valore del rapporto tra il massimo dello spettro e ag per quel sito (amplificazione spettrale) e T∗C che rappresenta il periodo finale del ramo piatto dello spettro.

L’Allegato B alle NTC fornisce i valori di a_g, F_o e T_C * per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per i più significativi periodi di ritorno (Tabella 6.21).

Tabella 6.21 - Parametri a_g, F_0, T_C*, per SL

Stato Limite	T_R	a_g	F_0	T_c*
	[anni]	[g]	-	[s]
SLO	45	0,096	2,342	0,282
SLD	75	0,123	2,322	0,294
SLV	712	0,305	2,334	0,360
SLC	1462	0,388	2,380	0,376

La definizione dello spettro di risposta richiede inoltre di fissare alcuni coefficienti di microzonazione per tenere in conto eventuali alterazioni del segnale dovute a condizioni locali del sottosuolo nonché alla morfologia della superficie. In particolare,

occorre definire la categoria topografica, cui è associato il parametro di amplificazione S_T, e la categoria di suolo, cui corrisponde il coefficiente di amplificazione stratigrafico S_S definito anche in funzione di F_o e $T*C$.

In Tabella 6.22 si riportano i parametri di pericolosità sismica del sito in esame valutati con riferimento ad un periodo di riferimento dell’azione V_R = 75anni (edificio scolastico).

Tabella 6.22 - Parametri per V_R = 75 anni

Parametro	SLV	
a_g	0,305	[g]
F_0	2,334	
S	1,273	
T_B	0,177	[s]
T_C	0,530	[s]
T_D	2,821	[s]

In particolare l’accelerazione di picco al suolo con probabilità di superamento del 10% su 75 anni è pari $a_{g,10\%}$ = 0.305g.

Definita la categoria topografica (T1) e la categoria di suolo (C), è possibile definire lo spettro di risposta in termini di accelerazione da utilizzare per la modellazione dell’azione sismica per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

In accordo a quanto stabilito dalla norma (cfr. par. C8.7.2.4 della Circolare n.617/2009) lo spettro di progetto si ottiene da quello elastico riducendone le ordinate spettrali mediante il fattore di struttura q, il cui valore è scelto nell’intervallo 1.5÷3 sulla base della regolarità strutturale nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi ed i meccanismi resistenti vengono distinti in “duttili” e “fragili”[51].

Per l’opera in esame, al fine di valutare il grado di sicurezza di elementi/meccanismi “duttili”, la sollecitazione indotta dall’azione sismica è stata ridotta per q = 2,4, considerando un fattore di struttura atteso q_0 = 3 ridotto per effetto della non regolarità in alzato della struttura.

Per gli elementi/meccanismi "fragili", invece, la sollecitazione indotta dall'azione sismica è stata ridotta per q = 1,5.[52]

I parametri di definizione degli spettri di progetto, relativi ai meccanismi duttili e fragili, corrispondenti allo Stato Limite di Salvaguardia della vita sono riportati in Tabella 6.23.

Inoltre nel caso si esegua un analisi lineare, valendo il principio di sovrapposizione degli effetti, è possibile analizzare separatamente la struttura secondo le tre direzioni

[51] **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617.** *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”*. C8.7.2.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato.

[52] **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617.** *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni”*. C8.7.2.4 Metodi di analisi e criteri di verifica – Analisi statica lineare con fattore q.

mutuamente ortogonali (X, Y, Z) del riferimento globale, adottando lo spettro di progetto definito in.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) sono combinati successivamente attraverso la seguente regola (detta del 30%):

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z \qquad \text{(sisma secondo X)}$$

$$0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z \qquad \text{(sisma secondo Y)}$$

dove:

E_x, E_y ed E_z[53] sono gli effetti (risposta del sistema) valutati con riferimento alla sola azione sismica agente rispettivamente secondo X, Y, e Z.

[53] La componente verticale agente secondo (Z) dovrà essere presa in considerazione solo in presenza (cfr par. 7.2.1 delle NTC08) di impalcati con luci superiori ai 20m, mensole con luci maggiori di 4m, strutture spingenti etc.

Tabella 6.23 - Spettro di risposta inelastico SLV per meccanismi Duttili e Fragili

Elementi/meccanismi Duttili		
Parametro	SLV	
a_g	0,305	[g]
F_0	2,334	
T_C *	0,360	[s]
S_S	1,273	
C_U	1,471	
S_T	1,000	
q	2,400	
S	1,273	
η	0,417	
T_B	0,177	[s]
T_C	0,530	[s]
T_D	2,821	[s]

Elementi/meccanismi Fragili		
Parametro	SLV	
a_g	0,305	[g]
F_0	2,334	
T_C *	0,360	[s]
S_S	1,273	
C_U	1,471	
S_T	1,000	
q	1,500	
S	1,273	
η	0,833	
T_B	0,177	[s]
T_C	0,530	[s]
T_D	2,821	[s]

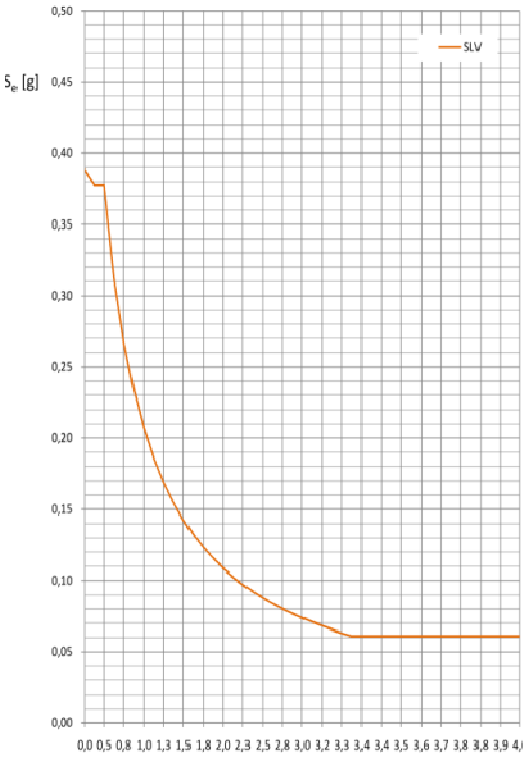


Figura 6.27 - Spettro di risposta di progetto SLV, Meccanismi Duttili

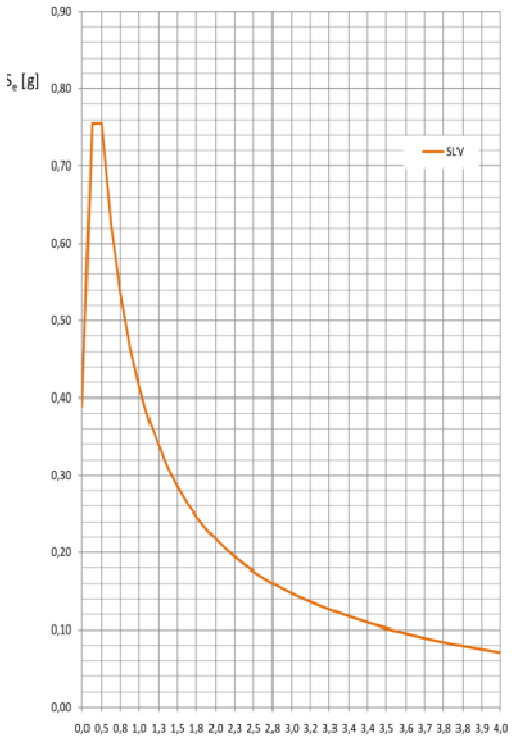


Figura 6.28- Spettro di risposta di progetto SLV, Meccanismi Fragili

6.4.4.5 Combinazione delle azioni

Ai fini della verifica agli Stati Limite sono state considerate le seguenti combinazioni di carico per azioni gravitazionali.

- SLU – Combinazione fondamentale
- SLE – Combinazione frequente
- SLE – Combinazione quasi permanente

Considerando quindi le variabili di applicazione della azione sismica e delle relative combinazioni sono stati valutati 64 casi di carico per stato limite di controllo sismico.

L’azione di carico sismica è stata valutata separatamente per meccanismi/elementi duttili e fragili, considerando spettri di risposta inelastici riferiti ai relativi fattori di

struttura q.

LOAD COMBINATIONS										
n	LC	Type	G_1	G_2	Q_1	Q_N	E_x	E_y	E_x(ecc)	E_y(ecc)
Combinazioni di carico allo SLU										
1	cLCB1	Strength/Stress	1,3	1,5	1,5					
2	cLCB2	Strength/Stress	1,3	1,5	1,5	1,05				
3	cLCB3	Strength/Stress	1,3	1,5	1,05	1,5				
Combinazioni di carico SISMICO per singolo stato limite di controllo										
4	cLCB4	Strength/Stress	1	1	0,6		1	0,3	1	0,3
5	cLCB5	Strength/Stress	1	1	0,6		1	0,3	-1	-0,3
6	cLCB6	Strength/Stress	1	1	0,6		1	-0,3	1	-0,3
7	cLCB7	Strength/Stress	1	1	0,6		1	-0,3	-1	0,3
8	cLCB8	Strength/Stress	1	1	0,6		0,3	1	0,3	1
9	cLCB9	Strength/Stress	1	1	0,6		0,3	1	-0,3	-1
10	cLCB10	Strength/Stress	1	1	0,6		-0,3	1	-0,3	1
11	cLCB11	Strength/Stress	1	1	0,6		-0,3	1	0,3	-1
12	cLCB12	Strength/Stress	1	1	0,6		1	0,3	1	-0,3
13	cLCB13	Strength/Stress	1	1	0,6		1	0,3	-1	0,3
14	cLCB14	Strength/Stress	1	1	0,6		1	-0,3	1	0,3
15	cLCB15	Strength/Stress	1	1	0,6		1	-0,3	-1	-0,3
16	cLCB16	Strength/Stress	1	1	0,6		0,3	1	-0,3	1
17	cLCB17	Strength/Stress	1	1	0,6		0,3	1	0,3	-1
18	cLCB18	Strength/Stress	1	1	0,6		-0,3	1	0,3	1
19	cLCB19	Strength/Stress	1	1	0,6		-0,3	1	-0,3	-1
20	cLCB20	Strength/Stress	1	1	0,6		-1	-0,3	-1	-0,3
21	cLCB21	Strength/Stress	1	1	0,6		-1	-0,3	1	0,3
22	cLCB22	Strength/Stress	1	1	0,6		-1	0,3	-1	0,3
23	cLCB23	Strength/Stress	1	1	0,6		-1	0,3	1	-0,3
24	cLCB24	Strength/Stress	1	1	0,6		-0,3	-1	-0,3	-1
25	cLCB25	Strength/Stress	1	1	0,6		-0,3	-1	0,3	1
26	cLCB26	Strength/Stress	1	1	0,6		0,3	-1	0,3	-1
27	cLCB27	Strength/Stress	1	1	0,6		0,3	-1	-0,3	1
28	cLCB28	Strength/Stress	1	1	0,6		-1	-0,3	-1	0,3
29	cLCB29	Strength/Stress	1	1	0,6		-1	-0,3	1	-0,3
30	cLCB30	Strength/Stress	1	1	0,6		-1	0,3	-1	-0,3
31	cLCB31	Strength/Stress	1	1	0,6		-1	0,3	1	0,3
32	cLCB32	Strength/Stress	1	1	0,6		-0,3	-1	0,3	-1
33	cLCB33	Strength/Stress	1	1	0,6		-0,3	-1	-0,3	1
34	cLCB34	Strength/Stress	1	1	0,6		0,3	-1	-0,3	-1
35	cLCB35	Strength/Stress	1	1	0,6		0,3	-1	0,3	1
36	cLCB36	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	1	0,3	1	0,3
37	cLCB37	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	1	0,3	-1	-0,3
38	cLCB38	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	1	-0,3	1	-0,3
39	cLCB39	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	1	-0,3	-1	0,3
40	cLCB40	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	0,3	1	0,3	1

41	cLCB41	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	0,3	1	-0,3	-1
42	cLCB42	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-0,3	1	-0,3	1
43	cLCB43	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-0,3	1	0,3	-1
44	cLCB44	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	1	0,3	1	-0,3
45	cLCB45	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	1	0,3	-1	0,3
46	cLCB46	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	1	-0,3	1	0,3
47	cLCB47	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	1	-0,3	-1	-0,3
48	cLCB48	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	0,3	1	-0,3	1
49	cLCB49	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	0,3	1	0,3	-1
50	cLCB50	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-0,3	1	0,3	1
51	cLCB51	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-0,3	1	-0,3	-1
52	cLCB52	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-1	-0,3	-1	-0,3
53	cLCB53	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-1	-0,3	1	0,3
54	cLCB54	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-1	0,3	-1	0,3
55	cLCB55	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-1	0,3	1	-0,3
56	cLCB56	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-0,3	-1	-0,3	-1
57	cLCB57	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-0,3	-1	0,3	1
58	cLCB58	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	0,3	-1	0,3	-1
59	cLCB59	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	0,3	-1	-0,3	1
60	cLCB60	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-1	-0,3	-1	0,3
61	cLCB61	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-1	-0,3	1	-0,3
62	cLCB62	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-1	0,3	-1	-0,3
63	cLCB63	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-1	0,3	1	0,3
64	cLCB64	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-0,3	-1	0,3	-1
65	cLCB65	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	-0,3	-1	-0,3	1
66	cLCB66	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	0,3	-1	-0,3	-1
67	cLCB67	Strength/Stress	1	1	0,6	0,2	0,3	-1	0,3	1
Combinazioni di carico allo SLE										
68	cLCB68	Serviceability	1	1	1,0					
69	cLCB69	Serviceability	1	1	1,0	0,7				
70	cLCB70	Serviceability	1	1	0,7	1,0				
71	cLCB71	Serviceability	1	1	0,7					
72	cLCB72	Serviceability	1	1	0,7	0,2				
73	cLCB73	Serviceability	1	1	0,6	0,5				
74	cLCB74	Serviceability	1	1	0,6					
75	cLCB75	Serviceability	1	1	0,6	0,2				

6.4.4.6 Metodologia d’analisi: Statica e Dinamica

Il modello fisico-matematico definito nei precedenti paragrafi consente di eseguire l'analisi globale. Questa può essere considerata come il processo attraverso il quale viene ricercata, mediante opportuni algoritmi, la risposta complessiva del sistema struttura in termini di sollecitazioni e spostamenti.

Come già indicato in precedenza, l’analisi strutturale è eseguita con il metodo agli elementi finiti formulato in termini di spostamento.

Tale metodologia è utilizzata per implementare:

- Analisi lineari statiche per azioni gravitazionali: *casi di carico non sismici*
- Analisi lineari dinamiche con spettro di risposta: *casi di carico sismici*

Con riferimento all’analisi statica, assemblata la matrice delle rigidezze nel sistema di riferimento globale, la soluzione del problema è stata ottenuta risolvendo un sistema lineare di equazioni algebriche non omogeneo in cui le incognite sono rappresentate dagli spostamenti nodali (vettore degli spostamenti nodali) ed i termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati e/o trasferiti a livello nodale (vettore delle forze nodali).

Gli effetti delle azioni di natura sismica sono stati valutati mediante un’analisi dinamica condotta con il metodo dell’analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione. Tale metodologia consiste in primo luogo nel ricercare i modi di vibrazione della struttura, ovvero nell’analisi nel dominio delle frequenze del sistema strutturale a più gradi di libertà dinamici soggetto ad oscillazioni libere in assenza di smorzamento.

Ricercati i modi di vibrare e le relative frequenze, per completare l’analisi dinamica in oggetto si è proceduto con l’analisi spettrale considerando tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero complessivo di modi la cui massa attivata sia superiore all’85% della massa totale del sistema. Per quanto concerne lo smorzamento strutturale, tale parametro è stato assunto costante per ciascun modo e comunque portato in conto direttamente nella definizione dello spettro di risposta.

6.5 Analisi strutturale globale

6.5.1 Corpo A

6.5.1.1 Risposta per azioni gravitazionali

6.5.1.1.1 Risposta allo SLU

La risposta allo Stato Limite Ultimo del sistema strutturale è fornita dallo stato di sforzo presente in ciascun elemento strutturale, ovvero dalle caratteristiche generalizzate della sollecitazione conseguenti alla teoria strutturale alla base di ciascun elemento finito (sollecitazioni per elementi monodimensionali, sollecitazioni per unità di lunghezza per elementi bidimensionali D3, tensioni per elementi solidi). Di seguito si riportano gli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione in termini di sforzo normale (N_{Ed} in kN), momento flettente (M_{Ed} in kNm), taglio (V_{Ed} in kN) relativamente alla combinazione di carico di tipo statica cLCB2. Le sollecitazioni flettenti e taglianti sono rappresentate attraverso le singole componenti cartesiane definite rispetto al sistema di riferimento locale ovvero da F_x, M_y e F_z .

Le sollecitazioni maggiori si registrano in corrispondenza del sottosistema portante di fondazione con momenti sollecitanti positivi massimi pari a 1402 kNm in corrispondenza delle travi di fondazione appartenenti all’ultimo telaio del piano parzialmente interrato. Particolarmente elevati (1306 kNm) risultano inoltre i momenti flettenti che interessano le travi di fondazione in corrispondenza della colonna con sezione maggiore appartenente al secondo telaio della zona interrata. Le sollecitazioni

flettenti negative raggiungono valori di 707 kNm.

Per ciò che attiene il sottosistema portante verticale, le sollecitazioni di momento flettente positive raggiungono valori massimi di 205 kNm, mentre quelle negative di 409 kNm.

Le azioni interne di sforzo normale relative alle colonne raggingono un valore massimo di 1684 kN relativamente alle membrature del piano seminterrato.

Le sollecitazioni di taglio maggiori sono quelle che interessano ancora una volta il sistema di fondazione con un valore massimo pari a 957kN.

