



POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

STUDIO DI ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE ESOSCHELETRO DI UN EDIFICIO AD USO SCOLASTICO

Relatore

Prof. Giuseppe Andrea Ferro

Candidato

Vito Moramarco

Correlatori

Prof. Giuseppe Carlo Marano

Arch. Luciana Restuccia

Marzo 2020

*“Costruire una cultura di prevenzione non è facile.
Mentre i costi della prevenzione devono
essere pagati nel presente,
i suoi benefici si avvertono
in un futuro distante.
Per di più, i benefici non sono tangibili:
SONO I DISASTRI NON AVVENUTI”*

Kofi Annan, WSSD 2002

Sommario

Indice delle figure	3
Indice delle tabelle	9
Riassunto.....	13
Abstract.....	15
Capitolo 1	17
Vulnerabilità sismica delle strutture esistenti	17
1.1 Valutazione dell'esposizione sismica (E).....	22
1.2 Valutazione della pericolosità sismica (P).....	23
1.3 Valutazione della vulnerabilità sismica (V).....	26
Capitolo 2	31
Tecniche di miglioramento o adeguamento sismico.....	31
2.1 Interventi su strutture in muratura.....	37
2.2 Interventi su strutture intelaiate in calcestruzzo armato.....	39
2.2.1 Interventi locali.....	40
2.2.2 Interventi globali	43
Capitolo 3	49
Esoscheletro	49
3.1 Potenzialità operative del sistema esoscheletro	50
3.2 Aspetti teorico - normativi	54
3.3 Esempio applicativo: La palazzina uffici della Magneti Marelli.....	60
Capitolo 4	65
Caso di studio: l'istituto comprensivo "F. Surico"	65
4.1 Descrizione dell'edificio.....	66
4.2 Pericolosità sismica	68
4.3 Analisi storico - critica	75
4.4 Caratteristiche dei materiali.....	79
4.5 Azioni e carichi agenti sulla struttura.....	82
4.6 Modellazione della struttura esistente.....	85
4.6.1 Valutazione della sicurezza della struttura non controllata.....	90
4.6.1.1 Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC1	91
4.6.1.2 Valutazione della sicurezza per un livello di conoscenza LC2.....	103

Capitolo 5	107
Retrofitting Strutturale	107
5.1 Progetto dell'intervento di adeguamento sismico	109
5.1.1 Esoscheletro per il livello di conoscenza LC1	110
5.1.2 Esoscheletro per il livello di conoscenza LC2	125
Capitolo 6	139
Conclusioni	139
6.1 Struttura analizzata facendo riferimento al livello di conoscenza LC1	139
6.2 Struttura analizzata facendo riferimento al livello di conoscenza LC2	142
6.3 Comparazione economica interventi	145
Allegati	149
Bibliografia	167

Indice delle figure

Figura 1 - Zonizzazione sismica del territorio italiano, a sinistra la zonizzazione in vigore dal 1984 e a destra quella introdotta dal 2003.....	18
Figura 2 - Rappresentazione del comportamento fragile e duttile di un semplice telaio shear - type.	19
Figura 3 - Suddivisione del patrimonio edilizio italiano e dell'edificato in cemento arato per data di costruzione: di circa 9 milioni di edifici non progettati per resistere ai carichi orizzontali, circa 1,8 milioni sono in cemento armato. Agenzia del Territorio, 2011.....	20
Figura 4 - Mappe di pericolosità del territorio Nazionale (www.ingv.it).....	26
Figura 5 - Obiettivo di un progetto di adeguamento sismico.....	31
Figura 6 - Modalità di incremento della capacità sismica di una struttura (Sugano, 1996). ...	32
Figura 7 - Strategie di intervento basate sull'incremento di duttilità (R. Landolfo et. Al.).....	32
Figura 8 - Strategie di intervento basate sull'incremento di rigidità e resistenza (R. Landolfo et al.).	33
Figura 9 - Strategie di intervento basate sulla riduzione della rigidità laterale (isolamento alla base)(R. Landolfo et al.).....	33
Figura 10 - Diatono artificiale ad espansione utilizzato nell'intervento di consolidamento del castello di Laurenzana.....	38
Figura 11 - Intervento di "scuci e cuci" realizzato su un paramento murario di Palazzo D'Accursio a Bologna.....	38
Figura 12 - Intervento di consolidamento di una muratura tramite paretine di intonaco armato con rete in fibra di vetro.....	39
Figura 13 - Intervento di consolidamento di una muratura tramite placcaggio con nastri di acciaio.	39
Figura 14 - Intervento di incamiciatura in calcestruzzo armato di un pilastro.....	41
Figura 15 -Intervento di incamiciatura in calcestruzzo armato di un pilastro.....	43
Figura 16 - Tipologie di controventi concentrici.....	44
Figura 17 - Tipologie di controventi eccentrici.....	44

Figura 18 - Controventi dissipativi installati nel Nuovo polo didattico dell'Università Politecnica delle Marche ad Ancona.	45
Figura 19 - Isolatore elastomerico installato come elemento di disconnessione tra fondazione e sovrastruttura.	47
Figura 20 - Intervento di adeguamento sismico mediante "Torri dissipative" realizzato sull'edificio scolastico del Liceo "Varano" di Camerino.	48
Figura 21 - Confronto, in termini di incidenza sulla vita utile e carico ambientale, tra intervento di demolizione – ricostruzione e interventi riqualificazione solo energetica e/o architettonica e interventi di riqualificazione integrata.	50
Figura 22 - Principali deficit degli edifici esistenti realizzati nel II dopoguerra con struttura in calcestruzzo armato riferiti a tre ambiti fondamentali: struttura, energia e formale- tipologico (a sinistra); azioni necessarie in ogni ambito per la riqualificazione (a destra).	51
Figura 23 - Caratteristiche principali dell'intervento di retrofitting mediante esoscheletro. .	53
Figura 24 - Schematizzazione semplificata della struttura NON controllata ed equivalente sistema 1 DOF.	55
Figura 25 - Schematizzazione semplificata della struttura controllata ed equivalente sistema 1 + 1 DOF.	56
Figura 26 - Ampiezza funzione di risposta in termini di spostamento della struttura non controllata (NC).	58
Figura 27 - Confronto ampiezza funzioni di risposta in frequenza in termini di spostamento per le configurazioni non controllata (NC) e controllata con collegamento rigido (RC) al variare del rapporto in frequenza.	59
Figura 28 - Indice di prestazione in termini di ampiezza della funzione di risposta in frequenza in termini di spostamento del sistema 1 +1 DOF al variare del rapporto di massa e del rapporto di frequenza.	60
Figura 29 - Foto della struttura prima della realizzazione dell'intervento di adeguamento sismico.	61
Figura 30 - Foto del progetto e della realizzazione dell'intervento di adeguamento sismico.	63
Figura 31 - Planimetria di progetto (a sinistra) e dello stato attuale (a destra) del complesso scolastico "F. Surico".	66
Figura 32 - Prospetto frontale del complesso scolastico "F. Surico"	67
Figura 33 - Prospetto laterale destro del complesso scolastico "F. Surico".	67

Figura 34 - Prospetto laterale sinistro del complesso scolastico "F. Surico"	68
Figura 35 - Estratto del D.M. n. 8 del 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"	70
Figura 36 - Schermata "Individuazione della pericolosità del sito" del fogli di calcolo "Spettri – NTC ver.1.0.3"	71
Figura 37 - Schermata "Scelta della strategia di progettazione" del fogli di calcolo "Spettri – NTC ver.1.0.3"	71
Figura 38 - Spettro di risposta per lo SLO.....	72
Figura 39 - Spettro di risposta per lo SLD.....	73
Figura 40 - Spettro di risposta per lo SLV.....	74
Figura 41 - Spettro risposta per lo SLC.....	75
Figura 42 - Richiesta di documentazione inviata all'Archivio di Stato di Taranto.....	76
Figura 43 - Estratto della Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.....	79
Figura 44 - Planimetria strutturale dello stato di fatto del piano terra.....	87
Figura 45 - Planimetria strutturale dello stato di fatto del primo piano.....	87
Figura 46 - Rappresentazione assonometrica del modello 3D della struttura non controllata realizzato con CDS_Win.....	88
Figura 47 - Schede di carpenteria di un pilastro del piano terra e del primo piano dell'edificio, risultato del progetto simulato.....	89
Figura 48 - Schede di carpenteria di una trave del piano terra dell'edificio, risultato del progetto simulato.....	89
Figura 49 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).....	92
Figura 50 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).....	92
Figura 51 - Spettri di progetto struttura non controllata.....	95
Figura 52 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del primo impalcato.....	96
Figura 53 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del secondo impalcato.....	96
Figura 54 - Caratteristiche dei modi di vibrare della struttura non controllata allo SLD e SLV per le direzioni x e y.....	98
Figura 55 - Primo modo di vibrare.....	98
Figura 56 - Secondo modo di vibrare.....	98

Figura 57 - Terzo modo di vibrare.	99
Figura 58 - Deformata sismica SLD in direzione x.	99
Figura 59 - Deformata sismica SLD in direzione y.	99
Figura 60 - Deformata sismica SLV in direzione x.	100
Figura 61 - Deformata sismica SLV in direzione y.	100
Figura 62 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione x.	101
Figura 63 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione y.	101
Figura 64 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione x.	101
Figura 65 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione y.	102
Figura 66 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).	102
Figura 67 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).	103
Figura 68 - Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC1.	103
Figura 69 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).	104
Figura 70 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).	104
Figura 71 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).	105
Figura 72 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).	105
Figura 73 - Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC2.	106
Figura 74 - Ciclo di vita di un edificio adeguato sismicamente tramite esoscheletro.	108
Figura 75 - Rappresentazione assonometrica del modello 3D della struttura controllata realizzato con CDS_Win.	109
Figura 76 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del primo impalcato.	111
Figura 77 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del secondo impalcato.	111
Figura 78 - Spettri di progetto struttura controllata.	113
Figura 79 - Caratteristiche dei modi di vibrare della struttura controllata allo SLD e SLV per le direzioni x e y.	115
Figura 80 - Primo modo di vibrare.	115
Figura 81 - Secondo modo di vibrare.	115
Figura 82 - Terzo modo di vibrare.	116
Figura 83 - Deformata sismica SLD in direzione x.	116
Figura 84 - Deformata sismica SLD in direzione y.	116
Figura 85 - Deformata sismica SLV in direzione x.	117
Figura 86 - Deformata sismica SLV in direzione y.	117

Figura 87 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione x.....	118
Figura 88 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione y.....	118
Figura 89 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione x.....	118
Figura 90 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione y.....	119
Figura 91 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).....	119
Figura 92 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).	120
Figura 93 - Verifica elementi secondari secondo l'Eurocodice 8.....	121
Figura 94 - Domini di resistenza della sezione di testa (a sinistra) e della sezione di base (a destra) del pilastro.	123
Figura 95 - Domini di resistenza della sezione di testa (a sinistra) e della sezione di base (a destra) del pilastro.	124
Figura 96 - Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC1.....	124
Figura 97 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del primo impalcato.	125
Figura 98 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del secondo impalcato.	126
Figura 99 - Spettri di progetto struttura controllata.	128
Figura 100 - Caratteristiche dei modi di vibrare della struttura controllata allo SLD e SLV per le direzioni x e y.....	129
Figura 101 - Primo modo di vibrare.	130
Figura 102 - Secondo modo di vibrare.	130
Figura 103 - Terzo modo di vibrare.	130
Figura 104 - Deformata sismica SLD in direzione x.	131
Figura 105 - Deformata sismica SLD in direzione y.	131
Figura 106 - Deformata sismica SLV in direzione x.....	131
Figura 107 - Deformata sismica SLV in direzione y.....	132
Figura 108 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione x.....	132
Figura 109 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione y.....	133
Figura 110 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione x.....	133
Figura 111 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione y.....	133
Figura 112 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).....	134
Figura 113 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).	134
Figura 114 - Domini di resistenza della sezione di testa (a sinistra) e della sezione di base (a destra) del pilastro.	136

Figura 115 - Domini di resistenza della sezione di testa (a sinistra) e della sezione di base (a destra) del pilastro.	137
Figura 116 - Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC2.	138
Figura 117 - Confronto in termini di spostamento allo SLD tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).....	140
Figura 118 - Confronto in termini di spostamento allo SLV tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).....	140
Figura 119 - Confronto in termini di tagli alla base allo SLV tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).....	142
Figura 120 - Confronto in termini di spostamento allo SLD tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).....	143
Figura 121 - Confronto in termini di spostamento allo SLV tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).....	143
Figura 122 - Confronto in termini di tagli alla base allo SLV tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).....	145
Figura 123 - Comparazione economica dei diversi interventi proposti.....	146
Figura 124 - Incidenza delle singole lavorazioni sul costo totale dei diversi interventi previsti per la struttura oggetto di studio.....	147

Indice delle tabelle

Tabella 1 - Valori di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A per le quattro zone a diversa sismicità individuate dall' OPCM n.3274 del 20 marzo 2003.	18
Tabella 2 - Intervalli di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A per le quattro zone a diversa sismicità individuate dall' OPCM n.3519 del 28 aprile 2006.	18
Tabella 3 - Probabilità di superamento nel periodo di riferimento per gli stati limite considerati.....	69
Tabella 4 - Parametri di pericolosità sismica per la definizione degli spettri di risposta per gli stati limite considerati.....	72
Tabella 5 - Risultati delle prove di compressione eseguite sui provini ottenuti dalle carote prelevate in sito.	80
Tabella 6 - Risultati delle prove non distruttive eseguite in sito sugli elementi strutturali.....	82
Tabella 7 - Risultati delle prove di trazione eseguite sui provini di armatura prelevati in sito.	82
Tabella 8 - Analisi dei carichi delle scale.	84
Tabella 9 - Analisi dei carichi del solaio di copertura del piano terra.....	85
Tabella 10 - Analisi dei carichi del solaio di copertura del piano primo.....	85
Tabella 11 - Analisi dei carichi del tamponatura perimetrale.	85
Tabella 12 - Combinazioni di carico verifica statica.	91
Tabella 13 - Coordinate dei baricentri di massa e rigidezza dei due impalcati della struttura.	96
Tabella 14 - Valori di spostamento massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.	100
Tabella 15 - Valori di taglio massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.	102
Tabella 16 - Coordinate dei baricentri di massa e rigidezza dei due impalcati della struttura.	111
Tabella 17 - Rigidezze della struttura ante – opera e post - opera.	112
Tabella 18 - Valori di spostamento massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.	117
Tabella 19 - Valori di taglio massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.	119
Tabella 20 - Caratteristiche della sollecitazione in condizioni statiche del pilastro al piano terra.	122

Tabella 21 - Spostamenti SLV e SLC primo impalcato.....	122
Tabella 22 - Sollecitazioni indotte dagli spostamenti SLC del primo impalcato sul pilastro..	122
Tabella 23 - Sollecitazioni totali agenti sul pilastro.	122
Tabella 24 - Verifica a taglio.	123
Tabella 25 - Caratteristiche della sollecitazione in condizioni statiche del pilastro al primo piano.....	123
Tabella 26 - Spostamenti SLV e SLC secondo impalcato.....	123
Tabella 27 - Sollecitazioni indotte dagli spostamenti SLC del primo impalcato sul pilastro..	123
Tabella 28 - Sollecitazioni totali agenti sul pilastro.	124
Tabella 29 - Verifica a taglio.	124
Tabella 30 - Coordinate dei baricentri di massa e rigidezza dei due impalcati della struttura.	126
Tabella 31 - Rigidezze della struttura ante – opera e post - opera.....	127
Tabella 32 – Valori di spostamento massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.....	132
Tabella 33 – Valori di taglio massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.....	134
Tabella 34 - Caratteristiche della sollecitazione in condizioni statiche del pilastro al piano terra.....	135
Tabella 35 - Spostamenti SLV e SLC primo impalcato.....	135
Tabella 36 - Sollecitazioni indotte dagli spostamenti SLC del primo impalcato sul pilastro..	135
Tabella 37 - Sollecitazioni totali agenti sul pilastro.	135
Tabella 38 - Verifica a taglio.	136
Tabella 39 - Caratteristiche della sollecitazione in condizioni statiche del pilastro al primo piano.....	136
Tabella 40 - Spostamenti SLV e SLC secondo impalcato.....	136
Tabella 41 - Sollecitazioni indotte dagli spostamenti SLC del primo impalcato sul pilastro..	137
Tabella 42 - Sollecitazioni totali agenti sul pilastro.	137
Tabella 43 - Verifica a taglio.	137
Tabella 44 - Indice di prestazione allo SLD e SLV in termini di spostamento.	141
Tabella 45 - Verifiche drift di piano SLD per la struttura non controllata e per la struttura controllata.	141
Tabella 46 - Indice di prestazione allo SLD e SLV in termini di spostamento.	144

Tabella 47 - Verifiche drift di piano SLD per la struttura non controllata e per la struttura controllata.....	144
Tabella 48 - Incidenza delle singole lavorazioni sul costo totale dei diversi interventi previsti per la struttura oggetto di studio.....	146

Riassunto

Il presente lavoro di tesi ha l'obiettivo di fornire un'ulteriore alternativa di intervento al Comune di Castellaneta, proprietario dell'immobile, per l'adeguamento sismico dell'edificio scolastico "F. Surico". Questo, come evidenziato anche da precedenti valutazioni della sicurezza, è risultato essere inadeguato ad assolvere la funzione per cui era stato progettato nei primi anni '60, quindi attualmente inagibile, sul quale sono stati anche già realizzati, da diversi tecnici, un progetto di adeguamento sismico di tipo "classico" e un progetto di abbattimento e ricostruzione. Il presente lavoro sarà articolato in quattro parti, ognuna delle quali affronterà:

- il problema, ossia la sicurezza degli edifici esistenti realizzati nel secondo dopoguerra, privi di adeguati dettagli costruttivi per rispondere ad azioni di tipo sismico e spesso anche giunti al termine della loro vita utile;
- la soluzione "classica" al problema della sicurezza di questi edifici, ossia le tecniche di intervento di miglioramento e/o adeguamento sismico consolidate;
- la soluzione "innovativa", l'esoscheletro, ossia un intervento di adeguamento sismico di strutture esistenti che consiste nella realizzazione di un involucro esterno alla struttura originaria resistente al sisma;
- l'applicazione di questa tecnica di intervento ad un edificio reale, ossia un edificio scolastico con una struttura in calcestruzzo armato di due piani fuori terra conformata a "C", che culminerà con la definizione di un nuovo livello di sicurezza della struttura, il quale confrontato con il livello di sicurezza della struttura originaria, permetterà anche di definire l'efficacia dell'intervento realizzato.

L'applicazione di questa tecnica di intervento, ancora poco utilizzata nella riqualificazione di edifici esistenti, mediante un approccio integrato permetterebbe di trattare e risolvere molteplici problemi. Se infatti, come è stato fatto in questa tesi, l'intervento è pensato principalmente per migliorare le performance strutturali dell'edificio, esso potrà essere anche utilizzato per interventi di efficientamento

energetico, restyling architettonico, ampliamento e/o sopraelevazione. In particolare, in questo lavoro l'esoscheletro, una struttura realizzata con profili metallici disposti esternamente alla struttura originaria, sarà progettato facendo riferimento a due scenari, uno relativo al livello di conoscenza LC1 e l'altro relativo al livello di conoscenza LC2, in modo da valutare quale sia la strada più conveniente da intraprendere per l'adeguamento sismico della struttura.

A progettazione conclusa si darà spazio anche ad un confronto economico – ambientale di massima tra l'intervento classico, l'intervento di abbattimento e ricostruzione e gli interventi mediante esoscheletro realizzati, tramite cui sarà possibile apprezzare quali e quanti sono i vantaggi che questo tipo di approccio permette di avere e di conseguenza quale sia la soluzione migliore per l'adeguamento sismico dell'edificio scolastico oggetto di studio.

Abstract

The present work of thesis has the objective of providing an additional alternative of intervention to the Municipality of Castellaneta, owner of the property, for the seismic retrofitting of the school building "F. Surico". This, as also evidenced by previous safety assessments, was found to be inadequate to fulfill the function for which it was designed in the early 60's, therefore currently condemned, on which were also already realized, by various technicians, a seismic retrofitting project of the "classic" type and a project of abatement and reconstruction. This work will be divided into four parts, each dealing with:

- the problem, that is the safety of existing buildings built after the Second World War, without adequate construction details to respond to seismic actions and often even at the end of their useful life;
- the "classical" solution to the problem of the safety of these buildings, that is the techniques of improvement and/or seismic retrofitting consolidated;
- the "innovative" solution, the exoskeleton, that is an intervention of seismic retrofitting of existing structures that consists in the realization of an outer casing to the original structure resistant to the earthquake;
- the application of this intervention technique to a real building, that is, a school building with a concrete structure armed with two floors above ground, conforming to "C", which will culminate in the definition of a new level of security of the structure, which, compared with the level of safety of the original structure, will also allow to define the effectiveness of the intervention carried out.

The application of this technique of intervention, still little used in the upgrading of existing buildings, through an integrated approach would allow to treat and solve multiple problems. If in fact, as has been done in this thesis, the intervention is thought mainly to improve the structural performance of the building, it can also be used for interventions of energy efficiency, architectural restyling, enlargement and/or elevation. In particular, in this work the exoskeleton, a structure realized with metal profiles arranged externally to the original structure, will be designed with reference to two scenarios, one relating to the knowledge level KL1 and the other relating to the knowledge level KL2, in order to evaluate which is the most convenient way to undertake for the seismic retrofitting of the structure.

At the end of the project, there will also be an economic comparison between the classical intervention, the abatement and reconstruction and the interventions carried out by exoskeleton, through which it will be possible to appreciate which and how many are the advantages that this type of approach allows to have and consequently which is the best solution for the seismic retrofitting of the school building under study.

Capitolo 1

Vulnerabilità sismica delle strutture esistenti

Nel nostro paese, solo il verificarsi di eventi sismici disastrosi come quello del 26 ottobre 2016 del Centro Italia o quello del 6 aprile 2009 dell'Aquila o ancora quello del 31 ottobre 2002 di San Giuliano di Puglia, al costo inestimabile di vite umane, riaccende l'attenzione sul tema della vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio esistente. Storicamente, questi eventi disastrosi hanno segnato a tal punto le nostre coscienze, che ad essi corrispondono quasi perfettamente alcune delle più importanti modifiche normative in materia di ingegneria sismica che hanno interessato il nostro ordinamento. Lo stimolo iniziale, che in qualche modo ha dato il via al cambiamento epocale, è stato il terremoto del 2002 di San Giuliano di Puglia. All'epoca, la zona dell'epicentro rientrava tra le zone definite come "non sismiche" dal D.M. n.35 del 19 giugno 1984, questo evidenziò la necessità di prevedere una revisione della zonizzazione sismica e di tutto il quadro normativo in materia di costruzioni. L'evento sismico, di fatto, produsse l'OPCM n.3274 del 20 marzo 2003 ("Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica") che introdusse la quarta zona sismica definendola come zona a bassa sismicità. Questo permise di attribuire a tutto il territorio nazionale la caratteristica di "zona sismica". Ad ogni zona fu anche attribuito un valore via via crescente, passando dalla "Zona 4" alla "Zona 1", dell'accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (a_g), che per molti anni ha costituito l'azione sismica da utilizzare nella progettazione delle nuove costruzioni.

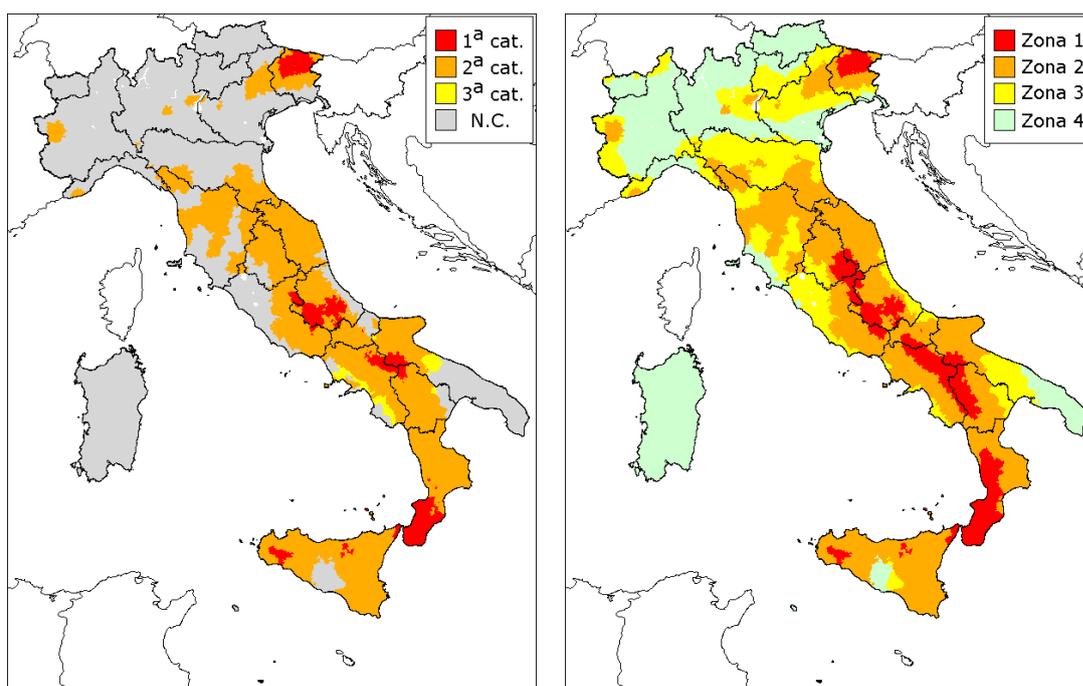


Figura 1 - Zonizzazione sismica del territorio italiano, a sinistra la zonizzazione in vigore dal 1984 e a destra quella introdotta dal 2003.

Accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, a_g

Zona 1	0,35 g
Zona 2	0,25 g
Zona 3	0,15 g
Zona 4	0,05 g

Tabella 1 - Valori di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A per le quattro zone a diversa sismicità individuate dall'OPCM n.3274 del 20 marzo 2003.

Negli anni a seguire, questa zonizzazione è stata ulteriormente revisionata, prima con l'OPCM n.3519 del 28 aprile 2006, che fornì uno strumento più aggiornato per la classificazione del territorio introducendo degli intervalli di accelerazione, da attribuire alle quattro zone sismiche, con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni;

Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)

Zona 1	$a_g > 0,25$
Zona 2	$0,15 < a_g < 0,25$
Zona 3	$0,05 < a_g < 0,15$
Zona 4	$a_g \leq 0,05$

Tabella 2 - Intervalli di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A per le quattro zone a diversa sismicità individuate dall'OPCM n.3519 del 28 aprile 2006.

e poi con l'introduzione del D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 08) e delle sue successive revisioni, nelle quali il ruolo di questa zonizzazione cambia definitivamente, diventando un semplice strumento amministrativo. Con l'entrata in vigore delle NTC 08 (1 luglio 2009) infatti, per la progettazione in zona sismica, fu introdotto l'obbligo di considerare una accelerazione di riferimento "propria", che individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di

intervento, in funzione della vita nominale della struttura e della sua destinazione d'uso, fornisce l'entità dell'azione sismica da considerare.

Le NTC 08 inoltre, hanno introdotto anche altri due concetti fondamentali, che sono:

- Il Performance Based Design (PBD), cioè quella filosofia secondo cui il progetto di una struttura deve essere basato non più sulla resistenza ma sulla performance (definizione di diversi Stati Limite). Nell'ottica di questo nuovo approccio, il rapporto azione/resistenza viene sostituito con il rapporto capacità/domanda. In altre parole, secondo questa nuova filosofia, la progettazione più che pensare ad un edificio resistente a qualsiasi condizione di carico sismico, anche di forte intensità e lunga durata, deve cercare di massimizzare la risposta della costruzione ottenendo i migliori risultati possibili per l'operatività dell'edificio e la protezione degli occupanti.
- Capacity design, che definisce una "Gerarchia" tra le modalità di collasso, in modo da favorire i meccanismi duttili su quelli fragili conferendo così a tutto il complesso strutturale una certa duttilità.

Nonostante gli sviluppi tecnologici e normativi che oggi ci permettono di progettare e costruire strutture caratterizzate da un comportamento duttile, inteso come la capacità del sistema di deformarsi oltre il campo elastico senza sostanziali riduzioni di resistenza, ed in grado di resistere anche a terremoti di forte intensità, la gran parte del patrimonio edilizio nazionale risulta essere ancora vulnerabile a causa del comportamento di tipo fragile che lo caratterizza. Questo comportamento è causato dal fatto che questi edifici sono stati realizzati in un periodo temporale, la seconda metà del 20° secolo, in cui la conoscenza delle strutture, dei materiali e delle azioni sismiche era molto limitata e come visto in precedenza accompagnata da un quadro normativo non adeguato.

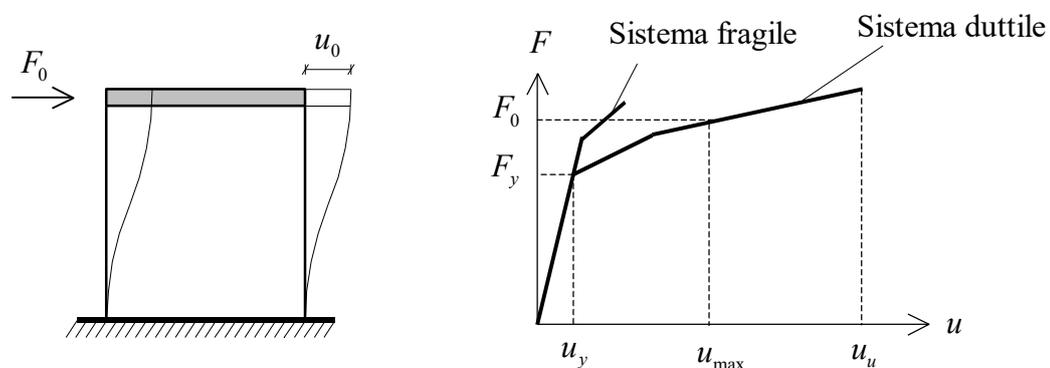


Figura 2 - Rappresentazione del comportamento fragile e duttile di un semplice telaio shear - type.

Questo scenario è evidenziato anche da diverse indagini ISTAT, secondo cui il nostro patrimonio edilizio, costituito di molteplici tipologie costruttive e diverse destinazioni d'uso,

è “vecchio”, essendo stato realizzato per circa l’80% prima del 1981. Questo semplice dato ci fornisce una preziosa informazione, **la quasi totalità del patrimonio edilizio italiano è inadeguato da un punto di vista strutturale per resistere ad azioni di tipo sismico poiché realizzato prima dell’entrata in vigore delle prime vere norme in materia di ingegneria sismica** (che sono state emanate con vari decreti tra il 1981 appunto e il 1984), **quindi progettato per resistere ai soli carichi verticali**. A questo si aggiunge che, per quanto riguarda le strutture in calcestruzzo armato, che in Italia si stima siano più del 50% del totale, essendo state costruite prevalentemente durante la seconda metà del ventesimo secolo, esse sono giunte anche al termine della loro vita utile (50 – 60 anni) e necessitano quindi di interventi di manutenzione straordinaria. Questa situazione fonda le sue origini tanto nel “boom edilizio” che ha caratterizzato gli anni ‘60 del 20° secolo, che è sfociato in una rapida ed improvvisata urbanizzazione del territorio priva di pianificazione e con costruzioni di scarsa qualità, nella quale hanno trovato spazio anche fenomeni di abusivismo, quanto in un fenomeno, iniziato invece negli anni ‘70 e che in qualche modo continua ancora oggi con le nuove politiche di pianificazione urbanistica, che al contrario ha rallentato notevolmente il processo di rinnovamento del patrimonio edilizio accrescendo la cultura della conservazione. Nelle attuali norme tecniche infatti, ritroviamo ancora questo aspetto fondamentale della nostra cultura ma in una forma più evoluta e matura, in cui la conservazione è finalizzata a limitare lo sfruttamento del suolo ed è accompagnata da una pronunciata attenzione verso l’adeguamento ai moderni standard di sicurezza di questi edifici.

Questi fenomeni, a cui va sommata come abbiamo visto, la tardiva zonizzazione sismica di alcune aree del territorio nazionale, ha originato la situazione attuale, in cui troviamo molte costruzioni, con diverse destinazioni d’uso (spesso edifici pubblici), che non rispettano alcuna prescrizione sismica e che di conseguenza risultano essere potenzialmente molto vulnerabili nel caso si verifichi un evento sismico anche di modesta intensità.

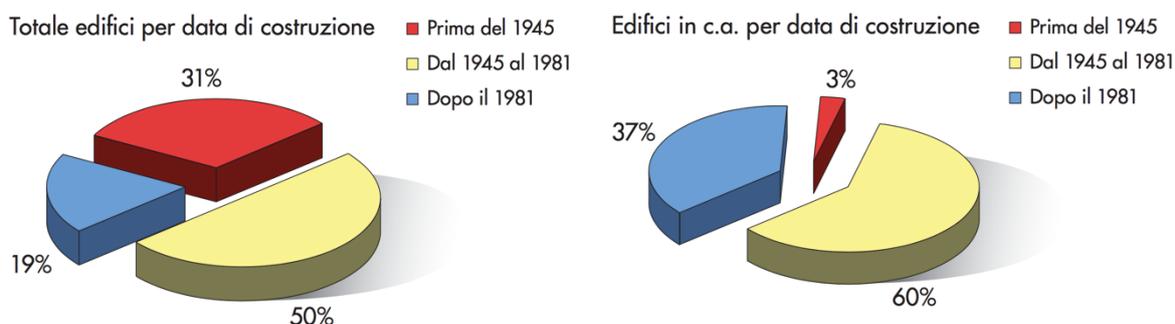


Figura 3 - Suddivisione del patrimonio edilizio italiano e dell’edificato in cemento arato per data di costruzione: di circa 9 milioni di edifici non progettati per resistere ai carichi orizzontali, circa 1,8 milioni sono in cemento armato. Agenzia del Territorio, 2011.

Da questa sintetica panoramica sul quadro normativo e sul patrimonio edilizio esistente italiano, emerge l'esigenza, perseguita anche con l'ultimo aggiornamento delle NTC, di dare sempre maggiore importanza alla definizione del livello di sicurezza delle strutture esistenti, sia per poter effettuare degli studi di scenario, andando ad individuare le strutture più a rischio sul territorio e redigendo una lista di urgenza di interventi da porre in essere per incrementare il livello di sicurezza di questi edifici, sia per indirizzare i primi soccorsi in seguito ad un evento sismico, verso le aree più vulnerabili del tessuto urbano. Il tema della sicurezza o della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti dunque assume oggi un ruolo fondamentale poiché esso entra direttamente nella valutazione del "Rischio Sismico".

Il *Rischio Sismico (R)* è un indicatore dei danni attesi su cose e persone, che un terremoto con una sua probabilità di accadimento e quindi con un certo grado di intensità, può produrre in un determinato intervallo di tempo, in una determinata area. In altre parole, possiamo dire che per rischio sismico si intende la probabilità che in un certo intervallo di tempo venga raggiunto un prefissato livello di danno, solitamente quantificato nel costo che è necessario sostenere per riportare il sistema danneggiato nelle condizioni in cui esso si trovava prima dell'evento sismico, che può essere visto come il prodotto di tre quantità:

$$R = E \times P \times V$$

- L'Esposizione (E): il parametro che valuta la qualità e la quantità di servizi ed edifici che potrebbero subire danni, di diversa natura, in seguito ad un evento sismico e le ricadute che questi danni comporterebbero;
- La Pericolosità (P): una caratteristica fisica dell'area che rappresenta la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti (sismicità del sito). Essa è funzione delle caratteristiche dell'evento sismico e dalle caratteristiche geologiche dell'area nel quale l'evento si manifesta;
- La Vulnerabilità (V): il parametro che indica la predisposizione di una costruzione a subire danni a causa di un terremoto, che possa portare alla momentanea perdita di funzionalità o anche alla totale irrecuperabilità della stessa. Si fa notare che quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, materiali scadenti, modalità di costruzione e scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze sulla struttura.

Alla luce di questa definizione, l'importanza della valutazione della vulnerabilità sismica è presto spiegata, infatti se da un lato non è possibile agire per modificare la pericolosità sismica

di un territorio, poiché essa è una caratteristica intrinseca dello stesso e poco si può fare per modificare l'esposizione al rischio sismico (cambio di destinazione d'uso e/o limitazioni di utilizzo), dall'altro oggi abbiamo a disposizione molte tecniche per ridurre la vulnerabilità delle costruzioni, prevedendo interventi di miglioramento e/o adeguamento sismico, nel caso di costruzioni esistenti, oppure realizzando strutture capaci di soddisfare i moderni standard di sicurezza, nel caso di nuove costruzioni.

La procedura di valutazione della sicurezza di un edificio esistente proposta dalle Norme Tecniche, passa quindi attraverso la stima dell'esposizione, dalla pericolosità e della vulnerabilità sismica.