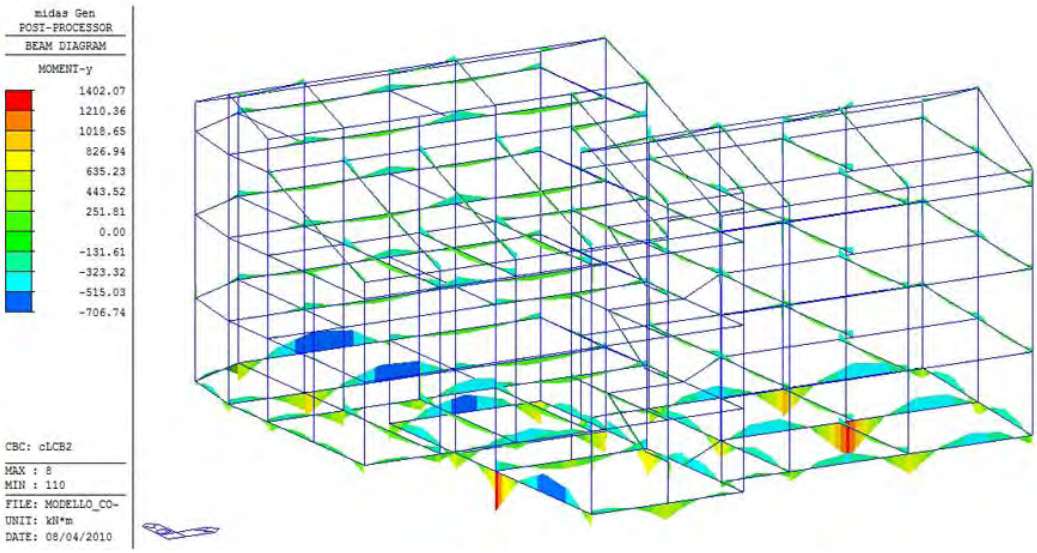


Figura 6.29 - My - Sistema portante principale - cLCB2

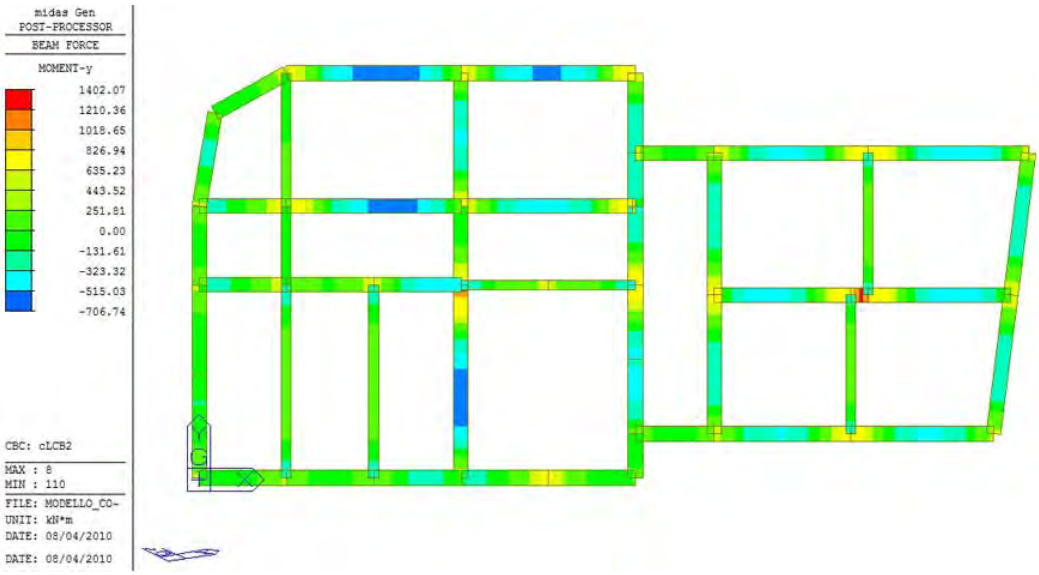


Figura 6.30 - My - Sottosistema portante di fondazione – cLCB2

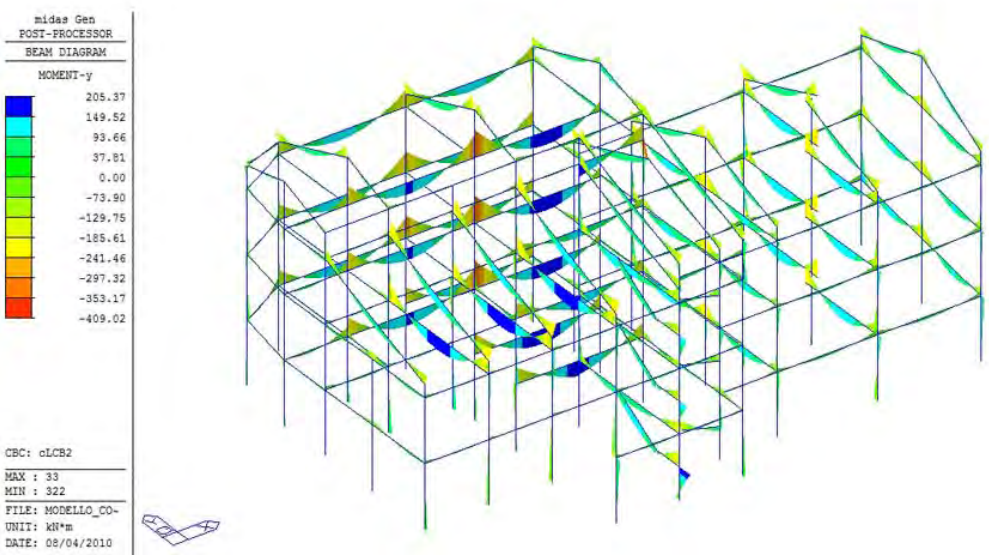


Figura 6.31 - My - Sottosistema portante verticale – cLCB2

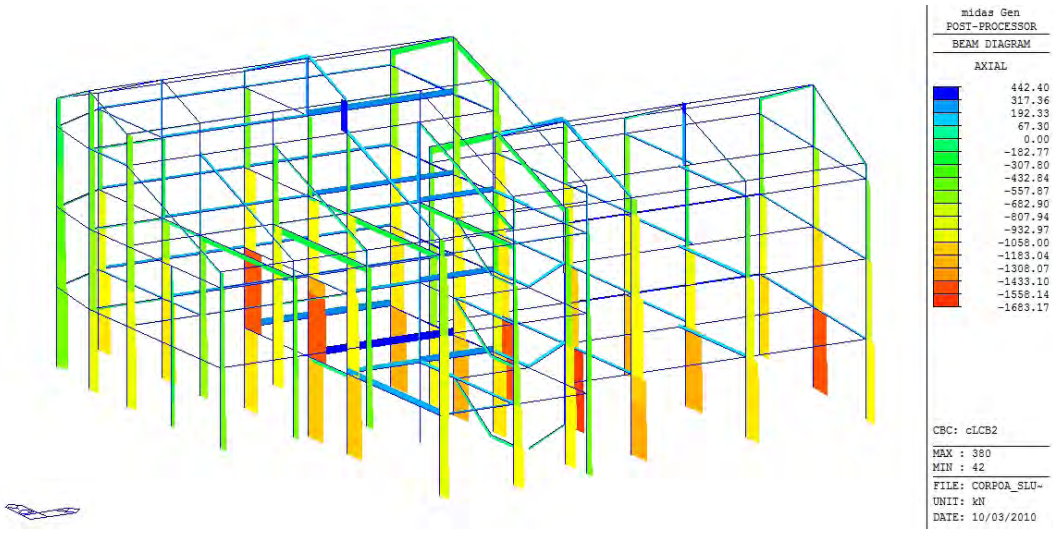


Figura 6.32 - Fx- Sistema strutturale principale – cLCB2

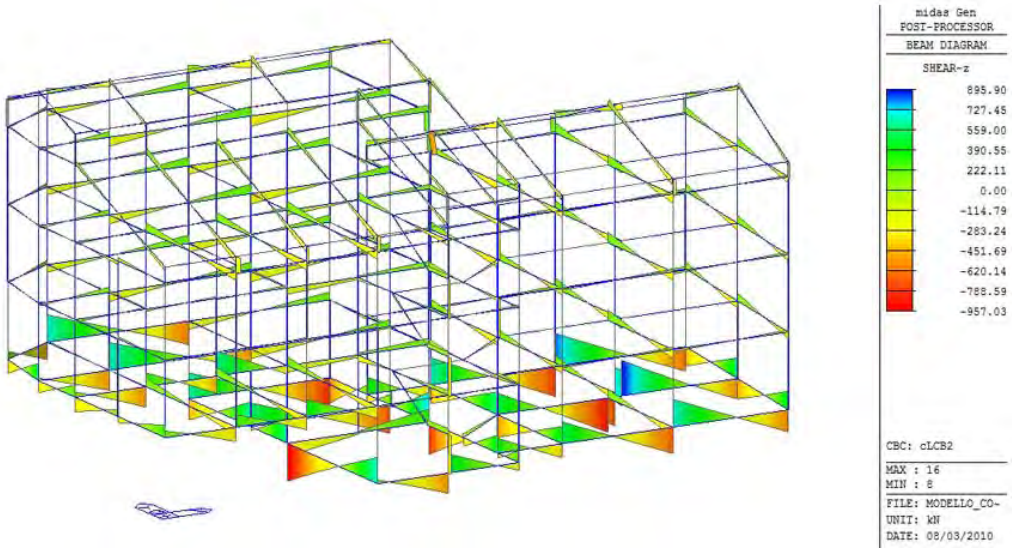


Figura 6.33 - Fz- Sistema strutturale principale – cLCB2

6.5.1.1.2 Risposta allo SLE

Si riporta di seguito la risposta del sistema strutturale, in termini di spostamento [mm], relativa alla combinazione di carico cLCB69, significativa al fini del controllo dello SLE.

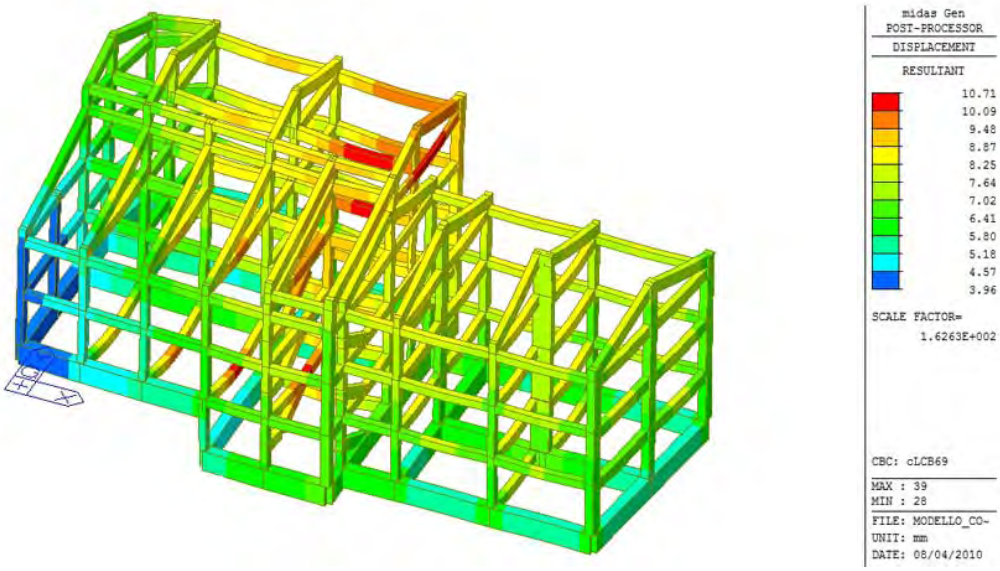


Figura 6.34 - Spostamenti – cLCB69

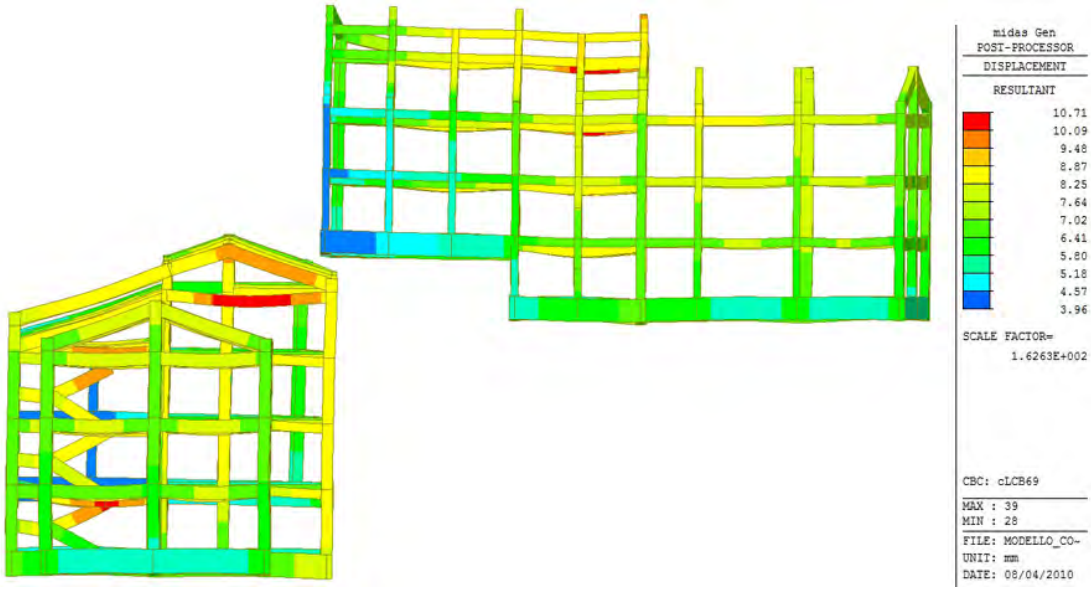


Figura 6.35 - Spostamenti – cLCB69

6.5.1.2 Risposta per azioni sismiche

6.5.1.2.1 Risultati dell’analisi modale

In Tabella 6.24 si richiamano i principali risultati dell’analisi modale relativi al Corpo A evidenziando, oltre il periodo di vibrare dei singoli modi, la massa che ognuno di essi eccita lungo le due direzioni ortogonali X e Y ed intorno a Z.

In Figura 6.36, Figura 6.37, Figura 6.38, si riportano, inoltre, le prime tre forme modali con i relativi periodi.

Tabella 6.24 – Risultati dell’analisi modale

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode	Period	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
n°	(sec)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)
1	0,546	43,98	43,98	26,41	26,41	0,00	0,00	6,47	6,47	13,54	13,54	1,16	1,16
2	0,523	25,61	69,59	53,60	80,02	0,00	0,00	13,65	20,12	8,13	21,68	6,06	7,22
3	0,425	2,52	72,11	3,01	83,02	0,00	0,00	1,55	21,67	0,99	22,66	71,84	79,06
4	0,145	0,69	72,81	8,74	91,76	0,00	0,00	4,47	26,14	0,40	23,06	0,02	79,08
5	0,129	6,33	79,13	1,58	93,35	0,00	0,00	0,41	26,55	4,50	27,56	0,17	79,25
6	0,099	0,35	79,48	2,13	95,47	0,00	0,00	0,47	27,02	0,02	27,58	9,32	88,57
7	0,091	0,14	79,62	0,10	95,58	0,00	0,00	0,91	27,93	2,45	30,04	0,20	88,77
8	0,083	0,00	79,63	1,19	96,77	0,00	0,00	1,30	29,23	0,49	30,53	0,14	88,91
9	0,080	0,00	79,63	0,06	96,82	0,00	0,00	0,18	29,41	0,01	30,55	0,08	88,99
10	0,077	0,23	79,86	0,06	96,88	0,00	0,00	0,02	29,42	0,17	30,72	0,06	89,05
11	0,071	0,04	79,90	0,02	96,90	0,00	0,00	0,00	29,43	0,01	30,73	1,41	90,46
12	0,069	0,52	80,42	0,00	96,90	0,00	0,00	0,02	29,44	0,00	30,74	2,82	93,28
13	0,065	0,04	80,46	0,07	96,97	0,00	0,00	0,03	29,48	0,07	30,81	0,76	94,04
14	0,058	0,03	80,49	0,01	96,97	0,00	0,00	10,95	40,42	1,45	32,26	0,03	94,07
15	0,055	7,21	87,70	0,00	96,97	0,00	0,00	0,04	40,46	0,36	32,62	0,46	94,53
16	0,055	0,29	87,98	0,01	96,98	0,00	0,00	0,10	40,56	0,00	32,62	0,08	94,61
17	0,053	5,23	93,21	0,00	96,98	0,00	0,00	0,00	40,56	0,03	32,64	0,27	94,88
18	0,05	1,95	95,17	0,00	96,98	0,00	0,00	0,00	40,56	0,04	32,69	0,14	95,02
19	0,049	1,92	97,09	0,00	96,98	0,00	0,00	0,01	40,57	0,03	32,72	0,21	95,22
20	0,043	0,00	97,09	0,00	96,98	0,00	0,00	2,44	43,01	8,01	40,72	0,00	95,22

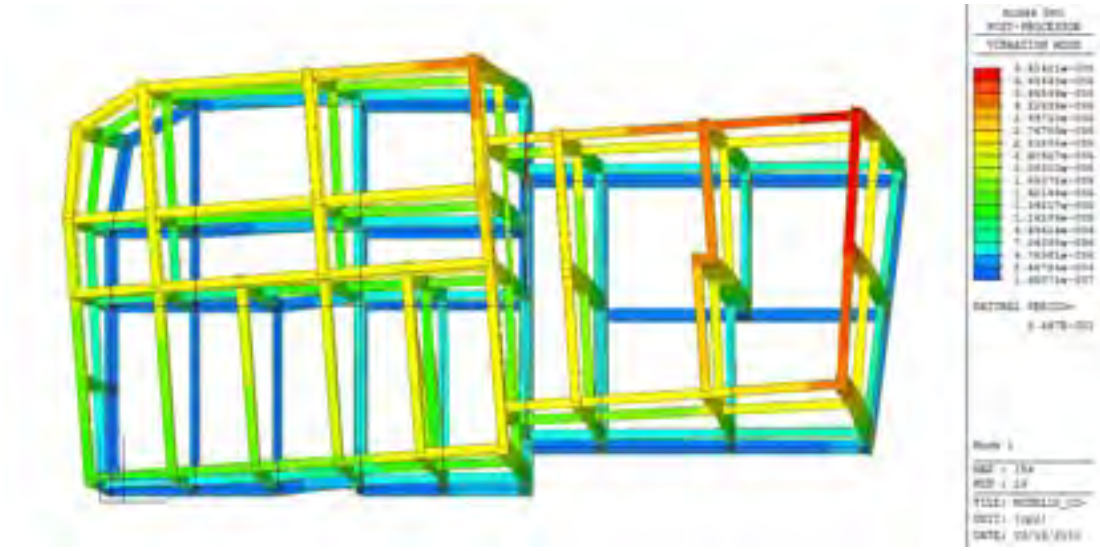


Figura 6.36 - Primo modo di vibrare

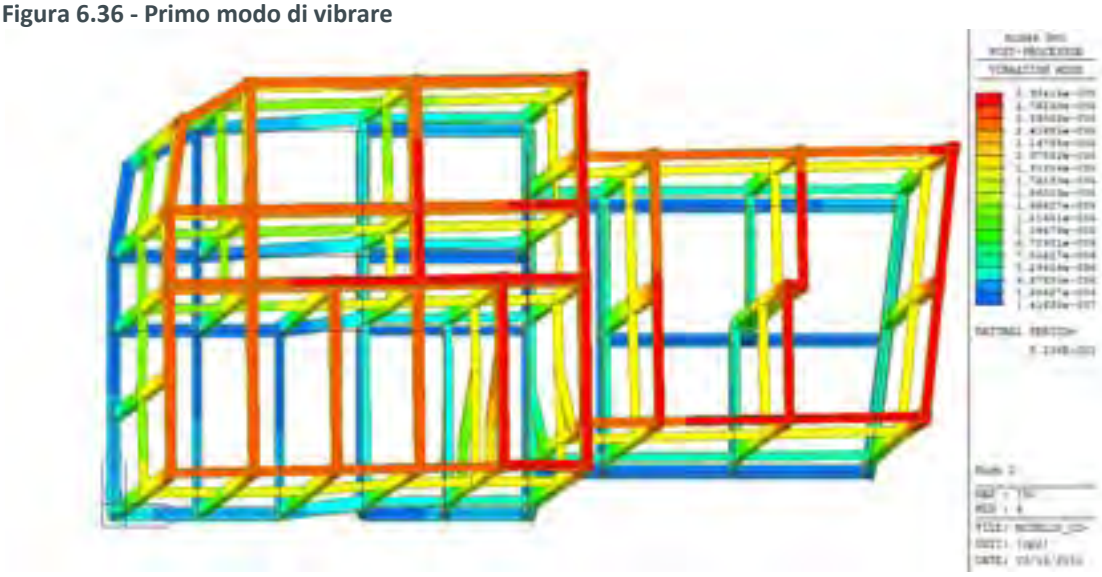


Figura 6.37 - Secondo modo di vibrare

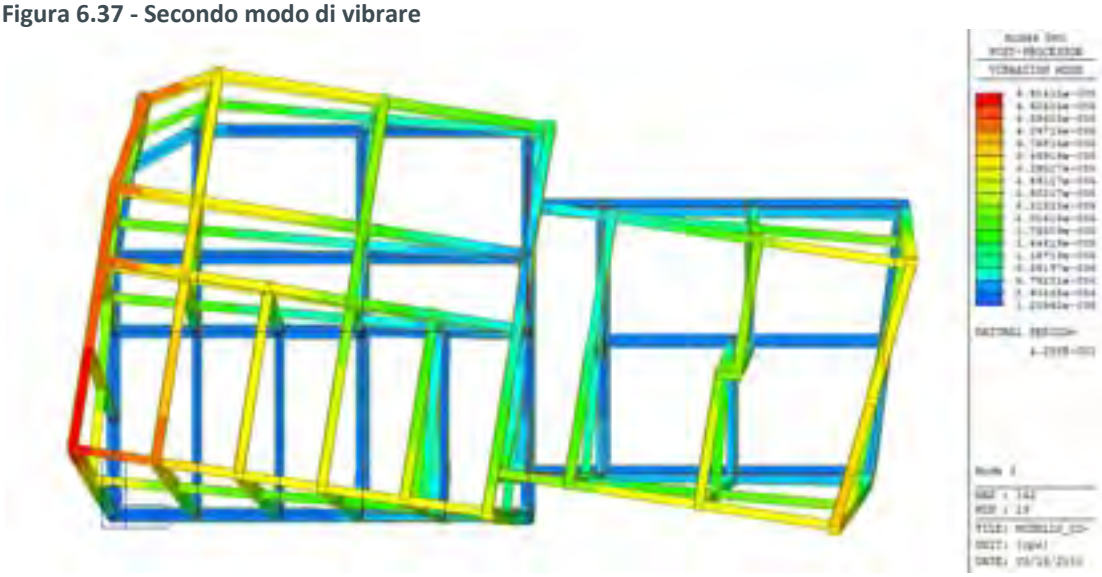


Figura 6.38 - Terzo modo di vibrare

6.5.1.2.2 Risposta allo SLV

Si riporta di seguito la risposta del sistema strutturale per la combinazione di carico cLCB37, relativa al controllo dello SLV, la quale prevede quale direzione d’ingresso del sisma quella lungo X.

Particolarmente sollecitati per azioni flettenti risultano i pilastri centrali del secondo telaio che, i quali essendo caratterizzati da elevata rigidezza, tendono ad assorbire buona parte delle azioni orizzontali, provocando azioni flettenti M_z pari ad un valore massimo di 1550 kNm (Figura 6.39) ed azioni di taglio F_y massime di 1138 kN (Figura 6.40).

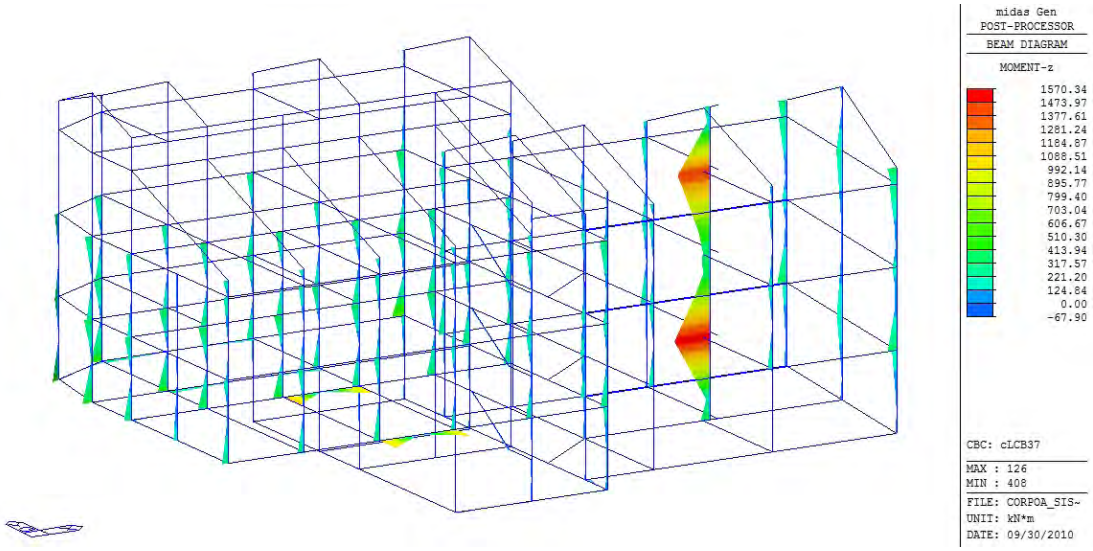


Figura 6.39 - cLCB37, SLV, sollecitazioni M_z

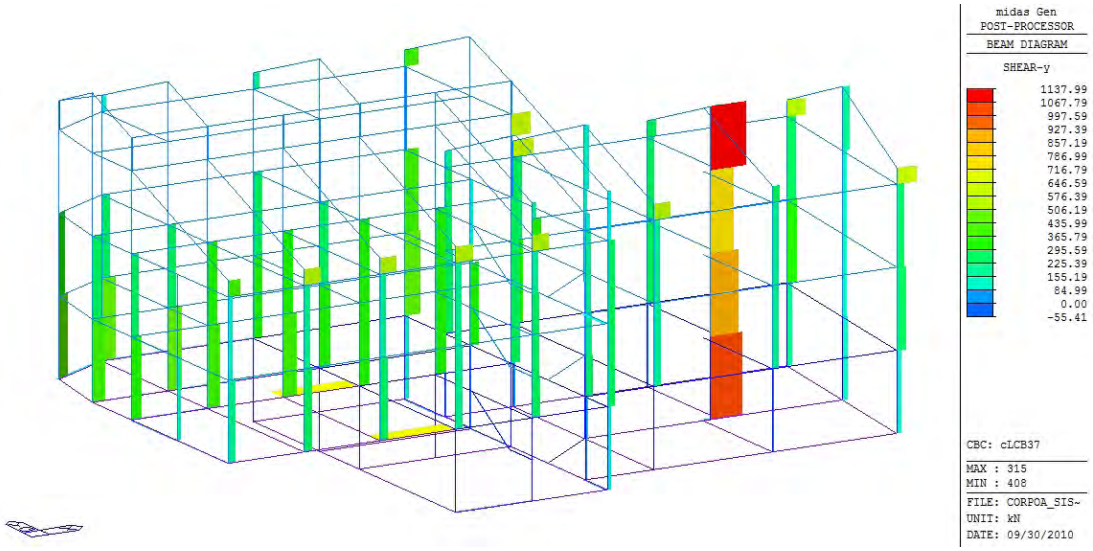


Figura 6.40 - cLCB37, SLV, sollecitazioni F_y

6.5.1.2.3 Risposta allo SLD

In Figura 6.41 si riporta la risposta del sistema strutturale, in termini di spostamento, per effetto di una delle combinazioni di carico utilizzate per il controllo dello SLD.

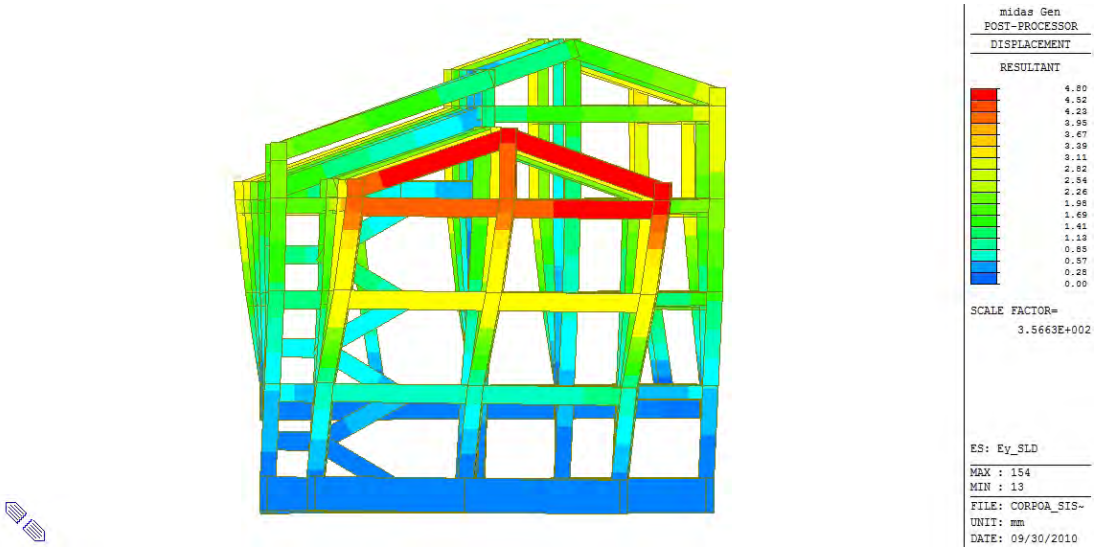


Figura 6.41 - SLD, Spostamenti orizzontali [mm]

6.5.1.2.4 Risposta allo SLO

Analogamente allo SLD, in Figura 6.42 si riporta la risposta del sistema strutturale, in termini di spostamento, per effetto di una delle combinazioni di carico utilizzate per il controllo dello SLO.

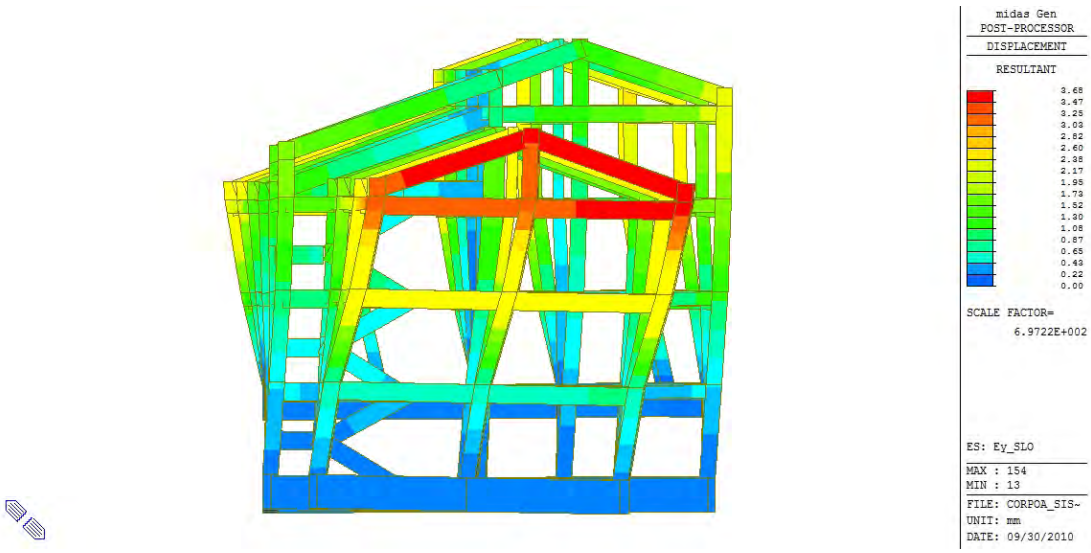


Figura 6.42- SLO, Spostamenti orizzontali [mm]

6.5.2 Corpo B

6.5.2.1 Risposta per azioni gravitazionali

6.5.2.1.1 Risposta allo SLU

La risposta allo Stato Limite Ultimo del sistema strutturale è fornita dallo stato di sforzo presente in ciascun elemento strutturale.

Di seguito si riportano gli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione in termini di sforzo normale (N_{Ed} in kN), momento flettente (M_{Ed} in kNm), taglio (V_{Ed} in kN) relativamente alla combinazione di carico di tipo statica cLCB2. Le sollecitazioni

flettenti e taglianti sono rappresentate attraverso le singole componenti cartesiane definite rispetto al sistema di riferimento locale ovvero da F_x, M_y e F_z .

Le sollecitazioni maggiori si registrano in corrispondenza del sottosistema portante di fondazione con momenti sollecitanti positivi massimi pari a 2050 kNm e negativi pari a 716 kNm.

Per ciò che attiene il sottosistema portante verticale, le sollecitazioni di momento flettente positive raggiungono valori massimi di 191 kNm, mentre quelle negative di 347 kNm (Figura 6.45),.

Le azioni interne di sforzo normale relative alle colonne raggingono un valore massimo di 2202 kN relativamente alle membrature del primo livello (Figura 6.46).

Le sollecitazioni di taglio maggiori sono quelle che interessano ancora una volta il sistema di fondazione con un valore massimo pari a 1365kN (Figura 6.47).

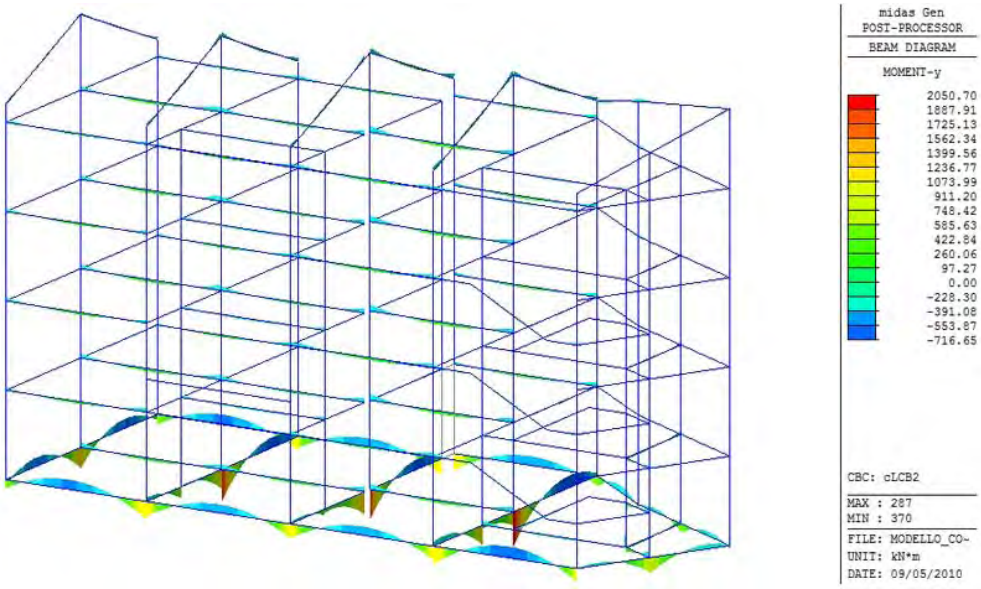


Figura 6.43 - My - Sistema portante principale - cLCB2

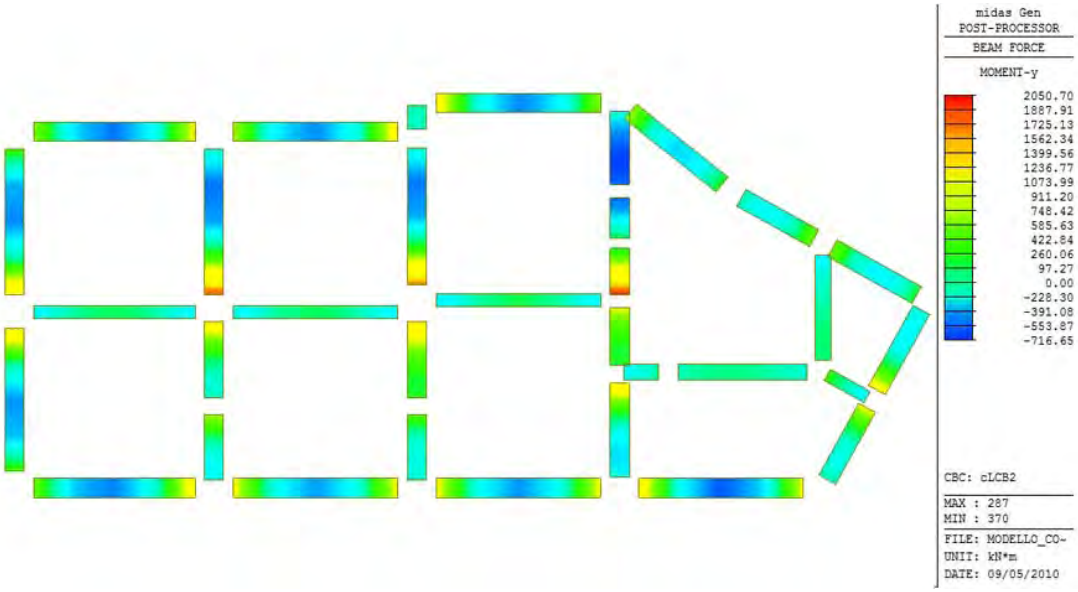


Figura 6.44 - My - Sottosistema portante di fondazione – cLCB2

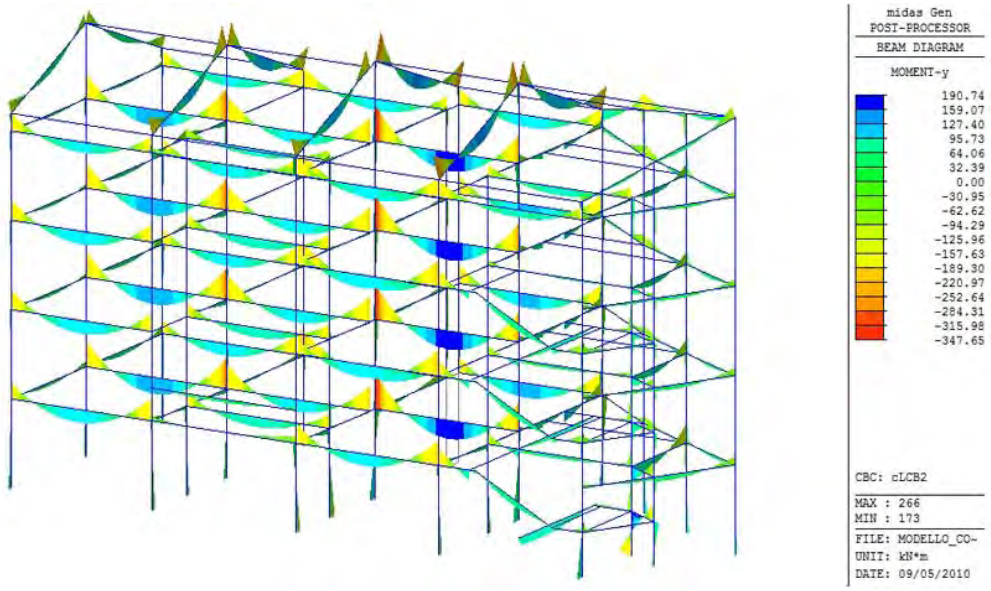


Figura 6.45 - My - Sottosistema portante verticale – cLCB2

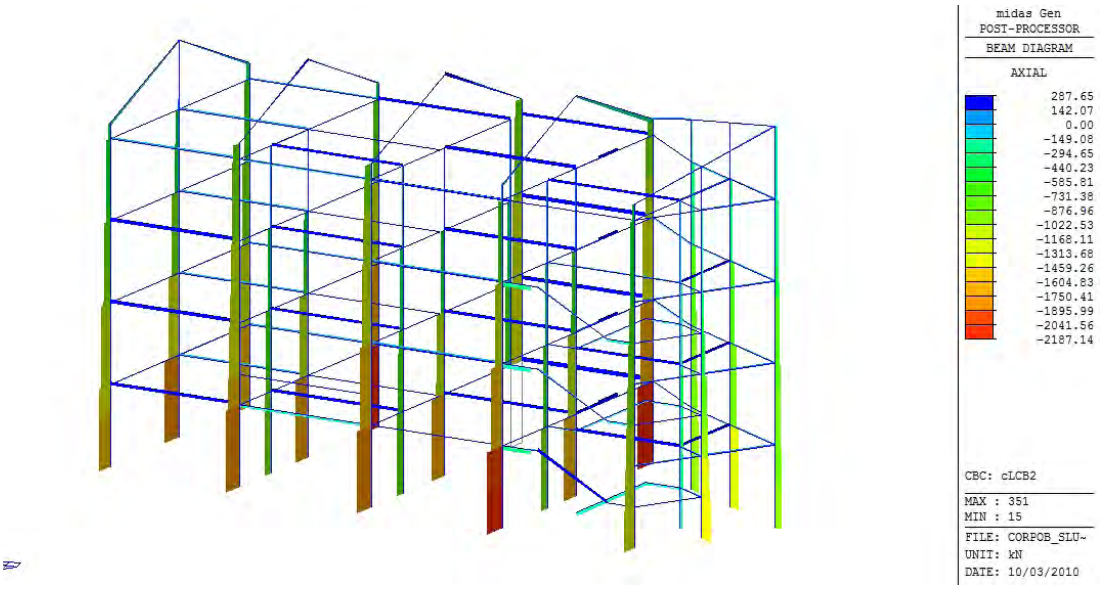


Figura 6.46 - Fx- Sistema strutturale principale – cLCB2

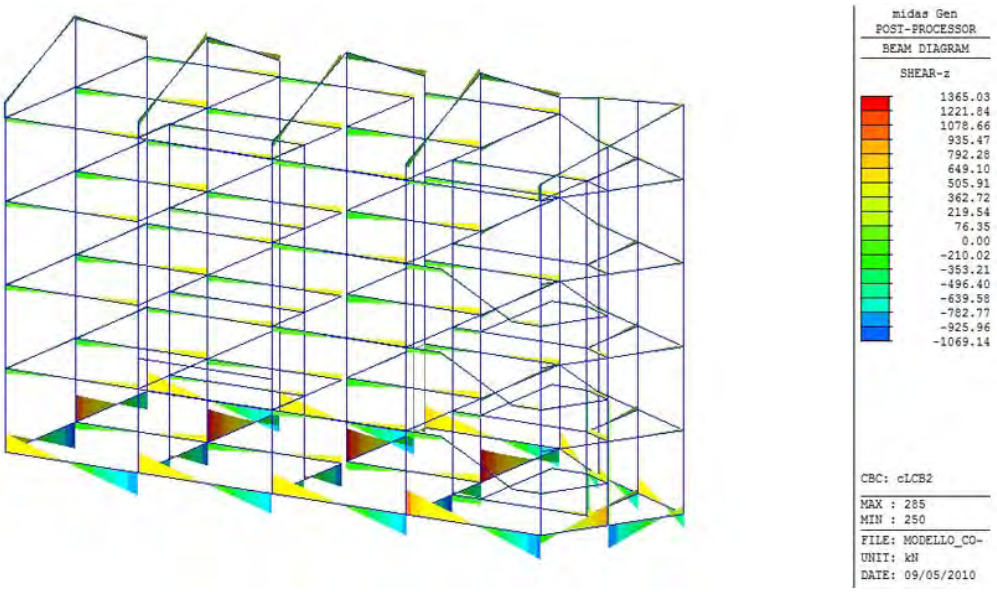


Figura 6.47 - Fz- Sistema strutturale principale – cLCB2

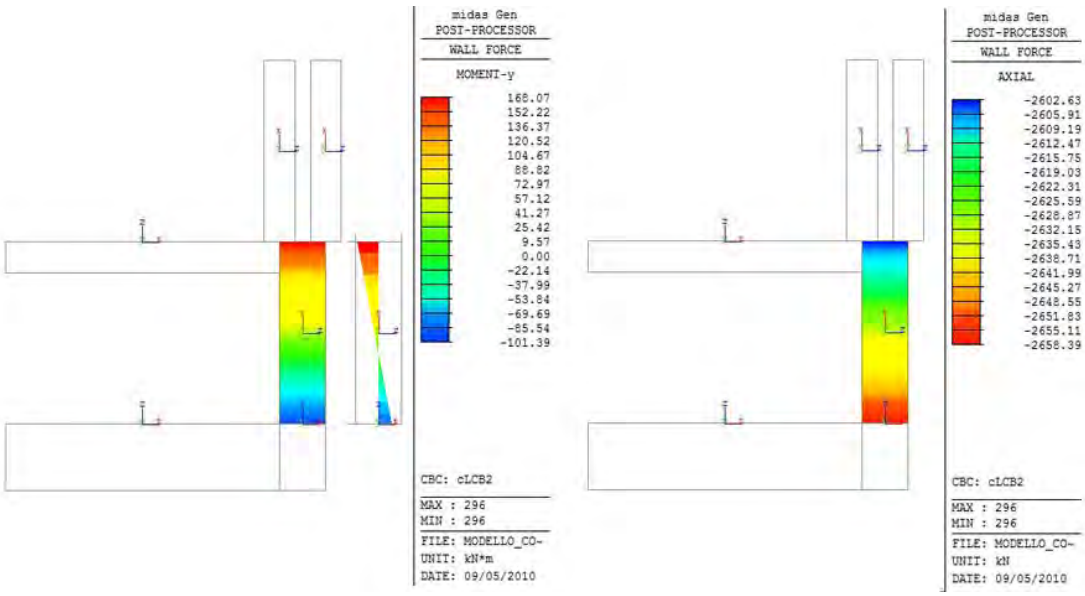


Figura 6.48 - My ; Fx – Elemento Wall; azioni flettenti e normali sul setto – cLCB2

6.5.2.1.2 Risposta allo SLE

Di seguito (Figura 6.49) sono riportati i risultati espressi in termini di spostamento [mm] per effetto della condizione di carico cLCB69, significativa al fine del controllo dello stato limite di esercizio.

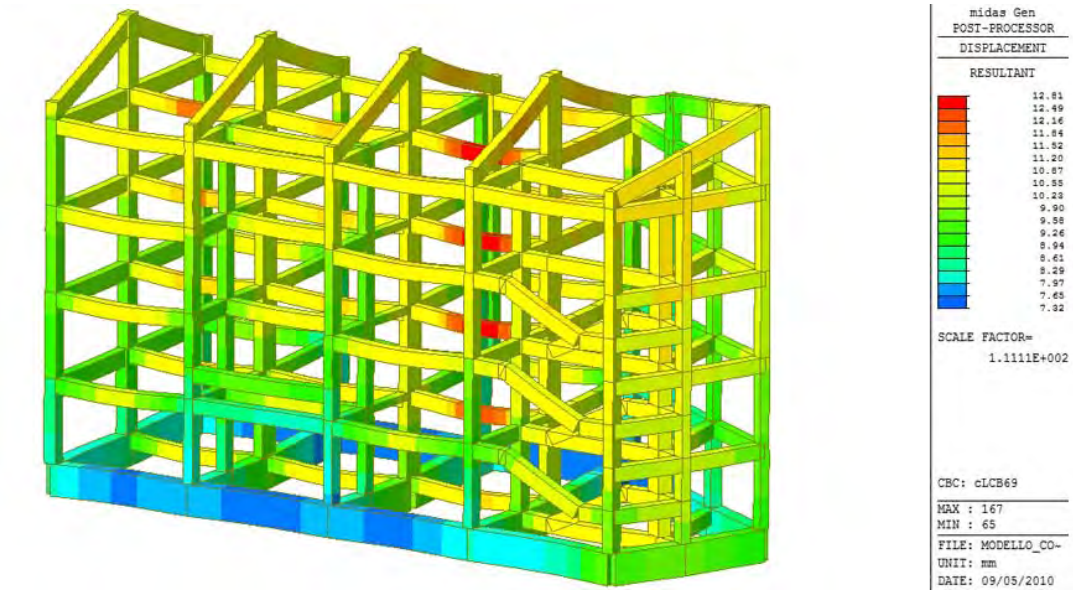


Figura 6.49 - Spostamenti – cLCB69

6.5.2.2 Risposta per azioni sismiche

6.5.2.2.1 Risultati dell’analisi modale

In Tabella 6.25 si richiamano i principali risultati dell’analisi modale relativi al Corpo B evidenziando, oltre il periodo di vibrare dei singoli modi, la massa che ognuno di essi eccita lungo le due direzioni ortogonali X e Y ed intorno a Z.

In Figura 6.50, Figura 6.51, Figura 6.52, si riportano, inoltre, le prime tre forme modali con i relativi periodi.