1.1 Valutazione dell'esposizione sismica (E)

L'esposizione sismica è il parametro, che entra nella definizione del rischio sismico, che caratterizza l'area oggetto di studio riferendosi alla natura, alla qualità e quantità di cose e persone che potenzialmente potrebbero essere esposte al rischio. La valutazione dell'esposizione può essere ricondotta quindi alla quantificazione dei manufatti, delle funzioni e del numero di persone che ci si aspetta possano essere coinvolte dall'evento sismico e nella valutazione della loro capacità di reazione. Alla luce di questa definizione, possiamo pensare all'esposizione sismica come composta da una "componente funzionale" e da una "componente utenza". La valutazione esatta di questo parametro quindi dovrebbe passare attraverso la conoscenza di una serie di aspetti, quali:

- le caratteristiche della popolazione insediata in quell'area;
- la quantità e le destinazioni d'uso del patrimonio edilizio residenziale, pubblico e produttivo;
- le attività economiche presenti nell'area e la loro influenza sulle aree circostanti;
- il sistema delle infrastrutture.

Queste informazioni però sono spesso difficili da reperire, di conseguenza è evidente che una corretta valutazione dell'esposizione oltre ad essere lunga e costosa, alcune volte potrebbe essere addirittura impossibile. Per questo motivo spesso, per la sua valutazione, si ricorre a procedure semplificate. Una di queste procedure, valuta l'esposizione sismica di un'area attraverso la stima di un indice, *l'indice di esposizione (I_e)*, ottenuto come prodotto dell'*indice di utenza (I_u)* e dell'*indice di funzione (I_f)*.

$$I_e = I_u I_f$$

Il secondo può essere ricavato da considerazioni qualitative sulle funzioni svolte all'interno di ogni edificio ricadente nell'area di interesse e tende a quantificare l'importanza di tali funzioni. Esso può essere ottenuto come prodotto di tre ulteriori parametri a cui vengono attribuiti valori decrescenti passando da edifici classificati come "essenziali", "importanti" e "rilevanti":

$$I_f = U_{e1} U_{e2} B_u$$

- U_{e1} : dipendente dalla destinazione d'uso che viene fatta dell'edificio in condizioni di prima emergenza;
- U_{e2} : dipendente dalla destinazione d'uso che viene fatta dell'edificio in condizioni di seconda emergenza;
- B_u : che caratterizza il bacino di utenza.

Il primo invece, può essere ottenuto da dati quantitativi riguardanti il numero di persone presenti nell'edificio e può essere così definito:

$$I_u = I_{ev} I_{co}$$

In cui l'indice I_{ev} misura la capacità di reazione degli utenti presenti nell'edificio ed è funzione a sua volta dall'età degli individui che lo occupano, delle loro condizioni fisiche e della loro libertà di movimento, mentre I_{co} esprime l'affollamento dell'edificio tenendo conto del periodo di utilizzazione e della densità di utenza. Per il calcolo dell'indice di affollamento è possibile quindi utilizzare la seguente relazione:

$$I_{co} = P_u D_u$$

In cui il *periodo di utilizzazione* (P_u) è il rapporto tra il numero di ore annue di utilizzo ed il numero totale di ore in un anno, mentre la *densità di utenza* (D_u) viene calcolata come rapporto tra il numero di utenti ed il volume dell'edificio.

1.2 Valutazione della pericolosità sismica (P)

La pericolosità sismica è il parametro che nella definizione del rischio sismico, che esprime la probabilità che nell'area di interesse, in un certo intervallo di tempo, si verifichi un terremoto che superi una certa soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco di nostro interesse. Essa può essere anche considerata come uno strumento di previsione del grado di severità dei terremoti attesi in quell'area, severità che può essere misurata utilizzando sia scale strumentali che scale macrosismiche. Le prime, si basano su parametri relativi al moto del suolo come: il picco di accelerazione massima (Peak Ground Acceleration PGA), la magnitudo locale o magnitudo Richter (M), la velocità spettrale, ecc. ed hanno il vantaggio di essere grandezze meccaniche di facile implementazione per fini ingegneristici, ma hanno lo

svantaggio di essere di recente introduzione quindi incapaci di dare informazioni circa i terremoti del passato. Le seconde invece, sono meno accurate ma hanno un duplice vantaggio, da un lato possono essere associate ai terremoti del passato e dall'altro permettono una stima dell'intensità media di un terremoto in un'area, partendo direttamente dal danneggiamento osservato in occasione di eventi sismici aventi caratteristiche simili.

Alla valutazione della pericolosità sismica quindi si può arrivare seguendo un approccio deterministico o un approccio probabilistico.

L'approccio *deterministico* si basa sullo studio e la ricostruzione degli scenari di danno osservati in occasione di eventi sismici che storicamente si sono verificati in un'area ed è finalizzato a stabilire la frequenza con la quale si sono ripetute nel tempo scosse di uguale intensità. Questo approccio è stato largamente utilizzato in passato nelle analisi di sito, ma poiché richiede la disponibilità di informazioni complete sulla sismicità locale e sui danni provocati, nelle analisi viene generalmente preferito un metodo di tipo probabilistico. Quest'ultimo (l'approccio *probabilistico*) si fonda sulle informazioni fornite dalla storia sismica di un sito e definisce la probabilità che in quella stessa area, in un certo intervallo di tempo si verifichi un evento sismico con determinate caratteristiche. Il metodo probabilistico più utilizzato per la stima della pericolosità sismica di un'area è quello di Cornell, proposto nel 1968. Questo metodo prevede che vengano individuate sul territorio le zone responsabili degli eventi sismici (zone sismogenetiche), che sia quantificato il loro grado di attività e che si calcolino gli effetti provocati da tali aree in funzione della loro distanza dal sito di interesse. Per applicare questo metodo è necessario disporre di:

- un modello strutturale delle strutture geologiche superficiali e profonde;
- una carta neotettonica in cui sono evidenziati i movimenti "recenti" della crosta terrestre;
- un catalogo dei terremoti, che consente di ricostruire la distribuzione spaziale e temporale degli eventi sismici;
- un modello di attenuazione, che consente di calcolare per ciascun punto l'entità dello scuotimento prodotto dai terremoti generati nelle aree limitrofe.

Le ipotesi alla base di questo metodo sono essenzialmente due: che i terremoti avvengano nel tempo in modo casuale e che la probabilità con la quale essi si verificano in una data area (zona sismogenetica) sia la stessa in ogni punto.

La pericolosità sismica ottenuta utilizzando questo metodo è normalmente riferita a condizioni di sito ideale (roccia affiorante con superficie orizzontale), quindi non tiene conto delle condizioni locali, che possono modificare anche sensibilmente il livello di pericolosità dell'area considerata. Di seguito, si descrivono le fasi principali attraverso le quali si sviluppa la valutazione della pericolosità sismica utilizzando la metodologia proposta da Cornell:

1. **Zonazione sismogenetica.** Conoscendo l'andamento delle strutture geologiche superficiali e profonde, i movimenti tettonici recenti, la distribuzione degli eventi sismici e ricostruendo il tipo di movimento che ha dato origine al terremoto, è possibile individuare e delimitare delle aree omogenee, da un punto di vista sismico, le zone sismogenetiche.
2. **Definizione di una legge di occorrenza.** Per ogni zona sismogenetica viene determinata una relazione tra il numero di eventi e la loro intensità (o magnitudo), questa relazione è nota come legge di occorrenza o legge di Gutenberg-Richter (1954):

$$\log(N) = a - b I$$

Nella quale N è il numero di eventi, I è l'intensità macrosismica mentre a e b sono delle costanti che dipendono dalla zona sismogenetica considerata.

3. **Definizione di una legge di attenuazione.** Per la porzione di territorio considerata, viene costruito un modello che rappresenta la variazione dell'intensità macrosismica, quindi degli effetti che si osservano, con la distanza dall'epicentro.
4. **Calcolo della pericolosità.** Ogni zona sismogenetica viene assimilata ad una sorgente e per ciascun punto del territorio viene determinato il valore della pericolosità sommando il contributo prodotto da ogni zona sismogenetica, tenendo conto della legge di attenuazione.
5. **Realizzazione di una carta della pericolosità.** La valutazione della pericolosità sismica permette di costruire una carta di pericolosità sismica che a sua volta permette di individuare le zone dove, in un certo intervallo di tempo, generalmente 50 anni, sono attesi i valori più elevati del parametro scelto per descriverla. In Italia, oggi, la costruzione di queste carte di pericolosità sismica, è affidata all'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) e possono essere consultate sul sito (*Interactive maps of seismic hazard*; <http://esse1-gis.mi.ingv.it>). Queste forniscono in funzione delle coordinate, della probabilità di superamento in un periodo di 50 anni, dei percentili considerati e del periodo spettrale i valori di accelerazione attesi.

Di seguito vengono riportate le mappe di pericolosità sismica del territorio italiano al variare della percentuale di superamento in 50 anni, consultabili sul sito internet dell'INGV. Si ricorda che i dati contenuti in queste mappe sono riferiti alla roccia affiorante in condizioni pianeggianti, quindi non tengono in conto dell'effetto di amplificazione delle diverse tipologie di terreno che caratterizzano l'area d'interesse.

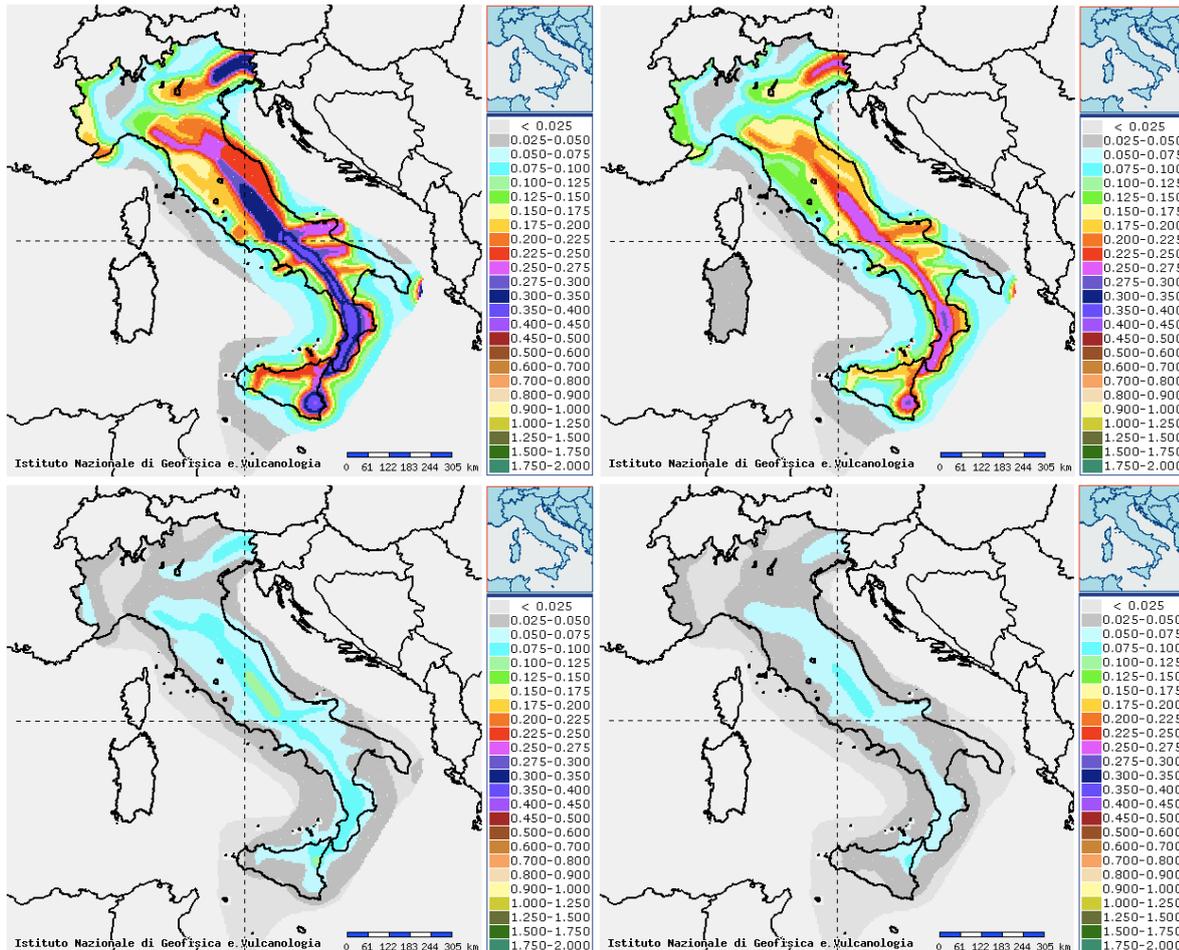


Figura 4 - Mappe di pericolosità del territorio Nazionale (www.ingv.it).

Note le mappe di pericolosità e le curve di pericolosità, fissando una probabilità di superamento, siamo in grado di calcolare gli spettri in termini di accelerazione e conseguentemente quelli in termini di spostamento che saranno, per la struttura analizzata, la domanda sismica da soddisfare.

1.3 Valutazione della vulnerabilità sismica (V)

La vulnerabilità sismica di un edificio è il parametro che entra nella definizione del rischio sismico, che esprime la propensione di un edificio a subire danni per effetto di un evento sismico di assegnate caratteristiche. Questo è cioè un indicatore che mette in relazione la

capacità della struttura con la domanda, in termini di resistenza e/o spostamento, richiesti dal sisma alla struttura stessa.

Negli ultimi 20 – 30 anni, per la stima della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti, sono stati messi a punto diversi metodi che si differenziano essenzialmente per il grado di approfondimento e per la loro complessità di calcolo e possono essere classificati in:

- **Metodi meccanicistici.** In questi metodi si procede alla valutazione del danno causato da terremoti simulati mediante un'analisi, in genere di tipo non lineare, su un modello teorico della struttura che riproduca le principali caratteristiche della stessa. Questi metodi sono comunemente applicati per la valutazione della vulnerabilità sismica di un singolo edificio di cui si ha un livello di conoscenza adeguato.
- **Metodi statistici.** Questi metodi utilizzano un approccio basato sull'analisi statistica dei danni provocati dai terremoti passati su edifici della stessa tipologia. La loro accuratezza dipende ovviamente dalla disponibilità dei dati di danneggiamento che spesso sono insufficienti soprattutto per quanto riguarda gli edifici in calcestruzzo armato. A differenza dei metodi meccanicistici, che valutano la vulnerabilità di un singolo edificio con un'analisi di dettaglio, i metodi statistici nascono per valutare la vulnerabilità sismica di aggregati urbani basandosi sulla definizione di classi caratterizzate da indicatori tipologici o funzionali a cui vengono associate matrici di probabilità di danno o curve di vulnerabilità.
- **Metodi basati sul giudizio di esperti.** Questi metodi si basano sull'esperienza e sulla conoscenza del comportamento di edifici simili e consistono nell'attribuire ad ogni edificio un indice di vulnerabilità che viene determinato sulla base di indicatori interpretati come sintomi di un'idoneità a sopportare un terremoto (ad esempio l'efficienza dei collegamenti, la resistenza dei materiali, ecc.). In un secondo momento poi ad ogni valore dell'indice di vulnerabilità si associa una curva di vulnerabilità o una matrice di probabilità di danno.

Naturalmente tutte le procedure di valutazione della vulnerabilità sismica più semplici, ad esempio basate sulla compilazione di schede cartacee, conducono solo a considerazioni preliminari utili per definire un ordine di priorità sui possibili interventi di miglioramento o adeguamento da realizzare, mentre la stima della vulnerabilità sismica globale di una struttura, ai fini della redazione di un progetto strutturale di consolidamento, deve essere conseguita

mediante l'esecuzione di calcoli strutturali coerenti con i metodi di analisi previsti dalle norme tecniche per le costruzioni.

Alcuni dei metodi più diffusi per la valutazione della vulnerabilità sismica sono:

- **Schede di vulnerabilità.** È un metodo classificabile tra i “metodi basati sul giudizio di esperti” molto diffuso e attualmente utilizzato in Italia. Consiste nella compilazione di schede di vulnerabilità di primo e secondo livello sviluppate nell'ambito delle attività del GNDT (*Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*) negli ultimi venti anni e sono classificate in relazione alla finalità per la quale vengono redatte:
 - Pre - scheda per la raccolta di informazioni preliminari al censimento di vulnerabilità;
 - Censimento speditivo di vulnerabilità per edifici in muratura o in cemento armato;
 - Scheda di 1°/2° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici (muratura o cemento armato);
 - Scheda di 1°/2° livello per il rilevamento dell'esposizione e della vulnerabilità degli edifici particolari (capannoni industriali, chiese, etc.);
 - Scheda di 1° livello per rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per gli edifici ordinari nell'emergenza post-sisma.
- **Matrici di probabilità di danno (DPM).** Messo a punto sulla base dei danni rilevati a seguito del terremoto dell'Irpinia del 23 novembre 1980.
- **Curve di fragilità.** La curva di fragilità di un edificio rappresenta, al variare dell'intensità sismica, la probabilità che l'edificio raggiunga un particolare stato limite. Quindi queste curve permettono di stimare il grado di danno atteso per un edificio per ogni livello di intensità sismica rappresentando perciò il modo concettualmente più chiaro, ed anche il più completo, di effettuare la stima della vulnerabilità sismica di un singolo edificio.
- **Metodo Is.** Descritto nelle “Regole per la valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti in cemento armato”, pubblicate per la prima volta nel 1977 può essere applicato ad edifici esistenti in cemento armato danneggiati, esclusi quelli più alti di sette piani. Il metodo consente di valutare le prestazioni sismiche di edifici esistenti in cemento armato adottando una procedura articolata in tre livelli con approfondimento e complessità crescenti.

- **Il Capacity Spectrum Method (CSM).** Rappresenta uno dei metodi semplificati basati su un approccio agli spostamenti per l'analisi del comportamento non lineare delle strutture che consente di valutare qual è l'effettivo spostamento massimo richiesto ad una struttura per l'avvento di un particolare evento sismico. Tale metodo, proposto da Freeman nel 1975 confronta la domanda, rappresentata da spettri elastici con smorzamento equivalente con la capacità della struttura rappresentata da una curva forza - spostamento ottenuta da un'analisi statica non lineare (Push - Over).
- **Metodo N2.** Metodo adottato anche dall'Eurocodice 8, del tutto analogo al precedente, in cui viene però adottato uno spettro inelastico per la rappresentazione della domanda invece di uno spettro elastico con smorzamento equivalente, come previsto nel metodo CSM.
- **Metodo di Grant.** È stato elaborato per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici scolastici ma può essere facilmente esteso agli edifici in calcestruzzo armato. La valutazione della vulnerabilità sismica è articolata su più livelli che presentano un grado di dettaglio sempre maggiore. Ogni step della metodologia prevede lo studio e l'approfondimento unicamente per quelle strutture che sono state definite ad alto livello di rischio nella fase precedente.
- **Metodo VC.** Il metodo ha come finalità la valutazione della vulnerabilità sismica e del rischio sismico del singolo edificio. La vulnerabilità è riferita a due livelli di danneggiamento, corrispondenti in termini prestazionali, alla condizione limite di operatività, ossia di danneggiamento lieve ed alla condizione di collasso incipiente. La vulnerabilità, pertanto, viene intesa come stima dell'intensità del terremoto per la quale l'edificio raggiunge le due condizioni menzionate.

Le attuali norme tecniche, al Capitolo 8, espongono i criteri generali da seguire per definire il livello di sicurezza di un edificio esistente. La valutazione di questo livello di sicurezza, che viene espresso mediante un indice di vulnerabilità, può sintetizzarsi nei seguenti passaggi:

- *Indagine conoscitiva della struttura;*
- *Analisi storico-critica;*
- *Caratterizzazione meccanica dei materiali;*
- *Definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza;*
- *Analisi strutturale.* Durante questa fase tutte le informazioni raccolte in fase d'indagine preliminare riguardanti le caratteristiche della struttura e dei materiali che la

compongono, devono essere tradotte in un modello di calcolo che simuli il comportamento reale della struttura e che ci permetta di pervenire alla definizione dell'indice di vulnerabilità del sistema strutturale esistente;

- *Proposta di eventuali interventi di adeguamento e valutazione costi/benefici.*

Per la definizione dell'indice di vulnerabilità sismica della struttura, definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche, salvo casi particolari, si utilizzerà come parametro di confronto l'accelerazione al suolo a_g o PGA (Peak Ground Acceleration).

$$\zeta_E = \frac{PGA_{(C)}}{PGA_{(D)}}$$

In cui i pedici (C) e (D) stanno ad indicare che le relative accelerazioni si riferiscono rispettivamente alla capacità della struttura, ossia il valore di accelerazione che porta la struttura al raggiungimento dello stato limite considerato e alla domanda, ossia l'accelerazione di picco dello spettro di progetto. È evidente, per come è stato definito, che un indice di vulnerabilità sismica inferiore all'unità, implica che la struttura non ha capacità sufficiente a far fronte ad un evento sismico e quindi sarà necessario prevedere interventi di miglioramento o adeguamento sismico. Nel caso in cui siano realizzati questo tipo di interventi, l'indice di vulnerabilità diventa anche uno strumento che consente di valutare quale intervento garantisca le prestazioni migliori.

Capitolo 2

Tecniche di miglioramento o adeguamento sismico

Come evidenziato nel capitolo precedente, buona parte del patrimonio edilizio esistente in Italia, a causa di diversi motivi, risulta essere caratterizzato da un comportamento di tipo fragile che si traduce in un elevato rischio sismico. Questo significa che, nel momento in cui dovesse verificarsi un terremoto anche di modesta intensità, quest'ultimo potrebbe causare dissesti o addirittura crolli che produrrebbero danni quantificabili in migliaia di euro, mettendo a rischio anche la vita di centinaia di persone. Lo scenario appena descritto, mette in risalto la necessità e l'urgenza di prevedere degli interventi che vadano a ridurre questo livello di rischio. Per perseguire questo obiettivo l'unica strada percorribile, escludendo quella della demolizione e ricostruzione totale di questi edifici, è quella di andare ad intervenire riducendo la vulnerabilità sismica di quest'ultimi. Questo infatti risulta essere l'unico parametro, che entra nella definizione di rischio sismico, sul quale è possibile intervenire per abilitare queste strutture a resistere ad azioni di tipo sismico.

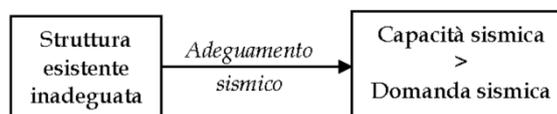


Figura 5 - Obiettivo di un progetto di adeguamento sismico.

Per questo motivo negli anni sono state sviluppate molteplici tecniche di intervento, le quali variano in base al tipo di costruzione (monopiano o pluriplano), al tipo di struttura portante (muratura, calcestruzzo armato, ecc.), al tipo di fondazione, alla zona sismica ed in generale in base al contesto nel quale l'edificio è inserito, ma mirano tutte da un lato ad ottenere un aumento della capacità strutturale (resistenza, rigidezza e duttilità) e dall'altro ad una diminuzione della domanda. La capacità strutturale, come evidenziato da Sugano nel 1996, può essere incrementata andando a prevedere le seguenti tipologie di intervento:

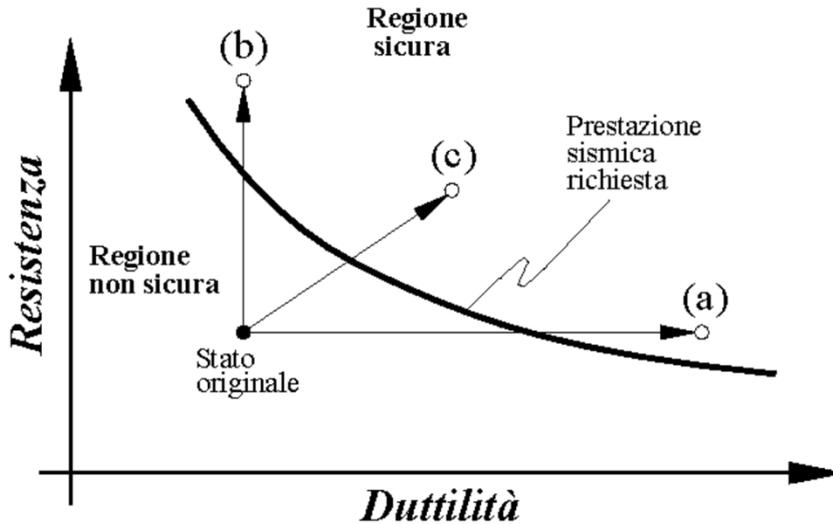


Figura 6 - Modalità di incremento della capacità sismica di una struttura (Sugano, 1996).

- (a) Interventi che mirano all'incremento della duttilità globale della struttura, tramite l'incremento delle capacità deformative anelastiche dei singoli elementi strutturali;

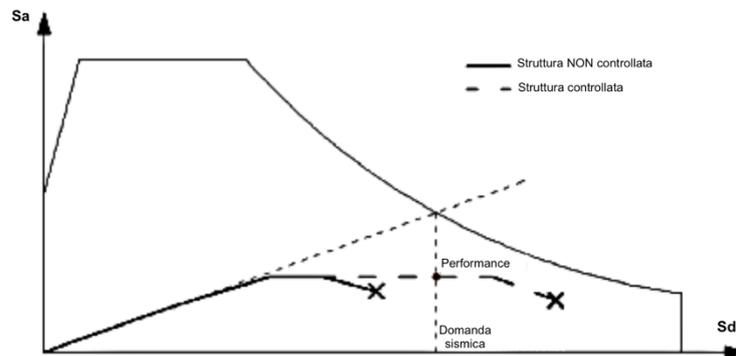


Figura 7 - Strategie di intervento basate sull'incremento di duttilità (R. Landolfo et. Al.).

- (b) Interventi che mirano all'incremento di resistenza e rigidezza, tramite l'inserimento di un nuovo sistema resistente alle azioni orizzontali;

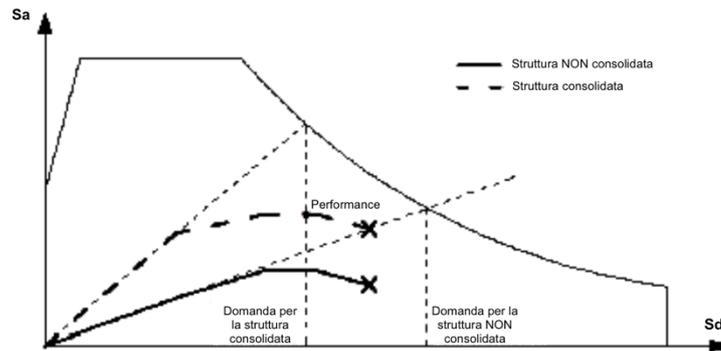


Figura 8 - Strategie di intervento basate sull'incremento di rigidezza e resistenza (R. Landolfo et al.).

(c) Interventi che mirano alla riduzione della domanda sismica, in termini di forze e spostamenti, lasciando inalterata la capacità della struttura originaria (è il caso di: interventi che prevedono la redistribuzione delle masse, interventi di isolamento alla base o interventi che introducano sistemi di dissipazione energetica).

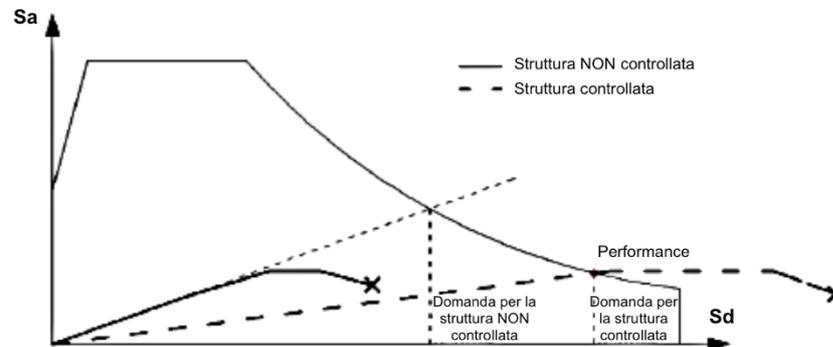


Figura 9 - Strategie di intervento basate sulla riduzione della rigidezza laterale (isolamento alla base)(R. Landolfo et al.).

Da un punto di vista normativo, le NTC 18 nel § 8.4, classificano le molteplici tipologie di intervento in tre macro categorie:

- interventi di riparazione o interventi locali;
- interventi di miglioramento sismico;
- interventi di adeguamento sismico.

Di fatto queste tre categorie definiscono tre livelli di sicurezza, via via crescenti passando dagli interventi locali agli interventi di adeguamento sismico, che è possibile raggiungere quando si è chiamati ad intervenire su un edificio esistente per migliorarne il suo comportamento nei confronti delle azioni di tipo sismico. Indipendentemente dal tipo di intervento che si vuole eseguire, è opportuno che questo sia finalizzato prima di tutto all'eliminazione o alla riduzione significativa dei suoi difetti, per poi passare al progetto di un eventuale intervento di rafforzamento dell'edificio. In particolare dovranno essere curati i seguenti aspetti:

- riparazione di eventuali danni presenti;

- eliminazione di carenze dovute ad errori grossolani di progettazione e/o realizzazione e di comportamenti di “piano debole”;
- rinforzo e miglioramento della capacità deformativa di tutti o parte degli elementi;
- riduzione delle condizioni che determinano situazioni di forte irregolarità, in termini di massa, resistenza e/o rigidità, anche legate alla presenza di elementi non strutturali;
- riduzione delle masse, mediante demolizioni parziali o variazioni di destinazione d’uso;
- riduzione dell’impegno degli elementi strutturali originari mediante l’introduzione di nuovi elementi resistenti come pareti in calcestruzzo armato, controventi in acciaio (anche di tipo dissipativo), sistemi di isolamento o di un intero sistema strutturale in grado di resistere al 100 % all’azione sismica di progetto;
- riduzione dell’eccessiva deformabilità degli orizzontamenti;
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali o la loro eventuale trasformazione in elementi strutturali (per es. incamiciature in c.a. di pareti in laterizio);
- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali;
- realizzazione o ampliamento di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli urti legati al martellamento tra costruzioni adiacenti;
- miglioramento del sistema di fondazione.

Interventi di riparazione o interventi locali

Questa tipologia di interventi ha come obiettivo quello di andare ad aumentare o a ripristinare l’efficacia strutturale di una parte della costruzione che non è più in grado di svolgere la sua funzione o che ha subito danni in seguito ad un evento calamitoso. A questa categoria quindi appartengono tutti quegli interventi che interessano singole parti o elementi della struttura e che non vanno ad alterarne in modo significativo il comportamento strutturale globale della stessa. Molto spesso si tratta di:

- interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o parti di essi (travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari, ecc.), volti a privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili che favoriscano la duttilità d’insieme della struttura;
- interventi di ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra elementi strutturali o tra parti di essi oppure la realizzazione di nuovi collegamenti tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai. Rientrano in questa categoria anche gli interventi di introduzione

di catene/tiranti, le chiodature tra elementi di una copertura o di un solaio ligneo e il collegamento tra elementi prefabbricati;

- interventi di modifica di una parte limitata della struttura (per esempio l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi), a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi realizzati non modifichi significativamente la rigidità, la resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e la capacità deformativa della struttura.

Per questa categoria di interventi, le NTC non richiedono che sia eseguita la valutazione della sicurezza globale della struttura post opera ma solo una valutazione della variazione del livello di sicurezza locale.

Interventi di miglioramento sismico

Questa tipologia di interventi è finalizzata al conseguimento di un incremento del livello di sicurezza della costruzione senza necessariamente raggiungere quelli fissati nel § 8.4.3 per gli interventi di adeguamento sismico. A questa categoria appartengono tutti quegli interventi che, pur non rientrando nella categoria degli interventi di adeguamento sismico, comportano modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale e/o globale dell'edificio poiché vengono realizzati operando variazioni di rigidità, di resistenza o di capacità deformativa di singoli elementi o di intere porzioni della struttura oppure mediante l'introduzione di nuovi elementi strutturali, che permettono di:

- veicolare le sollecitazioni maggiormente verso gli elementi più resistenti;
- ridurre le irregolarità in pianta e in elevazione della struttura;
- eliminare o trasformare i meccanismi di collasso locali da fragili in duttili.

Questi interventi possono essere realizzati anche per migliorare il comportamento strutturale nei confronti solo di alcune categorie di azioni, per esempio le azioni del vento, le azioni sismiche o quelle gravitazionali. Al contrario di quanto visto per gli interventi locali però, per gli interventi di miglioramento sismico, la valutazione della sicurezza globale della struttura è obbligatoria e finalizzata a valutare l'entità massima delle azioni a cui essa può far fronte con il grado di sicurezza richiesto e di conseguenza l'efficacia dell'intervento realizzato.

Per queste tipologie di intervento, le NTC prevedono che il valore del rapporto ζ_E (tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione avente le stesse caratteristiche) possa essere minore dell'unità, a patto però che siano rispettate le seguenti prescrizioni:

- il valore del rapporto ζ_E , per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV, successivo all'intervento di miglioramento deve essere almeno pari a 0,6;
- il valore del rapporto ζ_E , per tutte le altre costruzioni di classe III e per quelle di classe II, deve essere incrementato di almeno 0,1 rispetto alla condizione ante opera;
- il valore del rapporto ζ_E , nel miglioramento mediante l'impiego di isolatori sismici, deve essere assunto pari a 1,0 per la verifica del solo sistema di isolamento, inoltre si deve garantire che la sottostruttura si mantenga in campo sostanzialmente elastico.

Interventi di adeguamento sismico

Gli interventi di adeguamento sismico hanno l'obiettivo di aumentare il livello di sicurezza strutturale preesistente della struttura fino al raggiungimento degli standard richiesti dalle attuali norme tecniche per gli edifici di nuova costruzione. Le NTC 18, prescrivono l'obbligatorietà di questo intervento quando si vuole:

- a) realizzare una sopraelevazione della costruzione;
- b) realizzare un ampliamento della costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse che ne alterino significativamente la risposta strutturale;
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso dell'edificio che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica, includendo i soli carichi gravitazionali;
- d) realizzare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme di opere che conducano ad un sistema strutturale diverso da quello di partenza; nel caso di edifici ad esempio, effettuare interventi strutturali che trasformino il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani;
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Le NTC inoltre prevedono che per questa categoria di interventi, come per gli interventi di miglioramento sismico, la valutazione della sicurezza globale della struttura sia obbligatoria e finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto con il grado di sicurezza richiesto dalla norma per le nuove costruzioni. Per gli interventi di adeguamento sismico infatti è generalmente richiesto il raggiungimento del valore unitario del rapporto ζ_E . Valori minori dell'unità ($\zeta_E = 0,80$), in questo caso, sono ammissibili solo nel caso c) o quando l'adeguamento sismico, deciso dal

proprietario in seguito all'inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione della sicurezza, non ricada nei casi a), b) o d).

Definite le categorie a cui possono appartenere le diverse tecniche di intervento, passeremo ora in rassegna i principali interventi di tipo "tradizionale", esponendone le principali caratteristiche, che è possibile realizzate sulle più diffuse tipologie costruttive di cui si compone il nostro patrimonio edilizio.

2.1 Interventi su strutture in muratura

La tipologia costruttiva degli edifici in muratura, in Italia, è quasi interamente confinata alle porzioni più antiche delle attuali città, queste infatti, in occasione di eventi sismici, anche di modesta intensità, si sono dimostrate essere le zone più vulnerabili del tessuto urbano. Questa vulnerabilità deriva spesso da carenze strutturali quali:

- scarsa qualità dei materiali e/o della tessitura muraria (ad es. "muratura a sacco" con scarsi collegamenti tra il paramento esterno e quello interno), che si traduce in una bassa resistenza della muratura anche nei confronti dei carichi verticali;
- assenza di collegamenti tra pareti ortogonali o tra pareti e orizzontamenti, che comportano una certa deformabilità del complesso strutturale (assenza del cosiddetto "comportamento scatolare");
- presenza di spinte non contrastate in strutture ad arco o a volta;
- carenze a livello di fondazione.

Per quanto riguarda questo tipo di strutture, agli interventi innovativi, che il più delle volte prevedono l'utilizzo di materiali ad elevate prestazioni, negli ultimi anni, soprattutto quando si è chiamati ad intervenire su strutture vincolate per motivi storico - architettonici, si preferiscono tecniche di intervento tradizionale. Alcuni degli interventi più diffusi, sia di tipo tradizionale che innovativo, per il consolidamento di questi edifici sono:

- introduzione di catene metalliche, realizzazione di "contrafforti" o ringrossi murari che vadano a contrastare le spinte di strutture quali archi e volte;
- conservazione o reintroduzione di solai e coperture lignee (più leggere);
- realizzazione di cordoli in calcestruzzo armato o in acciaio e di interventi di irrigidimento dei solai, entrambi atti a conferire alla struttura un "comportamento scatolare", che garantisca un incremento della resistenza globale della struttura nei confronti di azioni di tipo sismico. Prima di realizzare questo tipo di interventi è

opportuno verificare che tutti gli elementi murari, sui quali si va a ridistribuire l'azione del sisma, non entrino in crisi a causa di queste azioni;

- inserimento nella muratura di "diatoni" artificiali, realizzati con materiali resistenti anche a trazione, atti a creare un efficace collegamento tra il paramento murario



interno e quello esterno, conferendo alla muratura un comportamento monolitico per azioni ortogonali al proprio piano;

Figura 10 - Diatono artificiale ad espansione utilizzato nell'intervento di consolidamento del castello di Laurenzana.