Tabella 6.25 - Risultati dell’analisi modale

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode	Period	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
n°	(sec)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)	mass(%)	sum(%)
1	0,747	3,04	3,04	71,05	71,05	0,00	0,00	22,16	22,16	0,93	0,93	3,04	3,04
2	0,66	63,91	66,95	5,90	76,96	0,00	0,00	1,88	24,04	18,99	19,92	17,94	20,98
3	0,541	13,31	80,26	1,55	78,51	0,00	0,00	0,60	24,64	4,00	23,92	33,01	53,99
4	0,207	8,76	89,02	2,32	80,83	0,00	0,00	2,10	26,74	9,63	33,56	4,38	58,37
5	0,188	2,82	91,84	7,80	88,62	0,00	0,00	7,07	33,81	3,25	36,81	1,55	59,91
6	0,175	0,03	91,87	2,18	90,80	0,00	0,00	2,78	36,59	0,03	36,83	2,01	61,92
7	0,110	2,89	94,75	0,49	91,29	0,00	0,00	0,76	37,35	2,85	39,68	1,30	63,22
8	0,101	0,01	94,77	0,55	91,84	0,00	0,00	0,70	38,05	1,00	40,68	0,03	63,25
9	0,100	1,00	95,76	2,27	94,11	0,00	0,00	3,05	41,09	0,16	40,84	0,50	63,75
10	0,095	0,07	95,83	0,47	94,59	0,00	0,00	1,00	42,09	0,10	40,94	0,84	64,59
11	0,087	0,05	95,89	0,23	94,82	0,00	0,00	0,16	42,25	0,25	41,19	0,24	64,82
12	0,077	0,60	96,49	0,25	95,07	0,00	0,00	0,06	42,31	0,35	41,54	0,23	65,05
13	0,068	0,23	96,72	1,01	96,08	0,00	0,00	0,40	42,71	0,13	41,67	0,15	65,20
14	0,063	0,01	96,73	0,08	96,15	0,00	0,00	0,27	42,99	0,61	42,28	0,05	65,25
15	0,062	0,01	96,74	0,64	96,80	0,00	0,00	0,09	43,08	0,05	42,33	0,23	65,48
16	0,054	0,00	96,74	0,00	96,80	0,00	0,00	0,00	43,08	0,02	42,35	0,00	65,48

17	0,038	0,72	97,46	0,00	96,80	0,00	0,00	0,00	43,08	2,31	44,66	0,27	65,75
18	0,037	0,08	97,54	0,63	97,42	0,00	0,00	0,35	43,43	0,06	44,71	0,43	66,19
19	0,033	0,01	97,55	0,22	97,65	0,00	0,00	2,78	46,20	0,00	44,72	0,07	66,26
20	0,033	1,00	98,55	0,00	97,65	0,00	0,00	0,00	46,20	0,00	44,72	0,53	66,78

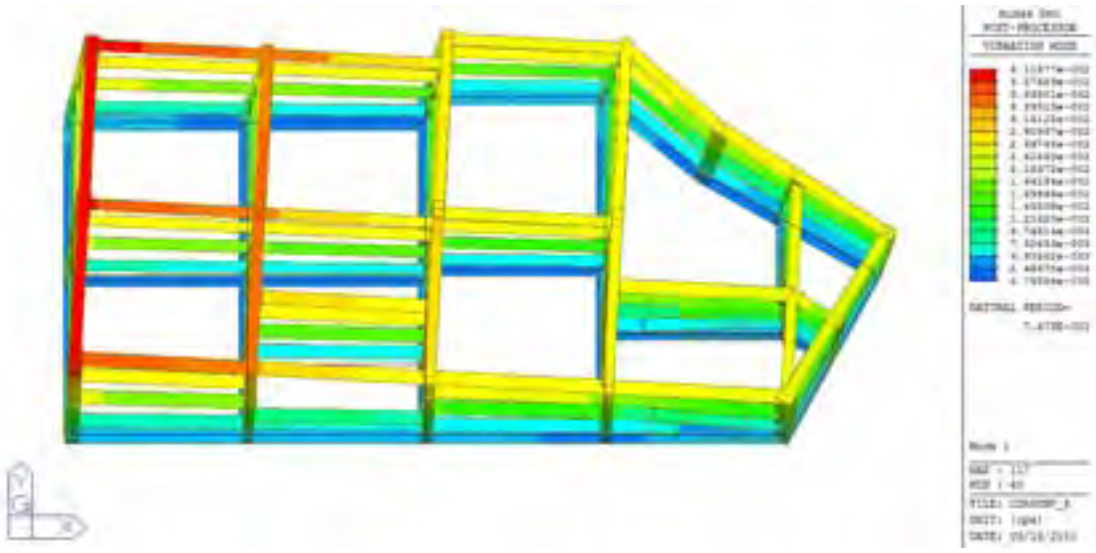


Figura 6.50- Primo modo di vibrare

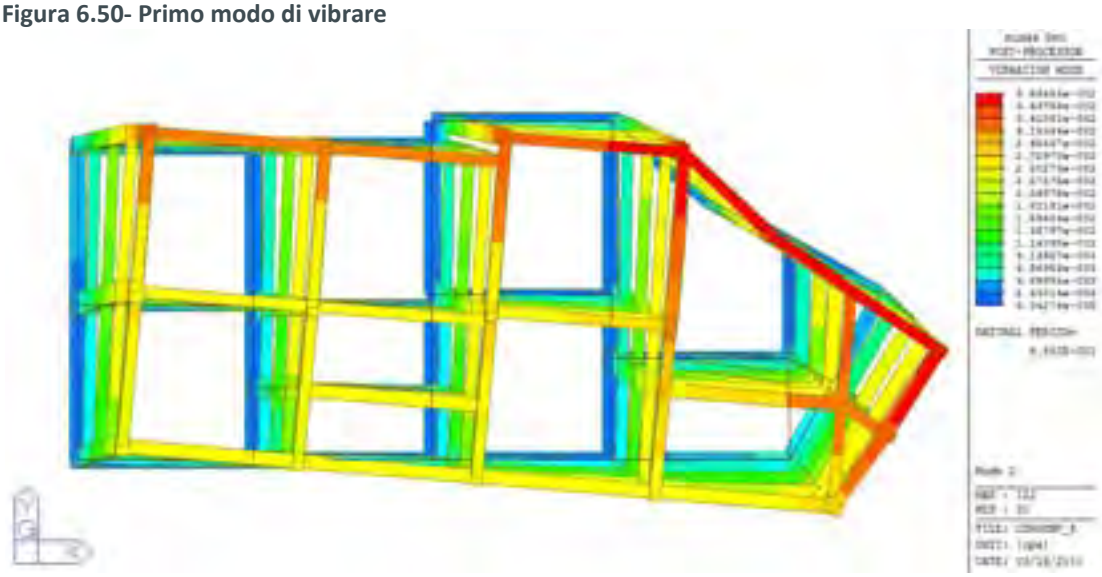


Figura 6.51- Secondo modo di vibrare

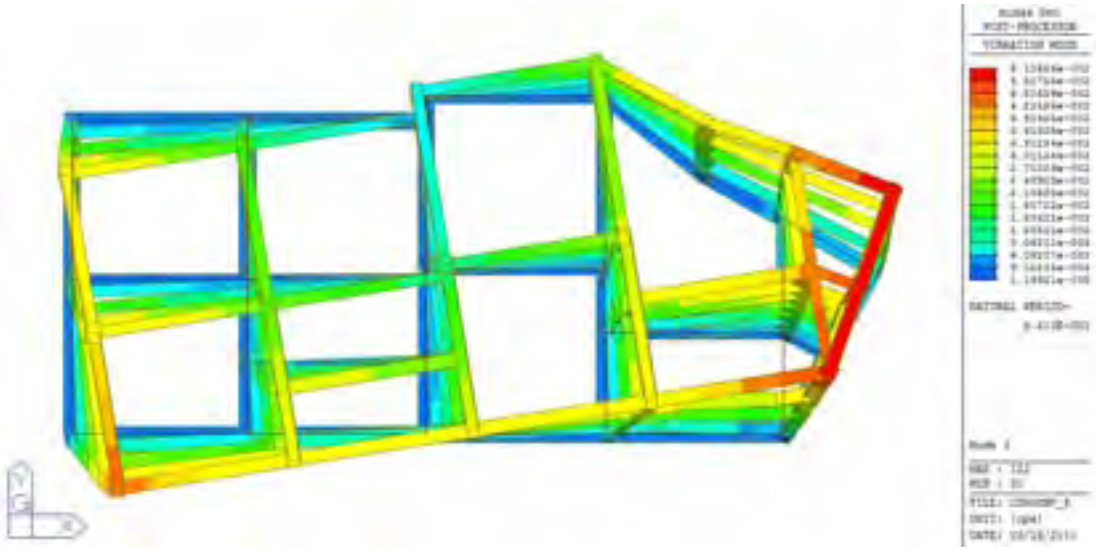


Figura 6.52- Terzo modo di vibrare

6.5.2.2.2 Risposta allo SLV

Si riporta di seguito la risposta del sistema strutturale relativamente al controllo dello SLV.

Particolarmente sollecitati per azioni flettenti risultano i pilastri dell’allineamento centrale, i quali essendo caratterizzati da elevata rigidezza, tendono ad assorbire buona parte delle azioni orizzontali, provocando sollecitazioni interne massime M_y e M_z rispettivamente pari 1639 kNm (Figura 6.53) e 620 kNm (Figura 6.54).

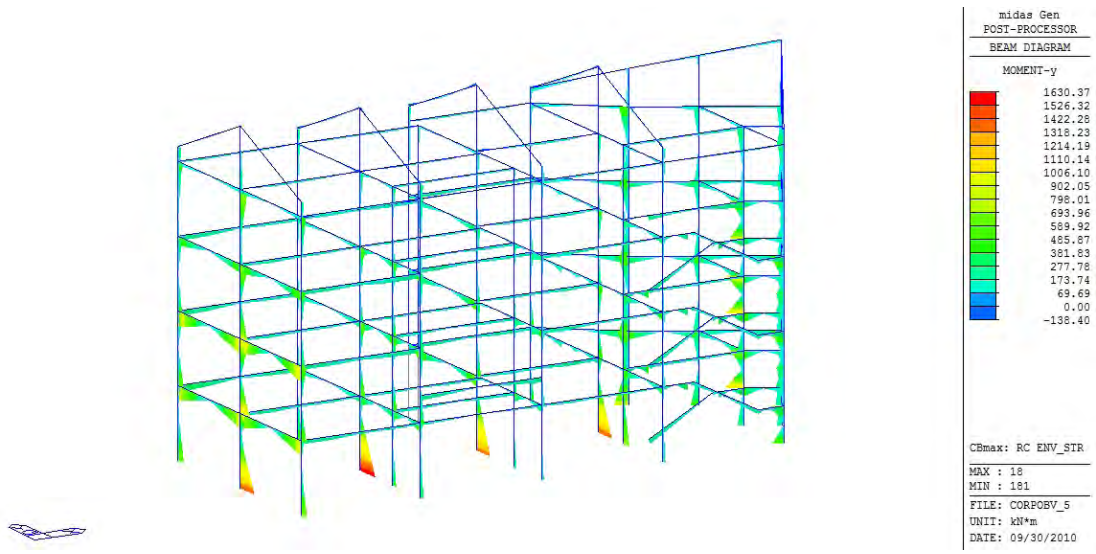


Figura 6.53 - SLV, sollecitazioni M_y

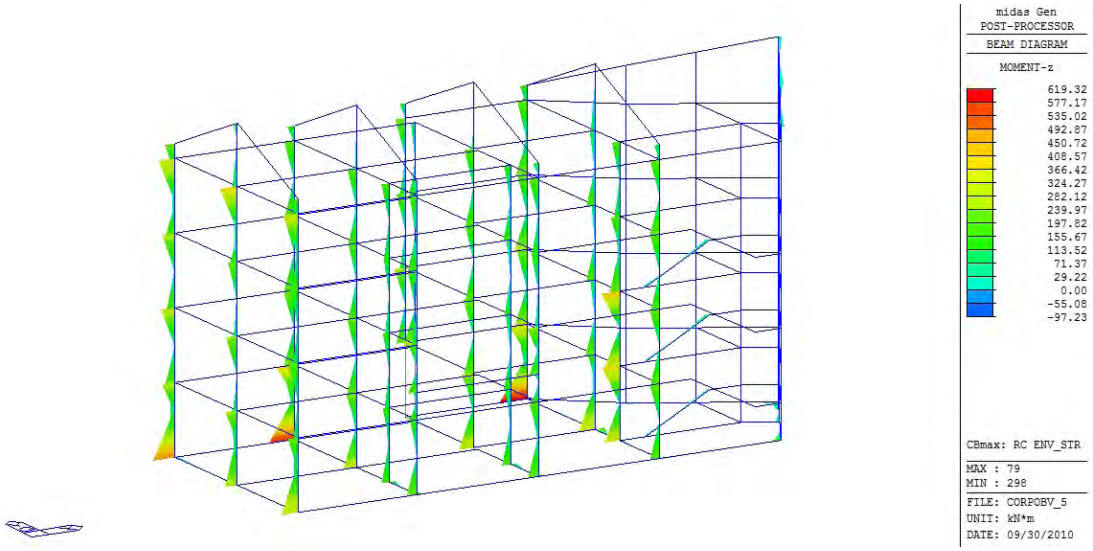


Figura 6.54 - SLV, sollecitazioni M_z

6.5.2.2.3 Risposta allo SLD

In (Figura 6.55) si riporta la risposta del sistema strutturale, in termini di spostamento, per effetto di una delle combinazioni di carico utilizzate per il controllo dello SLD.

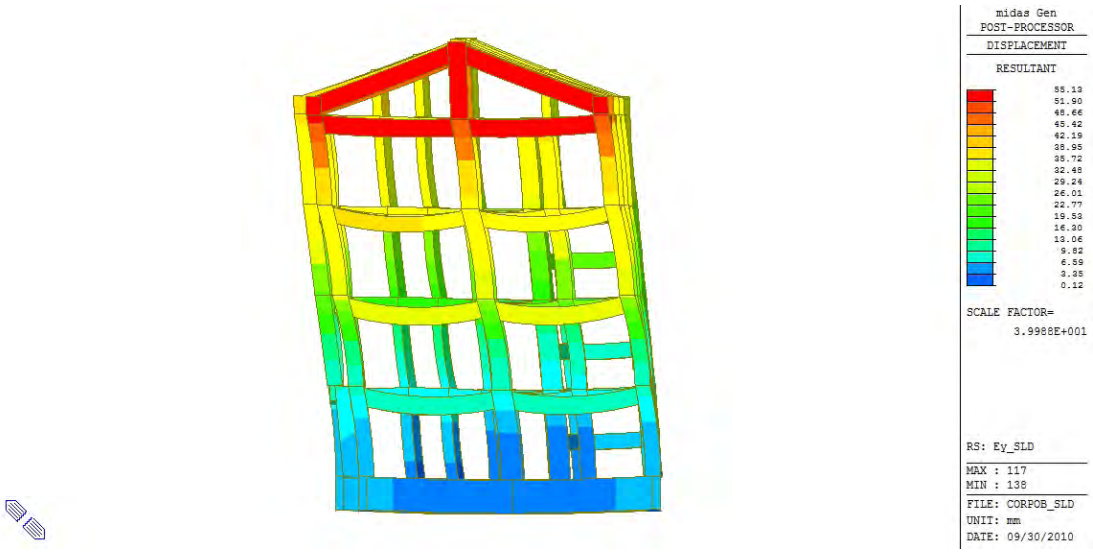


Figura 6.55- SLD, Spostamenti orizzontali [mm]

6.5.2.2.4 Risposta allo SLO

Analogamente allo SLD, in Figura 6.56 si riporta la risposta del sistema strutturale, in termini di spostamento, per effetto di una delle combinazioni di carico utilizzate per il controllo dello SLO.

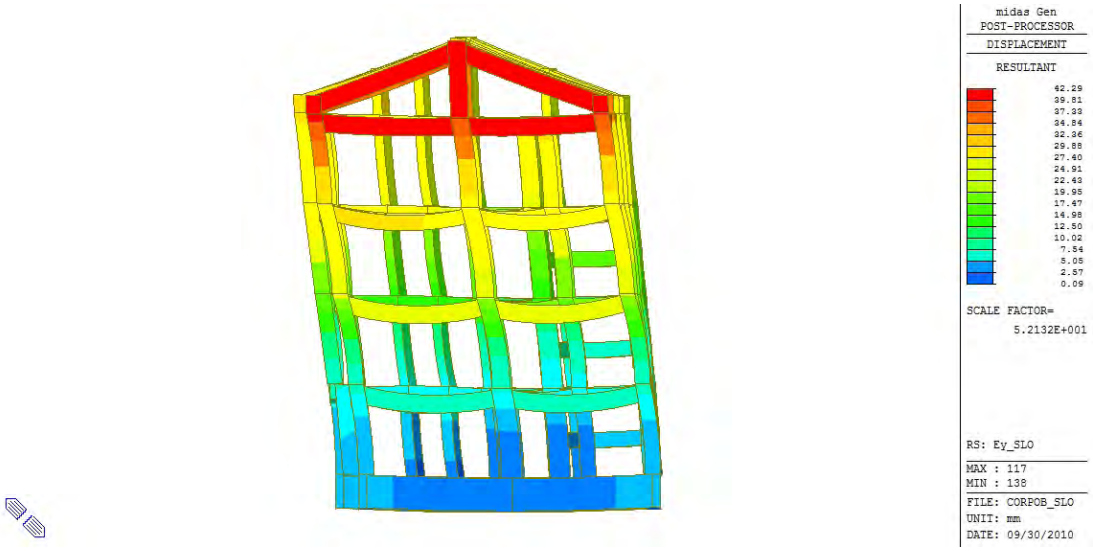


Figura 6.56- SLO, Spostamenti orizzontali [mm]

6.6 Controllo teorico (Verifiche)

6.6.1 Corpo A

6.6.1.1 Controllo nei confronti dello SLU

Le verifiche di resistenza per il controllo dello SLU sono presentate attraverso diagrammi a mappe di colori che indicano il tasso di lavoro (domanda su capacita) di ciascuna membratura dell’intero organismo strutturale. I dettagli del controllo teorico della sicurezza strutturale saranno limitati ad alcuni elementi trave ritenuti emblematici, da utilizzare inoltre per la validazione dei risultati.

Gli elementi colonna non verificati per azioni di pressoflessione sono caratterizzati da tassi di lavoro medi che vanno da 1.2 a 1.4. Nel caso delle travi non verificate a flessione i tassi di lavoro variano da 2 a 3.

Per ciò che attiene le verifiche a taglio il controllo ha messo in evidenza tassi di lavoro tra 2 e 3 e tra 4 e 5 rispettivamente per i pilastri e per le travi.

Per mancanza di informazioni in termini di dettagli costruttivi (staffatura e lunghezze di ancoraggio), non sono state eseguite le verifiche dei nodi.

6.6.1.1.1 Verifiche a flessione e pressoflessione

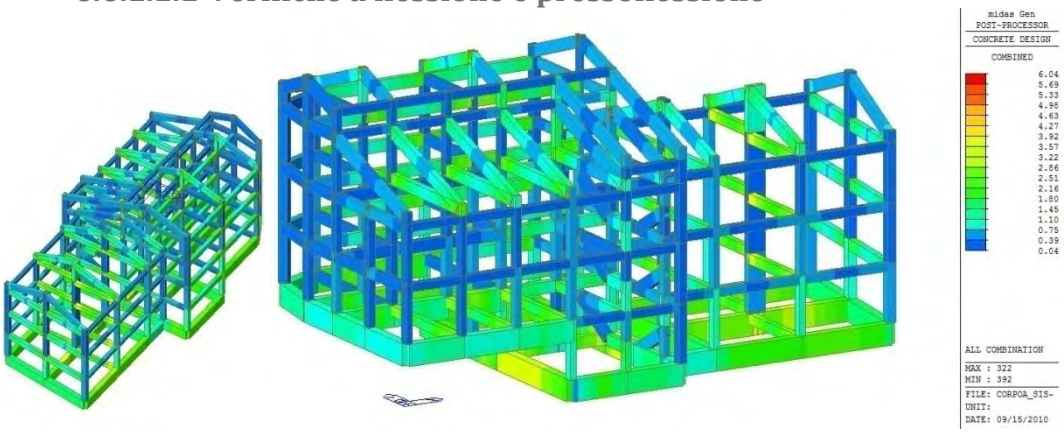
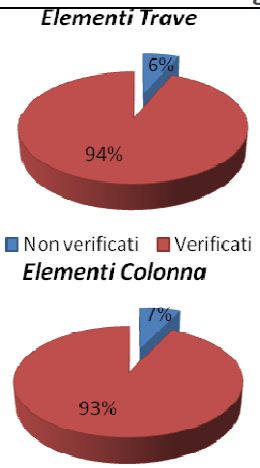


Figura 6.57 - Azioni gravitazionali (SLU), Sollecitazioni Combinate, Pressoflessione



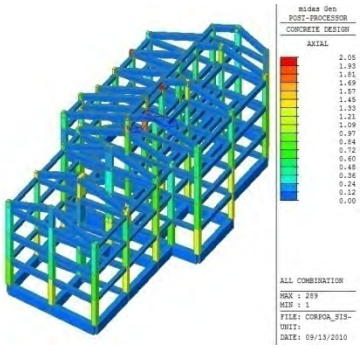


Figura 6.58 - Sollecitazioni assiali

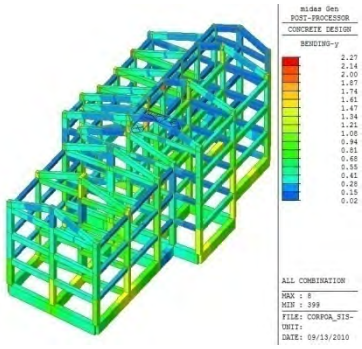


Figura 6.59 - Sollecitazioni flettenti

Tabella 6.26 - Riepilogo, SLU, pressoflessione

Elemento/Meccanismo			%
Duttili	Colonne	Non verificati	7,14%
		Verificati	92,86%
	Travi	Non verificati	6,28%
		Verificati	93,72%

6.6.1.1.2 Verifiche a Taglio

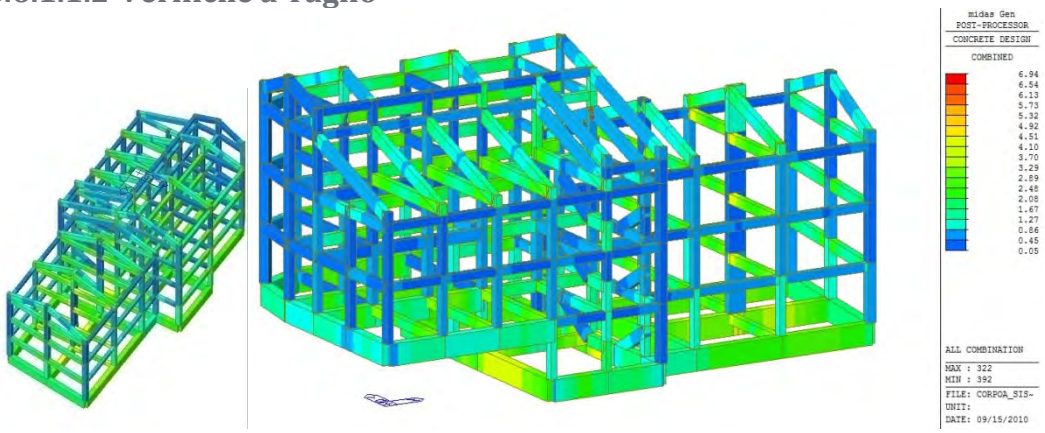
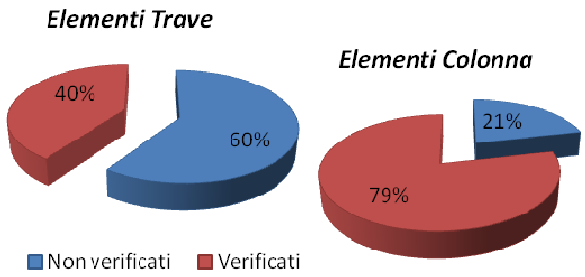


Figura 6.60 - Azioni gravitazionali (SLU), Sollecitazioni Combinate



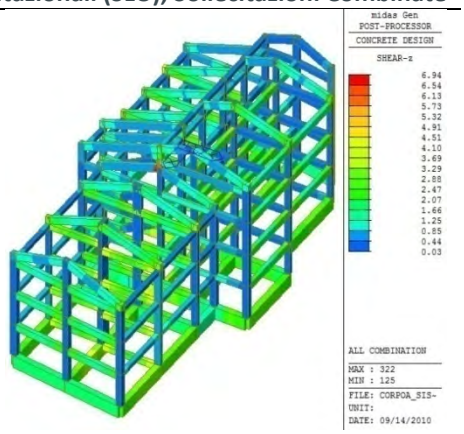


Figura 6.61 – Azioni di Taglio

Tabella 6.27 - Riepilogo, SLU, taglio

Elemento/Meccanismo			%
Fragili	Colonne	Non verificati	21,43%
		Verificati	78,57%
	Travi	Non verificati	59,64%
		Verificati	40,36%

6.6.1.2 Controllo nei confronti dello SLV

Dai controlli relativi allo SLV è scaturito che, relativamente ai meccanismi di tipo duttile, l’89% delle colonne ed il 32% delle travi non risultano verificati, con tassi di lavoro medi che variano rispettivamente nei range 6÷7 e 2÷3.

Per le verifiche nei confronti di meccanismi di tipo fragile i tassi di lavoro medi per i pilastri e per le travi variano, invece, rispettivamente, negli intervalli 11÷12 e 6÷7.

6.6.1.2.1 Meccanismi Duttili

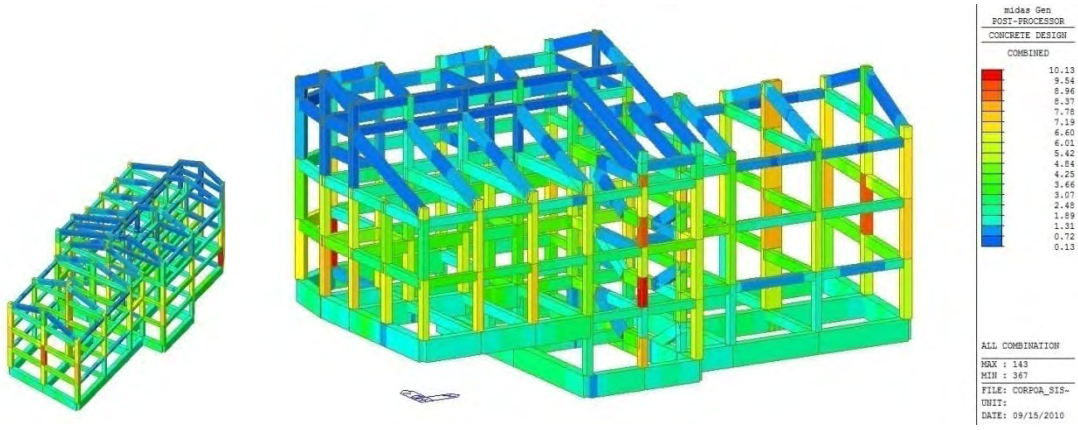
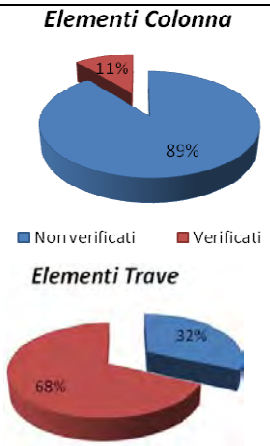


Figura 6.62 - Azioni sismiche (SLV), Sollecitazioni Combinate, Meccanismi Duttili



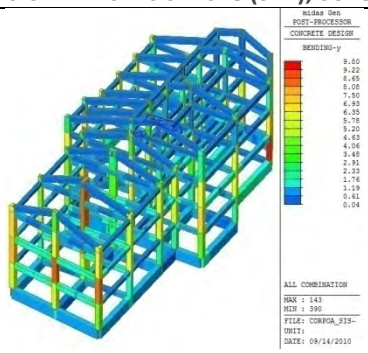


Figura 6.63 – Flessione asse y

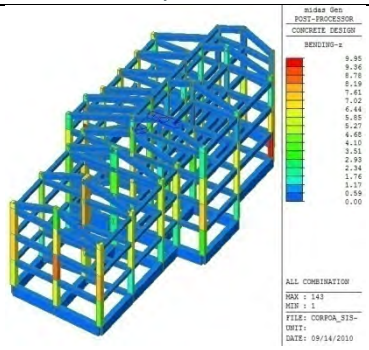


Figura 6.64 – Flessione asse z

Tabella 6.28 - Riepilogo, SLV, meccanismi duttili

Elemento/Meccanismo			%
Duttili	Colonne	Non verificati	89,29%
		Verificati	10,71%
	Travi	Non verificati	31,84%
		Verificati	68,16%

6.6.1.2.2 Meccanismi Fragili

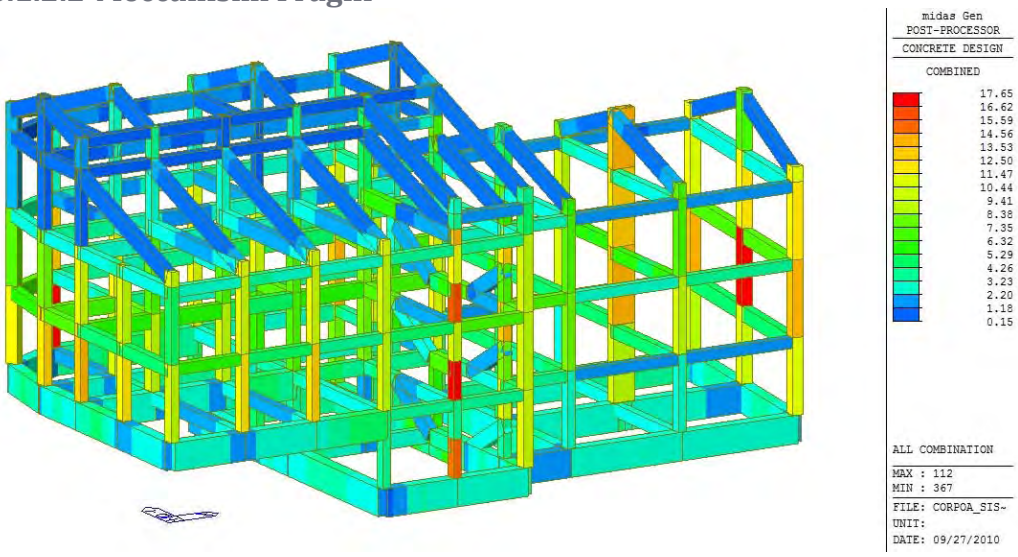
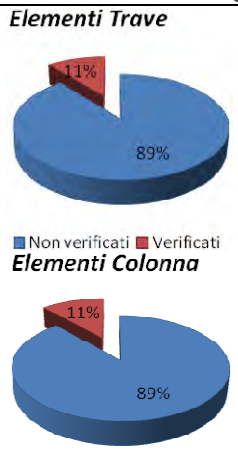


Figura 6.65 - Azioni sismiche (SLV), Sollecitazioni Combinate, Meccanismi Fragili



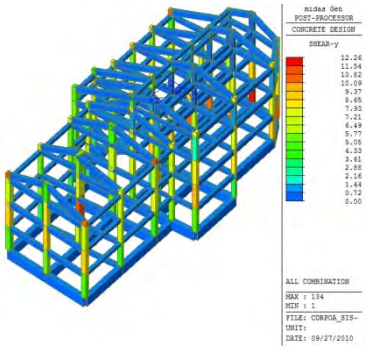


Figura 6.66 – Taglio Asse y

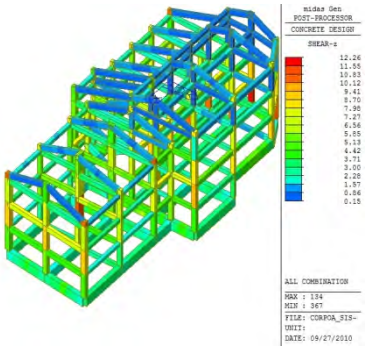


Figura 6.67 – Taglio Asse z

Tabella 6.29 - Riepilogo, SLU, meccanismi fragili

Elemento/Meccanismo			%
Fragili	Colonne	Non verificati	88,57%
		Verificati	11,43%
	Travi	Non verificati	89,24%
		Verificati	10,76%

6.6.1.3 Controllo nei confronti dello SLD

Il controllo del danneggiamento indotto da terremoti frequenti sulle parti non strutturali (elementi di partizione esterni ed interni) è stato valutato analizzando la deformabilità laterale del sistema strutturale. Il parametro di performance assunto per tale tipo di verifica è il Drift (δ), ovvero lo spostamento relativo orizzontale tra due nodi consecutivi, allineati in verticale, appartenenti a due diversi impalcati. La verifica a danneggiamento risulta soddisfatta se il drift risulta inferiore ad un pre-assegnato valore limite rapportato all’altezza di interpiano (*h*).

Analizzando i risultati in termini di spostamento è possibile osservare che solo in alcuni casi il drift di calcolo supera di poco quello limite fissato dalle NTC08 per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa (δ_{lim}=0.005h).

SLD – Drift dir. X											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLD(RS)	4F	3540	0,005	139	2,7183	0,0008	OK	5,2351	0,5193	0,0015	OK
Ex_SLD(RS)	3F	3540	0,005	100	13,6051	0,0038	OK	11,6696	1,1659	0,0033	OK
Ex_SLD(RS)	2F	3540	0,005	61	15,8114	0,0045	OK	13,4888	1,1722	0,0038	OK
Ex_SLD(RS)	1F	3540	0,005	3	1,2458	0,0004	OK	0,9267	1,3443	0,0003	OK
Ey_SLD(RS)	4F	3540	0,005	139	0,9895	0,0003	OK	5,3977	0,1833	0,0015	OK
Ey_SLD(RS)	3F	3540	0,005	68	4,5589	0,0013	OK	4,099	1,1122	0,0012	OK
Ey_SLD(RS)	2F	3540	0,005	61	6,7292	0,0019	OK	4,1935	1,6047	0,0012	OK
Ey_SLD(RS)	1F	3540	0,005	3	1,4627	0,0004	OK	0,2829	5,1706	0,0001	OK

SLD – Drift dir. Y											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLD(RS)	4F	3540	0,005	124	1,1896	0,0003	OK	7,1273	0,1669	0,002	OK
Ex_SLD(RS)	3F	3540	0,005	98	4,761	0,0013	OK	2,7343	1,7412	0,0008	OK
Ex_SLD(RS)	2F	3540	0,005	59	6,4397	0,0018	OK	2,7519	2,3401	0,0008	OK
Ex_SLD(RS)	1F	3540	0,005	22	3,1471	0,0009	OK	2,4113	1,3052	0,0007	OK
Ey_SLD(RS)	4F	3540	0,005	129	2,4056	0,0007	OK	8,9831	0,2678	0,0025	OK
Ey_SLD(RS)	3F	3540	0,005	98	11,4789	0,0032	OK	6,5929	1,7411	0,0019	OK
Ey_SLD(RS)	2F	3540	0,005	59	17,9689	0,0051	NG	10,1424	1,7717	0,0029	OK
Ey_SLD(RS)	1F	3540	0,005	22	10,5324	0,003	OK	8,472	1,2432	0,0024	OK

SLD – Drift dir. X+Y											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLD(RS)	4F	3540	0,005	139	2,8736	0,0008	OK	8,8433	0,325	0,0025	OK
Ex_SLD(RS)	3F	3540	0,005	100	14,144	0,004	OK	11,9856	1,1801	0,0034	OK

Ex_SLD(RS)	2F	3540	0,005	61	16,3735	0,0046	OK	13,7666	1,1894	0,0039	OK
Ex_SLD(RS)	1F	3540	0,005	22	3,3213	0,0009	OK	2,5832	1,2857	0,0007	OK
Ey_SLD(RS)	4F	3540	0,005	141	2,6011	0,0007	OK	10,4801	0,2482	0,003	OK
Ey_SLD(RS)	3F	3540	0,005	98	12,2033	0,0034	OK	7,7633	1,5719	0,0022	OK
Ey_SLD(RS)	2F	3540	0,005	59	18,584	0,0052	NG	10,9752	1,6933	0,0031	OK
Ey_SLD(RS)	1F	3540	0,005	22	10,5614	0,003	OK	8,4767	1,2459	0,0024	OK

6.6.1.4 Controllo nei confronti dello SLO

Il controllo dell’operatività in caso di terremoti frequenti è stato valutato, in modo analogo alla verifica dello SLD, analizzando la deformabilità laterale del sistema strutturale. Anche in questo caso il parametro di performance assunto per tale tipo di verifica è il Drift (δ), ovvero lo spostamento relativo orizzontale tra due nodi consecutivi, allineati in verticale, appartenenti a due diversi impalcati. La verifica a danneggiamento risulta soddisfatta se il drift risulta inferiore ad un pre-assegnato valore limite rapportato all’altezza di interpiano (*h*).

Analizzando i risultati dell’analisi globale in termini di spostamento è possibile osservare che solo in alcuni casi il drift di calcolo supera quello limite fissato dalle NTC08 per il controllo dello SLO (δ_{lim}=0.003h).

SLO – Drift dir. X											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLO(RS)	4F	3540	0,003	139	2,0813	0,0006	OK	4,0192	0,5178	0,0011	OK
Ex_SLO(RS)	3F	3540	0,003	100	10,4095	0,0029	OK	8,9353	1,165	0,0025	OK
Ex_SLO(RS)	2F	3540	0,003	61	12,0975	0,0034	NG	10,3226	1,1719	0,0029	OK
Ex_SLO(RS)	1F	3540	0,003	3	0,9578	0,0003	OK	0,7107	1,3477	0,0002	OK
Ey_SLO(RS)	4F	3540	0,003	139	0,7611	0,0002	OK	4,1562	0,1831	0,0012	OK
Ey_SLO(RS)	3F	3540	0,003	68	3,5041	0,001	OK	3,1406	1,1157	0,0009	OK
Ey_SLO(RS)	2F	3540	0,003	61	5,1561	0,0015	OK	3,2094	1,6066	0,0009	OK
Ey_SLO(RS)	1F	3540	0,003	3	1,1207	0,0003	OK	0,2167	5,1716	0,0001	OK

SLO – Drift dir. Y											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLO(RS)	4F	3540	0,003	124	0,9118	0,0003	OK	5,5046	0,1656	0,0016	OK
Ex_SLO(RS)	3F	3540	0,003	98	3,6605	0,001	OK	2,1109	1,7341	0,0006	OK
Ex_SLO(RS)	2F	3540	0,003	59	4,9473	0,0014	OK	2,1056	2,3496	0,0006	OK
Ex_SLO(RS)	1F	3540	0,003	22	2,4142	0,0007	OK	1,8474	1,3068	0,0005	OK
Ey_SLO(RS)	4F	3540	0,003	129	1,8424	0,0005	OK	6,9448	0,2653	0,002	OK
Ey_SLO(RS)	3F	3540	0,003	98	8,795	0,0025	OK	5,074	1,7334	0,0014	OK
Ey_SLO(RS)	2F	3540	0,003	59	13,7506	0,0039	NG	7,7616	1,7716	0,0022	OK
Ey_SLO(RS)	1F	3540	0,003	22	8,0606	0,0023	OK	6,4838	1,2432	0,0018	OK

SLO – Drift dir. X+Y											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLO(RS)	4F	3540	0,003	139	2,2006	0,0006	OK	6,8158	0,3229	0,0019	OK
Ex_SLO(RS)	3F	3540	0,003	100	10,828	0,0031	NG	9,1813	1,1794	0,0026	OK
Ex_SLO(RS)	2F	3540	0,003	61	12,5329	0,0035	NG	10,5352	1,1896	0,003	OK
Ex_SLO(RS)	1F	3540	0,003	22	2,5476	0,0007	OK	1,9794	1,2871	0,0006	OK
Ey_SLO(RS)	4F	3540	0,003	141	1,9934	0,0006	OK	8,0935	0,2463	0,0023	OK
Ey_SLO(RS)	3F	3540	0,003	98	9,3497	0,0026	OK	5,9673	1,5668	0,0017	OK
Ey_SLO(RS)	2F	3540	0,003	59	14,2218	0,004	NG	8,399	1,6933	0,0024	OK
Ey_SLO(RS)	1F	3540	0,003	22	8,0829	0,0023	OK	6,4875	1,2459	0,0018	OK

6.6.1.5 Riepilogo ed interpretazione dei risultati

Dallo studio di valutazione della sicurezza strutturale eseguito per il Corpo A si evidenzia la particolare vulnerabilità di tale manufatto che presenta un diffuso danneggiamento strutturale (meccanismi di collasso) sia per azioni gravitazionali che sismiche.

Procedendo alla riduzione graduale dell’input sismico, considerando percentuali del 20% e 5% dell’azione di progetto in termini di PGA, sono stati registrati, anche per livelli di accelerazione molto bassi (5%), elementi che non soddisfano le richieste normative in termini di resistenza (Tabella 6.30 e Figura 6.68).

Anche considerando le sole azioni gravitazionali per la combinazione quasi permanente sono da registrarsi un numero non trascurabile di membrature non verificate.

Tabella 6.30 - Riepilogo, percentuale degli elementi non verificati per stato limite di controllo

Elemento		**Stati limite di controllo**				
		Azioni Statiche (SLU)	Azioni Dinamiche (SLV)	Azioni Dinamiche (0.2 SLV)	Azioni Dinamiche (0.05 SLV)	Azioni Statiche (quasi perm.)
Duttili	Colonne NON verificate	7,14%	89,29%	29,29%	5,00%	2,86%
	Travi NON verificate	6,28%	31,84%	3,14%	2,24%	1,35%
Fragili	Colonne NON verificate	21,43%	88,57%	24,29%	10,00%	5,71%
	Travi NON verificate	59,64%	89,24%	63,68%	47,53%	44,84%

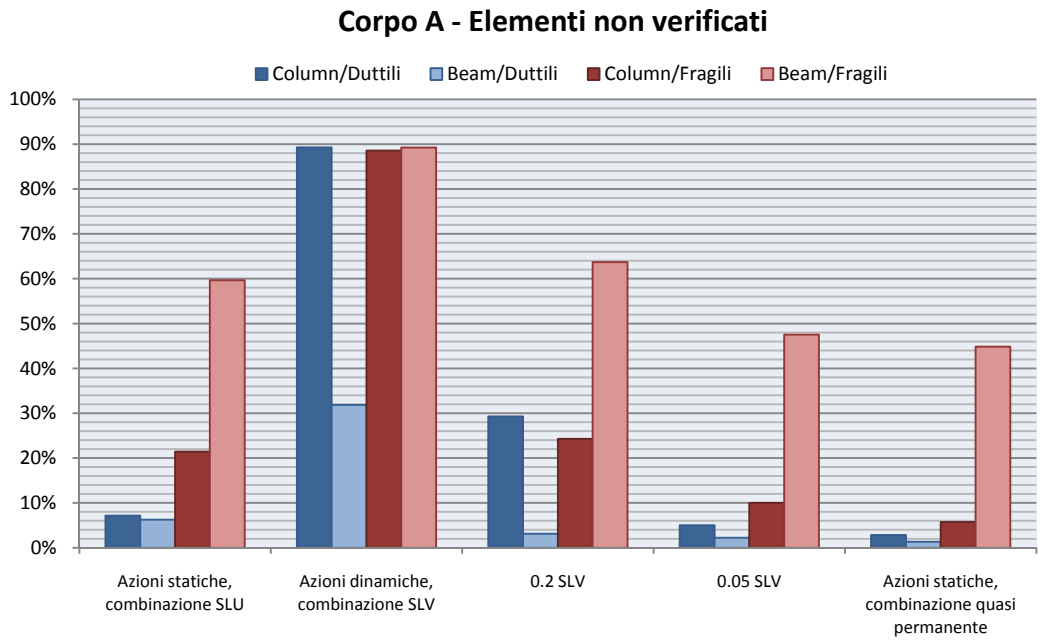


Figura 6.68 - Corpo A, elementi non verificati per stati limite di controllo

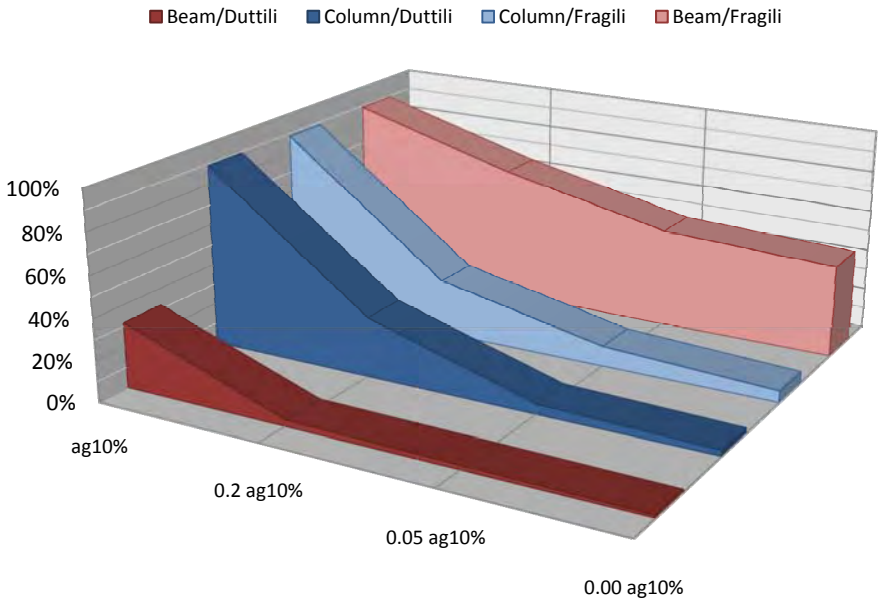


Figura 6.69 – Corpo A, elementi non verificati al variare della percentuale di azione sismica di progetto ($a_{g10\%}$) considerata

6.6.2 Corpo B

6.6.2.1 Controllo nei confronti dello SLU

Le verifiche di resistenza per il controllo dello SLU sono presentate attraverso diagrammi a mappe di colori che indicano il tasso di lavoro (domanda su capacita) di ciascuna membratura dell’intero organismo strutturale. I dettagli del controllo teorico della sicurezza strutturale saranno limitati ad alcuni elementi trave ritenuti emblematici, da utilizzare inoltre per la validazione dei risultati.