- iniezione di miscele leganti, volte ad eliminare la disgregazione di una muratura incoerente, riducendone i vuoti e rafforzandola;
- realizzazione di un intervento chiamato di "scuci e cucì", finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione e al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Nella realizzazione di questo intervento è necessario porre particolare attenzione alla scelta del materiale utilizzato nell'intervento di "cucitura" che deve avere caratteristiche meccaniche, il più possibile simili a quelle che aveva il materiale fessurato, in modo da evitare che si verifichino disparità di sollecitazione all'interno della muratura post intervento. Laddove la fessurazione interessasse una porzione limitata della muratura, l'intervento di "cucitura" può essere realizzato anche solo mediante l'inserimento di elementi di cucitura metallici;

Figura 11 - Intervento di "scuci e cucì" realizzato su un paramento murario di Palazzo D'Accursio a Bologna.



- ristilatura dei giunti, operazione volta al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura. L'eventuale inserimento nei giunti ristilati di piccole barre di acciaio o di altri materiali resistenti a trazione, può migliorare ulteriormente l'efficacia dell'intervento e conferire alla muratura anche una certa resistenza a trazione.

- realizzazione di paretine in calcestruzzo armato, che vadano a migliorare le caratteristiche meccaniche di murature gravemente danneggiate o incoerenti. L'intervento consiste nella realizzazione sui due paramenti della muratura (la realizzazione di questo intervento su uno solo dei paramenti della muratura, produrrebbe uno scompensamento di rigidità tra i due paramenti che potrebbe innescare fenomeni di instabilità, quindi peggiorare la situazione ante opera), di due lastre in



calcestruzzo armato rese solidali tra loro mediante la predisposizione di connettori trasversali. L'intervento può essere realizzato anche utilizzando intonaci strutturali a base di calce e armature in fibra di vetro;

Figura 12 - Intervento di consolidamento di una muratura tramite paretine di intonaco armato con rete in fibra di vetro.

- realizzazione di una cucitura attiva del manufatto (CAM[®]) che mediante l'utilizzo di un nastro metallico ad alte prestazioni chiuso su se stesso attraverso degli elementi di giunzione, realizza delle cerchiature in tensione che opportunamente disposte sulle strutture inducono un confinamento tridimensionale attivo, che tende a riportare lo stato tensionale del materiale che compone la muratura ad una configurazione di tipo idrostatico. Le micro catene che costituiscono il sistema di cerchiaggio rappresentano anche armatura capace di conferire alla struttura muraria una maggiore capacità resistente rispetto ad azioni agenti nel piano della muratura, un incremento della resistenza a taglio e pressoflessione ma anche una buona capacità di trattenimento rispetto alle azioni fuori dal piano.



Figura 13 - Intervento di consolidamento di una muratura tramite placcaggio con nastri di acciaio (CAM[®]).

2.2 Interventi su strutture intelaiate in calcestruzzo armato

Gli edifici in calcestruzzo armato, costituiscono circa il 50% del patrimonio edilizio esistente in Italia. Sebbene, grazie all'evoluzione normativa e tecnologica degli ultimi 20 – 30 anni, oggi sia possibile realizzare strutture in calcestruzzo armato capaci di soddisfare gli odierni standard

di sicurezza in materia di ingegneria sismica, nella maggior parte dei casi queste strutture non risultano essere idonee a sopportare terremoti anche di modesta intensità, quindi necessitano di interventi che possano migliorarne il loro comportamento nei confronti delle azioni di tipo sismico, cioè il loro livello di sicurezza.

Gli interventi che è possibile realizzare su un edificio intelaiato in calcestruzzo armato possono essere suddivisi a loro volta in interventi di carattere *locale*, cioè che interessano un singolo elemento strutturale (pilastro, trave, ecc.), oppure di carattere *globale*.

2.2.1 Interventi locali

Tra i principali interventi di carattere locale troviamo:

- l'intervento di "Concrete Jacketing", che consiste nella realizzazione di un rivestimento in calcestruzzo armato dell'elemento strutturale, tipicamente pilastri o pareti, in modo da permettere alla struttura esistente di soddisfare il criterio del *capacity design*. Di fatto è un intervento che a fronte di un ringrossamento della sezione che accoglie l'armatura aggiuntiva, sia longitudinale che trasversale, dotata di un opportuno copriferro, offre un aumento della capacità portante, della rigidità, della duttilità, della resistenza a taglio e a flessione dell'elemento, permettendo di ottenere facilmente un comportamento di tipo "trave debole – pilastro forte" (comportamento che punta ad avere un cedimento delle travi, che non provoca il collasso globale della struttura, prima che avvenga il collasso dei pilastri, la cui rottura comporterebbe il crollo dell'intera costruzione o comunque meccanismi di piano debole). Per la valutazione della resistenza e della deformabilità degli elementi che sono stati sottoposti a questo intervento è possibile considerare valide le seguenti ipotesi semplificative:
 - l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo nuovo e quello esistente;
 - la sezione nuova si considera interamente reagente, trascurando il fatto che il carico assiale in realtà agisce solo sulla sezione preesistente;
 - le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese a tutta la sezione.

Rispetto alle tecniche di intervento più complesse, l'intervento di concrete jacketing presenta il duplice vantaggio di non richiedere procedure di calcolo più laboriose di quelle di base utilizzate per il progetto di una nuova struttura in calcestruzzo armato e

di utilizzare materiali e tecniche di installazione di uso comune, che quindi non richiedono l'impiego di maestranze specializzate.



Figura 14 - Intervento di incamiciatura in calcestruzzo armato di un pilastro.

- L'intervento di "Steel Jacketing", consiste in un confinamento dell'elemento strutturale mediante l'utilizzo di quattro profili angolari, fissati con resine epossidiche o semplicemente resi aderenti al calcestruzzo esistente, sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni ed interasse opportunamente dimensionati, che possono essere anche preriscaldate o presollecitate, così da fornire una ulteriore azione di confinamento sull'elemento. L'effetto della camicia realizzata, può essere valutato come per le staffe, facendo riferimento alla percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali. Di fatto è un intervento del tutto analogo al precedente, che può essere realizzato sia su elementi verticali che orizzontali, ma che solitamente viene realizzato sulle travi, sulle quali è più difficile realizzare un'incamiciatura in calcestruzzo armato. L'intervento richiede l'impiego di materiali più o meno comuni e maestranze non specializzate, offrendo come nel caso precedente un aumento: di capacità portante, di rigidità, di duttilità e di resistenza a taglio e a flessione dell'elemento, ingombrando meno rispetto all'intervento di concrete jacketing.
- L'intervento di rinforzo dell'elemento strutturale mediante l'utilizzo di materiali a matrice polimerica di natura organica, fibrorinforzati con fibre di vetro o fibre di carbonio, comunemente conosciuti come FRP. Questo intervento può essere utilizzato in modo selettivo per migliorare anche solo una delle caratteristiche meccaniche dell'elemento, in particolare può essere utilizzato per:
 - incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione, applicando il "tessuto" con le fibre parallele all'asse dell'elemento;
 - incrementare la resistenza a taglio, applicando il "tessuto" con le fibre ortogonali all'asse dell'elemento;

- incrementare la duttilità delle sezioni terminali di travi e pilastri mediante cerchiaggio lungo il perimetro dell'elemento;
- incrementare la resistenza dei nodi trave – pilastro.

Di fatto è un intervento che può essere considerato un'evoluzione in chiave moderna dei precedenti interventi di concrete e steel jacketing, poiché si fonda su di essi, può essere applicato sia su elementi strutturali verticali (pilastri e pareti in c.a. ma anche pareti in muratura, ecc.) che su elementi strutturali orizzontali (travi in c.a. e in legno, volte in muratura, ecc.) e produce i medesimi vantaggi, utilizzando però materiali più performanti e meno ingombranti.

Gli FRP infatti, al contrario all'acciaio che esercita una tensione di confinamento costante sull'elemento dopo aver raggiunto lo snervamento, sono materiali compositi, eterogenei ed anisotropi che mostrano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino al collasso. Questo gli permette di esercitare un'azione di confinamento sull'elemento costantemente crescente. Essi sono composti da un tessuto di rinforzo, a sua volta realizzato da filamenti sottilissimi, che può essere unidirezionale, bidirezionale o multidirezionale e da una matrice polimerica, a base di resine termoindurenti, che si presentano liquide o pastose a temperatura ambiente e polimerizzano, diventando solide e vetrose, se miscelate con un opportuno reagente.

I tessuti FRP per il rinforzo delle strutture possono essere classificati come:

- preformati: componenti di varia forma preparati in stabilimento tramite pultrusione o laminazione, applicati all'elemento strutturale da rinforzare mediante adesivi;
- impregnati in situ: costituiti da fogli di fibre unidirezionali o multidirezionali o ancora da tessuti, che vengono impregnati con una resina che funge da adesivo;
- pre – impregnati: costituiti da fogli di fibre unidirezionali o multidirezionali o ancora da tessuti, pre - impregnati con resina parzialmente polimerizzata.

Tra i principali vantaggi dell'uso di questa tecnica di intervento ci sono:

- elevate proprietà meccaniche;
- sagomabilità e adattabilità anche a forme complesse;
- caratteristiche anticorrosive, che si traducono in una elevata durabilità;
- leggerezza e bassa invasività, tanto da essere impiegati nei casi in cui è necessario preservare le caratteristiche estetiche della struttura originaria o

nei casi in cui le convenzionali tecniche di rinforzo sono di difficile esecuzione a causa degli spazi limitati.



Tra gli svantaggi invece troviamo:

- l'utilizzo di materiali ad alte prestazioni, spesso costosi;
- la necessità di impiegare maestranza specializzata.

Figura 15 - Intervento di rinforzo mediante FRP di travi e pilastri.

- l'installazione di un "sistema di antiribaltamento" delle murature di tamponamento, composto da un intonaco strutturale, una rete in fibra di vetro e degli ancoraggi posizionati sul perimetro del telaio in calcestruzzo armato. Questo intervento pur non riguardando direttamente gli elementi strutturali dell'edificio, va inserito tra gli interventi locali che è possibile realizzare su una struttura in calcestruzzo armato in quanto la sua realizzazione comporta:
 - una limitazione dei danni che il collasso di questi elementi potrebbe provocare, aumentando di fatto il livello di sicurezza dell'edificio sul quale viene realizzato;
 - la trasformazione della tamponatura da elemento non strutturale ad elemento strutturale, cioè capace di fornire un suo contributo alla resistenza globale della costruzione e schematizzabile, in un modello agli elementi finiti, come una biella compressa (con caratteristiche legate al tipo di muratura) disposto all'interno della maglia del telaio in calcestruzzo armato.

2.2.2 Interventi globali

Tra gli interventi di carattere globale che invece è possibile realizzare su un edificio in calcestruzzo armato troviamo:

- l'inserimento di controventi metallici tra le maglie del telaio in calcestruzzo armato (internal bracing) o esternamente a quest'ultime (external bracing), aventi lo scopo di irrigidire la struttura, così che le forze sismiche che la struttura è tenuta a sperimentare siano inferiori rispetto a quelle ante opera. In funzione del loro collegamento con la struttura su cui possono essere installati, possiamo distinguere:
 - controventi concentrici: gli elementi diagonali, che assorbono le azioni orizzontali lavorano in regime assiale e convergono nei nodi trave pilastro o in

punti di travi e pilastri in cui convergono altri elementi diagonali. L'inserimento di questi elementi nel sistema strutturale ne incrementa solo la rigidezza e la resistenza. Appartengono a questa categoria: i controventi con diagonale tesa attiva, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione; i controventi a V, in cui l'assorbimento delle forze orizzontali va considerato sia sulle diagonali tese che su quelle compresse; i controventi a K nei quali il punto di intersezione delle diagonali giace su una colonna e di conseguenza non è possibile considerare il sistema come dissipativo perché il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.

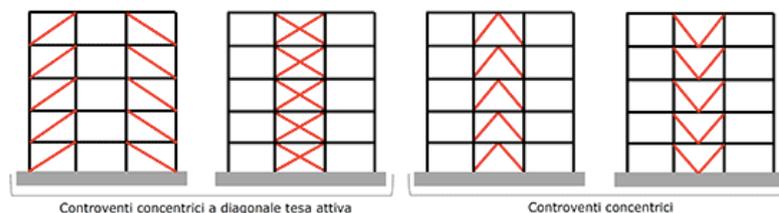


Figura 16 - Tipologie di controventi concentrici.

- controventi eccentrici: gli elementi diagonali, che assorbono le azioni orizzontali, lavorano in regime assiale e non convergono ad entrambe le estremità in un nodo trave colonna o in un punto in cui converge un'altra diagonale. La presenza di questa eccentricità va a delimitare un tratto del traverso di lunghezza ridotta chiamato "link" mediante il quale avviene la dissipazione energetica per mezzo di cicli isteretici a taglio e/o a flessione. Questo link è l'elemento chiave di questo intervento e deve essere progettato in modo da rimanere in campo elastico per livelli dell'azione medio - bassi, ed entrare in campo plastico, dissipando energia, per livelli di azione più elevati.

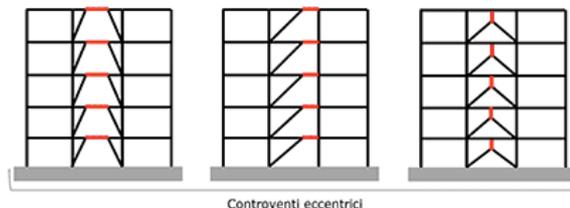


Figura 17 - Tipologie di controventi eccentrici.

In alcuni casi inoltre (controventi dissipativi) a questo effetto è possibile affiancare una ulteriore dissipazione energetica. In questo caso l'energia in ingresso nel sistema è prima indirizzata verso gli elementi più rigidi della struttura, i controventi, e poi veicolata verso dispositivi ausiliari di dissipazione energetica che, sfruttando il loro legame costitutivo, contribuiscono a ridurre

ulteriormente l'entità delle forze sismiche agenti sulla struttura e di conseguenza le sollecitazioni negli elementi strutturali in calcestruzzo. Questi dispositivi possono essere classificati in tre grandi categorie, in funzione del comportamento offerto quando sollecitati dall'azione sismica:

- dispositivi a controllo attivo: che utilizzano sensori per monitorare ed elaborare lo stato della struttura nel tempo e dispositivi meccanici per applicare un sistema di forze che regoli il comportamento della stessa. Si compongono di: un sistema di monitoraggio, capace di valutare lo stato della struttura; un sistema di controllo, che riceve i dati e decide le contromisure da attuare; un sistema di attuazione, che applica fisicamente le contromisure;
- dispositivi a controllo passivo: ossia dispositivi, opportunamente collocati nella struttura, che ne modificano rigidità e capacità dissipativa sulla base del comportamento offerto dai materiali con cui sono realizzati. Un grande vantaggio dell'uso di questi dispositivi sta nel fatto che per funzionare non necessitano di alcun input esterno a parte quello sismico. A questa categoria appartengono ad esempio i controventi in acciaio;



Figura 18 - Controventi dissipativi installati nel Nuovo polo didattico dell'Università Politecnica delle Marche ad Ancona.

- dispositivi a controllo ibrido: che possono essere considerati come una combinazione delle precedenti due categorie poiché si compongono solo di un sistema di controllo che aziona piccoli meccanismi (ad esempio la chiusura e l'apertura di valvole) che richiedono sì un consumo di energia elettrica, ma molto modesto rispetto a quello necessario al funzionamento dei dispositivi a controllo attivo. Tra i principali sistemi ibridi ricordiamo: l'AVS (Added Variable Stiffness), in cui la rigidità dei controventi viene variata dal sistema di controllo in funzione dell'intensità all'azione sismica e i dispositivi Magnetoreologici, in cui le caratteristiche degli smorzatori possono essere variate cambiando l'intensità di corrente in ingresso;
- la realizzazione di pareti in calcestruzzo armato sismo resistenti, gettate in opera o prefabbricate, che permettano di avere un aumento della rigidità e della resistenza della struttura con una conseguente limitazione degli spostamenti, quindi una

diminuzione del livello di sollecitazione degli elementi strutturali. Questi effetti sono causati dai comportamenti opposti, offerti dal telaio e dalla parete, nei confronti delle azioni orizzontali. Ai primi piani infatti, il telaio risulta essere vincolo alla parete, quindi ad avere degli spostamenti minori, mentre nella parte superiore della struttura è la parete ad essere vincolata al telaio. Questi nuovi elementi teoricamente possono essere collocati ovunque, a patto che riducano effetti torsionali e collaborino con la struttura esistente. Nelle applicazioni reali però, frequentemente vengono inserite all'interno della maglia strutturale dell'edificio esistente. A fronte dell'utilizzo di materiali e tecniche comuni, quindi costi limitati e maestranze non specializzate, questa tecnica di intervento rende necessario il consolidamento delle fondazioni dell'edificio (intervento costoso e invasivo), per far fronte al momento ribaltante che un evento sismico può indurre su di esse, determinandone la perdita di funzionalità.

- l'inserimento tra le fondazioni e le strutture in elevazione di un sistema di isolatori sismici che opera un disaccoppiamento del moto del terreno da quello della struttura in elevazione, garantendo che la sovrastruttura resti in campo sostanzialmente elastico anche durante terremoti violenti. Contrariamente a quanto detto per le precedenti due tipologie di intervento, in questo caso l'isolatore ha lo scopo di rendere più deformabile il sistema strutturale (aumento del periodo proprio di vibrazione), anche se la deformabilità del sistema è tutta concentrata a livello degli isolatori che sono caratterizzati da una adeguata rigidità verticale, per sostenere i carichi gravitazionali che l'edificio porta in fondazione e da una bassa rigidità orizzontale. L'utilizzo di questa tecnica produce i seguenti benefici:

- riduzione delle accelerazioni trasmesse dal sisma alla struttura, che comporta una riduzione delle forze agenti in corrispondenza dei vari impalcati dell'edificio, evitando danneggiamenti strutturali e non strutturali;
- riduzione degli spostamenti di interpiano.

La bassa invasività l'intervento, che si concentra solo a livello di fondazione e il fatto di riuscire a limitare i danni anche quando la struttura è sottoposta a sismi di forte intensità, permette di estendere questo intervento anche ad altre tipologie costruttive, come ad esempio quelle in muratura, magari vincolate da un punto di vista storico – architettonico o a quelle strutture classificate come strategiche (ospedali, centrali di controllo, ecc.) che devono restare operative, senza interruzioni di funzionamento,

anche dopo sismi severi. Gli isolatori sismici possono appartenere essenzialmente a due categorie:

- elastomerici con o senza nucleo dissipativo: formati da strati di elastomero (gomma naturale o elastomero sintetico) alternati a lamierini di acciaio, “saldati” tra loro mediante vulcanizzazione a caldo. I lamierini di acciaio svolgono una funzione di confinamento della gomma riducendone la deformabilità verticale mentre l’elastomero, caratterizzato da elevata deformabilità tangenziale, funge da filtro, limitando le accelerazioni che raggiungono la sovrastruttura. Questo tipo di isolatori può essere: a basso smorzamento LDRB (Low Damping Rubber Bearings), ad alto smorzamento HDRB (High Damping Rubber Bearings) e con nucleo al piombo LRB (Lead Rubber Bearings).



Figura 19 - Isolatore elastomerico installato come elemento di disconnessione tra fondazione e sovrastruttura.

- “a scorrimento” con superficie piana o a pendolo: ossia apparecchi di appoggio scorrevoli che sostengono i carichi verticali trasmessi dalla sovrastruttura, consentendo però gli spostamenti orizzontali. Possono essere a scorrimento (acciaio - teflon) o a rotolamento (slitte a rulli o a sfere) e sono caratterizzati da bassi valori di resistenza per attrito in modo da trasmettere il meno possibile alla struttura. Normalmente vengono accoppiati a dispositivi ausiliari (dispositivi isteretici o ammortizzatori viscosi) che dissipino l’energia che il sisma induce sulla struttura.
- la realizzazione di “Torri dissipative” molto rigide, solitamente in carpenteria metallica, collegate rigidamente alla struttura a livello dei solai, incernierate alla base ed equipaggiate lungo il perimetro con dissipatori di energia. Questi dispositivi, che si attivano in seguito alla rotazione della torre indotta dagli spostamenti orizzontali della struttura, solitamente vengono disposti in modo radiale al di sotto del basamento della torre per risultare più efficaci per qualsiasi direzione delle oscillazioni della stessa. Il sistema così organizzato consente di sfruttare al massimo la capacità dei dissipatori, in quanto quest’ultimi lavorano in funzione dello spostamento assoluto che si manifesta

in testa all'edificio e non in funzione degli spostamenti relativi d'interpiano, come avviene nei classici sistemi a controventi dissipativi. L'intervento presenta inoltre numerosi vantaggi:

- incremento della capacità della struttura nei confronti delle azioni sismiche, che si traduce in un abbattimento significativo sia degli spostamenti che delle accelerazioni, preservando non solo la struttura, ma anche i componenti non strutturali (murature, infissi, controsoffitti, impianti, ecc.) e le attrezzature all'interno dell'edificio;
- contenimento degli spostamenti orizzontali fino al soddisfacimento dei requisiti di sicurezza di stato limite ultimo (SLV) previsti dalla normativa vigente, mantenendo la struttura originaria in campo elastico, quindi senza danneggiamenti significativi ed interruzioni d'uso;
- riduzione delle irregolarità in pianta, legata ad una corretta disposizione delle torri in modo da andare a ridurre l'eccentricità tra centro di massa e centro di rigidità della struttura;
- facile ispezione e manutenzione dei dispositivi di dissipazione, rispetto alle consuete applicazioni su edifici esistenti;
- reversibilità dell'intervento, che inoltre non richiede interruzioni d'uso della costruzione né per la realizzazione né per la manutenzione;
- possibilità di utilizzare le nuove strutture come spazi e/o volumi aggiuntivi;

Figura 20 - Intervento di adeguamento sismico mediante "Torri dissipative" realizzato sull'edificio scolastico del Liceo "Varano" di Camerino.



Capitolo 3

Esoscheletro

L'avvento di nuove tecniche di intervento per il consolidamento di edifici esistenti, quali ad esempio interventi di isolamento sismico, interventi di controventamento con dispositivi di dissipazione energetica o interventi di confinamento di elementi strutturali mediante FRP, ci dice che ancora oggi all'inderogabile necessità di rinnovare e riqualificare il patrimonio edilizio esistente, il settore della ricerca e della sperimentazione in questo campo sta rispondendo producendo soluzioni sempre più efficaci e sostenibili da un punto di vista ambientale. Tra queste tecniche di consolidamento delle strutture esistenti in calcestruzzo armato, negli ultimi anni sta trovando spazio anche quella di retrofitting strutturale mediante la realizzazione di una "seconda pelle" ingegnerizzata. Questa tecnica al contrario delle precedenti, in cui l'intervento è finalizzato solo al miglioramento del comportamento strutturale dell'edificio, vuole proporsi come una soluzione polifunzionale che rientri in un'ottica di più ampio respiro, quella della "progettazione integrata", che va intesa come quel processo multidisciplinare nel quale sono coinvolte diverse figure professionali, che apportano al progetto dell'intervento ognuna il suo contributo in base alle proprie competenze, permettendo di raggiungere un risultato di elevata qualità. Se infatti pensiamo alle costruzioni a cui questi interventi sono rivolti, per lo più edifici in calcestruzzo armato risalenti al secondo dopoguerra, molto spesso

alle carenze di carattere strutturale di quest'ultimi si accompagnano anche carenze di carattere architettonico ed energetico.

La loro numerosità poi ci suggerisce di escludere, laddove possibile, la loro demolizione e ricostruzione anche solo parziale spingendoci a pensare ad interventi che consentano di conservare la struttura esistente. Ecco allora che l'esigenza diventa quella di pensare ad interventi versatili e polivalenti che coinvolgano a 360° la costruzione e che adeguino tanto le performance strutturali dell'edificio quanto la loro efficienza energetica e il loro aspetto architettonico, tutto questo impattando il meno possibile sull'ambiente. Quest'ultimo obiettivo può essere perseguito grazie al fatto di utilizzare materiali riciclati e riciclabili ma soprattutto grazie al fatto di poter spalmare il carico ambientale, che caratterizza la costruzione, lungo un lasso di tempo più lungo (dovuto all'allungamento della vita utile dell'edificio), operazione che risulta essere impossibile nei casi di demolizione e ricostruzione.

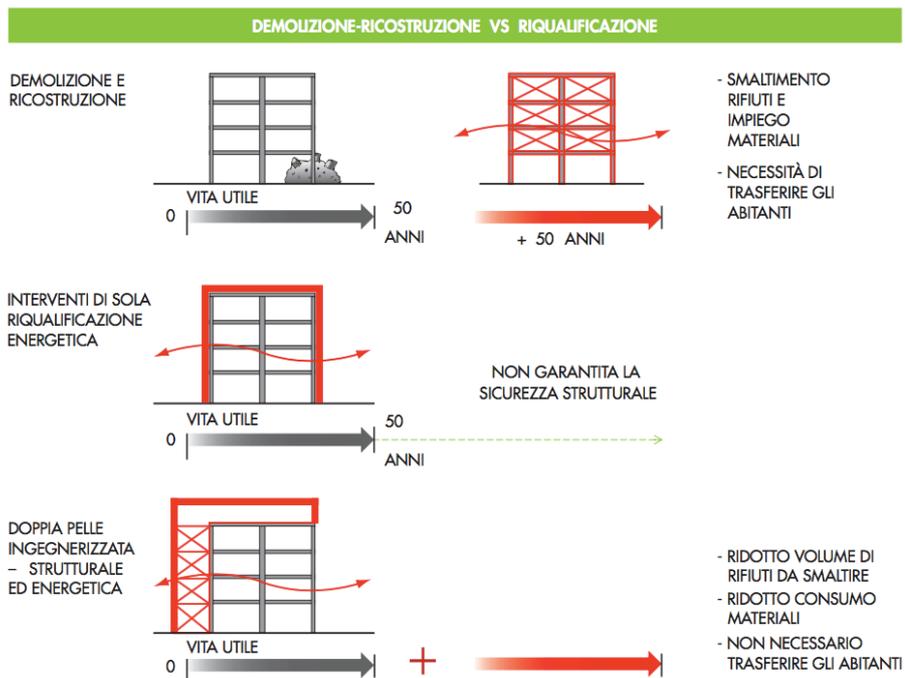


Figura 21 - Confronto, in termini di incidenza sulla vita utile e carico ambientale, tra intervento di demolizione – ricostruzione e interventi riqualificazione solo energetica e/o architettonica e interventi di riqualificazione integrata.

3.1 Potenzialità operative del sistema esoscheletro

Quando l'intervento di avvolgimento dell'edificio esistente mediante "seconda pelle" è in grado di incrementare non solo le prestazioni energetiche e la qualità architettonica del contesto urbano ma anche la sicurezza strutturale della costruzione, contribuendo a migliorare la qualità della vita e il benessere degli abitanti, prende il nome di *Esoscheletro*. L'origine del termine deriva dalla biologia, infatti l'esoscheletro si ispira alla struttura esterna

di alcuni invertebrati per i quali funge da dispositivo di protezione. Il suo perfezionamento invece, è da ricercarsi nell'ambito delle biotecnologie mediche, dove è utilizzato come supporto per la riabilitazione post - traumatica oppure come ausilio per la deambulazione di persone con disabilità motorie. Applicato agli edifici, questo esoscheletro si traduce in un'espansione volumetrica indipendente dalla struttura originaria ma ad essa connessa, che in base alle limitazioni urbanistiche e ad altre esigenze può essere progettata in adesione alla struttura esistente oppure distanziata dalla stessa. L'esoscheletro è costituito da una struttura, solitamente in carpenteria metallica, avente fondazioni autonome e capace di migliorare la risposta dinamica dell'edificio esistente, esso può ospitare nuovi spazi chiusi o aperti come logge e vie d'emergenza, ma come suggerito dai tradizionali interventi in "doppia pelle" per il miglioramento energetico e la riqualificazione architettonica degli edifici esistenti, anche interventi di efficientamento energetico o restyling architettonico. Nel caso di un esoscheletro strutturale però, la realizzazione di un nuovo involucro energetico, di una riconfigurazione architettonica e di interventi di rifacimento delle finiture interne, restano scelte opzionali e realizzabili anche in un secondo momento. L'intervento poi potendosi estendere ad interi comparti urbani, anche se in questo lavoro di tesi viene proposto su un singolo edificio, va inteso come veicolo per una rigenerazione urbana, che coinvolga contemporaneamente i seguenti aspetti:

ASPETTI ENERGETICI

- Involucro tipicamente non coibentato;
- Presenza di ponti termici significativi;
- Impianti tecnologici vetusti.



EFFICIENTAMENTO ENERGETICO
+
SOSTENIBILITÀ AMBIENTALE
+
FATTIBILITÀ ECONOMICA
+
QUALITÀ AMBIENTE



ASPETTI FORMALI

- Edifici spesso privi di pregio architettonico;
- Distribuzione interna alloggi non più rispondente agli attuali standard abitativi;
- Degradato urbano.



RIVALUTAZIONE ARCHITETTONICA
+
QUALITÀ CONTESTO URBANO



ASPETTI STRUTTURALI

- Edifici spesso non verificati ai carichi VERTICALI;
- Struttura non organizzata per resistere ai carichi ORIZZONTALI;
- Vita Utile (50 anni): esaurita.



MIGLIORAMENTO SISMICO
+
STATICO



Figura 22 - Principali deficit degli edifici esistenti realizzati nel II dopoguerra con struttura in calcestruzzo armato riferiti a tre ambiti fondamentali: struttura, energia e formale- tipologico (a sinistra); azioni necessarie in ogni ambito per la riqualificazione (a destra).

Questo approccio multidisciplinare, presuppone che l'intervento sia accompagnato da uno studio di fattibilità che non si limiti a valutarne la pura convenienza economica dell'intervento ma che coinvolga anche aspetti di natura ecologica, in modo da considerare anche i "costi ambientali" derivanti dallo stesso. Le tipologie di intervento che conservano la struttura originaria infatti, in termini ecologici, sono da preferire al "cantiere radicale", che demolisce per ricostruire, o alle principali tecniche di rinforzo di tipo locale (placcaggio o incamiciatura) o globale (installazione di elementi sismo resistenti o di isolamento), in quanto permettono di minimizzare fin dalle fasi iniziali della progettazione l'uso di materie prime e di ridurre anche la quantità di rifiuti di cantiere.

Da un punto di vista tecnico, l'esoscheletro si inserisce tra le tipologie di rinforzo globale poiché di fatto si tratta di una nuova struttura che lavora esternamente a quella originaria in forma di doppio involucro e può essere concepita, in funzione della rigidità iniziale dell'edificio, come sovrar resistente o dissipativa. Nel primo caso, gli elementi di controventamento integrati all'interno dell'esoscheletro, possono essere di varie tipologie: dalle soluzioni tradizionali con reticolari in acciaio o con setti in calcestruzzo pieno, passando per soluzioni meno convenzionali, come ad esempio setti in acciaio con pannelli microforati. Nel secondo caso invece, la soluzione reticolare si è dimostrata essere la più performante a patto che gli elementi che la compongono siano idonei alla dissipazione energetica.

Questa tecnica di intervento, riuscendosi ad integrare anche con altri ambiti (energetico e architettonico), produce ricadute e benefici a vari livelli:

- favorisce l'*up-cycling* della struttura;
- migliora la resistenza e la resilienza sismica dell'edificio;
- riduce l'impatto ambientale associato al rischio sismico;
- incrementa il valore dell'immobile;
- protegge sul lungo termine l'investimento economico;
- riduce il costo di ristrutturazioni post sisma in seguito all'aumento della resilienza;
- fa coesistere in un unico cantiere la ristrutturazione architettonica, energetica e strutturale, riducendone costi, tempi e rischi;
- azzerà gli oneri di ricollocamento degli abitanti che durante i lavori di realizzazione e manutenzione potranno continuare ad utilizzare la struttura;

- permette l'aggiunta o l'ampliamento di nuove superfici *indoor* e *outdoor* la cui vendita, nel caso l'intervento fosse realizzato su edifici ad uso abitativo, può parzialmente finanziare i costi dell'intervento stesso;
- favorisce politiche di densificazione urbana tramite ampliamenti volumetrici;
- permette la ridefinizione morfo-tecno-tipologica del manufatto;
- costruisce contesti più piacevoli, più sostenibili e più resilienti.

La valenza ambientale dell'intervento è assicurata da un approccio "*life cycle thinking*", cioè un approccio che punta sin dalle fasi di progetto, alla massimizzazione delle prestazioni e alla minimizzazione dell'impatto, dei costi ambientali e del ciclo di vita dell'edificio, coinvolgendo tutte le competenze necessarie (ad es. ingegnere strutturista, architetto e ingegnere ambientale) al raggiungimento del miglior risultato possibile.

In questo modo, anche la progettazione strutturale, oltre a risolvere le eventuali carenze statiche e a fornire la necessaria resistenza nei confronti dei carichi sismici alla struttura, persegue i principi di minimizzazione dell'impatto ambientale e del costo, utilizzando materiali eco - compatibili e riciclabili, tecnologie prefabbricate o a secco che risultano essere facilmente smontabili, riparabili ed adattabili.

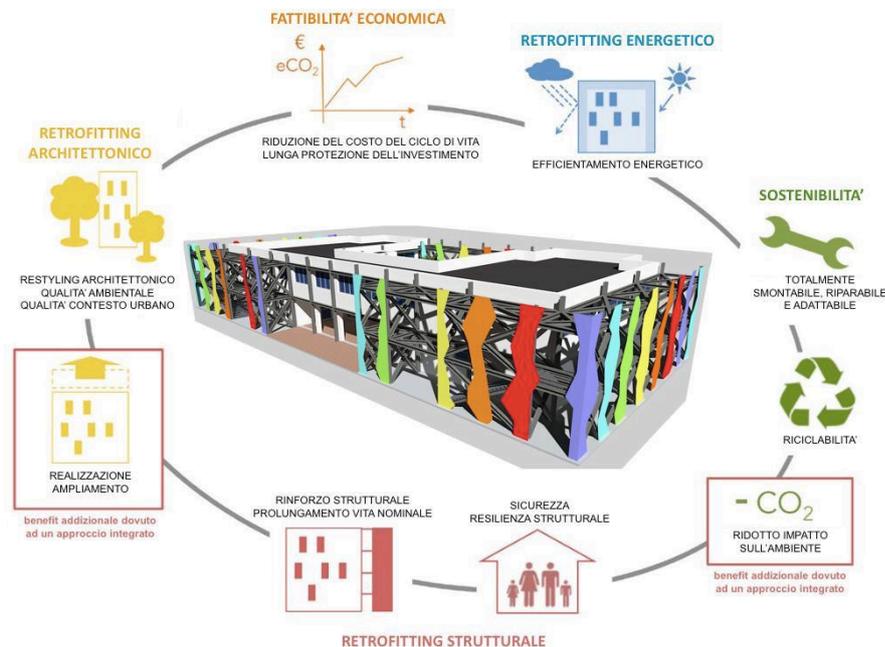


Figura 23 - Caratteristiche principali dell'intervento di retrofitting mediante esoscheletro.

Possiamo concludere dicendo che l'intervento di retrofitting strutturale mediante esoscheletro permette di mettere in sicurezza l'edificio, ma integrandosi anche con il retrofitting energetico ed architettonico, permette il restyling del patrimonio edilizio esistente soddisfacendo i requisiti di eco - efficienza, riparabilità, smontabilità e riciclabilità.

3.2 Aspetti teorico - normativi

Questo intervento di avvolgimento strutturale a cui è stato dato il nome di esoscheletro, può essere definito come: *un nuovo sistema strutturale, che funziona in parallelo con gli elementi strutturali esistenti, e fornisce la gran parte della rigidità e della portanza nei confronti delle azioni orizzontali*. Tra le diverse tipologie di esoscheletro che possono essere realizzate, diversi studi identificano in quella reticolare la tipologia più efficiente. Questa infatti garantisce massima rigidità e portanza nei confronti delle azioni orizzontali, poiché gli elementi in acciaio che la compongono lavorano essenzialmente in regime assiale.

Ragioni funzionali o formali, possono però far preferire a questa tipologia, soluzioni prive di elementi diagonali o tipologie miste in cui alcuni elementi hanno un comportamento reticolare mentre altri un comportamento flessionale.

I concetti normativi su cui si fonda questa soluzione di consolidamento, che ci guideranno nella realizzazione dell'intervento e del tipo di collegamento tra quest'ultimo e la struttura originaria, sono contenuti tra le righe del capitolo 7 delle attuali norme tecniche ed in particolare nel paragrafo § 7.2.3, nel quale si affronta il tema degli elementi secondari. Di seguito si riporta l'estratto della normativa a cui si è fatto riferimento.

“ 7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati ‘secondari’; nell’analisi della risposta sismica, la rigidità e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

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

Tutto questo, nell’ottica del intervento di consolidamento mediante esoscheletro, può essere interpretato andando ad assegnare agli elementi strutturali della struttura originaria la caratteristica di “elemento secondario” (cioè capace di resistere ai soli carichi verticali per i

quali è stato progettato), e di conseguenza prevedere la progettazione di un nuovo sistema strutturale di elementi primari, che si faccia pienamente carico delle azioni orizzontali che ad esempio un evento sismico induce sulla struttura.

È necessario fare particolare attenzione alla progettazione di questo nuovo sistema strutturale, poiché quest'ultimo dovrà avere una rigidità e una resistenza circa 7 volte superiore a quella della struttura originaria in modo da poter legittimare l'assunzione di considerare tutti gli elementi della struttura originaria come reagenti solo nei confronti dei carichi gravitazionali. Ora, con il fine di descrivere in modo più dettagliato il meccanismo di funzionamento e le basi teoriche di questo intervento, si farà riferimento alla sperimentazione condotta dall' Ing. Reggio et al. (Feasibility and effectiveness of exoskeleton structures for seismic protection, 2018) riportando di seguito i principali risultati ottenuti. Lo studio parte dalla descrizione e dalla rappresentazione semplificata di una struttura non controllata, prima e di una struttura controllata, poi a cui possiamo fare riferimento quando ci accingiamo a svolgere un'analisi dinamica di una struttura. La struttura a cui si fa riferimento, è un telaio shear – type nel quale le masse sono concentrate nei traversi, supporti infinitamente rigidi, mentre il contributo alla rigidità di piano nei confronti delle azioni orizzontali è offerto dai pilastri. Una ulteriore semplificazione di questa struttura è ottenibile riducendo tale sistema ad un sistema equivalente ad un solo grado di libertà, in cui l'intera massa è concentrata in un solo punto, la rigidità è concentrata in una molla e la dissipazione energetica è associata ad uno smorzatore. Nel caso della struttura controllata inoltre, è stato considerato anche un dispositivo di accoppiamento, tra la struttura originaria e il nuovo sistema strutturale, caratterizzato da un certo legame fisico, che verrà meglio definito in seguito.

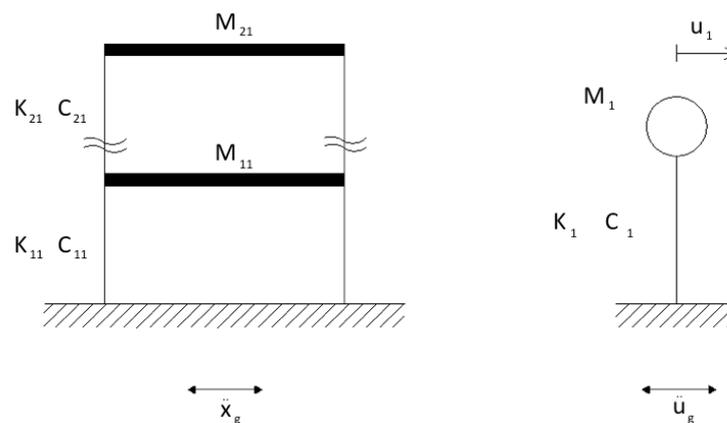


Figura 24 - Schematizzazione semplificata della struttura NON controllata ed equivalente sistema 1 DOF.

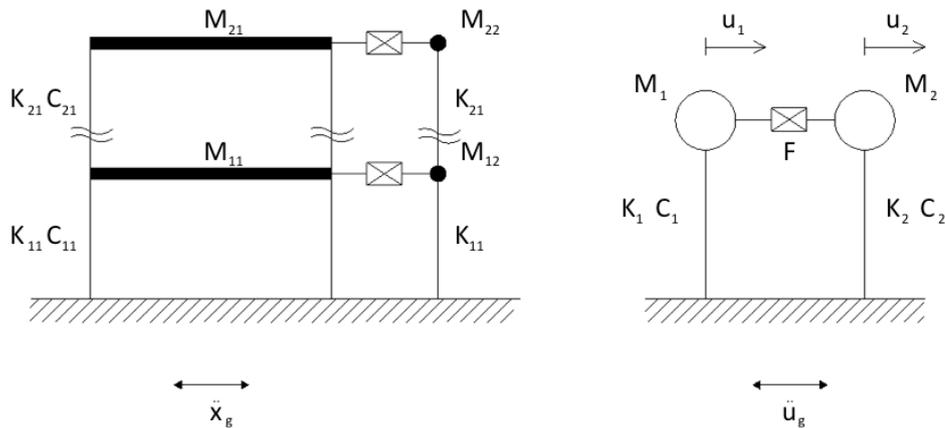


Figura 25 - Schematizzazione semplificata della struttura controllata ed equivalente sistema 1 + 1 DOF.

Ai simboli nelle due figure precedenti è associato il classico significato, con M si indicano le masse, con K le rigidità e con C lo smorzamento degli elementi o dell'intera struttura, a seconda che ci si stia riferendo al sistema a più gradi di libertà (sinistra) o al sistema equivalente ad un grado di libertà (destra). I simboli x ed u invece, rappresentano rispettivamente gli spostamenti del sistema a più gradi di libertà e del sistema ad un grado di libertà. Infine F indica la forza scambiata tra la struttura originaria e l'esoscheletro tramite il dispositivo di collegamento.

Le equazioni del moto che governano il comportamento del sistema 1+1 DOF, costituito dalla struttura originaria e dall'esoscheletro, soggetto ad un'accelerazione alla base $U_g''(t)$, sono:

$$M_1 U_1'' + C_1 U_1' + K_1 U_1 = -M_1 U_g'' + F$$

$$M_2 U_2'' + C_2 U_2' + K_2 U_2 = -M_2 U_g'' - F$$

Nelle quali con il pedice 1 sono state indicate le grandezze riferite alla struttura originaria mentre con il pedice 2 quelle relative all'esoscheletro.

Per una descrizione più generale del problema, quest'ultime possono essere espresse in forma adimensionalizzata una volta introdotti:

- I seguenti valori:

$$\Omega^* = \sqrt{\frac{K_1}{M_1}} = \Omega_1 \quad U^* = \frac{M_1 g}{K_1} \quad F^* = M_1 g$$

In cui Ω_1 è la frequenza naturale disaccoppiata dell'oscillatore primario, mentre con g classicamente si indica l'accelerazione di gravità.

- Le seguenti grandezze adimensionali e i parametri di progetto:

$$\tau^* = \Omega^* t \quad u_1 = \frac{U_1}{U^*} \quad u_2 = \frac{U_2}{U^*} \quad f = \frac{F}{F^*} \quad \text{Grandezze adimensionali}$$

$$\zeta_1 = \frac{c_1}{2\sqrt{K_1 M_1}} \quad \zeta_2 = \frac{c_2}{2\sqrt{K_2 M_2}} \quad \mu = \frac{M_2}{M_1} \quad \alpha = \frac{\Omega_2}{\Omega_1} \quad \text{Parametri di progetto}$$

Dove ζ_1 e ζ_2 sono i rapporti di smorzamento dei due oscillatori, calcolati come se fossero disaccoppiati e determinabili una volta fissato il materiale di cui le strutture sono composte. Mentre μ ed α sono rispettivamente il rapporto di massa ed il rapporto di frequenza, che dipendono dalle caratteristiche fisiche e meccaniche dei due oscillatori.

$$\ddot{u}_1 + 2\zeta_1 \dot{u}_1 + u_1 = -\ddot{u}_g + f$$

$$\mu \ddot{u}_2 + 2\zeta_2 \alpha \mu \dot{u}_2 + \alpha^2 \mu u_2 = -\mu \ddot{u}_g - f$$

La prima equazione si riferisce alla struttura originaria, mentre la seconda si riferisce all'esoscheletro. Il termine f infine, che compare in entrambe le equazioni, descrive il collegamento tra le due strutture ed è noto una volta noto il modello costitutivo di quest'ultimo. In linea teorica i collegamenti possono essere di tre tipi:

- Rigido;
- Elastico (molla alla Hooke);
- Viscoso o visco - elastico (Newton, Kelvin – Voigt, Maxwell);

Caratterizzati ognuno da una propria espressione analitica della forza f . Nel caso di collegamento rigido l'espressione della forza è del tipo:

$$F = K(U_2 - U_1)$$

Che in forma adimensionalizzata può scriversi come:

$$f = \beta_K (u_2 - u_1)$$

In cui $\beta_K = K/K_1$, ma poiché K tende a infinito avremo che anche β_K tende a infinito e di conseguenza u_2 tende a u_1 . In questo modo è possibile, a partire dalle equazioni del moto del sistema 1+1 DOF in forma adimensionalizzata, ricondursi ad un'unica equazione in cui l'unica incognita è lo spostamento relativo u_1 .

$$(1 + \mu)\ddot{u}_1 + (2\zeta_1 + 2\zeta_2 \alpha \mu)\dot{u}_1 + (1 + \alpha^2 \mu)u_1 = -(1 + \mu)\ddot{u}_g$$

La risposta dinamica del sistema accoppiato, che permette di valutare l'efficacia dell'intervento mediante esoscheletro quale mezzo per il controllo delle vibrazioni della struttura sottoposta ad un carico dinamico, può essere descritta da funzioni complesse di risposta in frequenza (FRF) che esprimono l'ampiezza della risposta stazionaria del sistema in seguito all'applicazione di un input sinusoidale al variare della frequenza. Riferendosi alla

protezione sismica, questa grandezza rappresenta il parametro ingegneristico di domanda a cui sono correlati il danno strutturale e il danno non strutturale.

Con il fine di valutare l'efficacia dell'intervento mediante esoscheletro nel ridurre la risposta dinamica della struttura originaria, Reggio et al. (2018) confrontano i risultati forniti dalla configurazione controllata con collegamento rigido (RC) con quelli forniti dalla configurazione non controllata (NC). Tale confronto è stato effettuato in termini di funzioni di risposta in frequenza dello spostamento andando a variare i parametri indipendenti che regolano il comportamento dinamico del sistema accoppiato che sono: il rapporto di massa μ , il rapporto di frequenza α e i rapporti di smorzamento ζ_1 e ζ_2 .

$$H_{u_1/\ddot{u}_g}(\omega) = -\frac{1 + \mu}{-\omega^2(1 + \mu) + i\omega(2\zeta_1 + 2\zeta_2\alpha\mu) + (1 + \alpha^2\mu)}$$

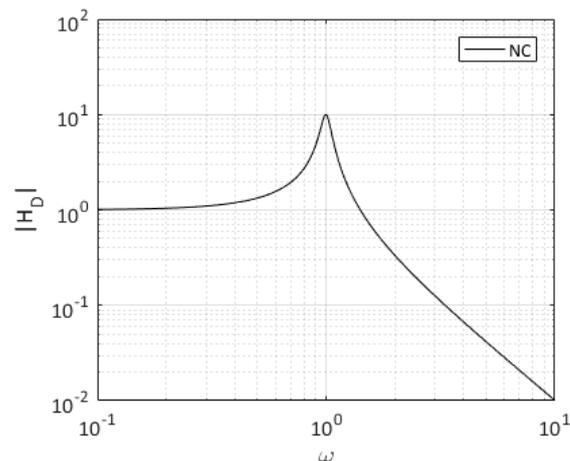


Figura 26 - Ampiezza funzione di risposta in termini di spostamento della struttura non controllata (NC).

In questo primo grafico è rappresentata la variazione dell'ampiezza della risposta stazionaria in spostamento, correlata al danneggiamento degli elementi strutturali di un sistema 1 DOF (la struttura non controllata), in cui non vi è alcun contributo dell'esoscheletro nella risposta strutturale, infatti sull'asse delle ascisse il valore normalizzato della frequenza corrispondente al picco risulta essere unitario.

Per lo studio della configurazione controllata invece sono stati assunti costanti i rapporti di smorzamento $\zeta_1 = 0,05$ e $\zeta_2 = 0,02$ e il rapporto di massa $\mu = 0,05$ mentre per il rapporto di frequenza è stato esplorato il range $0,1 \leq \alpha \leq 10$. Tali valori del rapporto di frequenza, quando si mantiene costante il rapporto di massa, descrivono l'irrigidimento dell'oscillatore secondario (l'esoscheletro) rispetto all'oscillatore primario e sono utili per valutare l'efficacia del sistema di controllo nella riduzione della risposta strutturale in termini di spostamento.

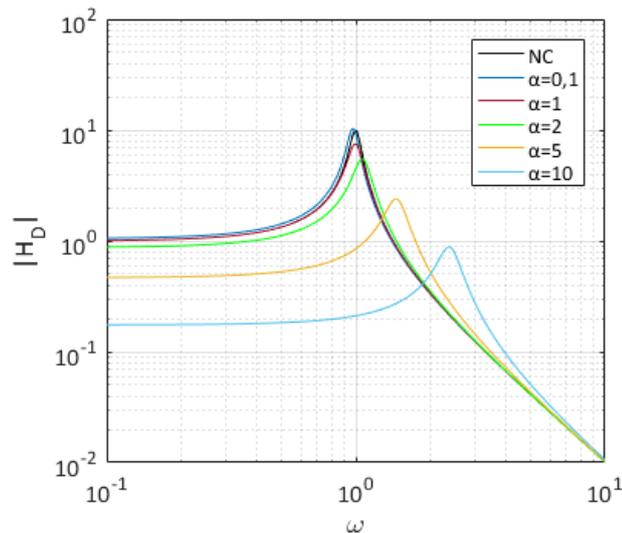


Figura 27 - Confronto ampiezza funzioni di risposta in frequenza in termini di spostamento per le configurazioni non controllata (NC) e controllata con collegamento rigido (RC) al variare del rapporto in frequenza.

I risultati mostrano una diminuzione del massimo della funzione di risposta associata a un incremento di ω quando il rapporto di frequenza cresce. Se ne deduce che, già utilizzando un semplice collegamento rigido tra struttura originaria ed esoscheletro, il comportamento del sistema 1+1 DOF risulta essere migliore, dal momento che si nota un abbassamento del picco. Se ora si considera il caso in cui, mantenendo sempre costanti i rapporti di smorzamento $\zeta_1 = 0,05$ e $\zeta_2 = 0,02$, vengano variati sia il rapporto di massa che il rapporto di frequenza, rispettivamente nei range $0,0 \leq \mu \leq 0,2$ e $0,1 \leq \alpha \leq 10$, l'analisi diventa parametrica e ciò la rende diagrammabile mediante una superficie, che "tagliata" con piani orizzontali, origina varie curve di livello. Con riferimento a questi risultati, l'efficacia dell'intervento è valutabile mediante un indice di prestazione, definito in termini di ampiezza del picco delle funzioni di risposta, che può essere calcolato come:

$$I_D = \frac{\max|H_D|^{RC}}{\max|H_D|^{NC}}$$

In cui viene confrontata la situazione post opera (RC) con quella ante opera (NC) per valutare il beneficio ottenibile tramite il sistema di controllo, ovvero quanto si riesce ad abbattere il picco della funzione $|H_D|$. Si ricorda che, in base alla precedente definizione, valori di I_D minori dell'unità indicano una riduzione della risposta dell'oscillatore primario (struttura originaria) dovuta all'oscillatore secondario (esoscheletro) e al loro collegamento.

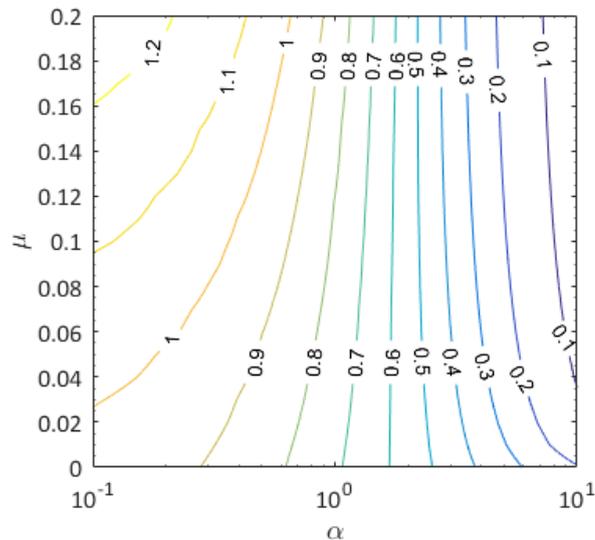


Figura 28 - Indice di prestazione in termini di ampiezza della funzione di risposta in frequenza in termini di spostamento del sistema 1 +1 DOF al variare del rapporto di massa e del rapporto di frequenza.

Come è possibile notare, l'indice di prestazione I_D assume valori inferiori all'unità nella gran parte dei casi esplorati variando i parametri di calibrazione, il che significa che da un lato il collegamento rigido consente di ottenere già significative riduzioni della risposta del sistema in termini di spostamento e dall'altro che questo intervento rappresenta una soluzione fattibile ed efficace per il controllo delle vibrazioni strutturali dovute all'azione sismica.

È importante sottolineare inoltre che l'indice di prestazione I_D è molto influenzato dalle variazioni del rapporto di frequenza α e poco dal rapporto di massa μ . Questo significa che, da un lato è possibile ottenere buoni risultati, in termini di controllo delle vibrazioni, anche quando si ha a che fare con rapporti di massa ridotti e dall'altro che il rapporto di frequenza è il parametro sul quale intervenire per ottenere delle prestazioni migliori, in quanto variazioni del rapporto di massa non variano significativamente la risposta del sistema.

3.3 Esempio applicativo: La palazzina uffici della Magneti Marelli

Se, sia su piccola che su grande scala, esistono già diversi casi in cui ad un edificio esistente sia stata addossata una "seconda pelle" per migliorarne l'aspetto architettonico e/o l'efficienza energetica dello stesso (cappotti, pareti ventilate, ecc.), non è altrettanto diffusa la realizzazione di questo tipo di interventi per migliorarne il comportamento strutturale o meglio ancora tutti e tre gli aspetti contemporaneamente. Infatti gli interventi di questo tipo, ad oggi, sono ancora abbastanza limitati e per lo più realizzati su strutture "semplici". Tra questi forse il più conosciuto è quello realizzato dallo studio di ingegneria Teleois, sulla Palazzina Uffici della Magneti Marelli S.p.a. in provincia di Bologna, che era stata danneggiata in seguito agli eventi sismici che hanno colpito l'Emilia Romagna il 20 e 29 maggio del 2012.

La struttura esistente

La struttura oggetto dell'intervento insieme all'intero comparto produttivo, è stata realizzata tra il 1973 e il 1974 e negli anni a seguire, fino al maggio 2012, non ha subito né modifiche sostanziali né eventi sismici rilevanti.



Figura 29 - Foto della struttura prima della realizzazione dell'intervento di adeguamento sismico.

L'edificio si erige su fondazioni profonde costituite da 74 pali prefabbricati ϕ 400 mm x 14 m mentre la sovrastruttura a pianta rettangolare, di due piani fuori terra di altezza complessiva pari a circa 9,30 m e di lati 56,0 x 12,25 m per il piano seminterrato e il piano rialzato e 57,55 x 13,75 m per il primo piano, è composto da 12 telai in calcestruzzo armato posti ad interasse di 5,0 m aventi una luce di 11,25 m per il piano seminterrato e il piano rialzato e di 12,85 per quello di copertura (è presente un disassamento dei pilastri del primo piano rispetto a quelli del piano rialzato di circa 80 cm). I pilastri sono a sezione quadrata 40 x 40 cm per i telai del piano seminterrato e del piano rialzato e 30 x 30 cm per i telai al primo piano. I solai infine sono in latero cemento (16 + 2 cm) privi di soletta collaborante, quindi di tipo non rigido. La verifica di sicurezza ante opera, condotta facendo riferimento ad un livello di conoscenza LC2, ha evidenziato un preoccupante livello di vulnerabilità sismica, pari al 20% della prestazione richiesta per una nuova costruzione dalle NTC 08 (norma in vigore all'epoca della realizzazione delle verifiche di vulnerabilità).

I danni subiti

In seguito ai due eventi sismici che hanno interessato la zona, la struttura ha mostrato i seguenti danni:

- danni strutturali in corrispondenza dei due corpi scala interni;
- lesioni sui tamponamenti esterni, dovute a fenomeni di compressione contro i pilastri;
- lesioni su circa il 70% dei tramezzi interni;
- lesione sulla testata di un pilastro al primo piano;

- lesioni sulle pannellature esterne in calcestruzzo armato;
- fenomeni di martellamento sulle pannellature esterne adiacenti la passerella di collegamento con l'edificio produttivo.

Il quadro dei danni subiti, il livello di vulnerabilità sismica associato all'edificio e l'assenza di veri e propri telai in direzione longitudinale portano a dedurre che il fatto di non aver subito gravi danni o eventualmente il crollo durante gli eventi sismici che si sono avvicinati sulla struttura nel maggio 2012, potrebbe essere legato esclusivamente alle favorevoli direzioni d'ingresso del sisma.

L'intervento di adeguamento sismico

I risultati della verifica di vulnerabilità sismica della struttura ante opera uniti alla constatazione del fatto che essa ha sempre mostrato un discreto comportamento rispetto alle azioni gravitazionali, per le quali era stata progettata, ha indirizzato i tecnici dello studio Teleois verso una concezione strutturale dell'intervento fondata sull'idea di assegnare alle strutture esistenti la sola funzione statica e ad un esoscheletro in acciaio, fondato su micropali, il 100% delle azioni orizzontali previste dalle NTC 08.

Con il fine di rispettare questa scelta progettuale, escludendo involontarie capacità reattive della struttura originaria nei confronti delle forze sismiche, si è operata la modifica del grado di vincolo alla base dei pilastri dei due piani in elevazione della struttura predisponendo la formazione di cerniere tipo Mesnager, in modo da svincolare anche le risposte sismiche delle due tipologie strutturali. Esigenze tecniche e architettoniche hanno indirizzato i tecnici verso un esoscheletro di tipo dissipativo in acciaio che ha consentito di abbattere lo spettro sismico con un fattore di comportamento $q = 4.0$ e quindi di ottenere strutture relativamente contenute sia per il sistema di fondazione che per quello di elevazione.

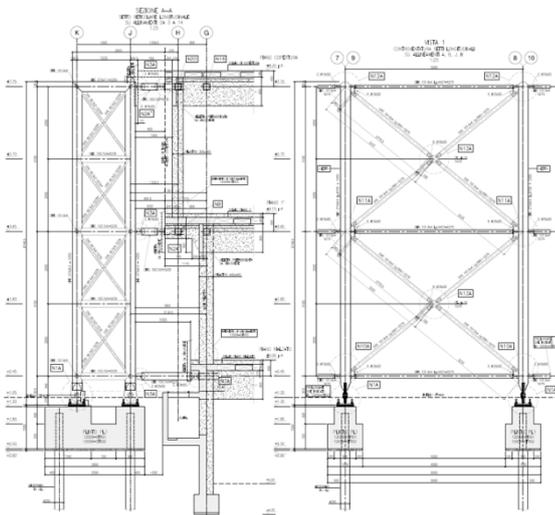




Figura 30 - Foto del progetto e della realizzazione dell'intervento di adeguamento sismico.

Gli elementi sismoresistenti dell'esoscheletro sono costituiti da tralicci in acciaio, di tipo dissipativo, disposti secondo le due direzioni ortogonali principali individuate dai due lati dell'edificio. Ciascun traliccio è costituito da tubi tondi CHS ed è stato concepito come un unico gruppo saldato, arrivato in cantiere zincato e verniciato, pronto per l'installazione.

Lo schema strutturale degli stessi è stato organizzato in modo da potere dissipare sia come struttura a telaio, sia come struttura a controventi concentrici, grazie alla formazione del meccanismo tipo "Vierendel" fra colonne e traversi e di quello tipo "diagonale tesa" attiva dei controventi a "Croce di S. Andrea". La disposizione dei setti reticolari sui lati maggiori dell'edificio coincide con l'interasse dei telai principali in calcestruzzo armato esistenti (5.0 m) in modo che ogni setto assorba l'aliquota sismica competente al singolo telaio in base alla propria area di influenza, mentre la distribuzione dei setti sui due lati corti è pensata per bloccare i movimenti dei telai sia in corrispondenza delle testate e delle basi dei pilastri, sia in posizione intermedia alle travate principali. Inoltre, per scaricare i solai da possibili azioni di piano e per rendere uniforme la distribuzione delle forzanti sismiche agenti, sono state introdotte piccole reticolari piane, collegate alle travi ed alle colonne (introduzione del piano rigido), subito sotto i solai.

Infine, le connessioni fra la struttura nuova e quella esistente sono state realizzate con profili tubolari funzionanti come puntoni o tiranti, grazie ai collegamenti tipo cerniera, ed ancorati con sistemi a contrasto o a ripristino d'ancoraggio con le armature esistenti.

Di seguito si riepilogano le sezioni utilizzate per la realizzazione delle nuove strutture:

- Setti longitudinali: montanti e traversi di testata in CHS 273 x 8.0; traversi in CHS 193.7 x 5; controventi a croce di S. Andrea in CHS 60.3 x 3.2 / 4 / 5; interasse montanti 1500 mm; interasse traversi 2050 mm; interasse setti 5000 mm; altezza totale 9150 mm.
- Setti trasversali: montanti in CHS 273 x 10; traversi di testata in CHS 273 x 10; traversi in CHS 193.7 x 6.3; controventi a croce di S. Andrea in CHS 60.3 x 7.1 / 6.3 / 5 / 4; interasse montanti 1500 mm; interasse traversi 2050 mm; interasse setti 3000 e 5250 mm; altezza totale 9150 mm.
- Bielle di collegamento esterne: in tubo tondo 193.7 x 5;
- Bielle e reticolari interne di collegamento longitudinale: in tubo tondo 168.3 x 4.5 o HEA 200 in corrispondenza delle nuove scale interne *Sistemi di collegamento fuori dal piano dei setti reticolari*: in tubo tondo 101.6 x 4.
- Nuove scale metalliche interne: rampe e pianerottoli in UPN 200 o UPN 160; tiranti d'appensione e controventi di parete in CHS 60.3 x 4.

Capitolo 4

Caso di studio: l'istituto comprensivo "F. Surico"

Quando si è chiamati a verificare le condizioni di sicurezza di un edificio esistente le NTC, attraverso la loro Circolare Esplicativa, guidano il tecnico nel corretto iter da seguire per definire, nel modo più attendibile possibile, il livello di sicurezza di una struttura. In questo iter, particolare attenzione è attribuita al processo di conoscenza, finalizzato a raccogliere tutte le informazioni disponibili sulla struttura in modo da raggiungere un prefissato livello di conoscenza che permetta al tecnico da un lato, di scegliere i più appropriati modelli di calcolo da utilizzare nelle verifiche e dall'altro di definire dei coefficienti, in grado di portare in conto il grado di "confidenza" con cui trattare tutte le informazioni riguardanti l'edificio, con particolare riferimento ai valori di resistenza dei materiali, ottenuti dalle indagini in sito e dalle prove di laboratorio eseguite sulla struttura.

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente dovrà quindi essere sempre preceduta da una dettagliata fase di indagine. Si dovrà fare particolare attenzione: ai materiali con cui la struttura è stata realizzata, alla geometria e alla disposizione degli elementi strutturali che la compongono, alla sua storia, al suo processo evolutivo e al suo stato di conservazione.

Per questo motivo, in questo capitolo, si darà ampio spazio all'importante processo di conoscenza, andando ad affrontare nel dettaglio tutti gli aspetti precedentemente menzionati fino a giungere alla definizione di un modello di calcolo che permetta una attendibile valutazione della sicurezza della struttura.

4.1 Descrizione dell'edificio

La struttura oggetto di questo lavoro è l'edificio principale di un plesso scolastico, l'Istituto Comprensivo "F. Surico", sito a Castellaneta (Ta) in Via Delle Spinelle n°. 24, di proprietà del Comune di Castellaneta. L'istituto scolastico si compone di un edificio principale, una palestra con annessi spogliatoi e di un locale tecnico. Il progetto originario dell'edificio, redatto dall'Arch. Michele Giannico a cavallo tra il 1960 e il 1961, riguardava la realizzazione di una scuola di avviamento professionale poi divenuta una scuola media inferiore ed infine, fino a gennaio 2018, data della definitiva chiusura (nell'ordinanza di chiusura a firma del sindaco, si legge: *"non sussistono le necessarie e minime condizioni di sicurezza statica richieste dalla normativa vigente"*), sede dell'istituto comprensivo su menzionato. Nelle due immagini che seguono, si riportano la planimetria originale del complesso scolastico, contenuta nelle tavole del progetto originario e un'aerofotogrammetria attuale dello stesso (tratta da Google Maps), in cui sono evidenziati i principali edifici che lo compongono.

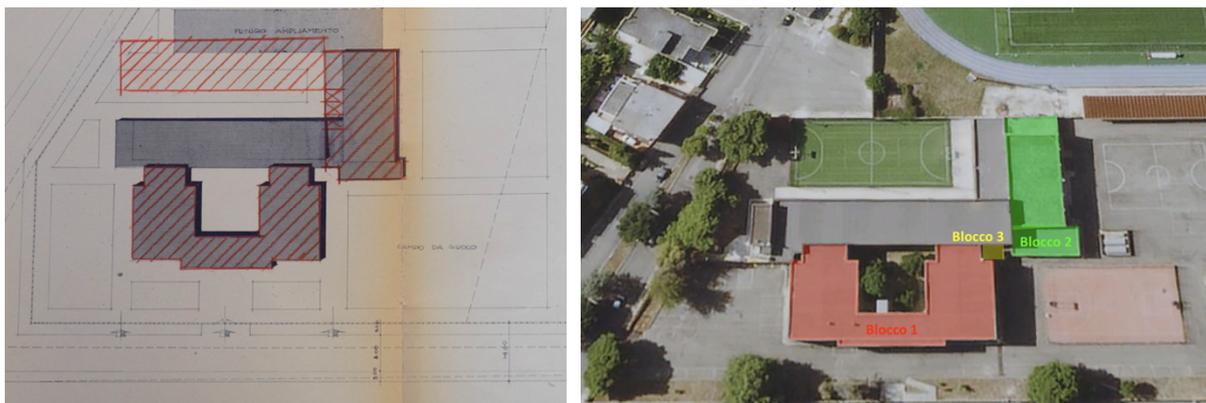


Figura 31 - Planimetria di progetto (a sinistra) e dello stato attuale (a destra) del complesso scolastico "F. Surico".

In adiacenza all'edificio attenzionato, come si vede dall'aerofotogrammetria, oggi sorge un secondo edificio scolastico, realizzato successivamente a quello oggetto di studio, che può considerarsi indipendente dal primo. Il plesso "F. Surico" a sua volta si compone di tre "Blocchi" indipendenti tra loro, in cui sono collocati gli spazi per la didattica e gli uffici (Blocco 1, in rosso), la palestra con annessi spogliatoi (Blocco 2, in verde) e i locali tecnici (Blocco 3, in giallo). In questo lavoro, la nostra attenzione si concentrerà sull'edificio principale del complesso scolastico, il "Blocco 1", che fino alla data di chiusura della scuola accoglieva gli uffici e le aule didattiche. Quest'ultimo risulta essere conformato a "C", la sua struttura portante, realizzata su fondazioni superficiali a plinto con travi di collegamento, è costituita da telai in calcestruzzo armato di due piani fuori terra aventi un'altezza di interpiano di circa 3,50 m e orizzontamenti in latero - cemento gettati in opera. I collegamenti verticali tra i due piani sono assicurati da

due vani scala in cemento armato di tipo “trave a ginocchio” e da un vano ascensore, realizzato successivamente ed esternamente alla struttura originaria, che può quindi essere considerato anch’esso indipendente dalla stessa.

La superficie in pianta dell’edificio è di circa 700 mq. Le aule e alcuni uffici, posizionate su entrambi i piani dei due rami esterni della struttura, sono messi in collegamento, a piano terra da un portico e al primo piano dalla sovrastante manica adibita a corridoio e uffici. Dall’epoca di costruzione ad oggi, la struttura non è mai stata interessata né da cambi di destinazione d’uso né da aggiunte, adeguamenti o interventi strutturali straordinari rilevanti, tranne la realizzazione del vano ascensore, che però non ne ha modificato l’organizzazione strutturale essendo un elemento totalmente indipendente. Di seguito si riportano alcune fotografie del prospetto frontale e dei prospetti laterali della struttura nelle condizioni attuali.



Figura 32 - Prospetto frontale del complesso scolastico “F. Surico”.



Figura 33 - Prospetto laterale destro del complesso scolastico “F. Surico”.



Figura 34 - Prospetto laterale sinistro del complesso scolastico "F. Surico".

4.2 Pericolosità sismica

Altro aspetto di fondamentale importanza quando si effettua un lavoro di questo tipo è senz'altro la valutazione della pericolosità sismica, che intesa in senso probabilistico, rappresenta lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una determinata probabilità di eccedenza in un certo intervallo di tempo.

Nelle attuali norme tecniche, le caratteristiche del moto sismico o la pericolosità sismica di base, per una prefissata P_{VR} (probabilità di eccedenza), si ritengono definite quando se ne conosca l'accelerazione di picco orizzontale ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione. Entrambe queste grandezze, calcolate dall'INGV, sono riferite alle condizioni di roccia affiorante e superficie topografica orizzontale, quindi non tengono in conto delle reali caratteristiche del terreno che si trova nell'area oggetto di studio. Per la definizione degli spettri di risposta elastici in accelerazione la procedura adottata è la seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura con conseguente determinazione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione tramite latitudine e longitudine del sito dei parametri sismici di base a_g , F_0 , T_c^* ottenuti tramite interpolazione dei dati relativi ai quattro punti del grigliato più vicini al sito di interesse, in cui è suddiviso il territorio nazionale;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo di T_c , periodo che segna l'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

DATI SISMICI SITO

- Zona Sismica: 3 (zona a medio - bassa pericolosità sismica)
- Coordinate ED 50
 - Latitudine NORD: 40,6282
 - Longitudine EST: 16,9377
- Classe d'uso: 4 (edifici con funzioni pubbliche o strategiche importanti ...)
- Vita nominale: 100 anni
- Coefficiente d'uso (c_u): 2,0
- Periodo di riferimento: 200 anni
- Categoria sottosuolo: A
- Categoria topografica: T1 (superficie pianeggiante)
- Fattore di comportamento: $q = 1.50$ (dovuto alla sola sovrarresistenza)
- Rapporto di smorzamento: 0.05

La normativa vigente prevede che la verifica della sicurezza e delle prestazioni di tutte le strutture, sia eseguita facendo riferimento ai seguenti stati limite:

- Stati Limite di Esercizio (SLE) – con carattere sia reversibile che irreversibile;
- Stati Limite Ultimo (SLU) – con carattere irreversibile.

In particolare, in presenza di azione sismica, la normativa prevede che siano considerati quanto meno gli stati limite:

- SLE { SLO – Stato Limite di Operatività
SLD – Stato Limite del Danno
- SLU { SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita
SLC – Stato Limite di prevenzione del Collasso

Per ogni stato limite inoltre, la normativa definisce la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente.

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

Tabella 3 - Probabilità di superamento nel periodo di riferimento per gli stati limite considerati.

Con periodo di riferimento (V_R) invece, si intende un intervallo di tempo che può essere ottenuto moltiplicando la vita nominale della struttura (V_N), ossia il numero di anni per cui la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria deve poter essere usata per lo scopo

per cui è stata progettata, per il relativo coefficiente d'uso (c_u), che invece è un numero che prende in considerazione le conseguenze che una potenziale interruzione di operatività o un eventuale collasso della struttura potrebbe provocare.

$$V_R = V_N c_u$$

Trattandosi di un edificio scolastico si farà riferimento ai seguenti valori. Si riporta di seguito l'estratto delle NTC, che ha permesso di definire i due coefficienti V_N e c_u .

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

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

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

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

Figura 35 - Estratto del D.M. n. 8 del 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

Le informazioni contenute all'interno della relazione geologica, redatta in occasione della realizzazione dell'ascensore (risalente al 2015/2016), unitamente alle caratteristiche della struttura descritte fin qui, hanno portato alla definizione della pericolosità sismica locale. Lo studio della pericolosità sismica locale è stato condotto utilizzando il foglio di calcolo "Spettri-

NTC ver.1.0.3" (fornito dal Consiglio Superiore dei LL.PP.), attraverso il quale è stato possibile ottenere i parametri che definiscono gli spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.



Figura 36 - Schermata "Individuazione della pericolosità del sito" del fogli di calcolo "Spettri – NTC ver.1.0.3".

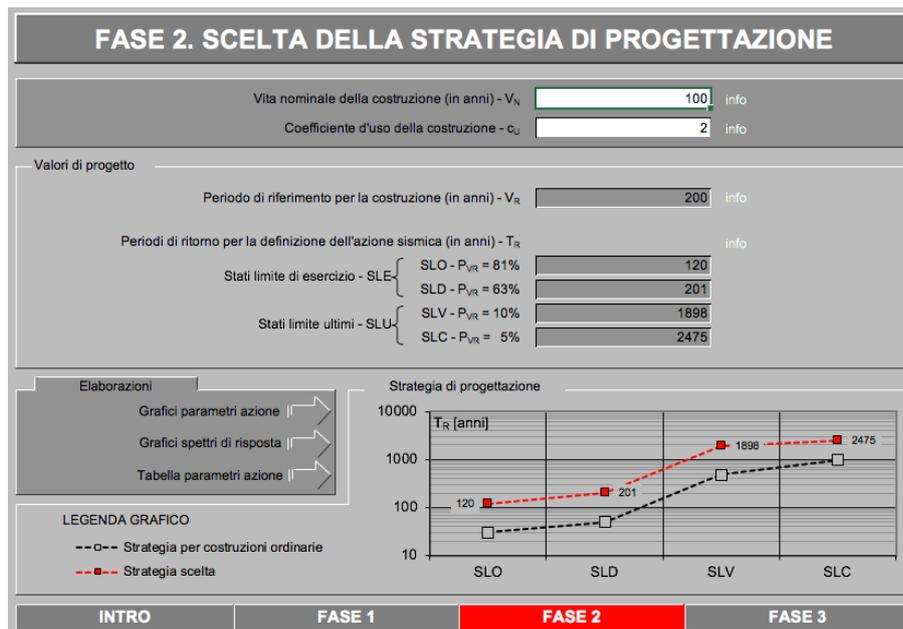


Figura 37 - Schermata "Scelta della strategia di progettazione" del fogli di calcolo "Spettri – NTC ver.1.0.3".