Gli elementi colonna non verificati per azioni di pressoflessione sono caratterizzati da tassi di lavoro medi pari a 1.25. Nel caso delle travi non verificate a flessione i tassi di lavoro variano da 2 a 3.

Per ciò che attiene le verifiche a taglio il controllo ha messo in evidenza tassi di lavoro pari a 1.2 e tra 4 e 5 rispettivamente per i pilastri e per le travi.

Per mancanza di informazioni in termini di dettagli costruttivi (staffatura e lunghezze di ancoraggio), non sono state eseguite le verifiche dei nodi.

6.6.2.1.1 Verifiche a flessione e pressoflessione

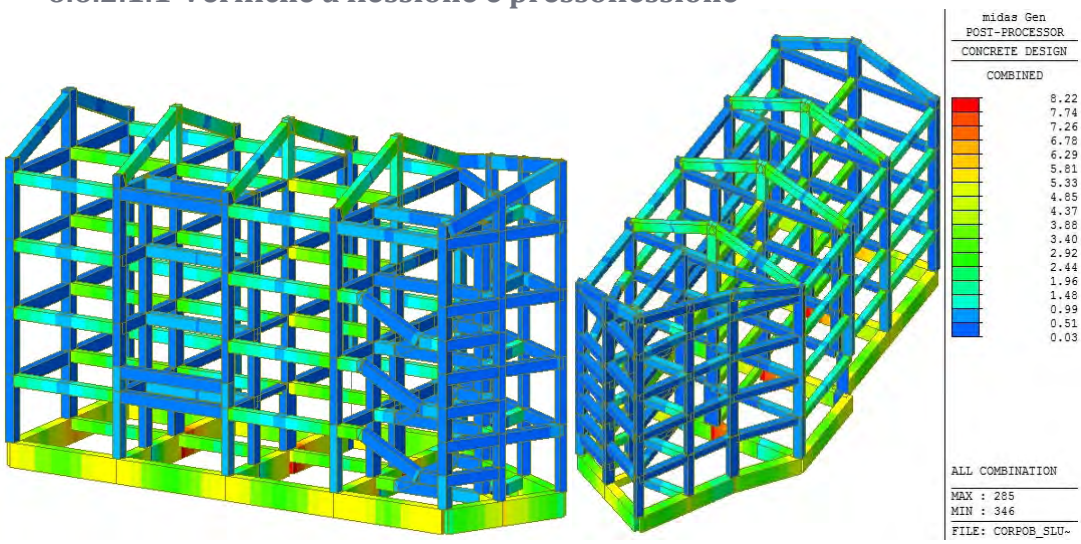
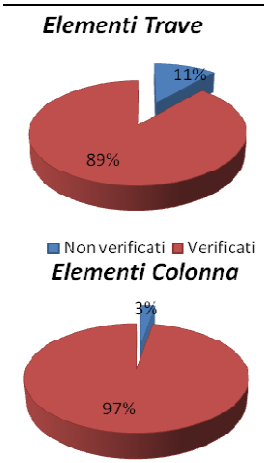


Figura 6.70 - Azioni gravitazionali (SLU), Sollecitazioni Combinate, Pressoflessione



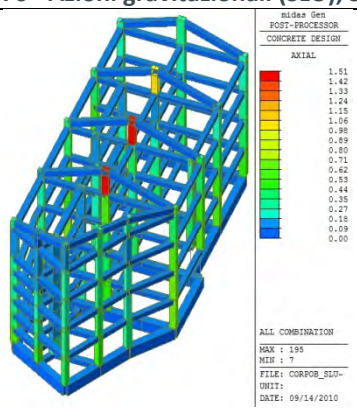


Figura 6.71 - Compressione asse x

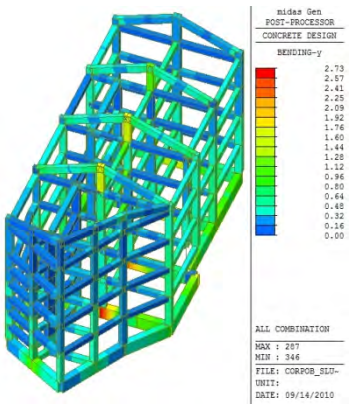


Figura 6.72 - Flessione asse y

Tabella 6.31 - Riepilogo, SLU, verifica a pressoflessione

		Elemento	%
Duttili	Colonne	Non verificati	2,63%
		Verificati	97,37%
	Travi	Non verificati	11,33%
		Verificati	88,67%

6.6.2.1.2 Verifiche a Taglio

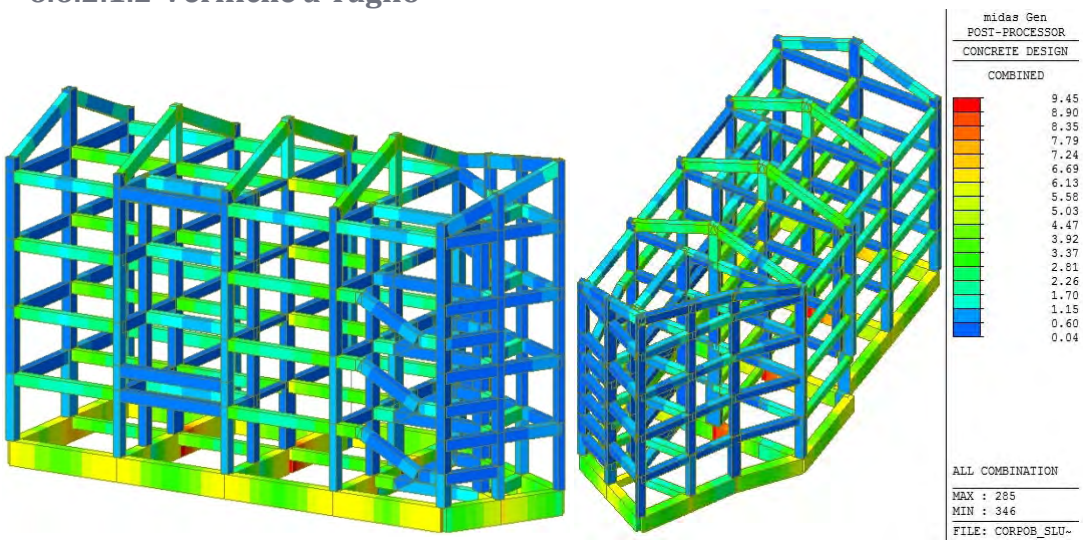
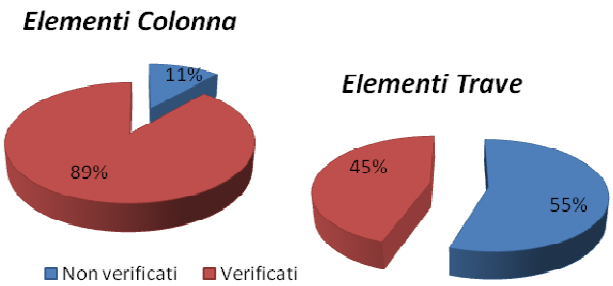


Figura 6.73 - Azioni gravitazionali (SLU), Sollecitazioni Combinate, Taglio



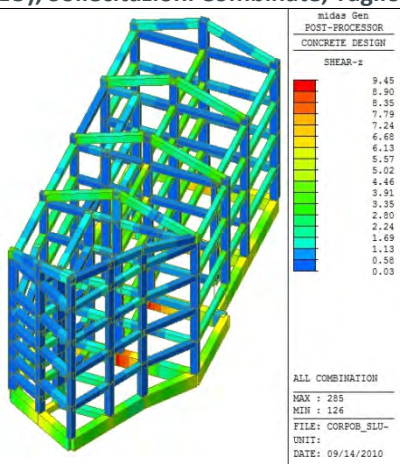


Figura 6.74 - Taglio asse z

Tabella 6.32 - Riepilogo, SLU, verifica a taglio

		Elemento/Meccanismo	%
Fragili	Colonne	Non verificati	11,43%
		Verificati	88,57%
	Travi	Non verificati	55,17%
		Verificati	44,83%

6.6.2.2 Controllo nei confronti dello SLV

Dai controlli relativi allo SLV è scaturito che, relativamente ai meccanismi di tipo duttile, l’88% delle colonne ed il 7% delle travi non risultano verificati, con tassi di lavoro medi che variano rispettivamente nei range 6÷7 e 2÷3.

Per le verifiche nei confronti di meccanismi di tipo fragile i tassi di lavoro medi per i pilastri e per le travi variano, invece, rispettivamente, negli intervalli 4÷5 e 6÷7.

6.6.2.2.1 Meccanismi Duttili

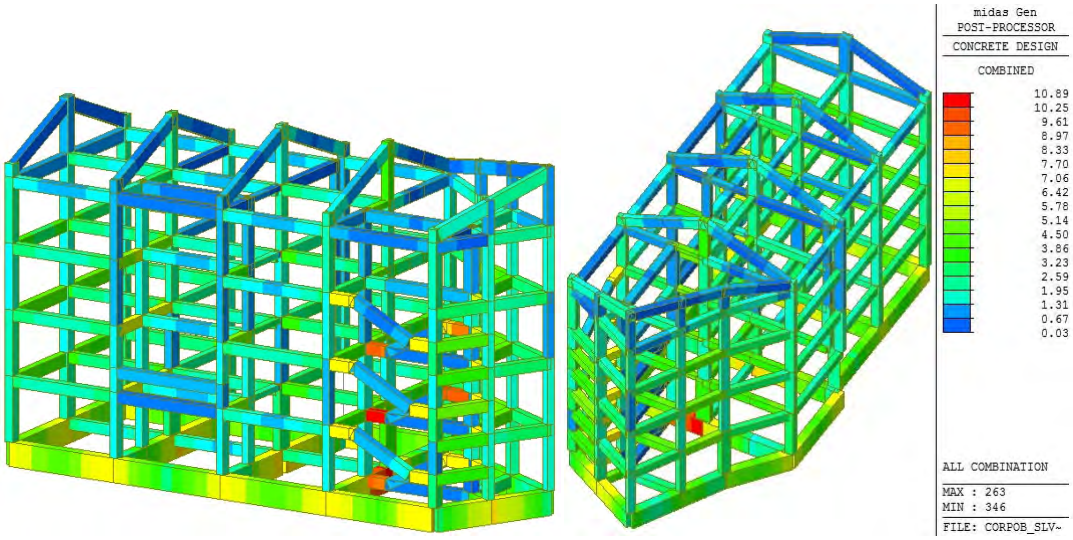
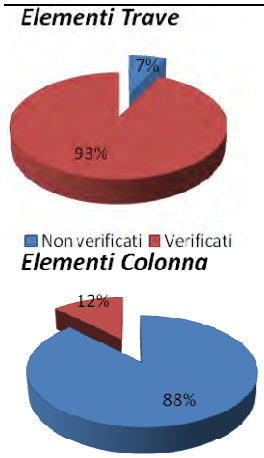


Figura 6.75 - Azioni sismiche (SLV), Sollecitazioni Combinate, Meccanismi Duttili



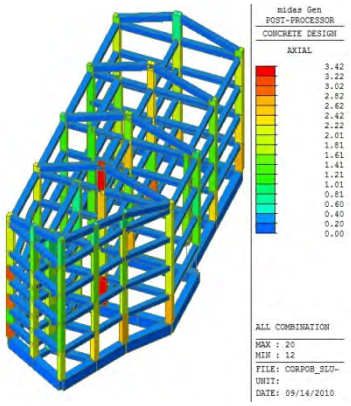


Figura 6.76 - Compressione asse x

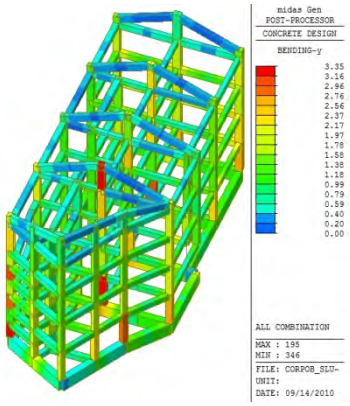


Figura 6.77 - Momento asse y

Tabella 6.33 - Riepilogo, SLV, meccanismi duttili

		Elemento	%
Duttili	Colonne	Non verificati	87,72%
		Verificati	12,28%
	Travi	Non verificati	6,90%
		Verificati	93,10%

6.6.2.2.2 Meccanismi Fragili

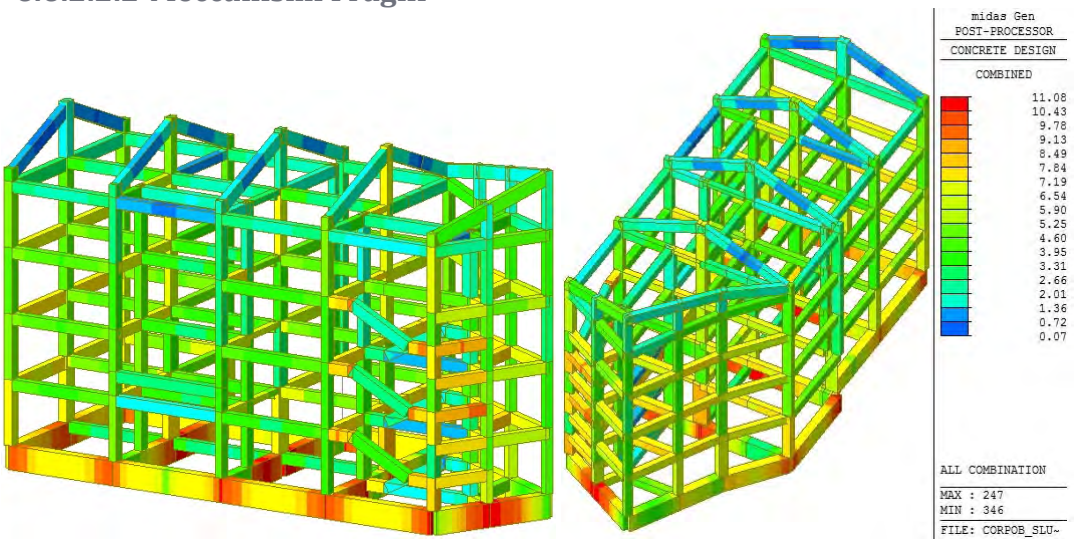
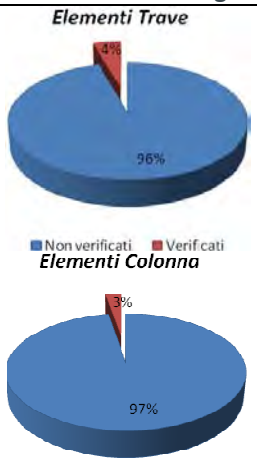


Figura 6.78 - Azioni sismiche (SLV), Sollecitazioni Combinate, Meccanismi Fragili



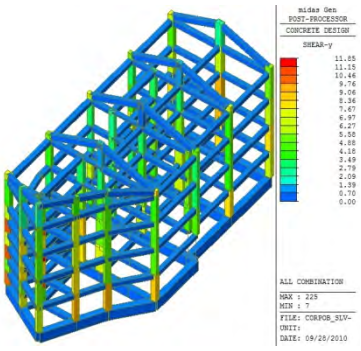


Figura 6.79 - Taglio asse y

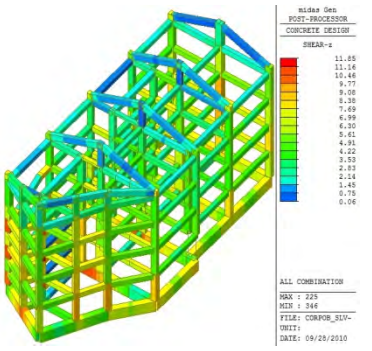


Figura 6.80 - Taglio asse z

Tabella 6.34 - Riepilogo, SLU, meccanismi fragili

		Elemento	%
Fragili	Colonne	Non verificati	97,37%
		Verificati	2,63%
	Travi	Non verificati	95,57%
		Verificati	4,43%

6.6.2.3 Controllo nei confronti dello SLD

Il controllo del danneggiamento indotto da terremoti frequenti sulle parti non strutturali (elementi di partizione esterni ed interni) è stato valutato analizzando la deformabilità laterale del sistema strutturale. Il parametro di performance assunto per tale tipo di verifica è il Drift (δ), ovvero lo spostamento relativo orizzontale tra due nodi consecutivi, allineati in verticale, appartenenti a due diversi impalcati. La verifica a danneggiamento risulta soddisfatta se il drift risulta inferiore ad un pre-assegnato valore limite rapportato all’altezza di interpiano (*h*).

Analizzando i risultati in termini di spostamento è possibile osservare che in nessun caso il drift di calcolo supera il limite fissato dalle NTC08 per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa (δ_{lim}=0.005h).

SLD – Drift dir. X											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLD(RS)	7F	3540	0,005	87	9,0974	0,0026	OK	7,8673	1,1564	0,0022	OK
Ex_SLD(RS)	5F	3540	0,005	64	10,4727	0,003	OK	8,6555	1,2099	0,0024	OK
Ex_SLD(RS)	3F	3540	0,005	43	11,4103	0,0032	OK	9,1733	1,2439	0,0026	OK
Ex_SLD(RS)	1F	3540	0,005	144	9,8749	0,0028	OK	8,2649	1,1948	0,0023	OK
Ey_SLD(RS)	7F	3540	0,005	87	3,2706	0,0009	OK	2,2666	1,443	0,0006	OK
Ey_SLD(RS)	5F	3540	0,005	64	4,3192	0,0012	OK	2,727	1,5839	0,0008	OK
Ey_SLD(RS)	3F	3540	0,005	43	4,6364	0,0013	OK	2,877	1,6115	0,0008	OK
Ey_SLD(RS)	1F	3540	0,005	144	3,4947	0,001	OK	2,461	1,42	0,0007	OK

SLD – Drift dir. Y											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLD(RS)	7F	3540	0,005	69	5,8964	0,0017	OK	4,149	1,4212	0,0012	OK
Ex_SLD(RS)	5F	3540	0,005	46	7,9828	0,0023	OK	3,0519	2,6157	0,0009	OK
Ex_SLD(RS)	3F	3540	0,005	6	9,1238	0,0026	OK	2,8279	3,2263	0,0008	OK
Ex_SLD(RS)	1F	3540	0,005	5	7,1243	0,002	OK	2,0496	3,476	0,0006	OK
Ey_SLD(RS)	7F	3540	0,005	75	10,7188	0,003	OK	7,7893	1,3761	0,0022	OK
Ey_SLD(RS)	5F	3540	0,005	52	15,0898	0,0043	OK	11,3004	1,3353	0,0032	OK
Ey_SLD(RS)	3F	3540	0,005	18	15,6266	0,0044	OK	12,1671	1,2843	0,0034	OK
Ey_SLD(RS)	1F	3540	0,005	17	10,1969	0,0029	OK	8,2572	1,2349	0,0023	OK

SLD – Drift dir. X+Y											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLD(RS)	7F	3540	0,005	69	10,1042	0,0029	OK	8,8943	1,136	0,0025	OK
Ex_SLD(RS)	5F	3540	0,005	46	11,7683	0,0033	OK	9,1778	1,2823	0,0026	OK

Ex_SLD(RS)	3F	3540	0,005	6	12,9778	0,0037	OK	9,5993	1,3519	0,0027	OK
Ex_SLD(RS)	1F	3540	0,005	5	10,9486	0,0031	OK	8,5153	1,2858	0,0024	OK
Ey_SLD(RS)	7F	3540	0,005	75	11,171	0,0032	OK	8,1124	1,377	0,0023	OK
Ey_SLD(RS)	5F	3540	0,005	52	15,6289	0,0044	OK	11,6248	1,3445	0,0033	OK
Ey_SLD(RS)	3F	3540	0,005	18	16,2261	0,0046	OK	12,5026	1,2978	0,0035	OK
Ey_SLD(RS)	1F	3540	0,005	17	10,7288	0,003	OK	8,6162	1,2452	0,0024	OK

6.6.2.4 Controlli nei confronti dello SLO

Il controllo dell’operatività in caso di terremoti frequenti è stato valutato, in modo analogo alla verifica dello SLD, analizzando la deformabilità laterale del sistema strutturale. Anche in questo caso il parametro di performance assunto per tale tipo di verifica è il Drift (δ), ovvero lo spostamento relativo orizzontale tra due nodi consecutivi, allineati in verticale, appartenenti a due diversi impalcati. La verifica a danneggiamento risulta soddisfatta se il drift risulta inferiore ad un pre-assegnato valore limite rapportato all’altezza di interpiano (*h*).

Analizzando i risultati dell’analisi globale in termini di spostamento è possibile osservare che solo in alcuni casi il drift di calcolo supera di poco quello limite fissato dalle NTC08 per il controllo dello SLO (δ_{lim}=0.003h).