A questo punto si è quindi passati all'individuazione dei tre parametri di pericolosità sismica che definiscono gli spettri di risposta elastici in termini di accelerazione:

- l'accelerazione orizzontale massima attesa al suolo nel sito di riferimento, a_g ;
- il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di risposta in accelerazione orizzontale, F_0 ;
- il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in termini di accelerazione orizzontale, T_c^* .

Ognuno di questi valori è riferito al tempo di ritorno (T_R) associato a ciascuno stato limite, che può essere calcolato sulla base della probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Stati Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.075	2.515	0.313
SLD	201	0.097	2.500	0.316
SLV	1898	0.237	2.474	0.319
SLC	2475	0.260	2.471	0.322

Tabella 4 - Parametri di pericolosità sismica per la definizione degli spettri di risposta per gli stati limite considerati.

SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI PER GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale del sisma, è lo spettro elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata.

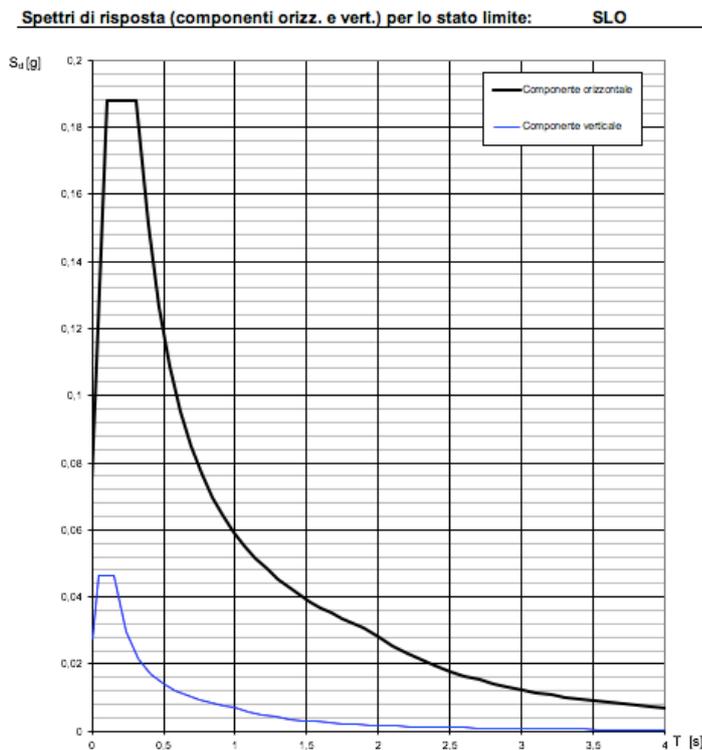


Figura 38 - Spettro di risposta per lo SLO.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.075 g
F_0	2.515
T_c	0.313 s
S_s	1.000
C_c	1.000
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.000
η	1.000
T_B	0.104 s
T_C	0.313 s
T_D	1.899 s

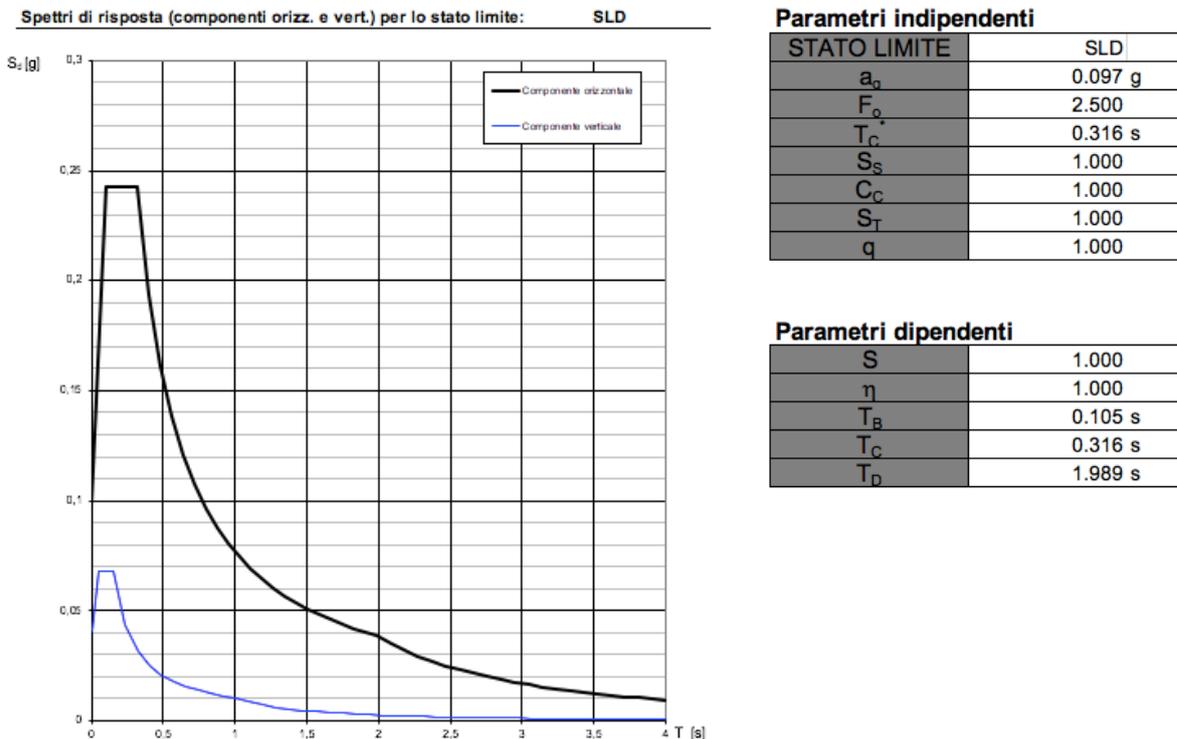


Figura 39 - Spettro di risposta per lo SLD.

SPETTRI DI RISPOSTA PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

Le attuali norme tecniche inoltre, prevedono che qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto e/o della verifica di una costruzione, la sua capacità dissipativa, la sua sovraresistenza e l'incremento del suo periodo proprio dovuto alle plasticizzazioni siano presi in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche.

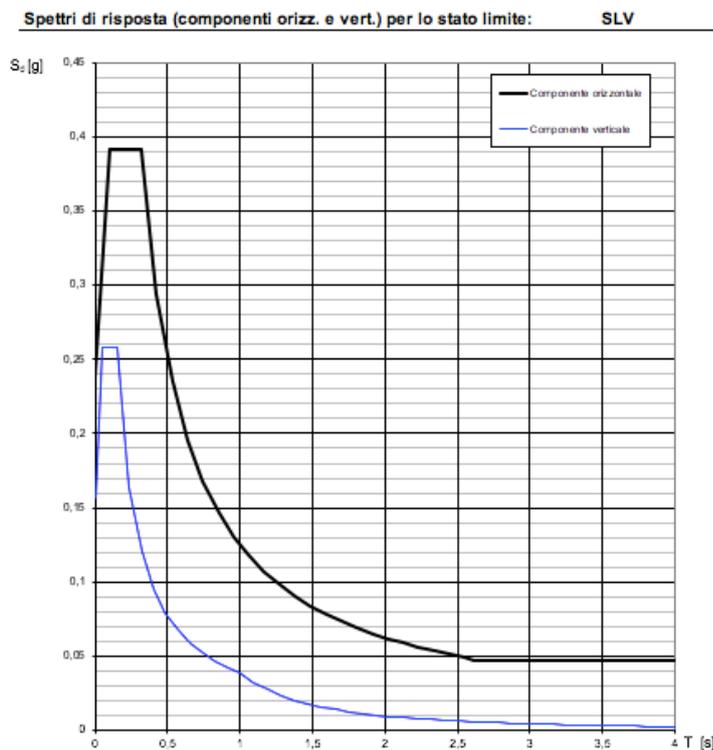
In questo caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale del sisma, è lo spettro elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata ma con le ordinate ridotte. Quello che si fa è andare a sostituire nelle formule § 3.2.2 (per le componenti orizzontali) e nelle formule § 3.2.8 (per la componente verticale) il coefficiente η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento associato alla struttura. Il valore del fattore di comportamento da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, funzione dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dei criteri di progettazione adottati per tenere in conto in modo forfettario delle capacità dissipative della struttura, può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

Nella quale:

- q_0 è il valore di base del fattore di comportamento allo SLV, i cui valori massimi dipendono dalla classe di duttilità, dalla tipologia strutturale, dal coefficiente λ e dal rapporto α_u / α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, ed assume valore pari ad 1,00 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,80 per costruzioni non regolari in altezza.

Poiché la costruzione risulta essere di concezione antecedente alle vigenti normative sismiche, quindi nel progetto non è stata presa in considerazione la possibilità da parte del complesso strutturale di andare oltre il campo elastico prevedendo opportuni dettagli costruttivi, in questo caso il valore del fattore di comportamento (q) deve tenere in conto della sola sovrarresistenza della struttura e per questo è stato assunto pari a 1,50.



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.237 g
$F_{0.2}$	2.474
T_C	0.319 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.667
T_B	0.106 s
T_C	0.319 s
T_D	2.550 s

Figura 40 - Spettro di risposta per lo SLV.

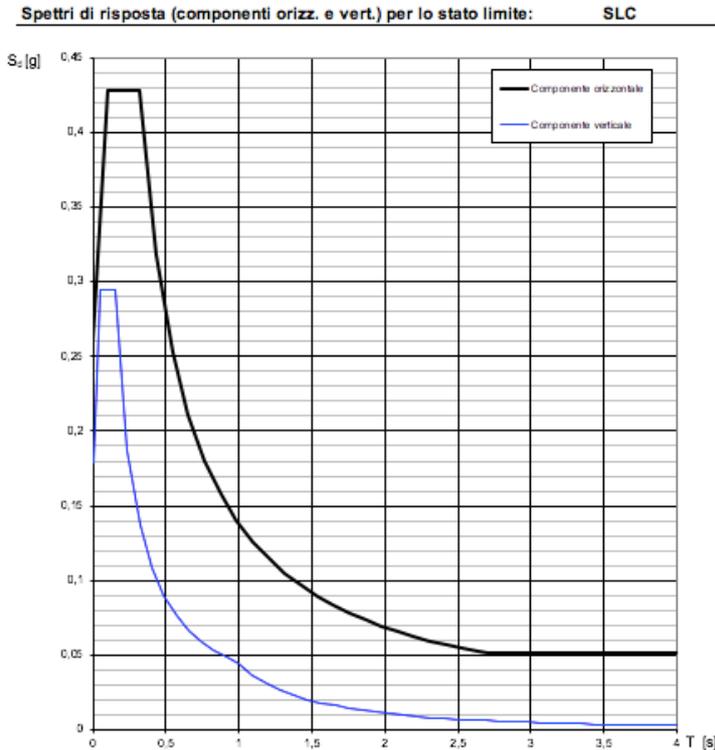


Figura 41 - Spettro risposta per lo SLC.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_n	0.260 g
F_n	2.471
T_C	0.322 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.000
η	0.667
T_B	0.107 s
T_C	0.322 s
T_D	2.638 s

4.3 Analisi storico - critica

La conoscenza della struttura della quale si vuole andare a valutare il livello di sicurezza è un aspetto fondamentale soprattutto quando si ha a che fare con costruzioni molto “vecchie”, figlie di norme e tecniche costruttive ormai in disuso. Questo spiega perché l’analisi storico - critica di un edificio è il primo ed il più importante passo verso la realizzazione di un modello della struttura capace di descrivere il comportamento reale della stessa. Nel § 8.2 delle attuali norme tecniche, al quale è affidato questo importante aspetto, si legge:

“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:

- *essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;*
- *in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;*
- *essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;*
- *le sue strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative, rispetto alla situazione originaria.*

Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:

- *la geometria e i particolari costruttivi;*
- *le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;*
- *i carichi permanenti.*

Si dovrà prevedere l’impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall’affidabilità dell’informazione disponibile e l’uso di coefficienti legati ai “fattori di confidenza” che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza (v. §8.5.4) delle caratteristiche sopra elencate.”

Alla luce di queste indicazioni, si è dato inizio al processo di conoscenza della struttura oggetto di studio partendo con la ricerca e la lettura attenta di tutta la documentazione disponibile riguardante l'edificio, che mi ha permesso di comprenderne la concezione strutturale, il suo processo evolutivo, le geometrie degli elementi strutturali, la loro disposizione e in parte la loro armatura. La ricerca di tale documentazione, trattandosi di un edificio realizzato nei primi anni '60, in cui l'ambito normativo era rappresentato essenzialmente dal Regio Decreto n. 2239 del 16 novembre 1939, il quale disponeva soltanto l'obbligo per il costruttore di presentare prima dell'inizio dei lavori una denuncia alla Prefettura della Provincia allegando ad essa una copia del progetto di massima dell'edificio, non si è fermata al solo archivio comunale, il quale mi ha fornito la documentazione più recente riguardante l'edificio, ma mi ha portato a ricercare ulteriori documenti anche presso l'Archivio di Stato di Taranto, che sono stato invitato a consultare in data 17 luglio 2019.



Ministero dei beni e delle attività culturali

**ARCHIVIO DI STATO
TARANTO**

Taranto, 17 luglio 2019

Preg.mo sig. Vito Moramarco

e-mail: s237781@studenti.polito.it

Prot. n. 1357 Allegati _____
Class. 28.34.02/1.8

OGGETTO : Richiesta di documentazione istituto comprensivo "F. Surico" Castellaneta (TA)

In riferimento alla richiesta del 15/07/2019 si comunica che, dopo aver visionato l'inventario del fondo Genio Civile di Taranto, non risulta menzionato alcun Istituto scolastico F. Surico di Castellaneta.

Tuttavia esistono nel suddetto fondo diverse buste aventi come oggetto "costruzione di edifici scolastici" che Lei personalmente potrà visionare recandosi presso la Sala di Studio di questo Istituto nei seguenti orari: lun. merc. ven. (ore 7,50 - 14,50)

mart. giov. (ore 7,50 - 16,50)

sabato (ore 8,00-13) solo per documenti già in consultazione

Il Direttore
Dott.ssa Lucia Di Ippolito

Il Responsabile del procedimento
Funzionario Archivistica
Loredana Como
Tel.099/4529412 - 099/4526575
e-mail :loredana.como@beniculturali.it



Via F. Di Palma, n. 4 – CAP 74123 Tel. 099/4529412 – Tel.Fax 0994526575
cod. fisc.: 80009670730 IPA: FAGENJ
e-mail: as-ta@beniculturali.it - pec: mbac-as-ta@mailcert.beniculturali.it

La ricerca della documentazione condotta presso l'Archivio di Stato, eseguita in diversi giorni, mi ha permesso di entrare in possesso del progetto originario della struttura, contenuto all'interno del fascicolo n°. 630 del Genio Civile di Taranto. Di seguito si riporta un elenco di tutta la documentazione d'archivio di maggiore utilità reperita e in allegato alcune scansioni dei documenti più significativi.

Documentazione tecnica Istituto Comprensivo "F. Surico" - Progetto originario

- Tavola n° 1 - Progetto Generale: Planimetria del suolo – 15/09/1960
- Tavola n° 1A - Progetto Generale: Relazione illustrativa – 15/09/1960
- Tavola n° 2 - Progetto Generale: Piante – 15/09/1960 (agg. 01/04/1961)
- Tavola n° 3 - Progetto Generale: Prospetti – 15/09/1960 (agg. 01/04/1961)
- Tavola n° 4 - Progetto Generale: Sezioni – 15/09/1960
- Tavola n° 5 - Progetto Generale: Analisi prezzi – 15/09/1960
- Tavola n° 6 - Progetto Generale: Elenco prezzi – 15/09/1960
- Tavola n° 7 - Progetto Generale: Capitolato speciale tipo per appalti di lavori edilizi
- Tavola n° 8 - Progetto Generale: Particolari costruttivi – 15/09/1960
- Tavola n° 9 - Progetto Generale: Computo metrico – 15/09/1960
- Tavola n° 10 - Progetto Generale: Arredamenti scolastici – 15/09/1960
- Tavola n° 11 - Progetto Generale: Perizia di spesa opere artistiche 03/03/1960
- Tavola n° 12 - Progetto Generale: Calcoli statici strutture in c.a. – 15/09/1960
- Tavola n° 13 - Progetto Generale: Impianto di riscaldamento -15/09/1960

Documentazione tecnica Istituto Comprensivo "F. Surico" – Vulnerabilità sismica Ing. Comes

- EE 00 - Elenco elaborati – 10/2017
- IN 01 - Tavola Inquadramento urbano – 10/2017
- AR 02 - Tavola Planimetrie - stato di fatto – 10/2017
- AR 03 - Tavola Planimetrie - stato di progetto con indicazioni di demolizioni e ricostruzioni – 10/2017
- AR 04 - Tavola Pianta piano terra - stato di progetto – 10/2017
- AR 05 - Tavola Pianta piano primo - stato di progetto – 10/2017
- AR 06 - Tavola Dettaglio bagni per disabili – 10/2017
- ST 07 - Tavola Planimetrie Strutture Stato di Fatto – 10/2017
- ST 08 - Tavola Planimetrie Strutture di Progetto – 10/2017
- ST 09 - Tavola Dettagli Costruttivi – 10/2017

- RF 010 - Relazione fotografica – 10/2017
- RI 011 - Relazione illustrativa – 10/2017
- RG 012 - Risultati prove laboratorio – 10/2017
- RTS 013 - Relazione tecnica delle strutture – 10/2017
- TC 014 - Tabulato di calcolo – 10/2017
- VCC 015 - Validazione codici di calcolo – 10/2017
- DM 016 - Dosatura materiali – 10/2017
- EP 017.a - Elenco dei prezzi unitari – interventi tipo A – 10/2017
- EP 017.b - Elenco dei prezzi unitari – interventi tipo B – 10/2017
- CME 018. a - Computo metrico estimativo – interventi tipo A – 10/2017
- CME 018. b - Computo metrico estimativo – interventi tipo B – 10/2017
- IMD 019.a - Quadro di incidenza della mano d'opera – interventi tipo A – 10/2017
- IMD 019.b - Quadro di incidenza della mano d'opera – interventi tipo B – 10/2017
- CSA 020 - Capitolato speciale di appalto – 10/2017
- SC 021 - Schema di contratto – 10/2017
- PSC 022 - Piano sicurezza e coordinamento – 10/2017
- CR 023 - Cronoprogramma delle attività – 10/2017
- SCS 024 - Stima dei costi della sicurezza – 10/2017
- PM 025 - Piano di manutenzione dell'opera – 10/2017
- QE 026 - Quadro economico – 10/2017
- AA 027 - Autocertificazione ASL – 10/2017
- 027 RS - Relazioni e classificazione rischio sismico – 10/2017
- 028 AB - Asseverazione allegato B – 10/2017

Documentazione tecnica Istituto Comprensivo "F. Surico" – Altri documenti

- R_02 – Relazione Geologica

Alla luce della documentazione che sono riuscito a raccogliere ed avendo effettuato dei rilievi visivi a campione per quanto riguarda le dimensioni e le posizioni degli elementi strutturali, sono riuscito a raggiungere, seguendo la tabella dalla Circolare n. 35/2019 (di cui se ne riporta un estratto), un livello di conoscenza pari a **LC1**, che mi ha permesso di definire un fattore di confidenza **FC = 1.35** (fattore riduttivo da applicare alle resistenze dei materiali) e i metodi di analisi da utilizzare nella verifica dell'edificio. Questo risultato è motivato dal fatto che:

- la qualità, la numerosità e i risultati delle indagini eseguite in sito e in laboratorio risultano essere limitate;
- il progetto originario risulta essere incompleto mancando le tavole di carpenteria.

In questo lavoro di tesi, con il fine di valutare quale sia la strada più conveniente da seguire, sarà esaminato anche un secondo scenario, raggiungibile tramite la predisposizione di un più dettagliato piano di indagine, senz'altro più oneroso, che avrebbe però permesso il raggiungimento di un livello di conoscenza più elevato (ad esempio **LC2** a cui corrisponde un fattore di confidenza **FC = 1.20**). Questo secondo scenario, con buona probabilità, condurrà a risultati meno severi in fase di verifica, traducibili in un risparmio economico legato all'intervento di adeguamento del quale ci si aspetta la struttura avrà bisogno per soddisfare i livelli di sicurezza richiesti dalle attuali norme tecniche.

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

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

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 43 - Estratto della Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

4.4 Caratteristiche dei materiali

Altro aspetto fondamentale che entra a far parte del processo di conoscenza dell'edificio del quale si vuole valutare il livello di sicurezza, è la stima delle caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nella realizzazione degli elementi strutturali. Per la loro caratterizzazione, in questo lavoro, si è fatto riferimento alle indagini di situ e alle prove di laboratorio realizzate dal laboratorio certificato "Tecno-Lab s.r.l." di Altamura, in data 2 novembre 2017 (Elaborato RG 012 - Risultati prove laboratorio – 10/2017). La campagna di indagine finalizzata alla definizione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio di armatura è stata condotta realizzando:

- n. 2 prelievi di carote di calcestruzzo per piano (una su un pilastro e una su una trave portante);

- n. 6 prove SonReb per piano (tre sulle travi e tre sui pilastri);
- n. 1 prelievo di ferro di armatura per piano.

Prelievo dei campioni di calcestruzzo mediante carotatrice

Sui provini ottenuti dalle carote, preventivamente preparati come previsto dalla norma UNI-EN 12504-1:2009, sono state realizzate le prove di compressione che hanno fornito le resistenze a compressione delle carote (f_{car}). Di seguito si riportano i risultati ottenuti:

Elemento	h_{car}	d_{car}	Ch/d	C_{dia}	C_a	C_d	f_{car}	f_{cis}	R_c
-	cm	cm	-	-	-	-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Pil.1	10.40	10.40	0.80	1.00	1.00	1.20	10.70	10.27	12.38
Tr.1	7.80	10.40	0.71	1.00	1.00	1.10	23.10	17.94	21.61
Pil.10	10.40	10.40	0.80	1.00	1.00	1.20	17.00	16.32	19.66
Tr.13	8.20	10.40	0.72	1.00	1.00	1.10	21.40	17.01	20.49

Tabella 5 - Risultati delle prove di compressione eseguite sui provini ottenuti dalle carote prelevate in sito.

L'elaborazione delle resistenze misurate sulle carote, finalizzata alla definizione di un valore univoco della resistenza a compressione del calcestruzzo per ciascuna tipologia di elemento strutturale, è stata condotta tenendo in conto i numerosi effetti che la differenziano dalla resistenza a compressione che si misurerebbe su un equivalente provino standard:

- diverse modalità di preparazione e stagionatura;
- differente età di stagionatura;
- posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale;
- disturbo relativo alle operazioni di prelievo;
- dimensioni delle carote;
- presenza di armature incluse.

Per convertire quindi le resistenze ottenute sulle carote (f_{car}) nelle corrispondenti resistenze in situ (f_{cis}), è stata utilizzata la relazione proposta da Masi et. al "Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato" del 2005.

$$f_{cis} = C_{h/d} C_{dia} C_a C_d f_{car}$$

Nella quale vengono considerate le seguenti grandezze, per tenere in conto dei diversi aspetti menzionati in precedenza:

- f_{cis} = resistenza a compressione in situ;
- f_{car} = resistenza a compressione della carota;
- $C_{h/d}$ = coefficiente correttivo per rapporti altezza/diametro della carota diversi da 2;

$$C_{h/d} = \frac{2}{1.5 + d/h}$$

- C_{dia} = coefficiente correttivo relativo al diametro 1.06 e 0.98 rispettivamente per $\varnothing 150$ mm e $\varnothing 100$ mm;
- C_a = coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse, variabile tra 1.03 (barre $\varnothing 10$) e 1.13 (barre $\varnothing 20$);
- C_d = coefficiente correttivo relativo al disturbo da rimaneggiamento:
 - per $f_{car} < 10$ MPa $\rightarrow 1.3 \leq C_d \leq 1.7$ (consigliato 1.4);
 - per $10 < f_{car} < 20$ MPa $\rightarrow 1.15 \leq C_d \leq 1.3$ (consigliato 1.2);
 - per $20 < f_{car} < 30$ MPa $\rightarrow 1.05 \leq C_d \leq 1.15$ (consigliato 1.1);
 - per $f_{car} > 30$ MPa $\rightarrow 1.0 \leq C_d \leq 1.05$ (consigliato 1.0).

Definita la resistenza cilindrica a compressione in situ, questa è stata infine trasformata in resistenza a compressione cubica:

$$R_c = \frac{f_{cis}}{0.83}$$

in modo da poter essere confrontata e successivamente mediata con i valori di resistenza a compressione derivanti dalle prove SonReb effettuate su elementi strutturali appartenenti alle stesse categorie.

Prove non distruttive Sclerometriche e Ultrasoniche

Con il fine di pervenire ad una definizione più attendibile della resistenza a compressione del calcestruzzo, al prelievo delle carote sono state affiancate un certo numero di prove non distruttive sclerometriche ed ultrasoniche, poi combinate nel "Metodo SonReb". Questo metodo permette di eliminare le imprecisioni tipiche della prova sclerometrica, ottenendo un risultato anche più attendibile di quello che si avrebbe dalla sola prova ultrasonica. Di seguito si riportano i risultati ottenuti e le elaborazioni effettuate per ogni tipologia di elemento strutturale. La resistenza media a compressione di ogni tipologia strutturale è stata ottenuta combinando questi ultimi valori, con quelli ottenuti precedentemente dall'elaborazione dei risultati delle prove di schiacciamento dei provini cilindrici.

Elemento	VMR	VM	Di Leo - Pascale	Gasparik	RILEM	Giachetti - Lacquaniti	Media	Rcm
			MPa	MPa	Rc	MPa	MPa	
-	-	m/s	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
Pil.1	21.2	2948	9.31	9.50	6.99	5.81	7.90	9.6
Pil.2	27.6	2742	10.31	11.54	8.38	6.96	9.30	
Pil.3	27.2	2688	9.67	10.92	7.80	6.47	8.72	
Pil.1_CAR	-	-	-	-	-	-	12.38	
Tr.1	39.8	2950	18.16	20.84	16.92	14.05	17.49	17.3
Tr.5	40	2854	16.83	19.73	15.64	12.98	16.29	
Tr.7	40.2	2661	14.26	17.44	13.13	10.90	13.93	
Tr.1_CAR	-	-	-	-	-	-	21.61	
Pil.12	33.6	3065	16.67	18.12	14.75	12.24	15.44	15.4
Pil.13	30.4	2961	13.78	15.00	11.72	9.73	12.56	
Pil.17	39.6	2681	14.29	17.35	13.10	10.88	13.91	
Pil.10_CAR	-	-	-	-	-	-	19.66	
Tr.9	39.6	2883	17.07	19.85	15.83	13.14	16.47	17.7
Tr.12	39.8	2814	16.18	19.10	14.97	12.42	15.67	
Tr.14	40.0	2975	18.63	21.30	17.42	14.46	17.95	
Tr.13_CAR	-	-	-	-	-	-	20.49	

Tabella 6 - Risultati delle prove non distruttive eseguite in sito sugli elementi strutturali.

Prelievo di campioni di armatura

Le armature degli elementi strutturali sono state rilevate, solo parzialmente, per alcuni elementi strutturali tramite prove pacometriche, ma senza verificarne la corretta corrispondenza con ispezioni puntuali tranne che per i due pilastri, uno del piano terra e l'altro del primo piano, sui quali è stato eseguito il prelievo di acciaio di armatura. Come facilmente prevedibile dall'epoca di costruzione, l'armatura risulta essere realizzata con barre tonde lisce (la relazione di calcolo originale fa riferimento ad un acciaio di tipo Aq 50) di differenti diametri. Per determinare quindi la resistenza a trazione dell'acciaio di armatura, si è fatto riferimento ai soli dati ottenuti dalle prove di trazione effettuate sulle barre di armatura prelevate in situ, eseguite in conformità alla normativa UNI-EN ISO 6892-1. Di seguito si riporta la tabella che sintetizza i risultati ottenuti da quest'ultima.

Elemento	D. Nominale	D. Riscontrato	Lung.	Massa	f _y	f _r	f _{y,med}
	mm	mm	mm	g	MPa	MPa	MPa
Pil.2	14.00	14.12	300.00	370.00	396.70	554.40	363
Pil.12	18.00	18.09	355.00	716.00	329.30	430.50	

Tabella 7 - Risultati delle prove di trazione eseguite sui provini di armatura prelevati in situ.

4.5 Azioni e carichi agenti sulla struttura

Con riferimento alle azioni e ai carichi agenti sulla struttura, questi sono stati valutati secondo quanto suggerito dalle attuali norme tecniche suddividendoli in due macro categorie:

- Azioni Naturali: Vento, Neve e Sisma (a cui è stato dedicato il paragrafo 4.2);
- Azioni Antropiche: che definiremo come carichi e sono dovute all'uomo o alla sua presenza nella struttura.

Valutazione delle Azioni Naturali

Le azioni naturali sono ovviamente legate alla posizione geografica e alle caratteristiche dell'area in cui sorge l'edificio oggetto di verifica e possono essere valutate facendo riferimento ai paragrafi § 3.3 (Azioni del vento) e § 3.4 (Azioni della neve) della normativa.

DATI LOCALITA'

- Comune: Castellaneta
- Provincia: Taranto
- Regione: Puglia
- Coordinate ED 50
 - Latitudine **NORD**: 40,6282
 - Longitudine **EST**: 16,9377
- Altitudine: 235 m s.l.m.

AZIONE DELLA NEVE

- Zona geografica: III
- Coefficiente di esposizione: 1.0
- Coefficiente termico: 1.0
- Coefficiente di forma: 0.80 (copertura orizzontale $\alpha = 0^\circ$)
- Valore caratteristico al suolo: 630 N/m²
- Carico neve: **Q = 500 N/m²**

AZIONE DEL VENTO

- Zona geografica: 3 ($V_{b0} = 27$ m/s; $a_0 = 500$ m; $K_s = 0.37$ 1/s)
- Classe di rugosità del terreno: C
- Distanza dalla costa: 20 km
- Categoria di esposizione: III ($K_r = 0.20$; $z_0 = 0.10$; $z_{min} = 5$ m)
- Coefficiente topografico: 1.0
- Coefficiente di esposizione: 2.0
- Coefficiente di pressione: 1.0
- Coefficiente dinamico: 1.0
- Velocità di riferimento del vento: 27 m/s

- Pressione cinetica di riferimento: 456 N/m²
- Tempo di ritorno: 50 anni
- Coefficiente di ritorno: 1.0
- Coefficiente di attrito: 0.02
- Pressione del vento: **p = 912 N/m²**

Si ricorda che, come prescritto dalle norme tecniche, l'azione equivalente del vento è stata considerata solo nelle combinazioni di tipo statico in quanto nelle combinazioni sismiche, è stata considerata come azione orizzontale principale l'azione sismica.

Valutazione delle Azioni Antropiche

Le azioni antropiche, ossia tutte quelle azioni che in qualche modo possono essere ricondotte all'attività dell'essere umano, possono essere suddivise in:

- Peso proprio degli elementi strutturali;
- Altri carichi.

Questa suddivisione si è resa necessaria in quanto, in fase di modellazione il peso proprio degli elementi strutturali (travi, pilastri, piastre e setti) è automaticamente preso in conto dal software una volta definito il materiale con cui essi sono realizzati, nel nostro caso calcestruzzo armato ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$).

Per quanto riguarda invece tutti gli altri carichi (solai, scale, tamponature, ecc.) questi sono stati definiti sulla base delle geometrie, degli spessori e dei materiali di cui quest'ultimi sono fatti e derivano dall'analisi storico - critica del fabbricato. Di seguito si riportano le analisi dei carichi dei solai del piano terra e di copertura, delle tamponature e delle scale. In accordo alle norme tecniche, per ogni elemento il carico è stato suddiviso in tre componenti:

- G_1 = Carichi permanenti strutturali;
- G_2 = Carichi permanenti non strutturali;
- Q_{k1} = Carichi variabili.

La suddivisione è utile al software per definire correttamente la massa sismica.

SCALE

	Larg.	Lung.	Spessore	Vol.	% foratura	γ	G_1	G_2	Q_{k1}
	[m]	[m]	[m]	[m ³ /m ²]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Soletta	1.00	1.00	0.15	0.15	-	25.00	3.75	-	-
Pavimento	1.00	1.00	0.02	0.02	-	25.00	-	0.50	-
Totale							3.75	0.50	4.00

Tabella 8 - Analisi dei carichi delle scale.

SOLAIO PIANO TERRA

	Larg.	Lung.	Spessore	Vol.	% foratura	γ	G_1	G_2	Q_{k1}
	[m]	[m]	[m]	[m ³ /m ²]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Caldana	1.00	1.00	0.04	0.04	-	25.00	1.00	-	-
Travetto	0.24	1.00	0.16	0.04	-	25.00	0.96	-	-
Laterizio	0.76	1.00	0.16	0.12	66.00	18.00	0.74	-	-
Massetto	1.00	1.00	0.06	0.06	-	18.00	-	1.08	-
Pavimento	1.00	1.00	0.015	0.015	-	26.00	-	0.39	-
Intonaco	1.00	1.00	0.010	0.01	-	20.00	-	0.20	-
Totale							2.70	1.67	3.00

Tabella 9 - Analisi dei carichi del solaio di copertura del piano terra.

SOLAIO DI COPERTURA

	Larg.	Lung.	Spessore	Vol.	% foratura	γ	G_1	G_2	Q_{k1}
	[m]	[m]	[m]	[m ³ /m ²]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Caldana	1.00	1.00	0.04	0.04	-	25.00	1.00	-	-
Travetto	0.24	1.00	0.26	0.06	-	25.00	1.56	-	-
Laterizio	0.76	1.00	0.26	0.20	75.00	18.00	0.89	-	-
Riempimento	1.00	1.00	0.12	0.12	-	15.00	-	1.80	-
Guaina	1.00	1.00	0.01	-	-	21.00	-	0.10	-
Intonaco	1.00	1.00	0.01	0.01	-	20.00	-	0.20	-
Totale							3.45	2.10	0.50

Tabella 10 - Analisi dei carichi del solaio di copertura del piano primo.

TAMPONATURE

Le tamponature, il cui peso è direttamente applicato alle sole travi perimetrali dell'edificio, è stato definito come un carico per metro lineare. La tipologia muraria considerata, fa riferimento alla tipologia menzionata nelle tavole del progetto originario che risulta essere anche la tipologia tipicamente utilizzata in quegli anni. In modo forfettario, per portare in conto la presenza delle finestre, è stata considerata una percentuale di aperture pari al 25 % che ha portato alla definizione del seguente carico.

	Larg.	Lung.	Spessore	Vol.	% foratura	γ	G_2
	[m]	[m]	[m]	[m ³ /m ²]	[%]	[kN/m ³]	[kN/m]
Intonaco	1.00	3.00	0.01	0.03	-	20.00	0.60
Muratura	1.00	3.00	0.20	0.60	-	11.00	6.53
Muratura	1.00	3.00	0.10	0.30	-	11.00	3.27
Intonaco	1.00	3.00	0.01	0.03	-	20.00	0.60
Parziale							11.00
Riduzione aperture	-	-	-	-	25.00	-	-
Totale							8.25

Tabella 11 - Analisi dei carichi del tamponatura perimetrale.

4.6 Modellazione della struttura esistente

Conclusa la fase di analisi storico - critica del fabbricato che ha portato alla definizione di tutte le caratteristiche della struttura e dei materiali con cui essa è realizzata, si è passati alla fase

di modellazione dell'edificio come struttura non controllata. Per "struttura non controllata" di qui in avanti, nell'ipotesi che sia necessario prevedere un intervento di adeguamento della stessa, intenderemo il modello dell'edificio originario così come si presenta allo stato attuale, mentre chiameremo "struttura controllata" il modello dell'edificio originario con annesso intervento di adeguamento sismico.

Il modello tridimensionale della struttura è stato realizzato utilizzando il software CDS_Win (release 2019) distribuito da STS. Per la realizzazione dello stesso, dopo il settaggio dei numerosi parametri generali richiesti dal software (caratteristiche dei materiali, caratteristiche della struttura, parametri sismici, ecc.), si è passati alla modellazione di tutti gli elementi strutturali che svolgono un ruolo significativo nel comportamento della struttura (travi, pilastri, solai e scale). Essenzialmente il modello si compone di tre elementi:

- pilastri in cemento armato;
- travi in cemento armato;
- solai in latero-cemento, gettati in opera.

Le caratteristiche geometriche e la posizione di questi elementi, sono state desunte attingendo a tutta la documentazione in nostro possesso e più precisamente:

- alle tavole del progetto originario;
- alla planimetria dello stato di fatto della struttura, tra gli elaborati del progetto esecutivo realizzato dall' Ing. Comes sullo stesso edificio;
- alla relazione dei risultati delle indagini in situ e delle prove di laboratorio realizzate.

Questi documenti, in particolare gli ultimi due, possono senza dubbio ritenersi i documenti più attendibili per quanto riguarda lo stato di fatto della struttura poiché derivanti da misurazioni dirette o indirette effettuate sul campo. Le tavole del progetto originario invece sono state utilizzate essenzialmente come strumento di verifica della corrispondenza dei dati contenuti nei documenti più recenti.

degli incastri perfetti posti alla base dei pilastri del piano terra. A seguire sono stati modellati gli elementi verticali, realizzati con aste di sezione 40 x 40 cm sia al piano terra che al primo piano. Seguendo un procedimento del tutto analogo a quello seguito per i pilastri, sono state modellate le travi portanti, quelle trasversali e quelle di copertura del portico situato al piano terra, realizzate con aste aventi le seguenti sezioni:

- travi portanti di piano terra e primo piano: 40 x 85 cm;
- travi trasversali: 40 x 60 cm;
- travi di copertura del portico 40 x 50 cm.

I due vani scala che collegano il piano terra con il primo piano, sono stati modellati come “travi a ginocchio” utilizzando un specifico “tool” del programma. Infine sono stati introdotti i solai e le tamponature, i primi, pensati come elementi rigidi nel proprio piano, sono stati introdotti nel modello come “Carichi pannelli” con la caratteristica di “Piano sismico”, mentre le tamponature sono state inserite nel modello come “Carichi espliciti” di tipo lineare agenti esclusivamente sulle travi perimetrali dell’edificio tra primo e secondo piano.

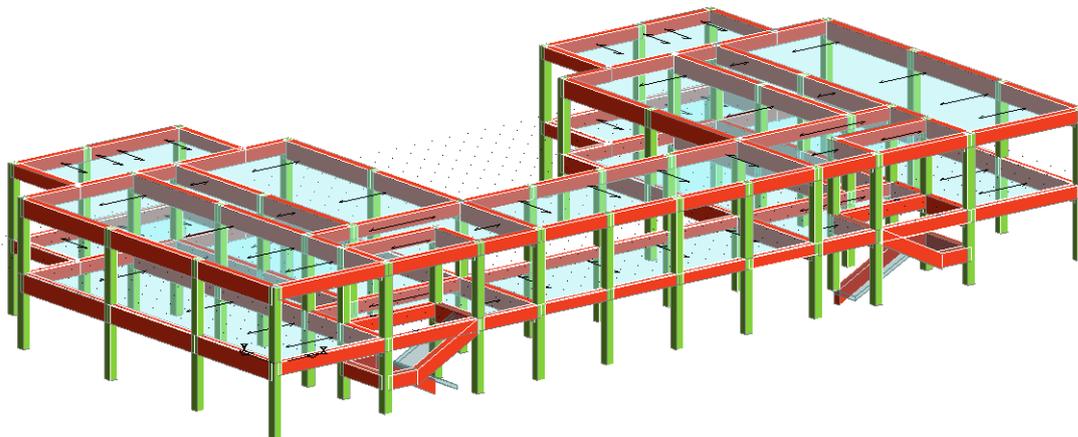


Figura 46 - Rappresentazione assonometrica del modello 3D della struttura non controllata realizzato con CDS_Win.

Il modello fin qui descritto risulta essere però incompleto mancando le armature degli elementi strutturali. Quest’ultime, essendo riusciti a raggiungere solo un livello di conoscenza LC1, sono state definite tramite la procedura di “Progetto Simulato”. Con questa procedura il software, considerando tutti i coefficienti moltiplicativi delle azioni pari all’unità, definisce la disposizione e i quantitativi minimi di armatura che ci si aspetta debbano avere gli elementi strutturali in accordo con la normativa vigente all’epoca di realizzazione della struttura.

Si evidenzia come la necessità di ricorrere alla procedura di progetto simulato per la definizione delle armature, sia figlia da un lato dell’assenza delle tavole di carpenteria nel progetto originario dell’edificio e dall’altro di una scarsa attenzione nella progettazione e

realizzazione delle indagini conoscitive realizzate sulla struttura. Le indagini, ad esempio, risultano essere totalmente inutili nella definizione delle armature a flessione delle travi portanti, poiché sono state rilevate solo in modo parziale e con sole prove pacometriche, senza realizzare saggi per verificarne la corrispondenza. A titolo puramente esemplificativo si riportano qui di seguito le schede di armatura di un pilastro di piano terra, un pilastro di primo piano e di una trave portante tipo.

Pilastri

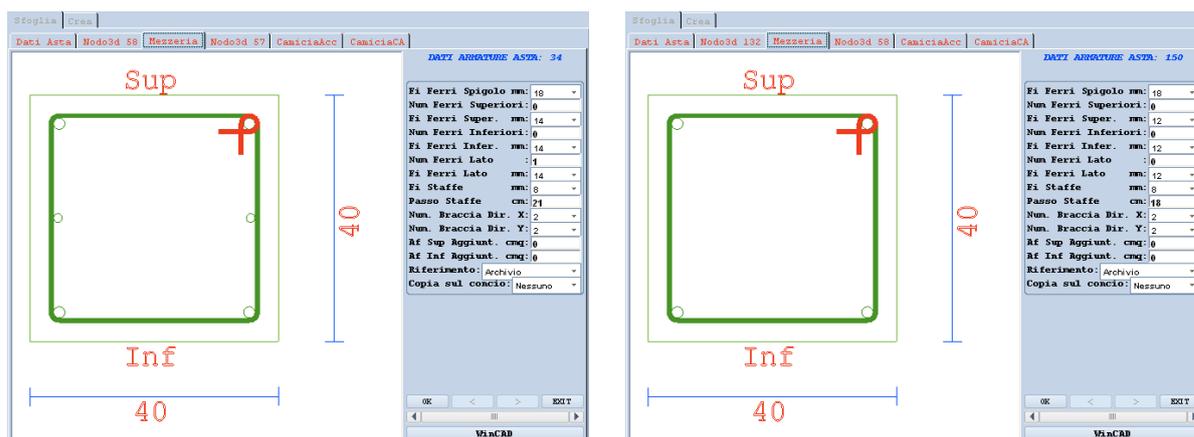


Figura 47 - Schede di carpenteria di un pilastro del piano terra e del primo piano dell'edificio, risultato del progetto simulato.

Trave

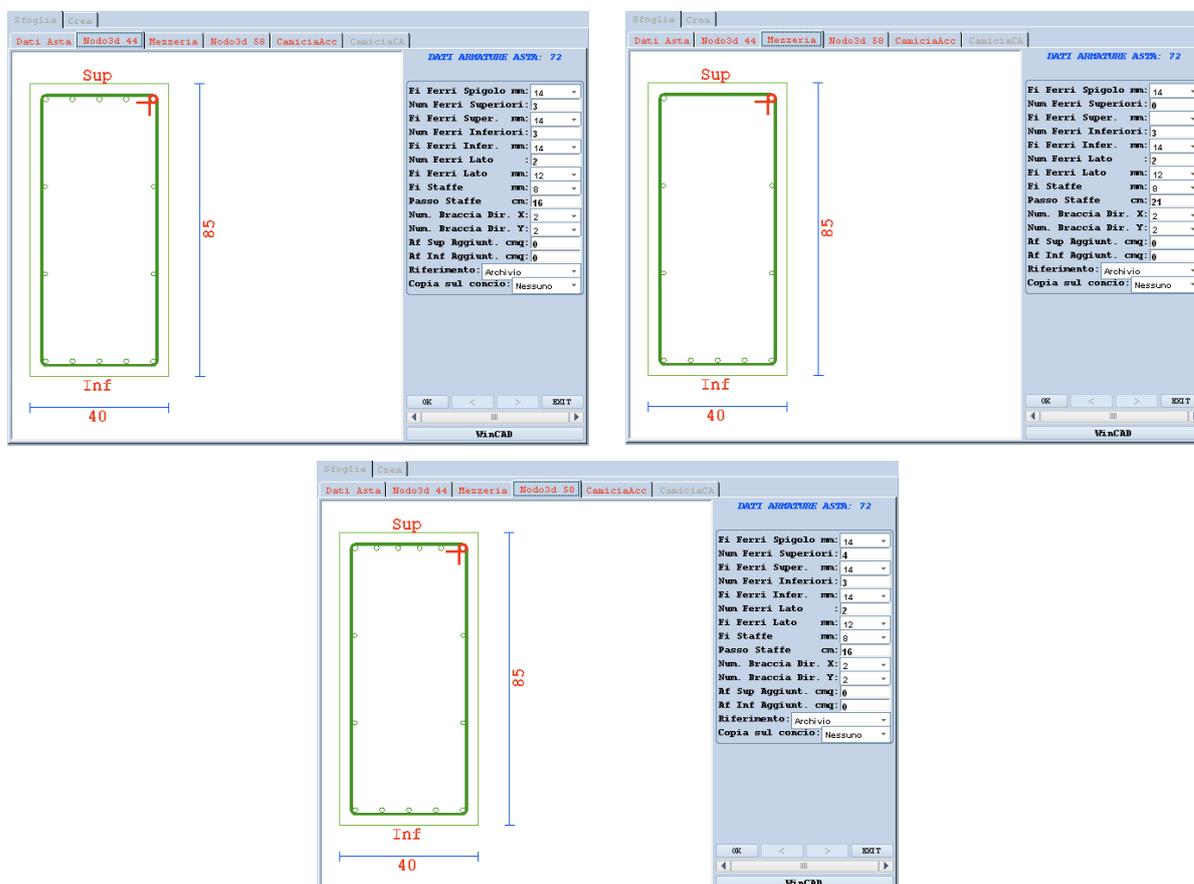


Figura 48 - Schede di carpenteria di una trave del piano terra dell'edificio, risultato del progetto simulato.

Definiti i quantitativi di armatura minimi presenti negli elementi strutturali, i quali risultano essere compatibili con quelli parzialmente rilevati durante le indagini in situ, si è passati alla valutazione della sicurezza della struttura non controllata. La verifica dell'edificio è stata condotta prima in termini statici e poi in termini dinamici, facendo riferimento prima al livello di conoscenza LC1 e successivamente ad un livello di conoscenza LC2. Questo secondo scenario, come precedentemente accennato è stato preso in considerazione con il fine di valutare i risultati ottenibili per la stessa struttura se solo si fosse posta maggiore attenzione alla progettazione e all'esecuzione delle indagini conoscitive.

4.6.1 Valutazione della sicurezza della struttura non controllata

Realizzato il modello della struttura, si procede con la valutazione della sicurezza della stessa che ha lo scopo di determinare se e in che misura, l'edificio è in grado di soddisfare gli attuali livelli di sicurezza richiesti dalle NTC 18. La norma fornisce anche una definizione tecnica di *“Valutazione della sicurezza”* che va intesa come *“...un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa...”*. Questo procedimento deve quindi stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza prevedere interventi che migliorino il livello di sicurezza della stessa;
- l'uso della costruzione debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione d'uso e/o limitazioni d'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi di miglioramento e/o adeguamento sismico.

Le modalità di esecuzione della valutazione della sicurezza dipendono, come è stato già accennato nel paragrafo relativo alla determinazione del livello di conoscenza, dalle caratteristiche dell'edificio e dalle eventuali criticità presenti. Laddove fosse necessario prevedere un intervento di miglioramento e/o adeguamento sismico della struttura, la valutazione della sicurezza effettuata per il modello che si riferisce allo stato di fatto (struttura non controllata) dovrà essere effettuata anche sul modello relativo allo stato di progetto dell'intervento (struttura controllata), in modo da definire l'efficienza dell'intervento proposto. In entrambi i casi, la valutazione della sicurezza culminerà con la definizione di un livello di sicurezza della struttura, che sarà espresso in termini di rapporto tra capacità e domanda, ossia attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto della stessa,

immaginandola come di nuova costruzione, sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Durante questa verifica, le entità delle altre azioni sulla struttura saranno le stesse che si sarebbero utilizzate se la struttura fosse stata di nuova costruzione, solo in casi particolari infatti è possibile utilizzare dei coefficienti parziali modificati (come previsto al § 8.5.5) come nel caso in cui vengano messi in campo appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione, quindi sui carichi verticali variabili. Si ricorda infine che la norma, obbliga il tecnico ad adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione o a procedere con interventi di miglioramento e/o adeguamento della struttura, solo nel caso in cui l'inadeguatezza della stessa si manifesti nei confronti di azioni non sismiche, negli altri casi, sarà il tecnico a valutare la necessità e l'entità dell'intervento da realizzare.

Alla luce di quanto appena esposto, si procede con la valutazione della sicurezza della struttura non controllata nei confronti dei due livelli di conoscenza considerati (LC1 e LC2).

4.6.1.1 Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC1

Analisi statica

La prima verifica eseguita, è stata la verifica statica dell'edificio, cioè tralasciando le azioni sismiche, sono state considerate le sole azioni gravitazionali e l'azione del vento. Questa verifica ci ha permesso di dedurre preziose informazioni relative allo stato di verifica della struttura nella situazione di normale esercizio. Le combinazioni di carico, generate in automatico dal software in funzione dei carichi definiti in fase di modellazione, sono di seguito riportate e fanno riferimento alla combinazione fondamentale SLU:

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

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Peso Proprio	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Sovr. Perm.	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Var. Amb. Affol.	1.50	1.05	1.50	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05	1.50	1.05	1.05
Var. Neve	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	1.50	0.75	0.75	1.50	0.75
Var. Coperture	1.50	0	1.50	0	0	1.50	0	0	1.50	0	0	1.50	0	0
Vento dir. 0	0	0	0.90	0.90	1.50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento dir. 90	0	0	0	0	0	0.90	0.90	1.50	0	0	0	0	0	0
Vento dir. 180	0	0	0	0	0	0	0	0	0.90	0.90	1.50	0	0	0
Vento dir. 270	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.90	0.90	1.50

Tabella 12 - Combinazioni di carico verifica statica.

Come è possibile osservare dai risultati di seguito riportati, questa verifica evidenzia che la struttura presenta delle carenze di carattere statico.

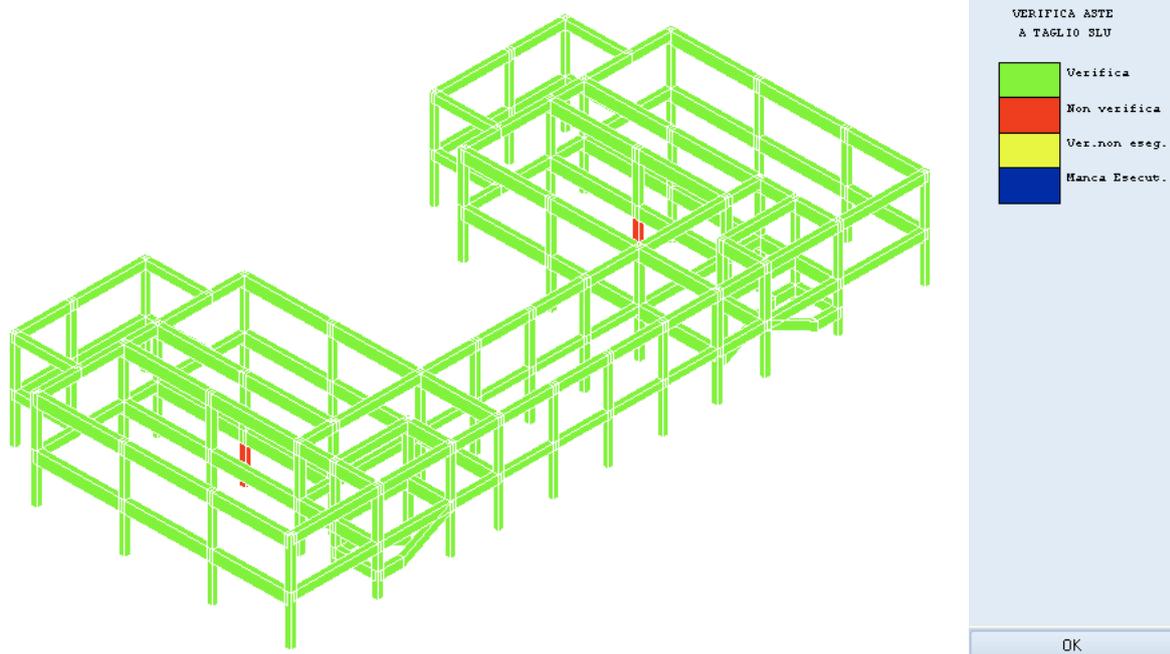


Figura 49 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).

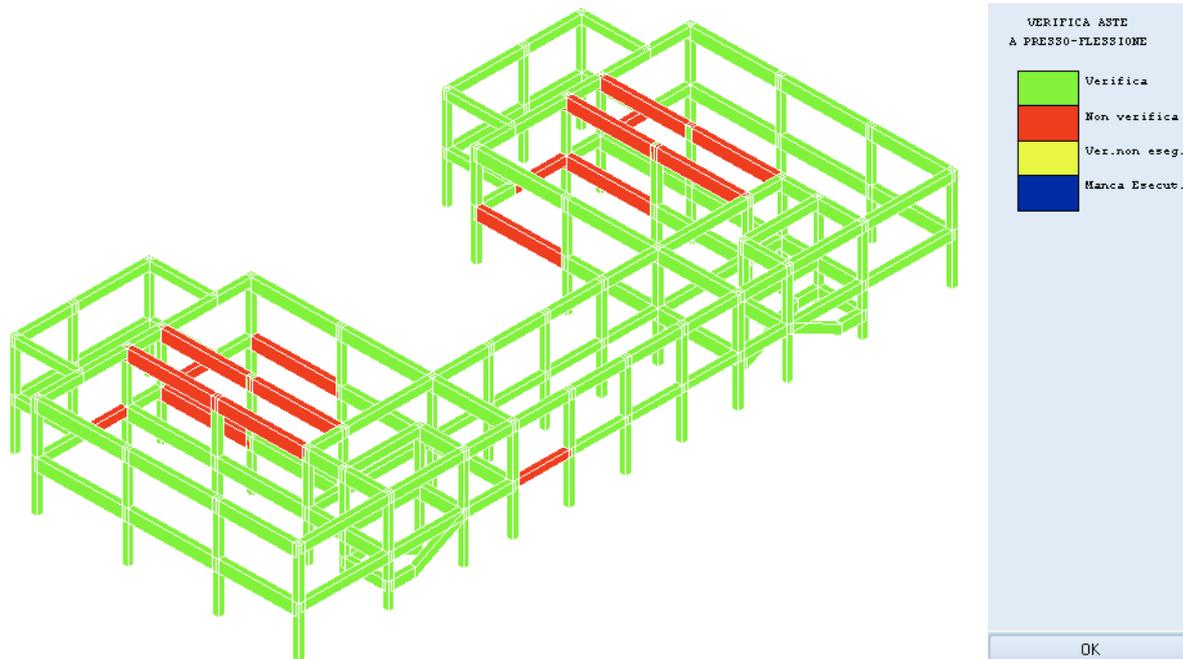


Figura 50 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).

Questi problemi, che obbligano il proprietario o il gestore a prevedere restrizioni d'uso della costruzione o interventi di consolidamento, dovranno essere risolti, prevedendo interventi locali, ad esempio rinforzi con FRP o incamiciature in acciaio o calcestruzzo, prima di procedere con il progetto di un eventuale intervento di miglioramento / adeguamento sismico. Alla luce di questi risultati, assume ancora più senso l'idea di effettuare una verifica della struttura anche rispetto ad un livello di conoscenza più spinto (LC2), in modo da valutare come

e in che misura investire su una campagna di indagine più approfondita, avrebbe influito sul costo finale dell'intervento di adeguamento.

Analisi dinamica lineare

Con il fine di valutare il comportamento della struttura nei confronti di azioni di tipo sismico è stata eseguita sullo modello 3D, precedentemente descritto, un'analisi di tipo dinamico lineare anche detta "analisi modale con spettro di risposta". Quest'analisi, definita nelle norme come l'analisi di riferimento per determinare gli effetti che l'azione sismica provoca su una struttura con comportamento strutturale sia dissipativo che non dissipativo (nel nostro caso alla struttura è stato assegnato un comportamento non dissipativo, poiché l'edificio è stato progettato senza fare riferimento al criterio di gerarchia delle resistenze), prevede la definizione dei parametri di risposta del sistema strutturale tenendo in conto delle caratteristiche dinamiche dell'edificio, cioè tramite il calcolo dei modi propri di vibrare della struttura. La procedura da seguire per l'esecuzione di questo tipo di analisi può essere riassunta nei seguenti passaggi:

- determinazione dei modi di vibrare naturali della struttura;
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale quindi, consiste nella risoluzione delle equazioni del moto della struttura che sono esprimibili sotto forma di matrici e vettori come segue:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\}$$

Operando in campo elastico lineare (le non linearità dei materiali vengono considerate attraverso l'uso del fattore di comportamento "q") ed in condizioni di oscillazioni libere ($[C]$ e $\{P(t)\}$ sono uguali a zero), si perviene alla soluzione di questo sistema che porta alla individuazione di particolari configurazioni deformate, i modi naturali di vibrare della struttura. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria dell'edificio, infatti sono individuati in assenza di forzante, e caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione T , da uno smorzamento convenzionale ξ e da una particolare forma.

A questo punto qualunque configurazione deformata della struttura, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, potranno essere ottenuti come combinazione di più deformate elementari ciascuna avente la forma di un modo di vibrare. Ovviamente alcuni modi di vibrare saranno più significativi di altri nella descrizione della configurazione deformata della struttura,

per questo motivo un ruolo fondamentale in questa analisi è svolto dalla *massa modale partecipante* associata a ciascun modo di vibrare. La massa modale partecipante di un modo di vibrare infatti esprime la quota parte di forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo di vibrare è in grado di descrivere, e può esprimersi come:

$$\widetilde{M}_j = \frac{(\Phi_j^T M i)^2}{\Phi_j^T M \Phi_j}$$

A tal proposito, per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, le NTC suggeriscono di considerare tutti i modi di vibrare con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi.

L'utilizzo dello spettro di risposta, tramite il coefficiente di partecipazione modale (γ_j), permette poi di definire gli effetti massimi che l'evento sismico induce sulla costruzione e che sono associati a ciascun modo di vibrare, in termini di forze statiche equivalenti:

$$F_{sj}^{max} = M \Phi_j \gamma_j g S_{ad}(T_j, \zeta_j)$$

e da questi i massimi valori dei parametri di risposta (momenti, tagli e spostamenti).

Poiché durante un terremoto, tuttavia, gli effetti massimi relativi ai singoli modi di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma la norma suggerisce di utilizzare una combinazione quadratica completa (CQC) che tenga conto di questo sfasamento temporale:

$$E = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} E_i E_j} \quad \rho_{ij} = \left[\frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\beta_{ij} \xi_i + \xi_j) \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta_{ij}^2} \right]$$

In cui:

- ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi;
- $\xi_{i,j}$ è lo smorzamento viscoso dei modi i e j.

Infine, non potendo conoscere con esattezza la posizione delle masse e delle rigidità e l'evoluzione di queste ultime in campo non lineare, nel caso di analisi modale su modelli spaziali bisognerà tenere in conto sia dell'eccentricità accidentale ($e_i = \pm 5\%$), sia di quella geometrica, che è implicitamente definita nel modello, in funzione della reale distribuzione

delle masse e delle rigidità. In questo caso il software, per tenere in conto delle eccentricità e degli effetti del sisma nelle due direzioni principali (è stato possibile trascurare il sisma in direzione verticale), alle precedenti combinazioni di carico, aggiunge altre 32 combinazioni di tipo sismico:

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

nelle quali l'azione sismica è definita utilizzando la seguente formulazione:

$$E = 1.00 E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$$

Un primo output interessante fornito dal software di calcolo a monte dell'analisi dinamica lineare è rappresentato dagli spettri di progetto che il software utilizza per svolgere l'analisi e sui quali per gli stati limite SLD e SLV vengono riportati, con dei pallini colorati, anche i modi di vibrare della struttura a cui il software associa un valore di accelerazione spettrale in funzione del periodo di ciascun modo di vibrare.

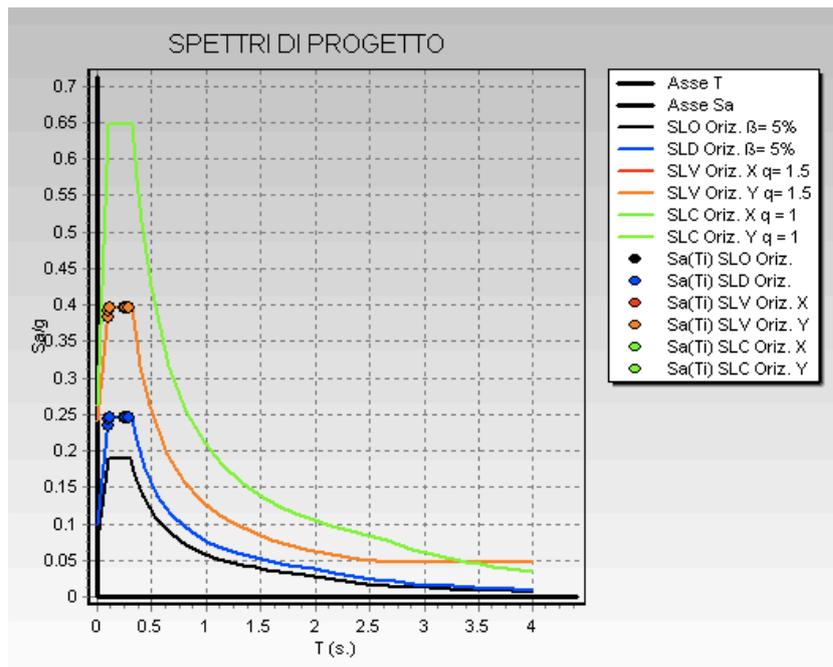


Figura 51 - Spettri di progetto struttura non controllata.

Come si vede, la totalità dei punti sono addensati nell'intorno del plateau, il che porta la struttura a dover sperimentare i valori di accelerazione più elevati tra quelli che possono verificarsi nella zona in cui è situata.

Prima di illustrare i risultati dell'analisi dinamica, si ritiene opportuno riportare anche le posizioni del baricentro delle masse e del baricentro delle rigidità, dei due impalcati della struttura, la cui eccentricità può considerarsi quale indicatore di possibili effetti torsionali.

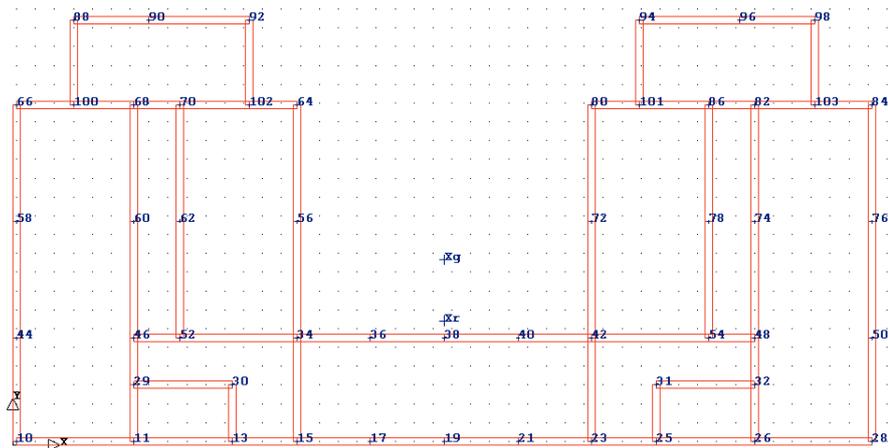


Figura 52 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del primo impalcato.

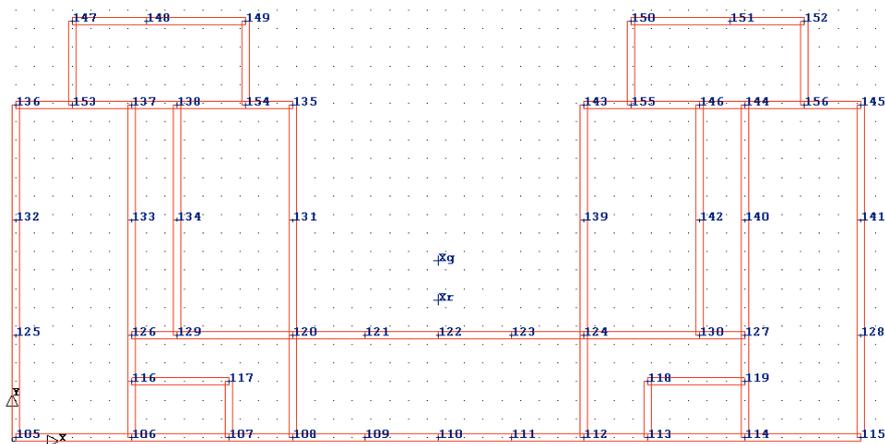


Figura 53 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del secondo impalcato.

Piano	Baricentro delle Masse		Baricentro delle Rigidezze	
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
1	22.60	9.65	22.60	6.39
2	22.60	9.50	22.60	7.38

Tabella 13 - Coordinate dei baricentri di massa e rigidezza dei due impalcati della struttura.

Tra i risultati più importanti dell'analisi dinamica invece, sicuramente troviamo le deformate modali le quali ci permettono di capire quali modi di vibrare influenzano maggiormente la risposta strutturale in termini di massa modale partecipante. Di seguito si riportano le caratteristiche, in termini numerici e grafici, dei primi modi di vibrare della struttura per lo SLD e SLV, per le due direzioni principali dell'azione sismica.

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	21.630	0.29048	5.0		0.245	0.396	0.396			1	0.011072	0.011546	-0.000511
2	23.915	0.26273	5.0		0.245	0.396	0.396			2	0.023568	0.019227	-0.000850
3	26.000	0.24167	5.0		0.245	0.396	0.396			1	-0.000014	0.018534	-0.000001
4	57.418	0.10943	5.0		0.245	0.396	0.396			2	-0.000029	0.034393	-0.000001
5	61.495	0.10217	5.0		0.242	0.391	0.391			1	-0.015837	0.022594	-0.001000
6	65.150	0.09644	5.0		0.234	0.382	0.382			2	-0.033577	0.042358	-0.001875
										1	0.021197	0.014888	-0.000658
										2	-0.012809	-0.013774	0.000609
										1	-0.000051	0.029466	-0.000002
										2	0.000035	-0.021669	0.000001
										1	0.028054	-0.036425	0.001614
										2	-0.018578	0.026709	-0.001183

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLD (DIREZIONE X)

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 1433.45			Massa totale kN*10: 1433.45			Rapporto: 1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	32.424	100.00	1051.34	73.34	1	105.26	0.05	-1288.08	159.67
					2	152.55	0.05	-1446.99	234.03
2	0.020	0.06	0.00	0.00	1	0.00	-0.07	0.00	
					2	0.00	-0.10	0.00	
3	14.664	45.22	215.03	15.00	1	18.38	0.03	776.73	
					2	34.35	0.05	1049.31	
4	11.518	35.52	132.66	9.25	1	64.37	0.04	-642.51	
					2	-31.84	-0.02	353.38	
5	0.015	0.05	0.00	0.00	1	0.00	-0.09	0.00	
					2	0.00	0.05	0.00	
6	5.867	18.10	34.43	2.40	1	14.18	0.05	469.74	
					2	-6.11	-0.03	-257.66	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLD (DIREZIONE Y)

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 1433.45			Massa totale kN*10: 1433.45			Rapporto: .99			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	0.012	0.03	0.00	0.00	1	0.04	0.00	-0.47	322.18
					2	0.06	0.00	-0.53	472.25
2	36.159	100.00	1307.48	91.21	1	-0.07	135.86	-1.35	
					2	-0.11	184.77	-1.46	
3	0.023	0.06	0.00	0.00	1	0.03	0.00	1.22	
					2	0.05	0.00	1.65	
4	0.006	0.02	0.00	0.00	1	0.04	0.00	-0.35	
					2	-0.02	0.00	0.19	
5	11.224	31.04	125.97	8.79	1	-0.08	66.22	-1.16	
					2	0.03	-35.68	0.65	
6	0.016	0.04	0.00	0.00	1	0.04	0.00	1.29	
					2	-0.02	0.00	-0.71	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLV (DIREZIONE X)

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 1433.45			Massa totale kN*10: 1433.45			Rapporto: 1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	32.424	100.00	1051.34	73.34	1	169.98	0.07	-2080.04	257.83
					2	246.35	0.08	-2336.65	377.93
2	0.020	0.06	0.00	0.00	1	0.00	-0.12	0.00	
					2	0.00	-0.16	0.00	
3	14.664	45.22	215.03	15.00	1	29.67	0.05	1254.29	
					2	55.48	0.08	1694.47	
4	11.518	35.52	132.66	9.25	1	103.95	0.06	-1037.55	
					2	-51.42	-0.03	570.65	
5	0.015	0.05	0.00	0.00	1	0.00	-0.14	0.00	
					2	0.00	0.08	0.00	
6	5.867	18.10	34.43	2.40	1	23.15	0.08	766.77	
					2	-9.98	-0.04	-420.58	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLV (DIREZIONE Y)

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 1433.45			Massa totale kN*10: 1433.45			Rapporto: .99			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	0.012	0.03	0.00	0.00	1	0.06	0.00	-0.76	520.27
					2	0.09	0.00	-0.85	762.60
2	36.159	100.00	1307.48	91.21	1	-0.11	219.39	-2.18	
					2	-0.18	298.37	-2.36	
3	0.023	0.06	0.00	0.00	1	0.05	0.00	1.97	
					2	0.09	0.00	2.66	
4	0.006	0.02	0.00	0.00	1	0.06	0.00	-0.56	
					2	-0.03	0.00	0.31	
5	11.224	31.04	125.97	8.79	1	-0.12	106.79	-1.87	
					2	0.06	-57.55	1.05	
6	0.016	0.04	0.00	0.00	1	0.06	0.00	2.11	
					2	-0.03	0.00	-1.16	

Figura 54 - Caratteristiche dei modi di vibrare della struttura non controllata allo SLD e SLV per le direzioni x e y.

Appare evidente, seguendo le indicazioni di normativa (§ 7.3.3.1), che i modi di vibrare più significativi nella descrizione del comportamento della struttura risultano essere i modi 1, 3 e 4 per la direzione X e i modi 2 e 5 per la direzione Y poiché sono quelli caratterizzati da una massa modale partecipante maggiore del 5% e la cui somma è superiore all'85%. Di seguito vengono riportare le prime tre deformate modali:

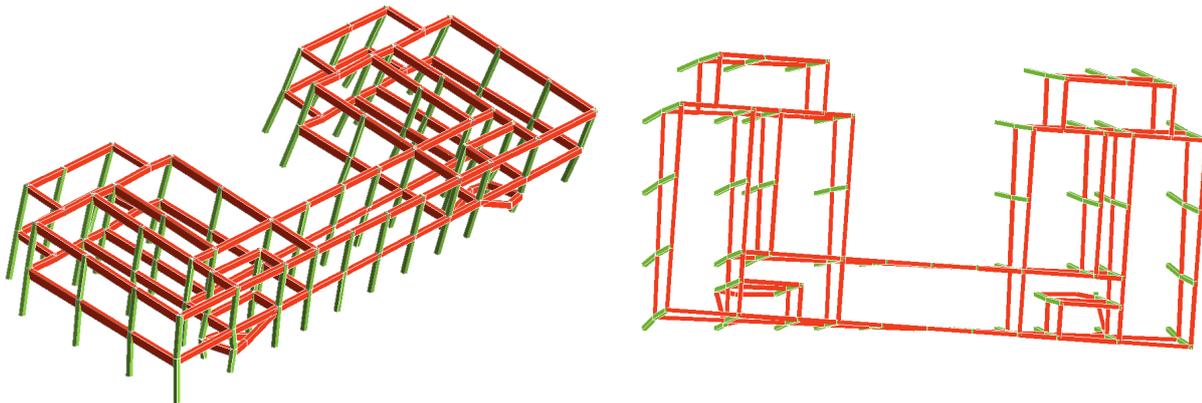


Figura 55 - Primo modo di vibrare.

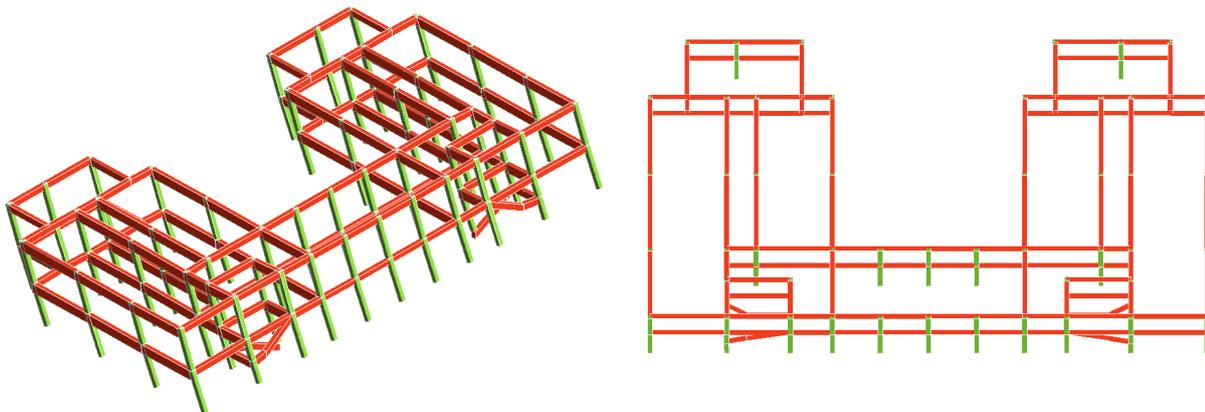


Figura 56 - Secondo modo di vibrare.