SLO – Drift dir. X											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLO(RS)	7F	3540	0,003	87	6,9827	0,002	OK	6,0396	1,1561	0,0017	OK
Ex_SLO(RS)	5F	3540	0,003	64	8,0274	0,0023	OK	6,6339	1,2101	0,0019	OK
Ex_SLO(RS)	3F	3540	0,003	43	8,7446	0,0025	OK	7,0299	1,2439	0,002	OK
Ex_SLO(RS)	1F	3540	0,003	144	7,5711	0,0021	OK	6,3367	1,1948	0,0018	OK
Ey_SLO(RS)	7F	3540	0,003	87	2,5134	0,0007	OK	1,7434	1,4417	0,0005	OK
Ey_SLO(RS)	5F	3540	0,003	64	3,3134	0,0009	OK	2,0915	1,5842	0,0006	OK
Ey_SLO(RS)	3F	3540	0,003	43	3,5556	0,001	OK	2,206	1,6118	0,0006	OK
Ey_SLO(RS)	1F	3540	0,003	144	2,6813	0,0008	OK	1,8882	1,42	0,0005	OK

SLO – Drift dir. Y											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLO(RS)	7F	3540	0,003	69	4,5152	0,0013	OK	3,1806	1,4196	0,0009	OK
Ex_SLO(RS)	5F	3540	0,003	46	6,114	0,0017	OK	2,3409	2,6118	0,0007	OK
Ex_SLO(RS)	3F	3540	0,003	6	6,9878	0,002	OK	2,169	3,2217	0,0006	OK
Ex_SLO(RS)	1F	3540	0,003	5	5,456	0,0015	OK	1,5732	3,4682	0,0004	OK
Ey_SLO(RS)	7F	3540	0,003	75	8,2297	0,0023	OK	5,9806	1,3761	0,0017	OK
Ey_SLO(RS)	5F	3540	0,003	52	11,5772	0,0033	NG	8,6692	1,3354	0,0024	OK
Ey_SLO(RS)	3F	3540	0,003	18	11,9876	0,0034	NG	9,3333	1,2844	0,0026	OK
Ey_SLO(RS)	1F	3540	0,003	17	7,8248	0,0022	OK	6,3359	1,235	0,0018	OK

SLO – Drift dir. X+Y											
Load Case	Story	h [mm]	Drift Ratio	Node	Maximum drift of all vertical elements			Drift at the center of mass			
					Story Drift [mm]	Drift Ratio	CHK	Story Drift [mm]	Drift Factor	Drift Ratio	CHK
Ex_SLO(RS)	7F	3540	0,003	69	7,7498	0,0022	OK	6,8259	1,1353	0,0019	OK
Ex_SLO(RS)	5F	3540	0,003	46	9,0167	0,0025	OK	7,0348	1,2817	0,002	OK
Ex_SLO(RS)	3F	3540	0,003	6	9,9425	0,0028	OK	7,3568	1,3515	0,0021	OK
Ex_SLO(RS)	1F	3540	0,003	5	8,3903	0,0024	OK	6,5291	1,2851	0,0018	OK
Ey_SLO(RS)	7F	3540	0,003	75	8,5775	0,0024	OK	6,2295	1,3769	0,0018	OK
Ey_SLO(RS)	5F	3540	0,003	52	11,9907	0,0034	NG	8,9179	1,3446	0,0025	OK
Ey_SLO(RS)	3F	3540	0,003	18	12,4472	0,0035	NG	9,5904	1,2979	0,0027	OK
Ey_SLO(RS)	1F	3540	0,003	17	8,2328	0,0023	OK	6,6112	1,2453	0,0019	OK

6.6.2.5 Riepilogo ed interpretazione dei risultati

Dallo studio di valutazione della sicurezza strutturale eseguito per il Corpo B si evidenzia la particolare vulnerabilità di tale manufatto che presenta un diffuso danneggiamento strutturale (meccanismi di collasso) sia per azioni gravitazionali che sismiche.

Procedendo alla riduzione graduale dell’input sismico, considerando percentuali del 20% e 5% dell’azione di progetto in termini di PGA, sono stati registrati, anche per livelli di accelerazione molto bassi (5%), elementi che non soddisfano le richieste normative in termini di resistenza (Tabella 6.35 e Figura 6.81).

Anche considerando le sole azioni gravitazionali per la combinazione quasi permanente sono da registrarsi un numero non trascurabile di membrature non verificate.

Tabella 6.35 - Riepilogo, percentuale degli elementi non verificati per stato limite di controllo

	Elemento	**Stati limite di controllo**				
		Azioni Statiche (SLU)	Azioni Dinamiche (SLV)	Azioni Dinamiche (0.2 SLV)	Azioni Dinamiche (0.05 SLV)	Azioni Statiche (quasi perm.)
Duttili	Colonne NON verificate	2,63%	87,72%	0,88%	0,88%	1,75%
Duttili	Travi NON verificate	11,33%	76,35%	6,90%	3,45%	3,94%
Fragili	Colonne NON verificate	11,43%	97,37%	13,16%	0,00%	0,00%
Fragili	Travi NON verificate	55,17%	95,57%	73,40%	42,36%	43,84%

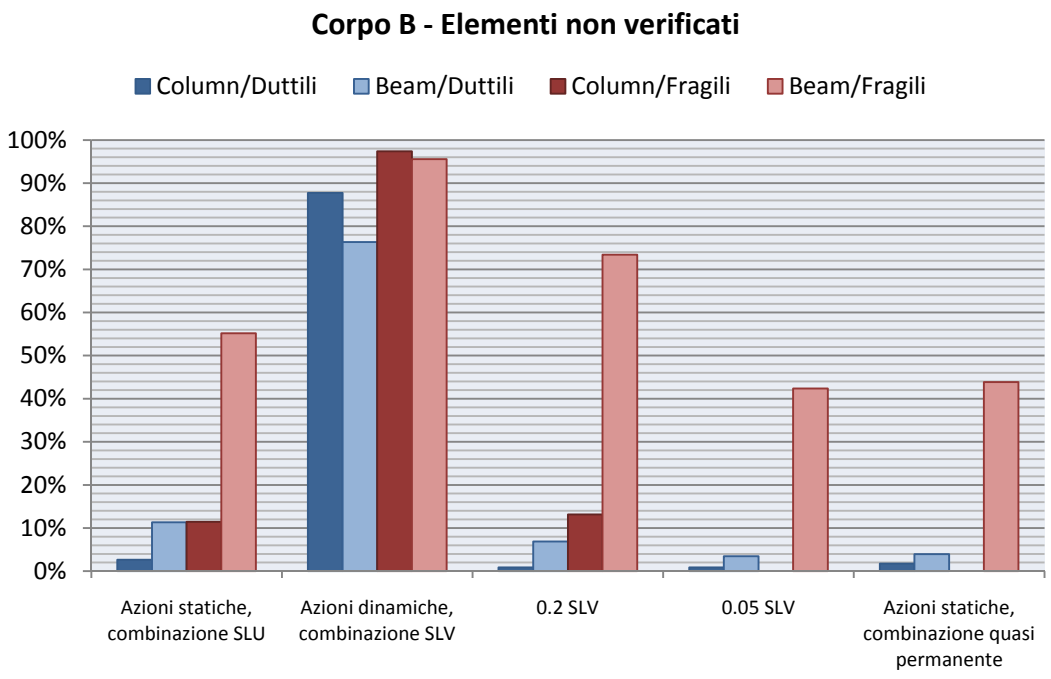


Figura 6.81 - Corpo B, elementi non verificati per stati limite di controllo

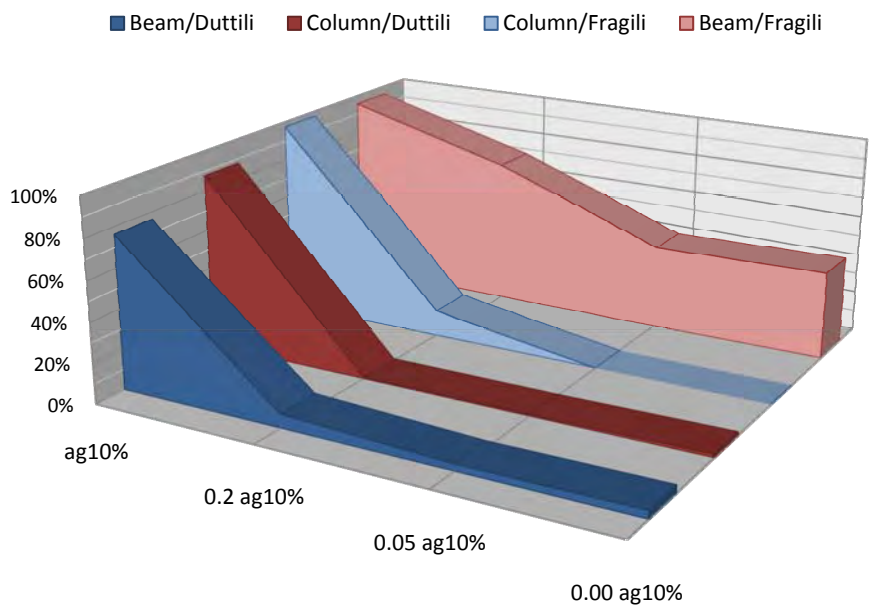


Figura 6.82 - Corpo B, elementi non verificati al variare della percentuale di azione sismica di progetto ($a_{g10\%}$) considerata

6.7 Sintesi dei principali risultati: analisi comparata dei Corpi A e B

Dalle analisi condotte è scaturito in modo inequivocabile che l’edificio scolastico in esame presenta, nel suo complesso, una elevata vulnerabilità sismica. In entrambi i corpi di fabbrica si attivano, infatti, meccanismi di collasso anche per livelli molto bassi delle accelerazione di picco al suolo utilizzata per la modellazione dell’azione sismica. A tal proposito in Figura 6.83 e Figura 6.84 si riportano il numero di meccanismi attivati al variare dell’azione sismica normalizzata a quella di progetto allo SLV (5%, 20% e 100%).

Anche considerando le sole azioni gravitazionali nella combinazione quasi permanente (probabilità di superamento del 50% durante la vita di progetto) sono da registrarsi elementi che non soddisfano i livelli minimi di performance richiesti dalla normativa vigente (NTC08). Particolarmente carente risulta la capacità del Corpo A, il quale presenta membrature con tassi di lavoro che, in alcuni casi, risultano superiori anche di 15 volte della resistenza di progetto.

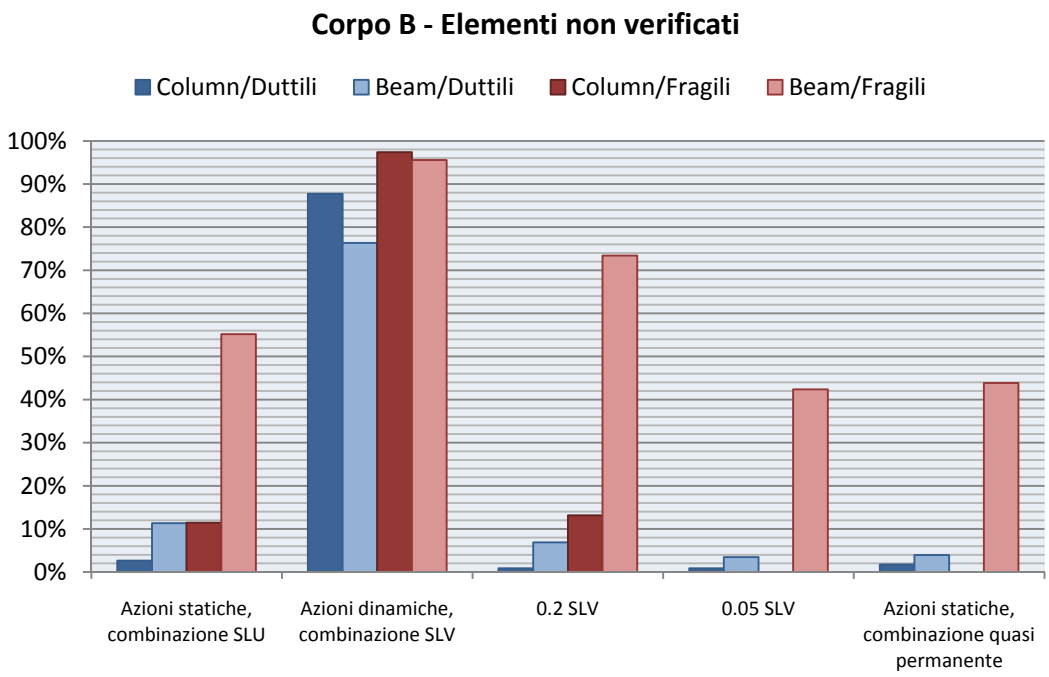


Figura 6.83 - Corpo B, elementi non verificati per stati limite di controllo

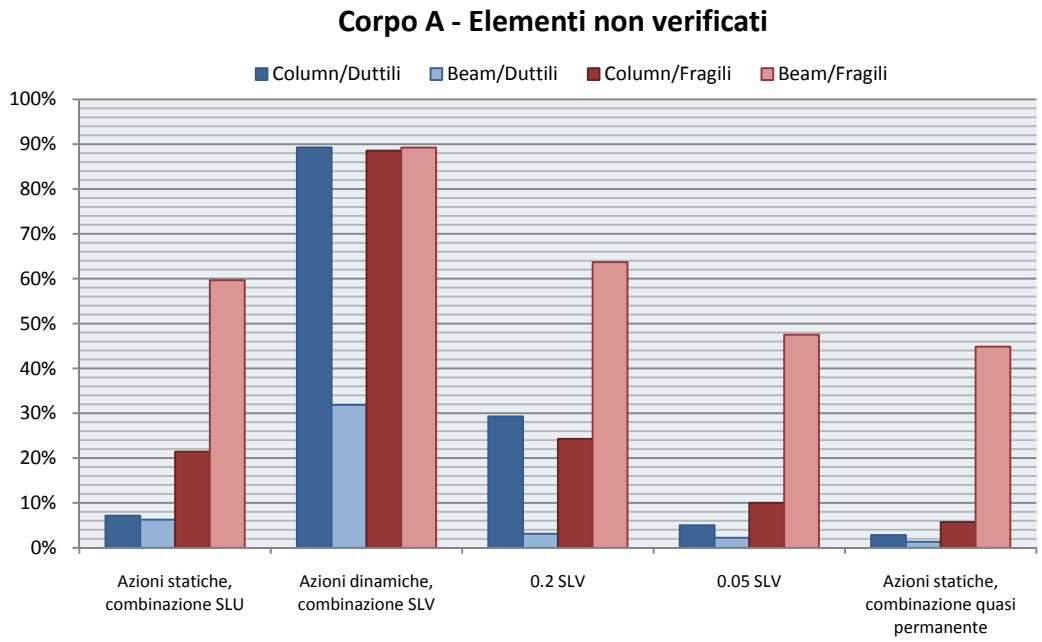


Figura 6.84 - Corpo A, elementi non verificati per stati limiti di controllo

6.8 Ipotesi d’intervento sismico in accordo alle NTC08

6.8.1 Fattibilità tecnica dell’intervento

L’entità dei tassi di lavoro degli elementi primari è un chiaro indice della necessità di intervenire, ai fini dell’adeguamento sismico, con interventi che modifichino in modo radicale la risposta del sistema strutturale in esame.

Una possibile soluzione è quella di utilizzare controventi in acciaio elastici che lavorando in parallelo con il sistema intelaiato in c.a. riducano l’entità delle sollecitazioni richieste nella struttura esistente.

La fattibilità dell’intervento di adeguamento è stata valutata misurando, per i singoli corpi, la riduzione dei tassi di lavoro medi e del numero di meccanismi ottenuti per un livello di controventamento totale dei telai perimetrali (100% dei campi).

Il nuovo sistema sismo-resistenze da un lato sarebbe in grado di modificare la risposta dinamica, regolarizzando i modi di vibrare (Figura 6.86, Figura 6.88), dall’altro ridurrebbe, in modo sostanziale e per entrambi i corpi, la percentuale di elementi non verificati. I tassi di lavoro medi degli elementi strutturali primari non verificati del sistema strutturale valgono circa 12 e 3, rispettivamente nel caso del sistema originario e controventato.

La presenza di elementi non verificati con livello di utilizzo medio pari a 3 richiederebbe quindi l’adozione contestuale di un rafforzamento locale delle membrature, che potrebbe avvenire con tecniche tradizionali (beton-plaqué in acciaio) o innovative (confinamento con FRP) capaci, se opportunamente progettate, di

incrementare in modo significativo la prestazione delle membrature a flessione, presso-flessione e taglio.

Corpo A – Ipotesi di intervento

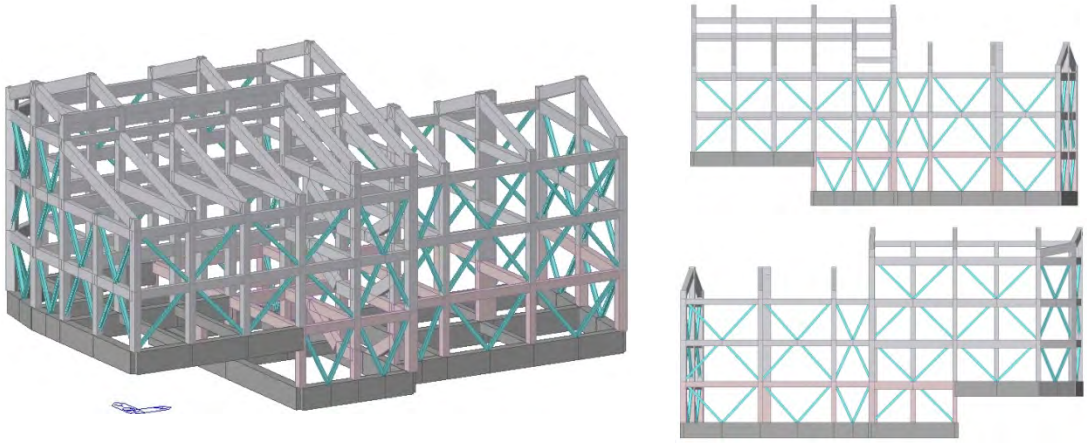


Figura 6.85 - Corpo A, ipotesi d’intervento tramite controventi in acciaio

Corpo A - Effetti sulla risposta dinamica modale della struttura

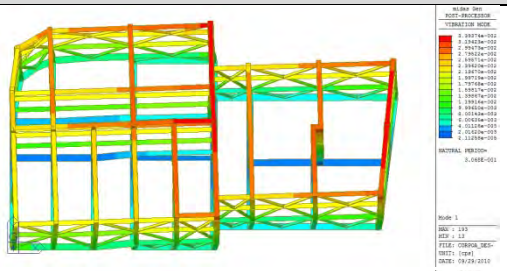
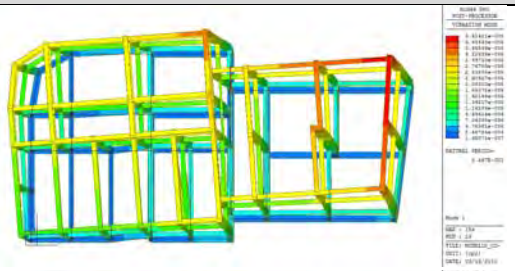
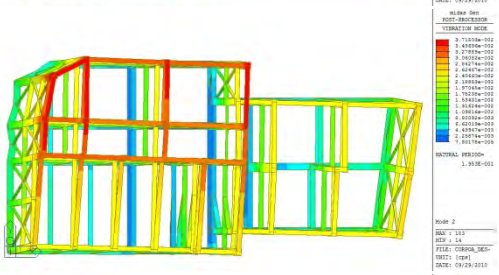
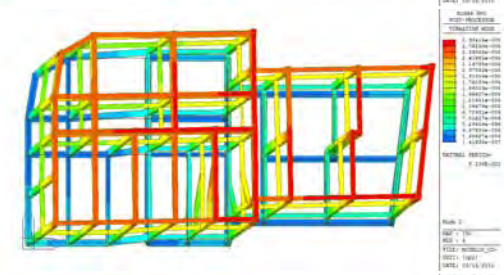
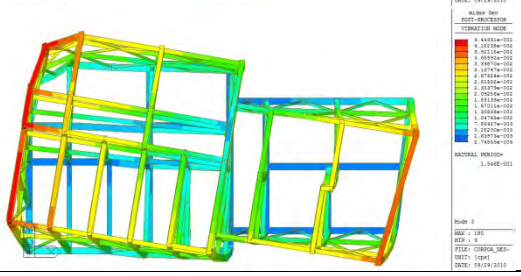
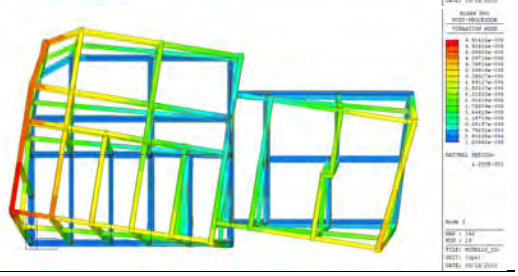
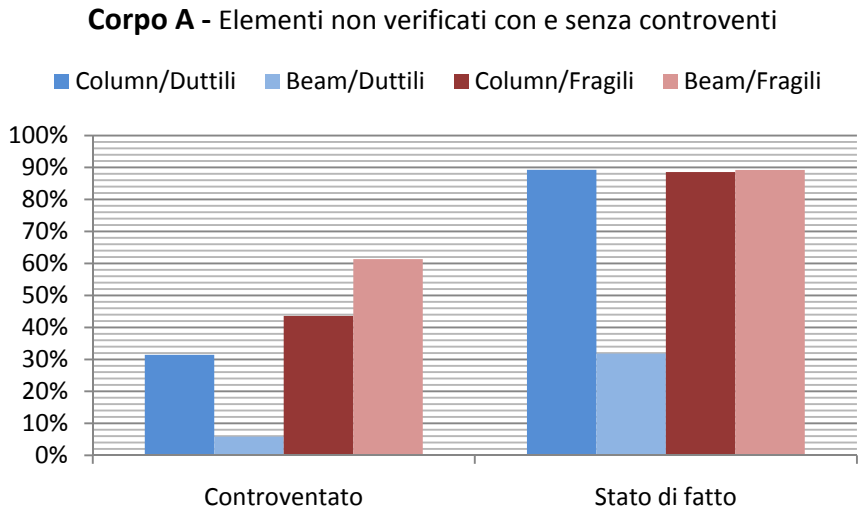
	Struttura controventata	Stato di fatto
Modo Primo		
Modo Secondo		
Modo Terzo		

Figura 6.86 - Corpo A: risposta modale con e senza controventi

Tabella 6.36 - Percentuali di elementi non verificati, con e senza intervento

	Elemento/ Meccanismo	Controventato	Stato di fatto
		SLV	SLV
Duttili	Column/Duttili	31,43%	89,29%
	Beam/Duttili	5,86%	31,84%
Fragili	Column/Fragili	43,57%	88,57%
	Beam/Fragili	61,33%	89,24%