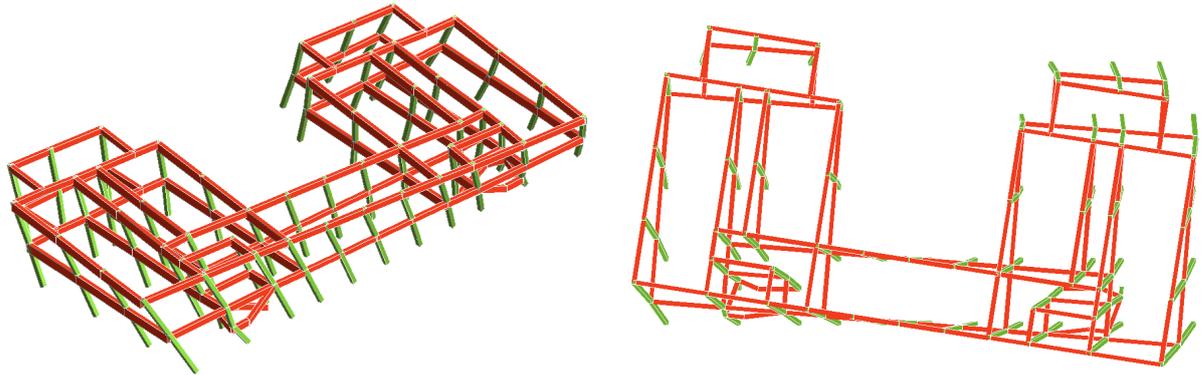


Figura 57 - Terzo modo di vibrare.

Altri due risultati interessanti a valle dell'analisi dinamica modale sono le deformate sismiche, che ci permettono di risalire agli spostamenti massimi della struttura, e i diagrammi di taglio nelle due direzioni principali x e y, per gli stati limite SLD e SLV.

Nelle deformate sismiche, che di seguito vengono riportate, in rosso e verde sono rappresentate rispettivamente le travi e i pilastri della struttura indeformata, mentre in blu gli elementi strutturali che hanno subito una deformazione a causa dell'azione sismica applicata.

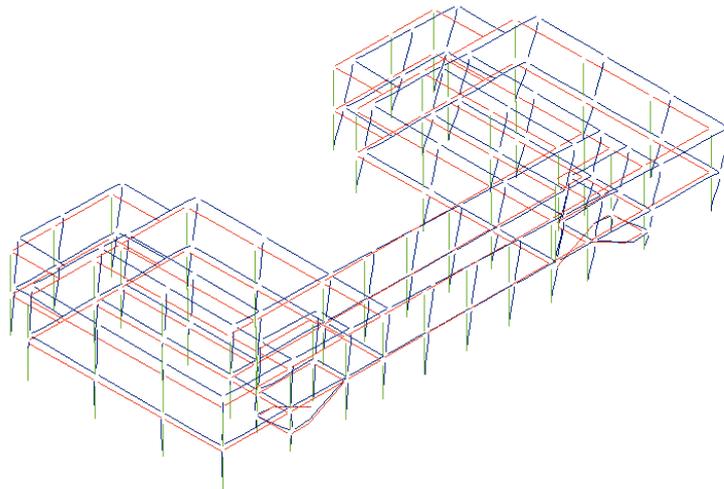


Figura 58 - Deformata sismica SLD in direzione x.

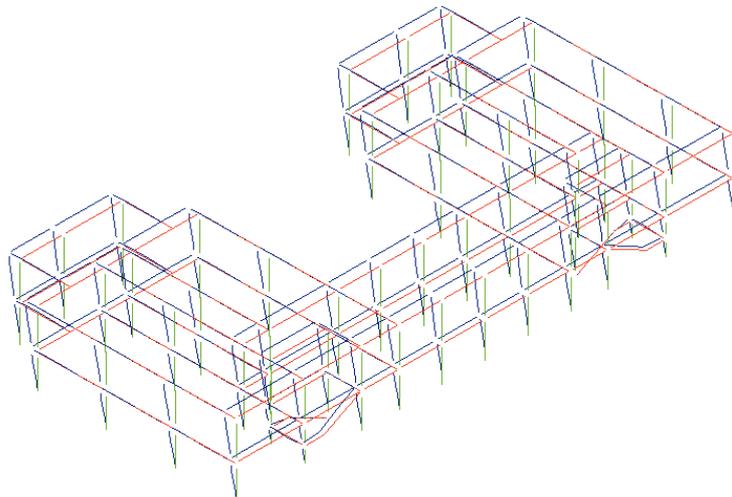


Figura 59 - Deformata sismica SLD in direzione y.

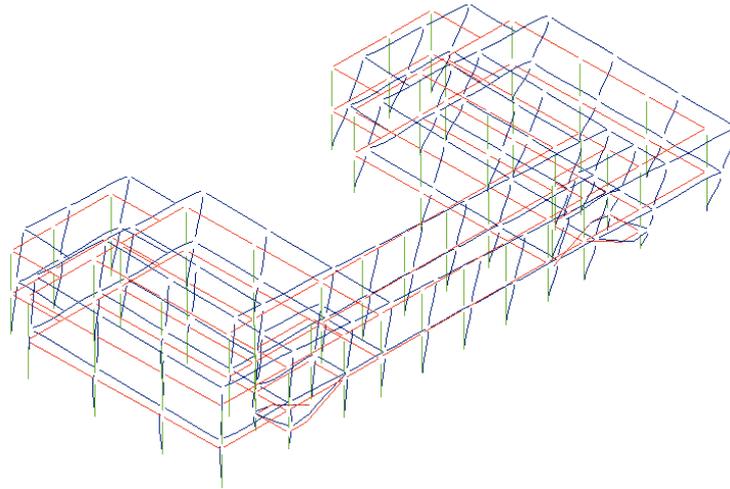


Figura 60 - Deformata sismica SLV in direzione x.

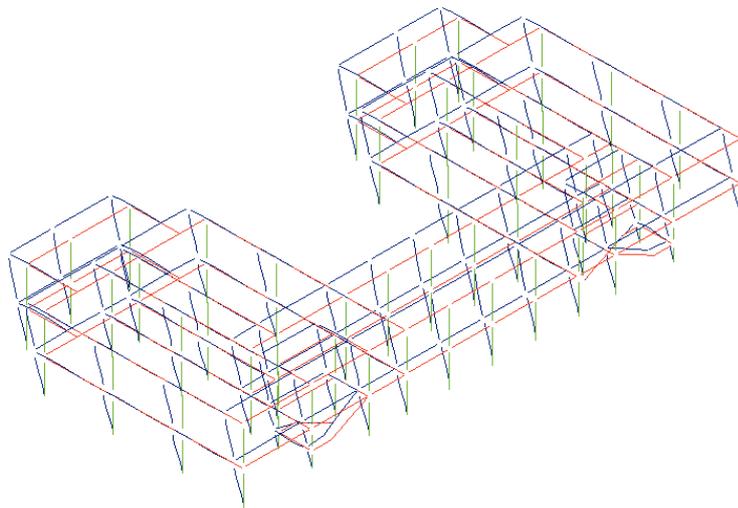


Figura 61 - Deformata sismica SLV in direzione y.

Da queste immagini, si nota chiaramente una minore deformazione per lo stato limite di salvaguardia della vita, in entrambe le direzioni dell'azione sismica, che si traduce nei seguenti valori di spostamento massimo.

	$S_{max,x}$ [mm]	$S_{max,y}$ [mm]
SLD	8.10	5.24
SLV	13.09	8.46

Tabella 14 - Valori di spostamento massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.

Per quanto riguarda i diagrammi di taglio invece, la situazione è sintetizzata nelle seguenti figure nelle quali, con colorazioni dal rosa al blu notte, vengono indicate le intensità crescenti dei tagli agenti per gli stati limite SLD e SLV. Si fa notare che solo per migliorarne l'output a video (nelle verifiche e in tutte le altre elaborazioni il loro contributo è stato preso in considerazione), per queste schermate e le omologhe riguardanti lo stato di progetto, sono state omesse le sollecitazioni taglianti agenti sui pilastri corti del vano scala poiché risultando

circa quattro volte superiori rispetto alle omologhe sollecitazioni sui pilastri lunghi non permettevano di apprezzare le sollecitazioni agenti sui restanti pilastri.

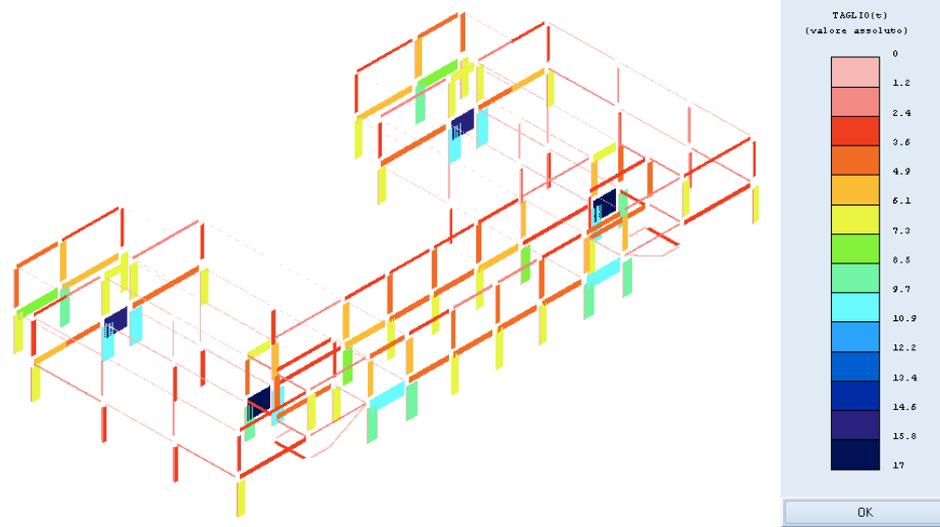


Figura 62 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione x.

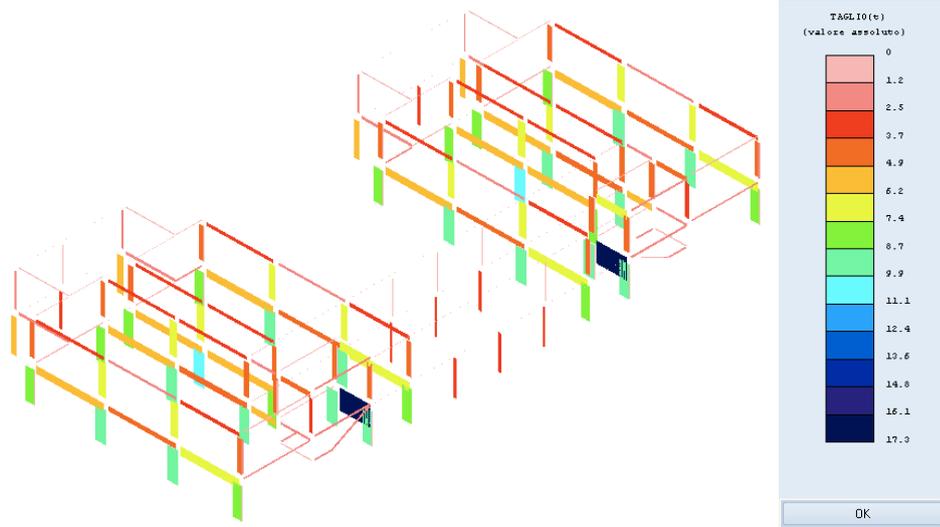


Figura 63 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione y.

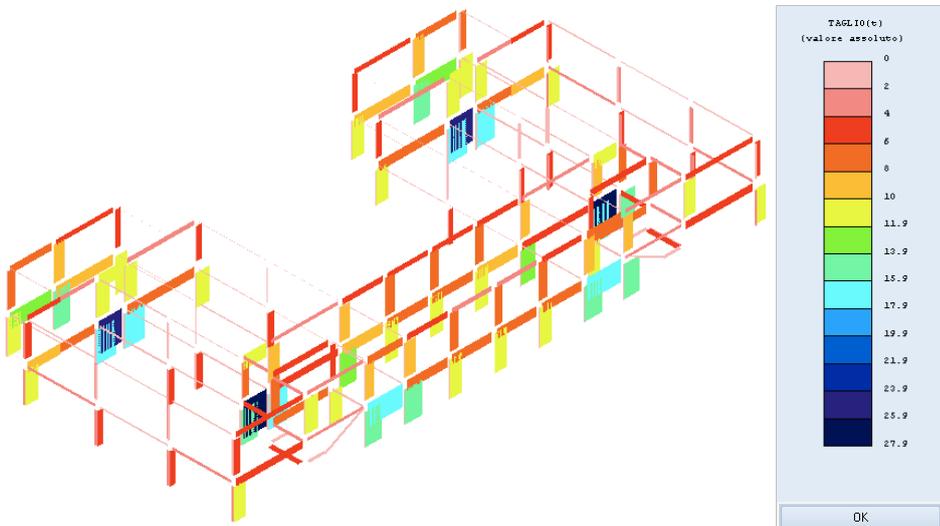


Figura 64 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione x.

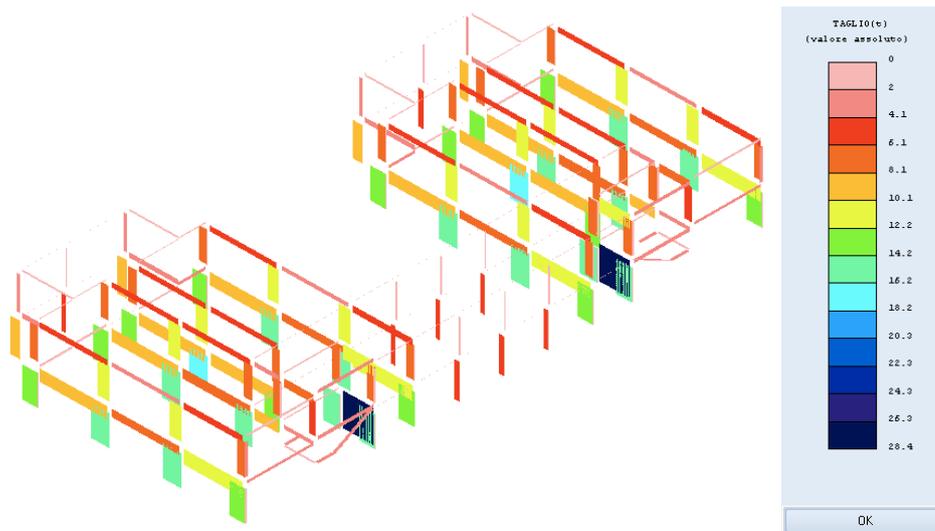


Figura 65 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione y.

I valori di taglio massimo registrati, riferiti al singolo pilastro in calcestruzzo armato, vengono sintetizzati nella seguente tabella.

	$T_{max,x}$ [kN]	$T_{max,y}$ [kN]
SLD	106.93	108.89
SLV	175.60	178.54

Tabella 15 - Valori di taglio massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.

Infine, come fatto per la precedente verifica statica, vengono anche in questo caso riportati i principali risultati ottenuti in termini di elementi strutturali non verificati.

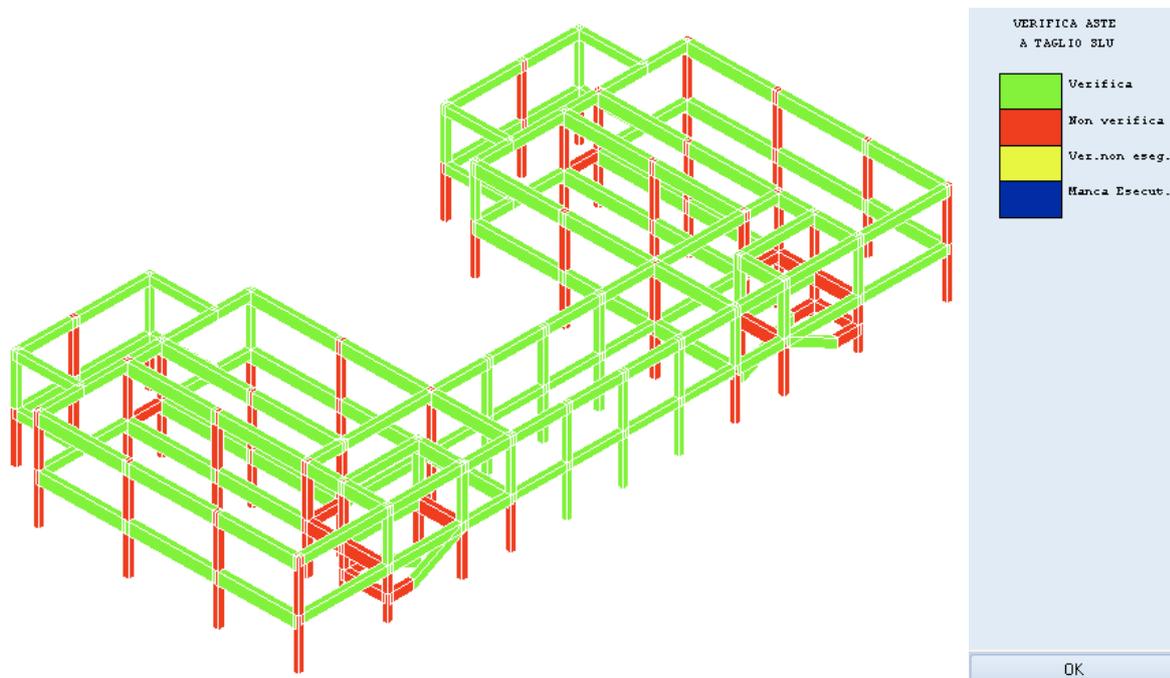


Figura 66 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).

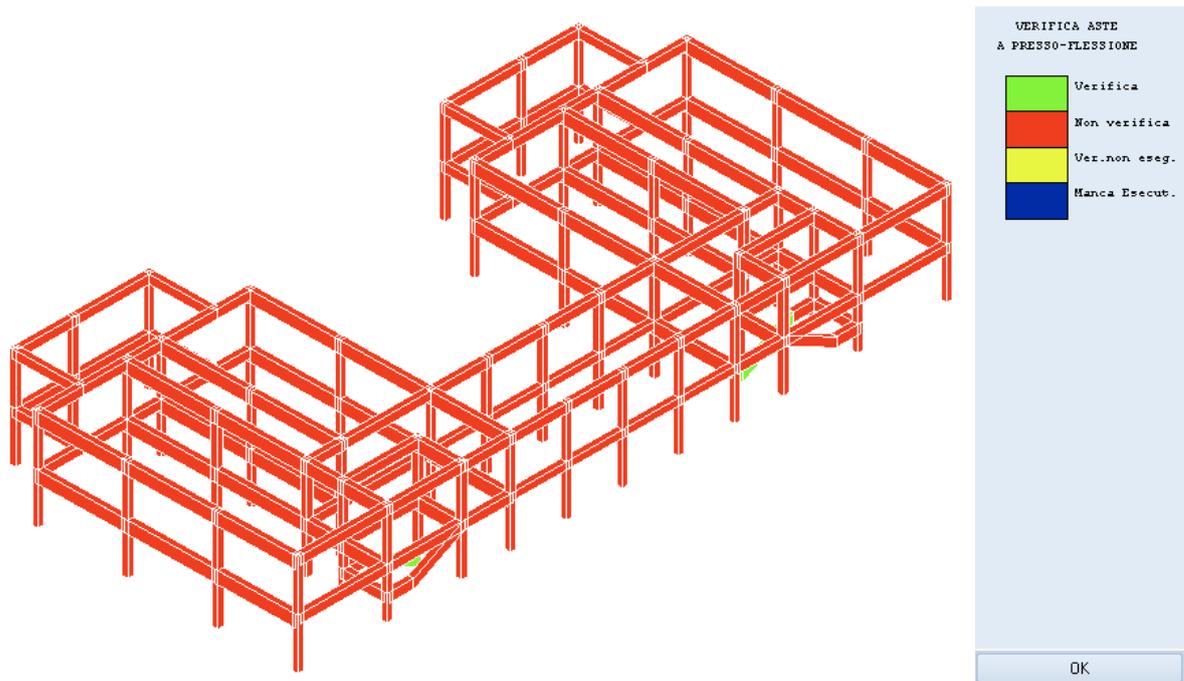


Figura 67 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).

Secondo quanto previsto dal § C.8.3 della circolare alle NTC18 la valutazione della sicurezza della struttura può essere sintetizzata utilizzando il parametro ζ_E che si ricorda viene definito nelle NTC come “...il rapporto tra l’azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l’azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.)...”. Di seguito si riporta la schermata in cui il software sintetizza i risultati ottenuti:

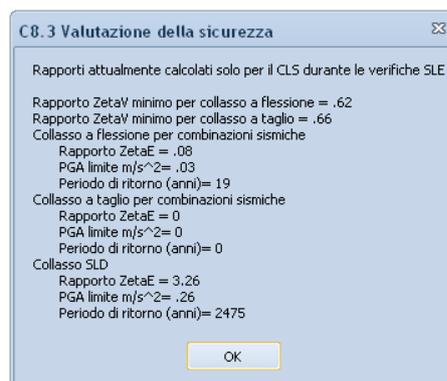


Figura 68 - Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC1.

Da cui si evince **la totale inadeguatezza della struttura a resistere ad azioni di tipo sismico**, in quanto i valori di ζ_E per collassi a taglio e a flessione sono uguali o prossimi allo zero.

4.6.1.2 Valutazione della sicurezza per un livello di conoscenza LC2

Analogamente a quanto fatto facendo riferimento al livello di conoscenza LC1, si procede andando ad effettuare sul medesimo modello prima una verifica rispetto ai soli carichi statici

e successivamente un'analisi dinamica lineare andando però a considerare un livello di conoscenza più approfondito, ad esempio LC2.

Analisi statica

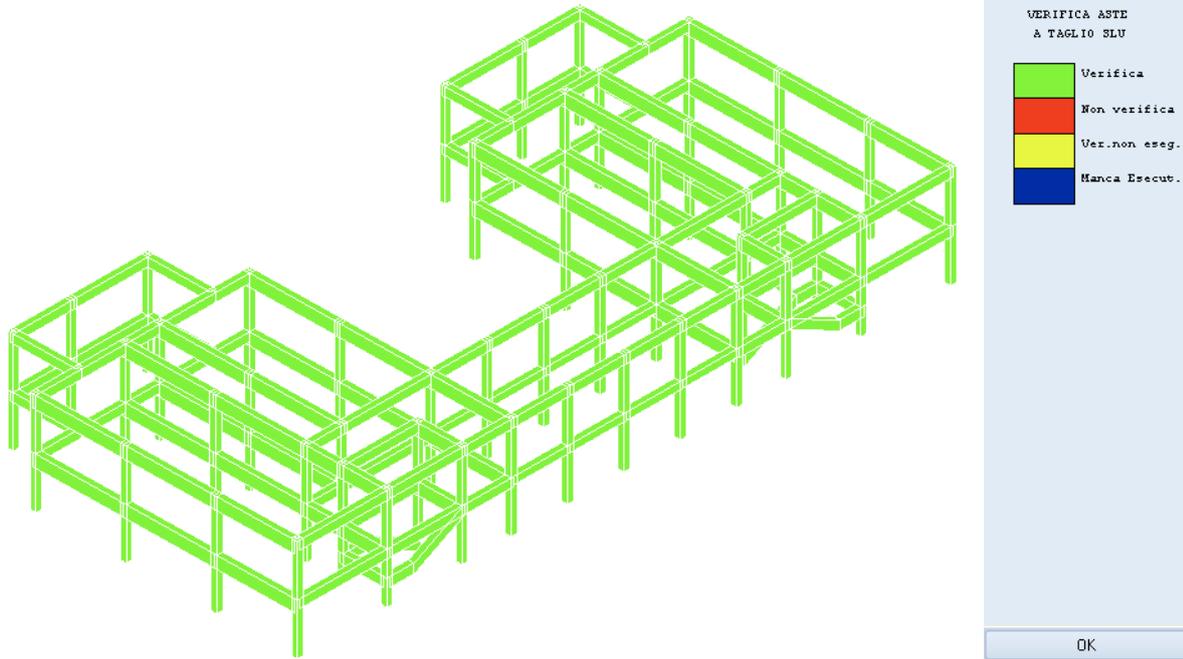


Figura 69 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).

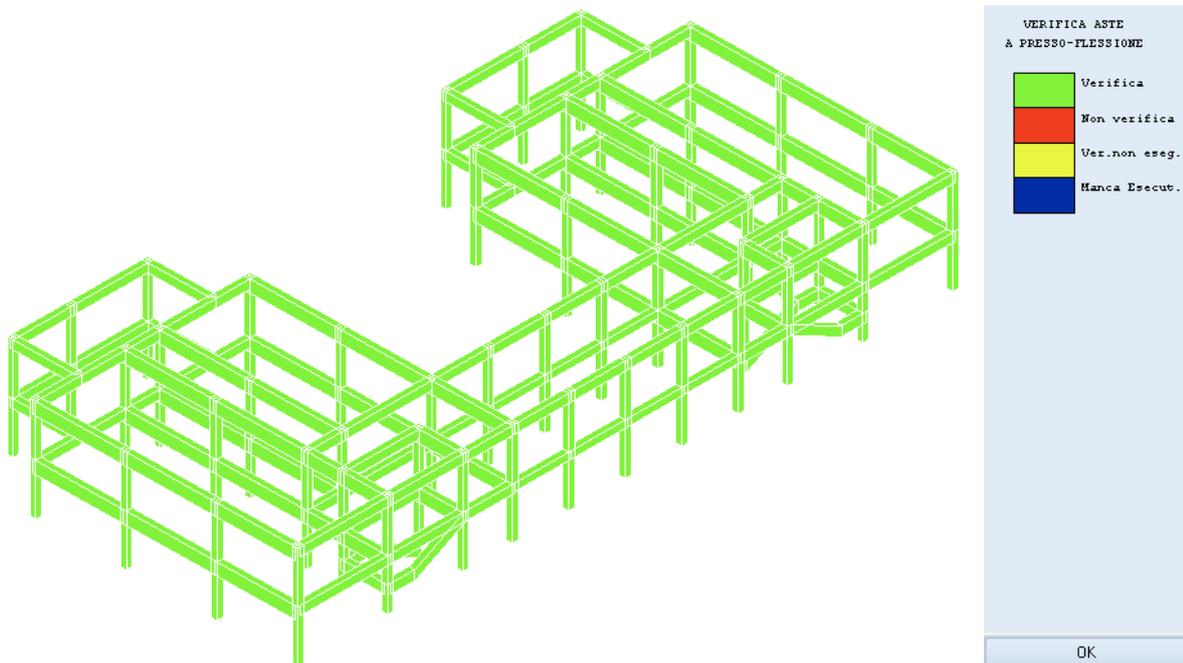


Figura 70 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).

Come è possibile notare dalle immagini precedenti, nel caso della verifica statica che fa riferimento ad un livello di conoscenza LC2, la struttura è in grado di soddisfare gli standard di sicurezza richiesti dalle attuali norme tecniche nei confronti delle azioni gravitazionali.

Analisi dinamica lineare

Per quanto riguarda l'analisi dinamica lineare, con il fine di "alleggerire" la trattazione, si omettono tutte quelle informazioni proprie della struttura (es. gli spettri di progetto, le caratteristiche e le deformate dei modi di vibrare, ecc.), che non variano quando si utilizza esclusivamente un diverso livello di conoscenza, riportando unicamente i risultati ottenuti in termini di elementi strutturali non verificati e i valori del rapporto ζ_E .

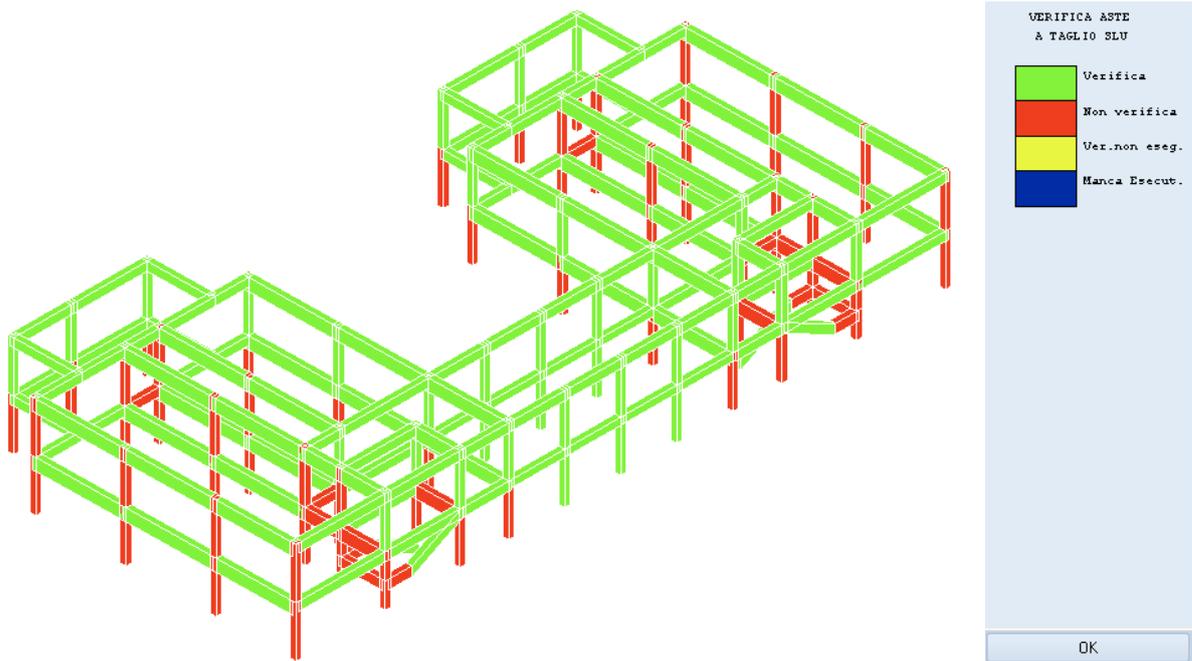


Figura 71 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).

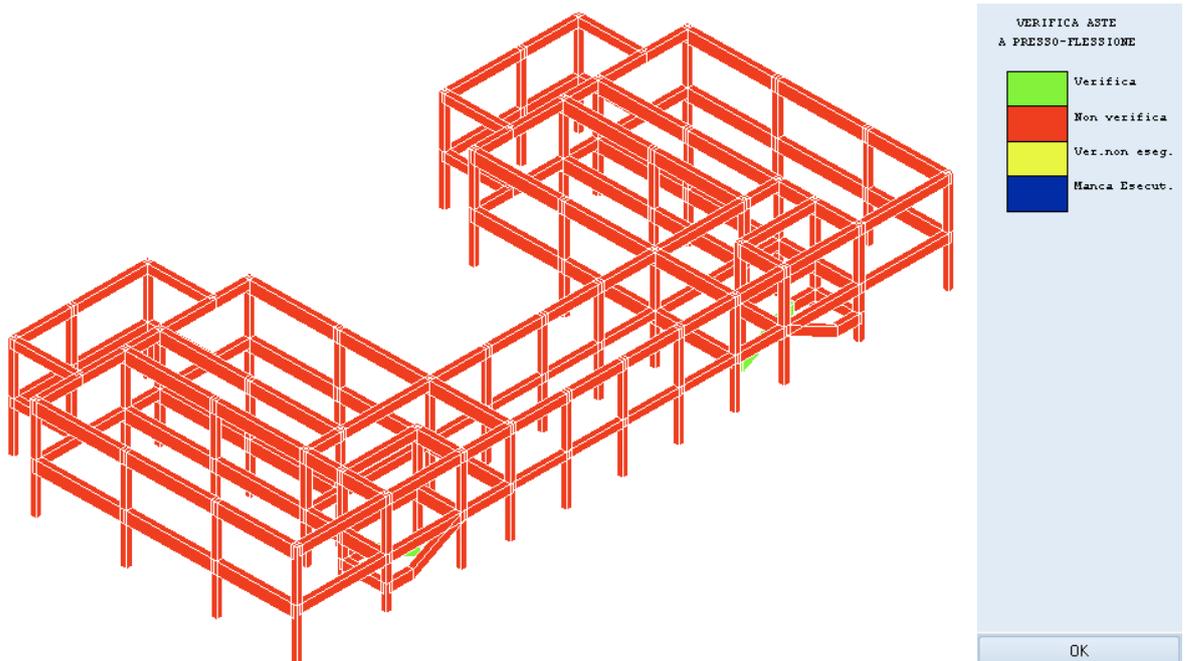


Figura 72 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).

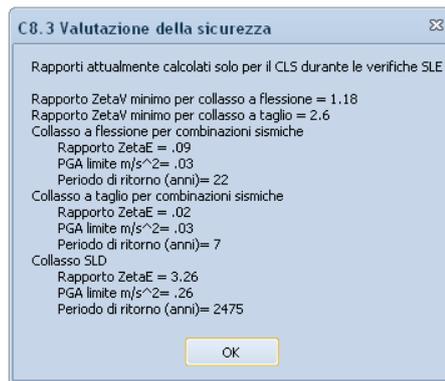


Figura 73 - Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC2.

Da cui si evince, anche in questo caso, **la quasi totale inadeguatezza della struttura a resistere ad azioni di tipo sismico**, in quanto i valori di ζ_E per collassi a taglio e a flessione sono prossimi allo zero.

I risultati ottenuti per i due scenari analizzati quindi ci dicono che:

- la struttura verificata facendo riferimento al livello di conoscenza LC1 rientra tra gli edifici per i quali la normativa obbliga il gestore o il proprietario dell'opera (in questo caso il Comune) a prevedere degli interventi di consolidamento statico ed eventualmente sismico. La norma infatti definisce questi interventi *"...necessari ed improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio..."*;
- la struttura verificata facendo riferimento al livello di conoscenza LC2 invece, evidenzia una inadeguatezza di comportamento solo nei confronti delle azioni ambientali (il sisma). In questo caso la norma prevede che: *"...non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso, o addirittura la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza..."* di conseguenza la decisione sulla necessità e sull'entità dell'intervento da realizzare spetta al gestore o al proprietario della struttura ed è da valutare in funzione di diversi aspetti (gravità dell'inadeguatezza, conseguenze, disponibilità economiche, ecc.).

In questo lavoro, con il fine di valutare se la strada più conveniente da seguire sia quella che porta ad una verifica della struttura con un livello di conoscenza LC1, "risparmiando" risorse economiche per la fase di conoscenza, o con un livello di conoscenza LC2, si procederà andando a progettare per entrambi gli scenari tutti gli interventi necessari per conferire alla struttura i requisiti di sicurezza richiesti dalle attuali norme tecniche.

Capitolo 5

Retrofitting Strutturale

Alla luce dei risultati ottenuti nel precedente capitolo, la valutazione della sicurezza condotta sulla struttura non controllata, ha evidenziato le seguenti necessità:

- per la struttura analizzata facendo riferimento al livello di conoscenza LC1, di prevedere in prima battuta, su un numero limitato di elementi strutturali, la realizzazione di interventi locali volti a ristabilire un appropriato livello di sicurezza rispetto ai carichi statici e solo successivamente, la progettazione di un intervento di adeguamento sismico che garantisca alla struttura anche gli standard di sicurezza previsti dalle attuali norme tecniche nei confronti delle azioni sismiche;
- per la struttura analizzata facendo riferimento al livello di conoscenza LC2, la sola progettazione di un intervento di adeguamento sismico, in quanto per questo scenario non sono stati evidenziati problemi di natura statica ma solo legati alle azioni sismiche.

L'intervento di adeguamento sismico che ci accingiamo a progettare sull'edificio scolastico oggetto di studio, è un esoscheletro, ossia un involucro fatto in carpenteria metallica da disporre esternamente alla struttura originaria e ad essa collegato, che analogamente a quello realizzato sulla palazzina adibita ad uffici della Magneti Marelli S.p.a. a Crevalcore (BO), in condizioni statiche risulta essere indipendente dalla stessa, ma non appena sollecitato dall'azione sismica si fa carico dell'energia che il terremoto trasferisce alla struttura in elevazione, scaricando quella in calcestruzzo ed evitandone il suo collasso.

Contemporaneamente questa nuova struttura, in base alle diverse esigenze, potrà essere la base di interventi di efficientamento energetico, restyling architettonico nonché di interventi di ampliamento, che prevedano la realizzazione di nuovi spazi aperti (serre, balconi, vie d'emergenza, ecc.) ma anche ambienti chiusi (nuove aule o uffici, nel caso di un edificio pubblico ma anche nuove unità abitative, nel caso di un edificio residenziale, che vendute potrebbero finanziare in parte la realizzazione dell'intervento stesso).