Corpo B – Ipotesi di intervento

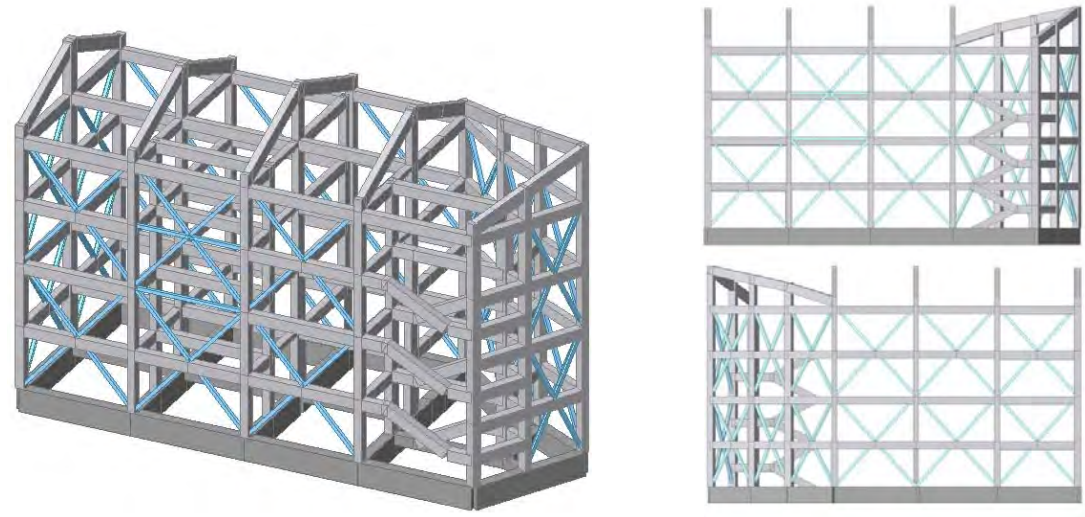


Figura 6.87 - Corpo B, ipotesi d’intervento tramite controventi in acciaio

Corpo B - Effetti sulla risposta dinamica modale della struttura

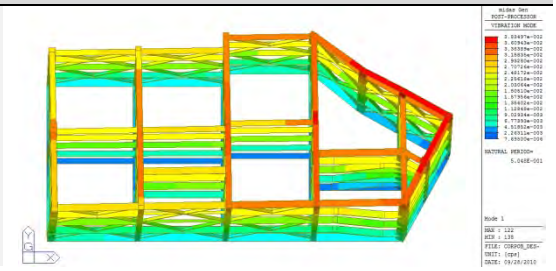
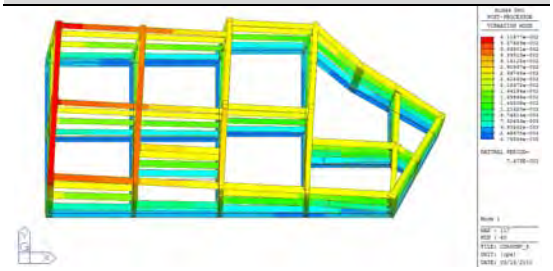
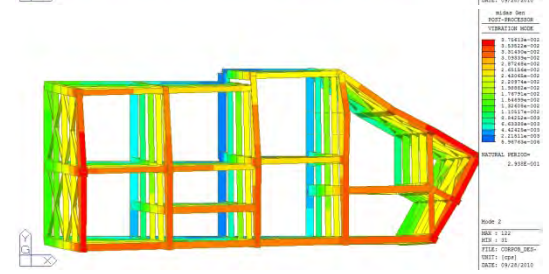
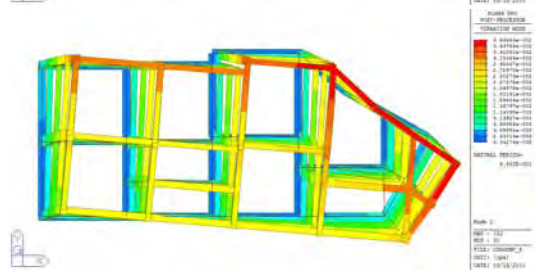
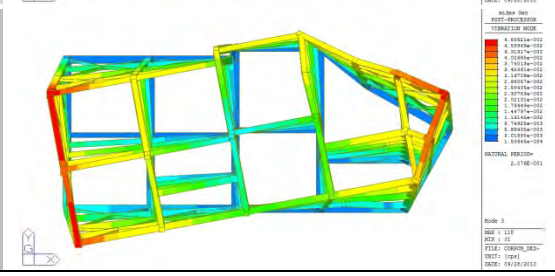
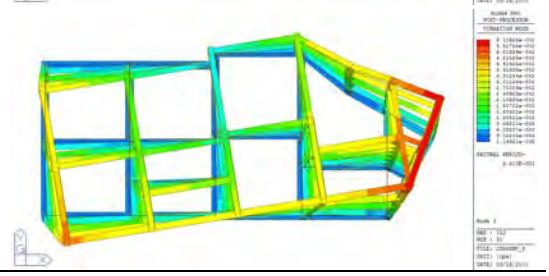
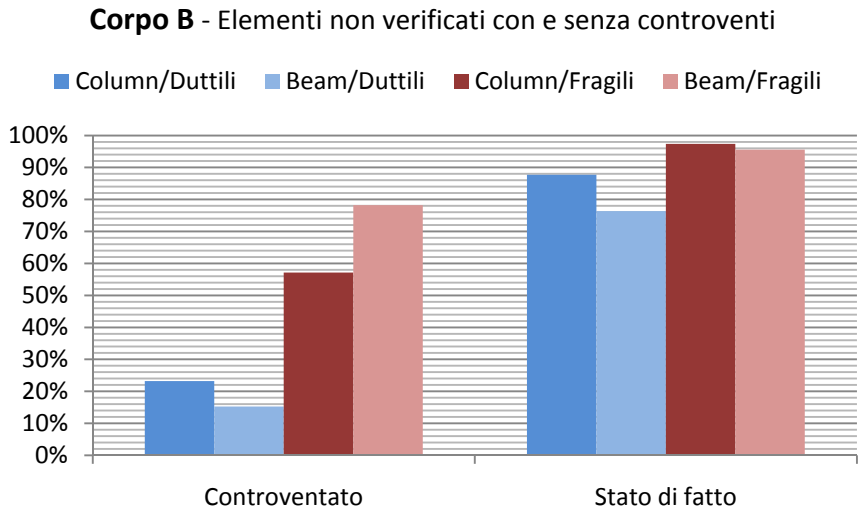
	Struttura controventata	Stato di fatto
Modo Primo		
Modo Secondo		
Modo Terzo		

Figura 6.88 - Corpo B: risposta modale con o senza controventi

Tabella 6.37 - Percentuali di elementi non verificati, con e senza intervento

	Elemento/ Meccanismo	Controventato	Stato di fatto
		SLV	SLV
Duttili	Column/Duttili	23,21%	87,72%
	Beam/Duttili	15,27%	76,35%
Fragili	Column/Fragili	57,14%	97,37%
	Beam/Fragili	78,22%	95,57%



6.9 Conclusioni al caso studio

Lo studio è stato eseguito sulla base di quanto specificato dalla normativa tecnica vigente in materia di costruzioni in zona sismica di cui al D.M. 14 Gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”. Si è fatto, inoltre, esplicito riferimento alla CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617 “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” per quanto attiene alle procedure d’identificazione del sistema strutturale ed alla definizione del Livello di Conoscenza.

Il sistema strutturale, non avendo a disposizione alcun tipo di documentazione originaria di progetto, è stato identificato mediante una campagna di indagini sperimentali distruttive e non che il Comune di Castel di Sangro ha commissionato al Laboratorio Sperimentale Molisano (LASPEM). La definizione della caratteristiche meccaniche e geometriche degli elementi strutturali primari ha consentito di implementare nel codice di calcolo Midas un modello ad elementi finiti con il quale si è valutata la risposta strutturale, sia per azioni statiche sia per azioni di natura sismica, in termini di sollecitazioni e deformazioni generalizzate.

La presenza di adeguati giunti strutturali ha inoltre consentito di analizzare indipendentemente i due corpi di fabbrica costituenti l’edificio scolastico (Corpo A, Corpo B).

I risultati di questo primo studio di vulnerabilità hanno evidenziato come il sistema strutturale della scuola oggetto di indagine, pur escludendo situazioni locali e singolari,

globalmente non è in grado di far fronte né alle azioni di natura statica (azioni gravitazionali) né alle richieste del sisma di progetto.

Questo risultato è in primo luogo da attribuirsi alle modeste caratteristiche meccaniche dei materiali ed in particolare del calcestruzzo, la cui resistenza media riscontrata in opera è risultata essere di gran lunga inferiore anche a quella minima attualmente prevista per le applicazioni strutturali. Le indagini sperimentali relative al calcestruzzo hanno messo in evidenza, infatti, resistenze medie a compressione pari ad 8.3MPa e 13.4MPa, rispettivamente per la zona omogenea A1 e A2.

Nello specifico, per quanto attiene al controllo dello Stato Limite Ultimo (SLU), ovvero della capacità portante per carichi verticali, lo studio condotto ha evidenziato che:

- i pilastri del Corpo B risultano complessivamente verificati a presso-flessione (meccanismi duttili), ad eccezione di un numero limitato di membrature che comunque presentano tassi di lavoro poco superiori all’unità. Maggiormente deficitaria risulta invece la sicurezza strutturale, per il medesimo stato limite, degli elementi del sottosistema portante verticale del Corpo A, in riferimento ai quali si registra un più elevato numero di pilastri non verificati (circa 8% delle membrature totali);
- per quanto concerne le verifiche a taglio (meccanismi fragili), occorre rilevare che in entrambi i corpi sono presenti un numero significativo di pilastri con tassi di lavoro (rapporti Domanda/Capacità) maggiori dell’unità. Le ridotte capacità in termini di resistenza a taglio di tali elementi strutturali sono da attribuirsi in special modo alle modeste caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, la cui resistenza di calcolo a compressione viene ulteriormente ridotta dal fattore parziale del materiale per portare in conto meccanismi di tipo fragile;
- con riferimento al sottosistema portante orizzontale, per entrambi i corpi, un numero particolarmente elevato (59% Corpo A e 55% Corpo B) di travi non risultano verificate a taglio, comportando quindi l’insorgere di meccanismi di rottura di tipo fragile.
- Inoltre, un numero più limitato di membrature non risultano verificate a flessione, anche se presentando tassi di lavoro di poco superiori all’unità.

In relazione, invece, alle azioni sismiche il controllo dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) ha evidenziato che:

- la risposta del sistema strutturale per effetto del terremoto di progetto, riferito al sito interessato dalla costruzione, comporta il danneggiamento della quasi totalità degli elementi strutturali primari attivando meccanismi di collasso sia di tipo duttile che fragili. Il numero di meccanismi complessivi interessa mediamente l’85% dei pilastri e il 95% delle travi. Gli elementi del sottosistema portante verticale ed orizzontale presentano rispettivamente tassi di lavoro medi di 10 e 7;
- anche nell’ipotesi di ridurre l’azione sismica appena al 5% di quella di progetto risulterebbero ancora presenti un numero significativo di elementi con capacità a taglio non adeguata;
- occorre inoltre precisare che, per la mancanza di specifiche informazioni in termini di dettagli costruttivi, non sono state eseguite le verifiche dei nodi che avrebbero

certamente incrementato il già elevato livello di vulnerabilità della scuola in esame.

Da tali considerazioni si evince, quindi, che l’edificio scolastico oggetto di studio presenta un livello di sicurezza certamente non compatibile con la vigente normativa. L’edificio, la cui età di costruzione risale tra gli anni 50 e 60, coerentemente a quanto previsto dalle normative del tempo, è stato infatti progettato senza il rispetto di alcuna prescrizione antisismica. Oltre alle problematiche connesse alla concezione strutturale, effettuata all’epoca per soli carichi verticali, l’intero manufatto, come già sottolineato, si caratterizza per l’impiego di un cls con proprietà meccaniche particolarmente scadenti ed ampiamente inferiori a quelle prescritte dalla vigente normativa NTC08 per le applicazioni strutturali (classe minima del cls in zona sismica C20/25). Inoltre la performance strutturale, avendo l’edificio oltre 50 anni di vita, è inevitabilmente condizionata anche dalle problematiche fisiologiche connesse alla durabilità dei materiali da costruzione, come ad esempio la carbonatazione del cls cui consegue l’ossidazione delle barre armature.

Sulla base delle succitate considerazioni e dell’elevata vulnerabilità che ne consegue, sia per carichi verticali che per azioni sismiche, il sistema strutturale dell’edificio scolastico oggetto di studio necessita pertanto di essere sottoposto ad un intervento di adeguamento atto ad incrementarne sensibilmente le sue prestazioni strutturali per poter raggiungere i livelli conformi alle attuali richieste normative.

La concezione strutturale di tale intervento di adeguamento dovrà avvenire innanzitutto mediante l’utilizzo di tecniche di rafforzamento locali (rinforzo a taglio di travi e a pressoflessione di pilastri) volte a garantire l’assorbimento quantomeno delle azioni gravitazionali. In aggiunta, ai fini dell’assorbimento delle azioni sismiche, visto il livello di danneggiamento ed i tassi di lavoro presenti nella struttura in c.a. esistente, sarà necessario prevedere un intervento che agisca sul comportamento globale del manufatto. L’adeguamento sismico potrà in questo caso essere perseguito inserendo nell’organismo strutturale originario un nuovo sistema sismo resistente in grado di assorbire la quasi totalità delle azioni orizzontali. A tale riguardo si potrebbero ad esempio inserire sistemi di controventamento in acciaio secondo configurazioni di tipo globale che dovrebbero impegnare il 100% delle maglie strutturali perimetrali. Oltre alla struttura intelaiata andrebbero rafforzati e messi in sicurezza, per caduta anche di parti non strutturali (pignatte), i solai latero-cementizio di tipo SAP, i quali, notoriamente, possono presentare problemi di durabilità legati al particolare sistema costruttivo.

In conclusione vista:

- l’entità dell’intervento di adeguamento a farsi, che richiederebbe in ogni caso costi di costruzione assolutamente non trascurabili;
- la vetustà dell’attuale sistema strutturale che ha, per questioni di durabilità, ampiamente superato la sua vita di progetto;
- la necessita di de-localizzare dai centri storici gli edifici scolastici, per il ruolo che potrebbero svolgere durante la gestione delle emergenze;

appare ragionevole suggerire all’Amministrazione Comunale di valutare con attenzione la possibilità di seguire strade alternative all’adeguamento sismico della scuola in esame.

7 Conclusioni

Il presente lavoro ha indagato le possibilità offerte dall'applicazione del Building Information Modeling nel processo valutazione del livello di sicurezza, per azioni di tipo gravitazionale e sismico, di strutture esistenti.

Introdotte le principali problematiche che interessano uno studio di questo tipo si è proceduto all'applicazione ad un caso studio di tale metodologia.

Il modello di informazioni è stato sviluppato in un ambiente per la gestione di progetti strutturali attraverso il software Tekla Structures ed impiegato per la definizione di tutte le fasi di indagine della struttura.

Nella fase volta all'identificazione della geometria globale della struttura l'applicazione del B.I.M. ha permesso la creazione di un modello rappresentativo delle caratteristiche geometriche degli elementi e della loro funzione strutturale, distinguendo tra entità colonna, trave, piastra e scala.

Definiti gli elementi primari è stato possibile associarvi, come informazioni aggiuntive, i dati relativi a posizione e tipo di prova da realizzarsi, in modo da definire, attraverso documenti grafici, i piani di indagine per l'identificazione dei dettagli costruttive e delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

I dati raccolti dalle indagini di identificazione dei materiali sono stati tradotti nel modello definendo un campo di informazione aggiuntiva per ogni elemento indagato nel quale è stato riportato il risultato della prova.

I risultati delle prove volte al rilevamento delle armature sono stati inseriti nel modello attraverso la definizione delle componenti d'armatura degli elementi identificati.

Per ogni elemento indagato è stata così definita una scheda di dettaglio tale da restituire, tramite documento grafico, la disposizione dell'armatura all'interno del singolo elemento, la dimensione e la qualità di barre e staffe e il codice di riferimento del materiale.

Il modello costituisce in questo modo un documento completo della fase di indagine della struttura.

L'esportazione del modello attraverso estensione IFC permette di generare un documento informatico che potrà essere integrato in futuro nel processo di progettazione dell'eventuale intervento di adeguamento come fase preliminare di studio.

Il modello sviluppato in ambiente B.I.M. rappresenta anche un documento sulla metodologia di modellazione degli elementi strutturali in fase di calcolo.

Gli elementi nel modello sono infatti caratterizzati anche da informazioni sul loro comportamento strutturale (modello di comportamento, sezione, spessore, etc.). È stato quindi possibile generare il modello di calcolo strutturale importando le informazioni direttamente dal modello B.I.M. nel software di calcolo, Midas Gen, dove le caratteristiche degli elementi sono state tradotte nei dati per la definizione del modello geometrico.

Condotte le opportune analisi si è proceduto alla valutazione del livello di sicurezza della struttura nei confronti di azioni di tipo gravitazionale e sismico, attraverso un giudizio in merito all'opportunità di procedere ad un intervento di adeguamento.

Per quanto mostrato si ritiene quindi di poter considerare l'applicazione della metodologia B.I.M. come un utile strumento di gestione di tutte le fasi che compongono una valutazione in termini di performance di opere esistenti. Oltre che in rapporto ad una maggiore rapidità nella produzione di documentazione, sia di carattere grafico che non, l'approccio risulta particolarmente efficace nel ridurre gli errori derivanti dall'interoperabilità tra i diversi soggetti coinvolti nelle fasi del processo di valutazione (pianificazione delle indagini, esecuzione, analisi e gestione dei dati).

Inoltre è da considerarsi l'opportunità di generare, attraverso un unico modello informatizzato, un documento storico, rappresentato dal modello stesso, nel quale sono riportate tutte le operazioni che hanno interessato l'opera. Tale documento diventa un elemento di integrazione per qualsiasi operazione successiva sia d'integrazione che di progettazione di un eventuale intervento di adeguamento.

8 Bibliografia

A.C.I. 214.4R-03. 2003. *Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strenght Results.* 2003.

BRITISH STANDARD 1881. 1983. *Testing Concrete, part 120 – Methods for determination of the compressive strength of concrete cores.* s.l. : BS, 1983.

Charles M. Eastman, Chuck Eastman, Paul Teicholz, Rafael Sacks, Kathleen Liston. 2008. *BIM handbook: a guide to building information modeling for owners, managers, designers, engineers, and contractors.* s.l. : John Wiley and Sons, 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009 n. 617. 2009. *"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).* 2009.

D.M. 14 gennaio 2008. 2008. *"Norme Tecniche per le Costruzioni".* 2008.

Dana K. Smith, Michael Tardif. 2009. *Building information modeling: a strategic implementation guide for architects, engineers, constructors, and real estate asset managers.* s.l. : John Wiley and Sons, 2009.

G., Oliveto. *Adeguamento antisismico di edifici in conglomerato cementizio armato mediante tecniche tradizionali ed innovative. Applicazioni ad edifici dello IACP di Siracusa.* s.l. : Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale Università di Catania.

Hardin, Brad. 2009. *BIM and Construction Management: Proven Tools, Methods, and Workflows.* s.l. : John Wiley and Sons, 2009.

L., Khemlani. 2004. *The IFC Building Model: A Look Under the Hood.* s.l. : AECbytes feature, 2004.

Masi, A. e Vona, M. *La stima della resistenza del calcestruzzo in situ: impostazione delle indagini ed elaborazione dei risultati.*

Masi, A. 2005. *La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive.* 2005.

Puccinotti, Raffaele. 2006. *Patologia e diagnostica del cemento armato.* Palermo : D. Flaccovio editore, 2006.

ReLUIS LINEE GUIDA. 2010. *Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili (Bozza).* s.l. : ReLUIS, 2010.

Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP. febbraio 2008. *Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive.* s.l. : Ministero LL.PP., febbraio 2008.

UNI EN 12390-3:2003. 2003. *Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione dei provini. s.l.* s.l. : UNI, 2003.

UNI EN 12504-1:2002. 2002. *Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Carote, Prelievo, esame e prova di compressione.* s.l. : UNI, 2002.

UNI EN 12504-2:2001. 2001. *Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Prove non distruttive - Determinazione dell'indice sclerometrico.* s.l. : UNI, 2001.

UNI EN 12504-4:2005. 2005. *Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 4: Determinazione*

della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici. s.l. s.l. : UNI, 2005.

UNI EN 1992-1-1:2005. Eurocodice 2. 2005. *Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.* s.l. : UNI, 2005.

Verderame G.M., Mariniello C., Cosenza E., Manfredi G. *La valutazione sismica di edifici esistenti in c.a.: confronto tra analisi lineare e non lineare.* s.l. : Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli studi di Napoli "Federico II".

Ringraziamenti

Intendo ringraziare quanti hanno permesso la stesura di questo lavoro.

Il professore Raffaele Landolfo, al quale devo la mia formazione in questi anni.

Il dott. ing. Oreste Mammana, che ha seguito ogni passo dell'evoluzione della tesi, e il professore Di Lorenzo, per la disponibilità e i sempre puntuali punti di vista.

Attraverso loro tutto il Dipartimento di Metodi Matematici della Facoltà di Architettura.

Mi preme inoltre ringraziare le persone il cui supporto ha reso possibile il raggiungimento di questo traguardo.

La mia famiglia, sempre vicina con discrezione e fermezza, a loro dico che questo è anche un loro risultato. A mio padre, a cui questo lavoro è dedicato, ribadisco la stima e il rispetto per quanto costruito negli anni, sul piano umano e professionale.

A mia madre, l'affetto incondizionato in ogni momento.

A Sarah, che nelle differenze più di chiunque capisce, l'incitamento a crescere con lo sguardo rivolto sempre all'eccellenza.

Ringrazio Viola, a lei, che pienamente comprende i sacrifici di questi anni, dico infinitamente grazie, poiché non è semplice essermi vicino, e lei lo è sempre.

A Francesco e Rosella dico che il loro raccolto affetto è più forte di molte parole.

Un grazie di cuore lo rivolgo alla mia famiglia allargata. Ognuno di loro ha saputo portare, anche nei momenti più difficili, attimi di serenità.

A tutti loro dico semplicemente grazie.