Un approccio di questo tipo, come abbiamo visto, è accompagnato anche da numerosi vantaggi di carattere economico - ambientale che vanno dalla riduzione dei volumi di materiale da produrre e da smaltire in discarica rispetto ai classici interventi di adeguamento o di abbattimento - ricostruzione, alla significativa diminuzione dell'impatto ambientale della struttura, dovuto al fatto di poter spalmare su un periodo maggiore il suo carico ambientale (prolungamento della vita utile dell'edificio). In sintesi se si volesse rappresentare schematicamente il ciclo di vita di una struttura sulla quale si realizza un intervento di questo tipo, è possibile fare riferimento alla seguente immagine:

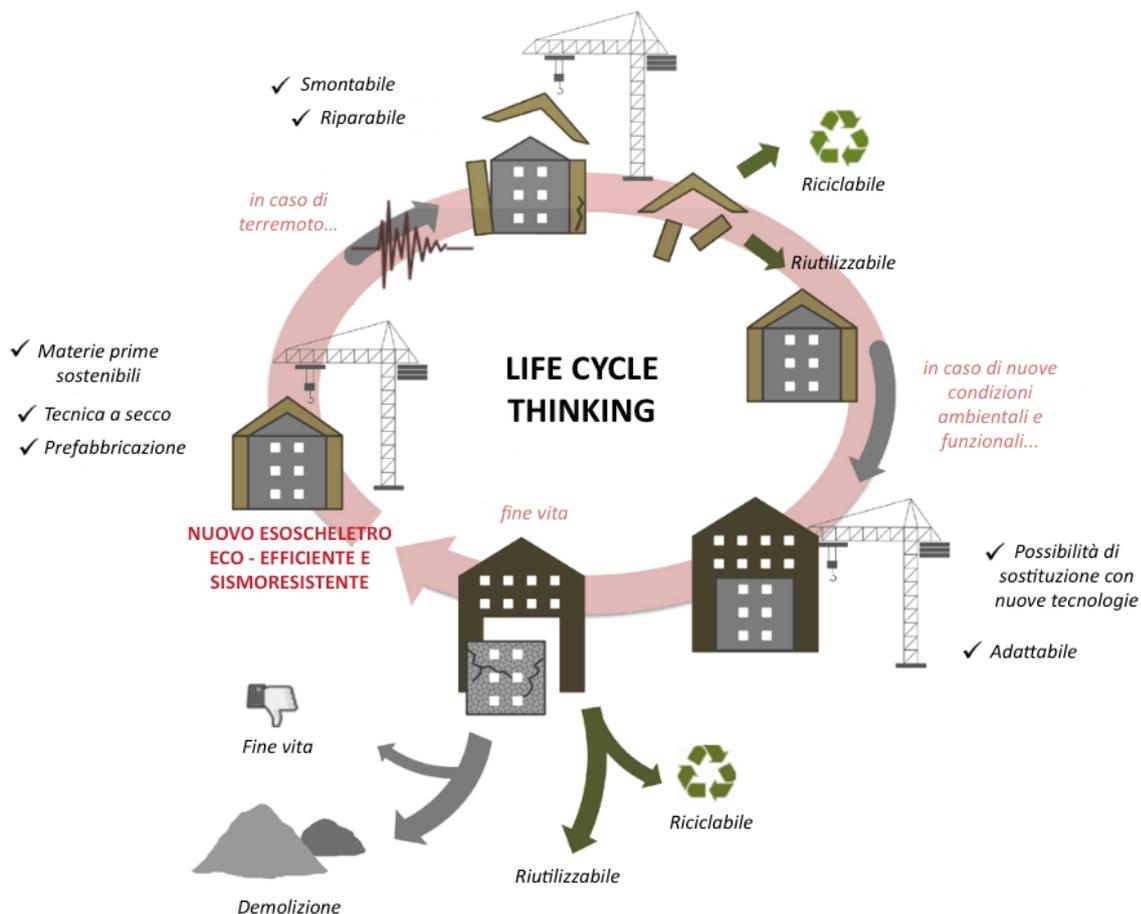


Figura 74 - Ciclo di vita di un edificio adeguato sismicamente tramite esoscheletro.

5.1 Progetto dell'intervento di adeguamento sismico

Per entrambi gli scenari analizzati (per lo scenario che fa riferimento al livello di conoscenza LC1, dopo aver risolto mediante interventi locali di tipo classico le carenze strutturali di carattere statico), si procede con il progetto dell'intervento di adeguamento sismico della struttura, ossia dell'esoscheletro.

In CDS_Win questa nuova struttura, realizzata esternamente a quella verificata nel precedente capitolo, è stata introdotta in "modalità spaziale" in modo che il software conservasse le armature degli elementi in calcestruzzo armato, definite mediante progetto simulato. Ad ogni piano, al contrario dei nodi della struttura originaria che sono stati pensati come appartenenti ad un unico piano rigido, quelli introdotti per la realizzazione dell'esoscheletro sono stati definiti su "piano sismico 0", ossia appartenenti a nessun piano sismico. In questo modo il software attribuisce all'esoscheletro il comportamento di una struttura priva di piano rigido, tipica di una struttura a traliccio e associa le masse della stessa al piano sismico più vicino. Il progetto di questo intervento, con il quale si vuole abilitare la struttura a resistere ad azioni di tipo sismico, è stato condotto in modo da:

- ridurre le eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze, limitando possibili comportamenti torsionali della struttura;
- definire una struttura che nel complesso permettesse di attribuire agli elementi in calcestruzzo armato la caratteristica di elementi secondari, ossia elementi dotati di una rigidezza e di una resistenza, nei confronti delle azioni orizzontali, inferiore o al più uguale al 15 % di quella relativa agli elementi primari (limite di trascurabilità).

Questi due criteri, congiuntamente alla valutazione delle esigenze architettoniche e funzionali dell'edificio, mi hanno portato a realizzare la seguente struttura:

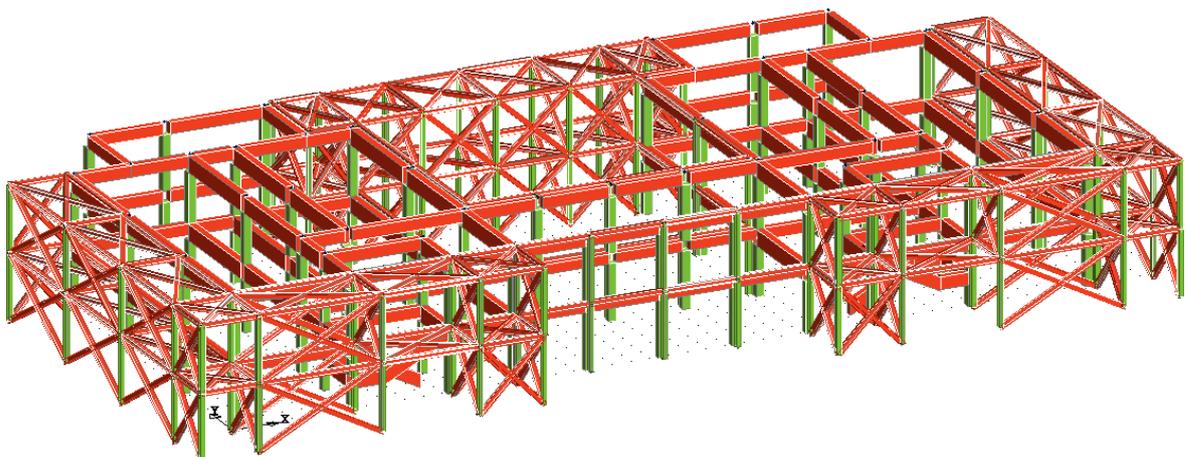


Figura 75 - Rappresentazione assonometrica del modello 3D della struttura controllata realizzato con CDS_Win.

A questa soluzione, che presenta alcuni margini di miglioramento, si è giunti pensando di affidare all'esoscheletro il 100% dell'azione sismica e alla struttura in calcestruzzo armato i soli carichi gravitazionali. Questo permette da un lato di proteggerci da sicure mancanze di conoscenza legate alla struttura esistente e dall'altro di essere certi delle capacità sismoresistenti dell'esoscheletro che è una struttura nuova, visibile e certa. L'esoscheletro è interamente realizzato con profili in acciaio HEB 240 e prevede una serie di elementi (travi e pilastri) disposti in modo speculare a quelli della struttura originaria in calcestruzzo armato sulla quasi totalità del perimetro dell'edificio (ad eccezione delle porzioni adiacenti all'altro edificio scolastico), distanziati dagli stessi di 0,35 m (distanza minima da garantire per le fasi di montaggio degli elementi) e collegati mediante dei "link rigidi" alla struttura in calcestruzzo. Si precisa che, pur non potendo definire a priori infinitamente rigido l'elemento di collegamento, l'uso del link rigido, è motivato dal fatto che considerata la sua limitata estensione ($l = 0,35 \text{ m}$) e il fatto di essere sollecitato essenzialmente da forze assiali, la sua rigidezza ($K = EA/l$) tenderebbe realmente ad infinito.

Per alcune porzioni del perimetro, con il fine di non occludere le finestre con elementi disposti a croce di Sant'Andrea, si prevede il raddoppio degli elementi su menzionati. La disposizione di quest'ultimi ad una distanza di 3,00 m dai precedenti, permette da un lato di incrementare la rigidezza della struttura, a patto di introdurre delle controventature orizzontali che migliorino l'efficienza degli elementi più distanziati, e dall'altro di realizzare un corridoio, utilizzabile per "regalare" all'edificio delle idonee e sicure vie di fuga da utilizzare in caso di emergenza, oltre ad essere la base per eventuali interventi di retrofitting energetico e restyling architettonico.

5.1.1 Esoscheletro per il livello di conoscenza LC1

I risultati della valutazione della sicurezza eseguita sul modello della struttura facendo riferimento al livello di conoscenza LC1, hanno evidenziato delle carenze strutturali di carattere statico che hanno richiesto la realizzazione di interventi locali in corrispondenza di alcuni nodi trave – pilastro e su due pilastri al piano terra dell'edificio. Solo successivamente si è potuti passare al progetto dell'intervento di adeguamento sismico mediante esoscheletro. I due criteri che hanno guidato la progettazione dell'intervento di adeguamento, possono intendersi soddisfatti in quanto possiamo notare che:

- le eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze, su entrambi i piani dell'edificio, sono marcatamente ridotte rispetto alla situazione che si aveva sulla struttura non controllata;

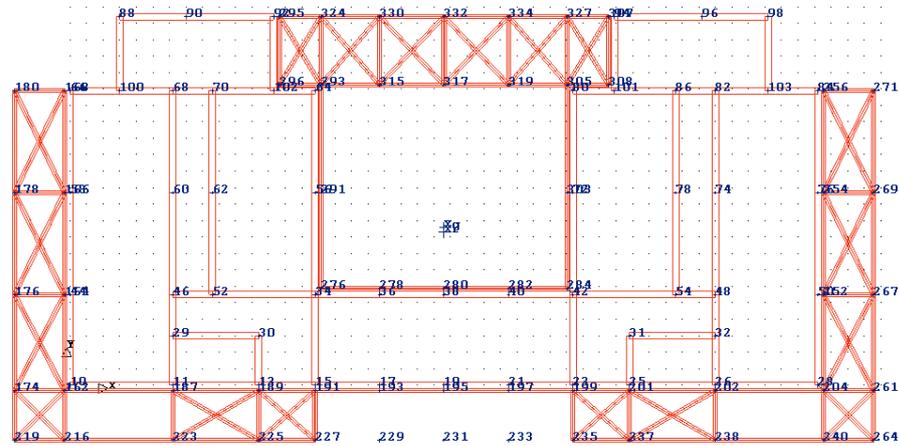


Figura 76 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del primo impalcato.

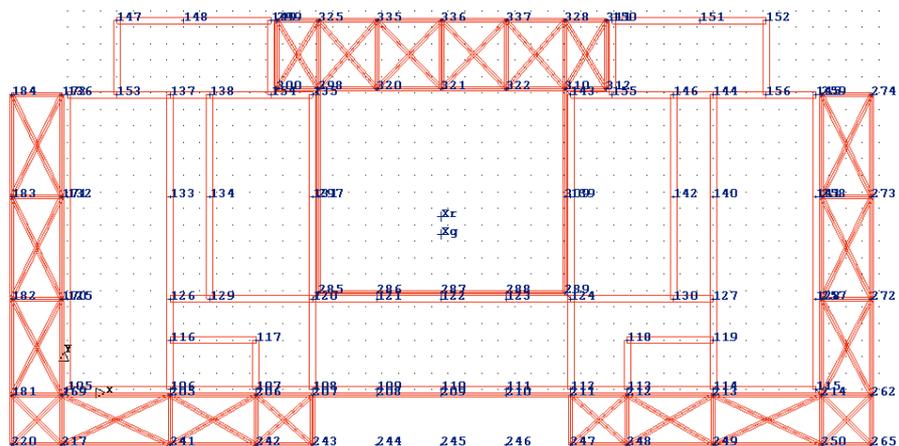


Figura 77 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del secondo impalcato.

Piano	Baricentro delle Masse		Baricentro delle Rigidezze	
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
1	22.60	9.59	22.60	9.27
2	22.60	9.41	22.60	10.50

Tabella 16 - Coordinate dei baricentri di massa e rigidezza dei due impalcati della struttura.

- le rigidezze della struttura controllata, valutate per le 32 combinazioni sismiche, risultano di gran lunga superiori a quelle della struttura non controllata. Questo ci permette di poter trascurare in termini di rigidezza e resistenza il contributo alle azioni orizzontali offerto da tutti gli elementi che compongono la struttura in calcestruzzo armato. Tutti i valori in tabella sono espressi in tonnellate a metro [t/m].

	ANTE - OPERA		POST - OPERA	
	Kx	Ky	Kx	Ky
1	53399.94		361932.50	
2	52621.38		363152.13	
3		63714.11		428676.03
4		63713.06		428668.41
5	60218.85		416627.63	
6	59282.27		417650.84	
7		71090.01		483308.16
8		71088.89		483299.81
9	53400.42		361932.16	
10	52620.89		363152.53	
11		63714.58		428675.47
12		63712.57		428669.19
13	60219.53		416627.41	
14	59281.63		417651.06	
15		71090.58		483307.59
16		71088.33		483300.34
17	52620.90		363152.56	
18	53400.42		361932.16	
19		63712.59		428669.09
20		63714.59		428675.44
21	59281.63		417651.06	
22	60219.54		416627.41	
23		71088.33		483300.41
24		71090.58		483307.59
25	52621.38		363152.13	
26	53399.93		361932.53	
27		63713.06		428668.47
28		63714.09		428676.03
29	59282.27		417650.88	
30	60218.86		416627.59	
31		71088.88		483299.78
32		71090.01		483308.22

Tabella 17 - Rigidezze della struttura ante – opera e post - opera.

Alla luce di questi risultati e in ottemperanza alle NTC 18, si procede poi andando ad effettuare la valutazione della sicurezza anche della struttura post - opera in modo da quantificare l'efficienza dell'intervento realizzato, ossia valutare in che misura si è riusciti a migliorare il comportamento della struttura nei confronti delle azioni di tipo sismico.

A tal proposito sulla struttura controllata è stata eseguita un'analisi dinamica modale con spettro di risposta. Un primo output, che può essere confrontato con i risultati ottenuti dallo

studio della struttura non controllata, è offerto dagli spettri di progetto utilizzati dal software per eseguire l'analisi dinamica e sui quali per gli stati limite SLD e SLV sono riportati anche i punti rappresentativi dei modi di vibrare della struttura.

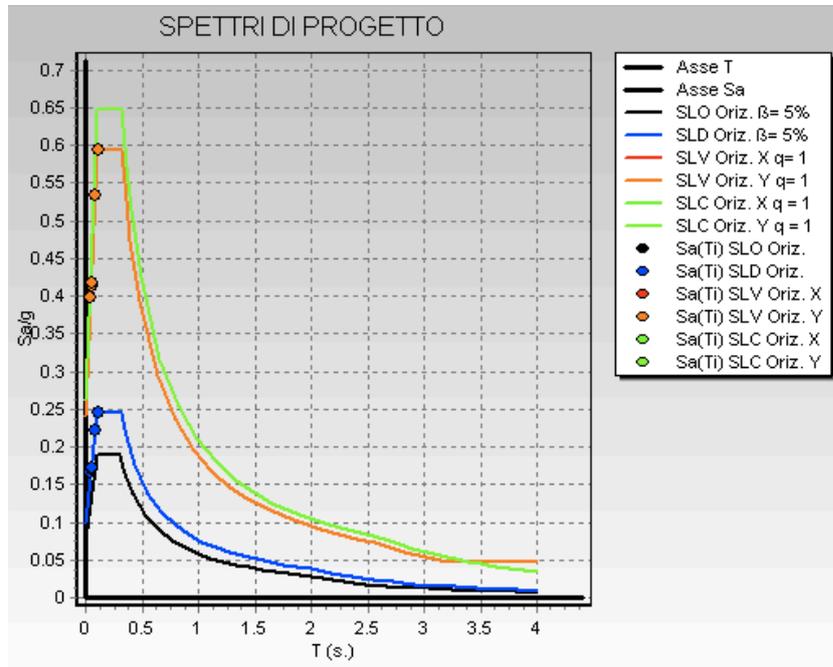


Figura 78 - Spettri di progetto struttura controllata.

Da questi si nota che, a causa dell'introduzione dell'esoscheletro ossia dell'aumento della rigidità strutturale, tutti i punti rappresentativi dei modi di vibrare della struttura controllata si sono spostati verso sinistra (riduzione del periodo proprio di vibrazione) addensandosi sul tratto crescente dello spettro. Si fa notare che le accelerazioni sperimentate dalla struttura controllata, nonostante la riduzione del periodo, in alcuni casi risultano essere maggiori di quelle ante – opera per il fatto di avere considerato, per la struttura controllata, un fattore di comportamento unitario, cioè uno spettro elastico. Questa scelta è motivata dal fatto che l'esoscheletro è pensato come una struttura non dissipativa, la cui sovraresistenza risulta essere anche molto limitata.

Continuando in analogia a quanto fatto per la struttura non controllata, si riportano qui di seguito le caratteristiche, in termini numerici e grafici (deformate modali), dei primi modi di vibrare della struttura controllata, i quali ci permettono di capire quali modi di vibrare influenzano maggiormente la risposta strutturale.

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLD	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	57.170	0.10990	5.0		0.245	0.594	0.594			1	0.016400	0.000071	-0.000003
										2	0.035547	-0.002300	0.000102
2	61.136	0.10277	5.0		0.243	0.584	0.584			1	-0.000002	0.017976	0.000000
										2	-0.000003	0.033583	0.000000
3	75.365	0.08337	5.0		0.216	0.519	0.519			1	0.008309	-0.024245	0.001073
										2	0.018610	-0.045405	0.002010
4	124.552	0.05045	5.0		0.169	0.409	0.409			1	0.033040	-0.009606	0.000424
										2	-0.020317	0.004191	-0.000185
5	128.197	0.04901	5.0		0.167	0.404	0.404			1	0.000017	0.028793	-0.000001
										2	-0.000008	-0.020996	0.000001
6	140.270	0.04479	5.0		0.161	0.390	0.390			1	0.009770	-0.037386	0.001656
										2	-0.006789	0.028342	-0.001255

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLD (DIREZIONE X)

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 1507.33			Massa totale kN*10: 1507.33			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff.kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	36.355	100.00	1321.69	87.68	1	127.31	0.00	-47.21	170.32
					2	196.80	-0.01	373.98	250.14
2	0.001	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.00	
					2	0.00	0.01	0.00	
3	1.925	5.29	3.71	0.25	1	0.72	0.00	-109.68	
					2	0.08	0.00	-147.46	
4	13.325	36.65	177.55	11.78	1	56.80	-0.04	216.97	
					2	-26.74	0.02	-102.70	
5	0.012	0.03	0.00	0.00	1	0.00	0.05	0.00	
					2	0.00	-0.03	0.00	
6	2.097	5.77	4.40	0.29	1	1.80	-0.01	-138.08	
					2	-1.09	0.00	73.84	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLD (DIREZIONE Y)

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 1507.33			Massa totale kN*10: 1507.33			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff.kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	0.001	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.00	343.64
					2	0.00	0.00	-0.01	504.68
2	37.045	100.00	1372.30	91.04	1	0.01	140.73	-1.13	
					2	0.01	193.06	-1.02	
3	0.008	0.02	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.45	
					2	0.00	0.00	0.60	
4	0.008	0.02	0.00	0.00	1	-0.04	0.00	-0.14	
					2	0.02	0.00	0.07	
5	11.621	31.37	135.04	8.96	1	0.05	48.60	-0.69	
					2	-0.02	-26.01	0.41	
6	0.011	0.03	0.00	0.00	1	-0.01	0.00	0.71	
					2	0.01	0.00	-0.38	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLV (DIREZIONE X)

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 1507.33			Massa totale kN*10: 1507.33			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff.kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	36.355	100.00	1321.69	87.68	1	308.38	-0.01	-114.37	412.56
					2	476.70	-0.01	905.89	605.90
2	0.001	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.01	0.00	
					2	0.00	0.02	0.00	
3	1.925	5.29	3.71	0.25	1	1.72	0.00	-263.97	
					2	0.20	-0.01	-354.88	
4	13.325	36.65	177.55	11.78	1	137.25	-0.10	524.27	
					2	-64.62	0.06	-248.16	
5	0.012	0.03	0.00	0.00	1	0.00	0.12	0.00	
					2	0.00	-0.06	0.00	
6	2.097	5.77	4.40	0.29	1	4.34	-0.02	-333.95	
					2	-2.63	0.01	176.59	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLV (DIREZIONE Y)

S I S M A D I R E Z I O N E : 9 0 °									
Massa eccitata kN*10: 1507.33			Massa totale kN*10: 1507.33			Rapporto: 1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom. Ecc. 5% kN*10*m
1	0.001	0.00	0.00	0.00	1	-0.01	0.00	0.00	832.37
					2	-0.01	0.00	-0.02	1222.46
2	37.045	100.00	1372.30	91.04	1	0.01	338.13	-2.71	
					2	0.01	463.88	-2.45	
3	0.008	0.02	0.00	0.00	1	-0.01	0.00	1.08	
					2	0.00	0.00	1.46	
4	0.008	0.02	0.00	0.00	1	-0.09	0.00	-0.33	
					2	0.04	0.00	0.16	
5	11.621	31.37	135.04	8.96	1	0.11	117.46	-1.67	
					2	-0.06	-62.87	0.98	
6	0.011	0.03	0.00	0.00	1	-0.02	0.00	1.71	
					2	0.01	0.00	-0.91	

Figura 79 - Caratteristiche dei modi di vibrare della struttura controllata allo SLD e SLV per le direzioni x e y.

Questi risultati ci permettono di dire che, i modi di vibrare più significativi nella descrizione del comportamento della struttura controllata risultano essere i modi 1 e 4 per la direzione x e i modi 2 e 5 per la direzione y poiché sono quelli caratterizzati da una massa modale partecipante maggiore del 5% e la cui somma è superiore all'85%. Di fatto con l'intervento è stato possibile ridurre notevolmente il contributo offerto dal modo n.°3 (modo torsionale), il quale è diventato trascurabile nella descrizione del comportamento della struttura controllata. Di seguito si riportano le prime tre forme modali:

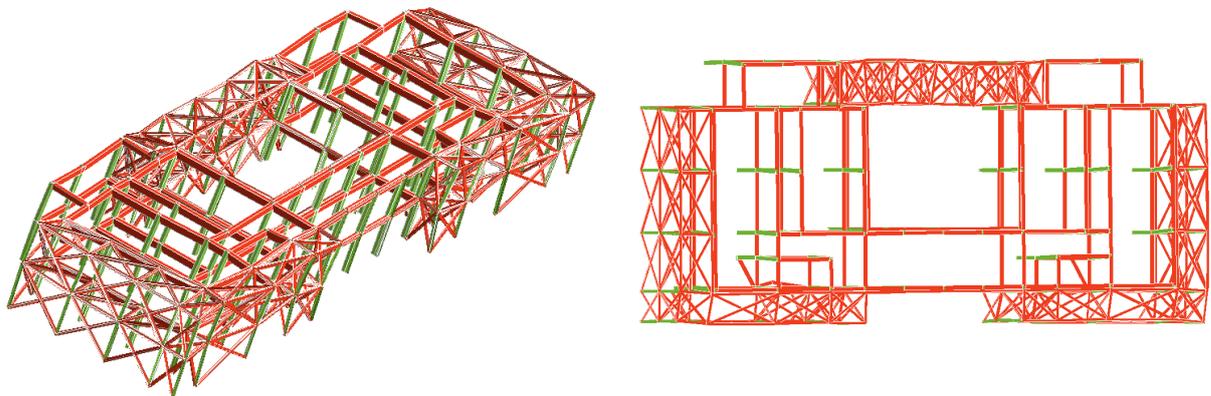


Figura 80 - Primo modo di vibrare.

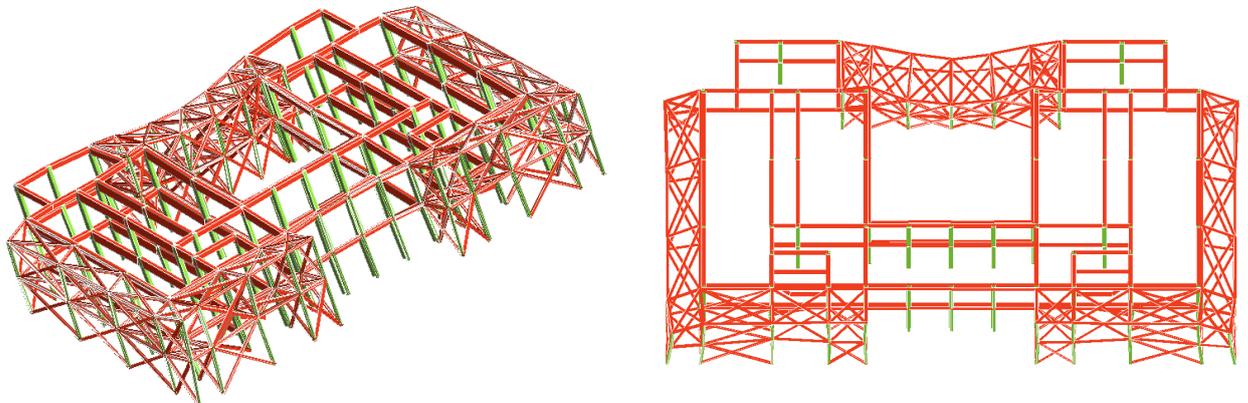


Figura 81 - Secondo modo di vibrare.

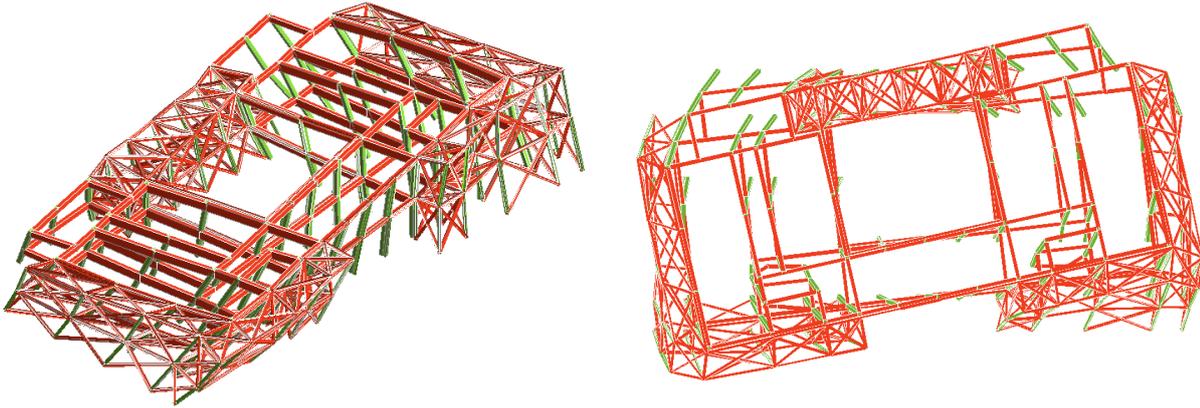


Figura 82 - Terzo modo di vibrare.

Riportate le deformate modali della struttura controllata, si espongono di seguito le deformate sismiche, che ci permettono di capire come l'esoscheletro abbia modificato gli spostamenti massimi sperimentati dalla struttura e i diagrammi di taglio nelle due direzioni principali x e y, per gli stati limite SLD e SLV, che invece ci permettono di capire come l'introduzione dell'esoscheletro permetta di scaricare la struttura in calcestruzzo armato.

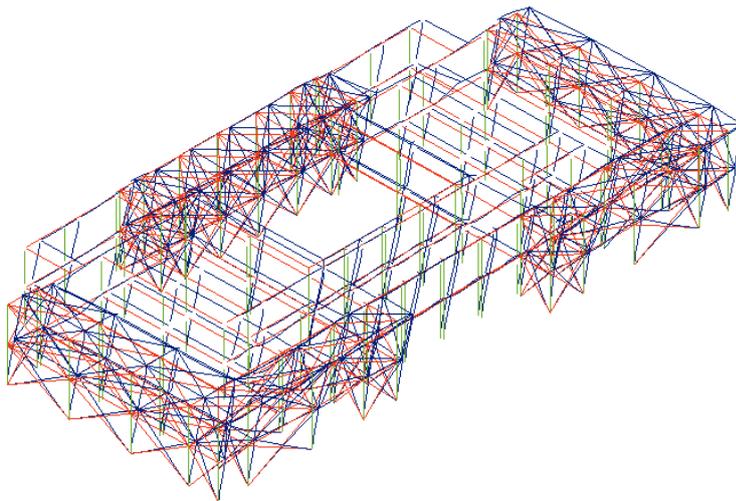


Figura 83 - Deformata sismica SLD in direzione x.

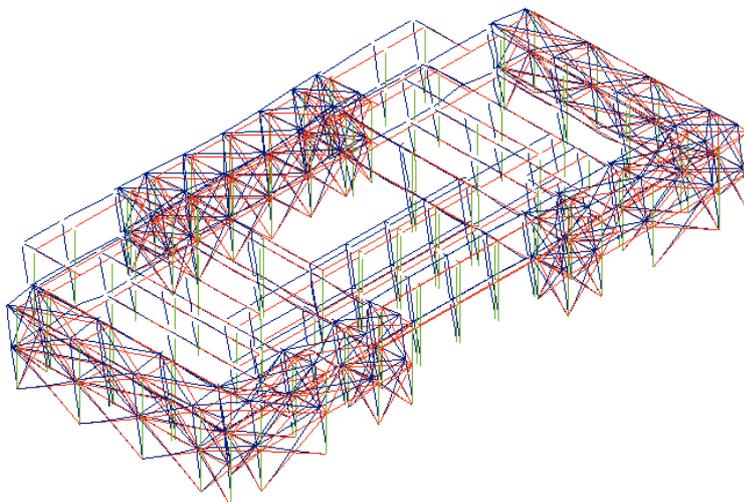


Figura 84 - Deformata sismica SLD in direzione y.

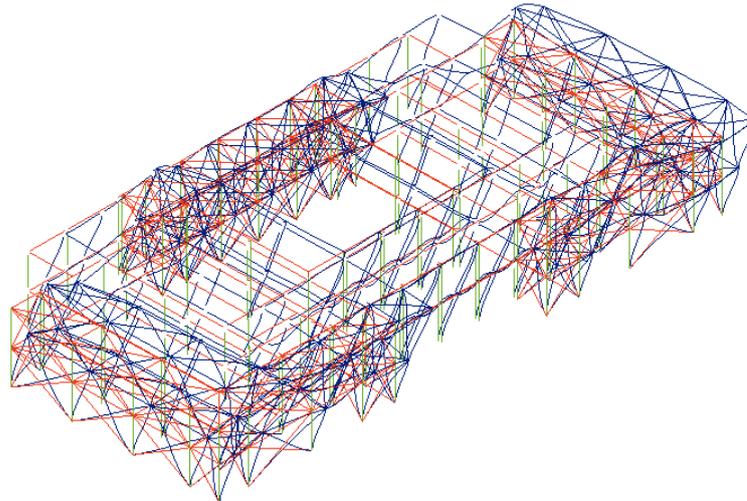


Figura 85 - Deformata sismica SLV in direzione x.

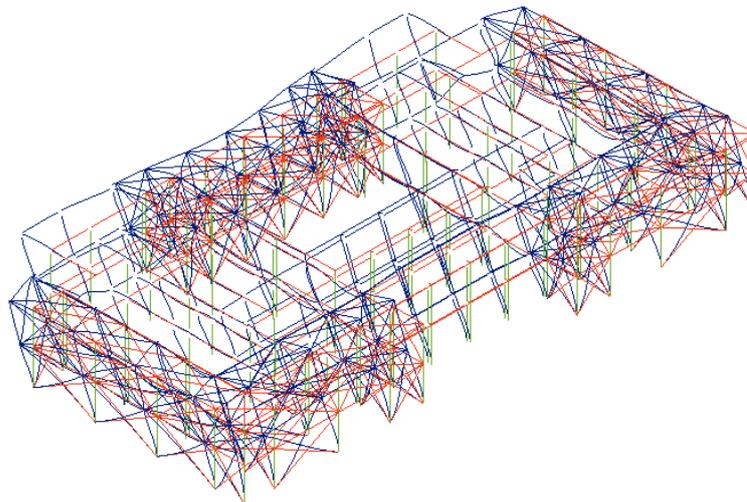


Figura 86 - Deformata sismica SLV in direzione y.

	$S_{max,x}$ [mm]	$S_{max,y}$ [mm]
SLD	1.13	0.96
SLV	2.73	2.32

Tabella 18 - Valori di spostamento massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.

Gli spostamenti massimi sperimentati dalla struttura controllata appaiono notevolmente ridotti rispetto a quelli sperimentati dalla struttura non controllata il che può considerarsi quale preliminare conferma dell'efficacia dell'intervento realizzato. Per quanto riguarda gli sforzi di taglio agenti sugli elementi in calcestruzzo armato, la situazione post - opera è sintetizzata nelle seguenti immagini. Si fa notare che solo per migliorarne l'output a video (nelle verifiche e in tutte le altre elaborazioni il loro contributo è stato preso in considerazione), per queste schermate sono state omesse le sollecitazioni taglianti agenti sui pilastri corti del vano scala poiché, risultando circa quattro volte superiori rispetto alle omologhe sollecitazioni sui pilastri lunghi, non permettevano di apprezzare le sollecitazioni agenti sui restanti pilastri.

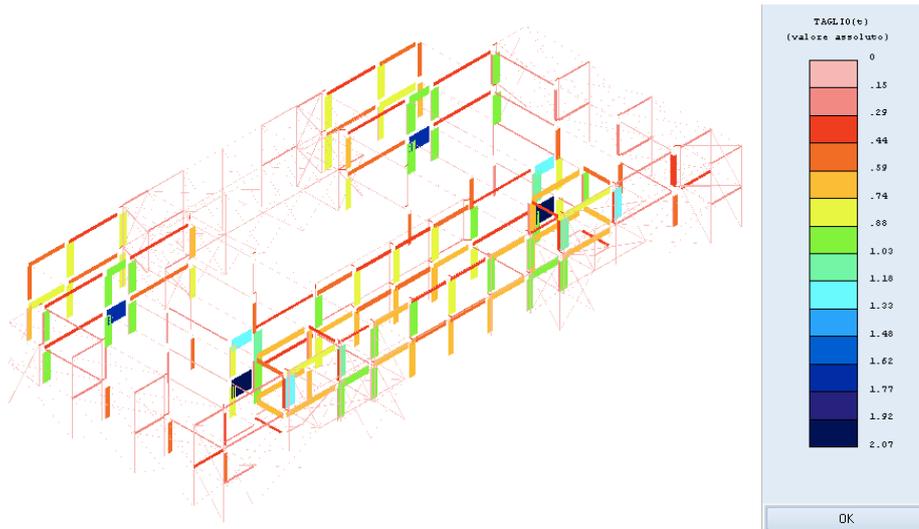


Figura 87 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione x.

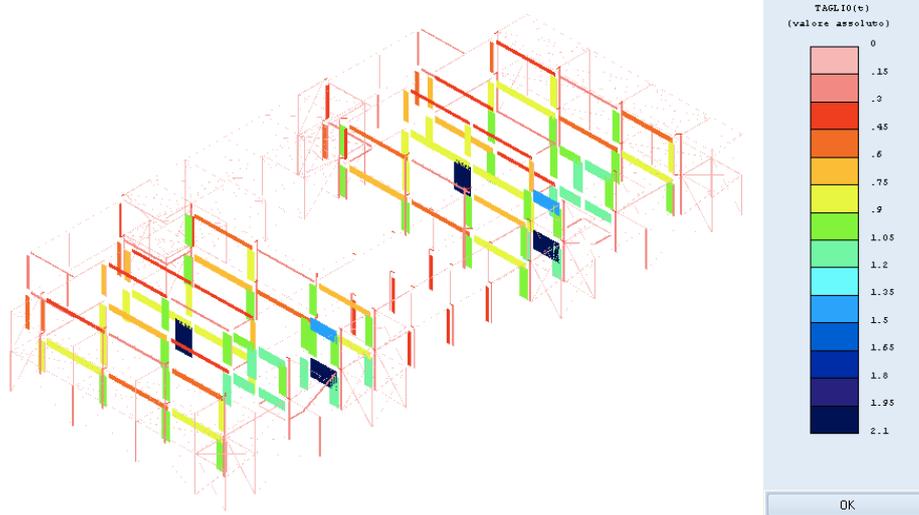


Figura 88 - Tagli Tx e Ty SLD in direzione y.

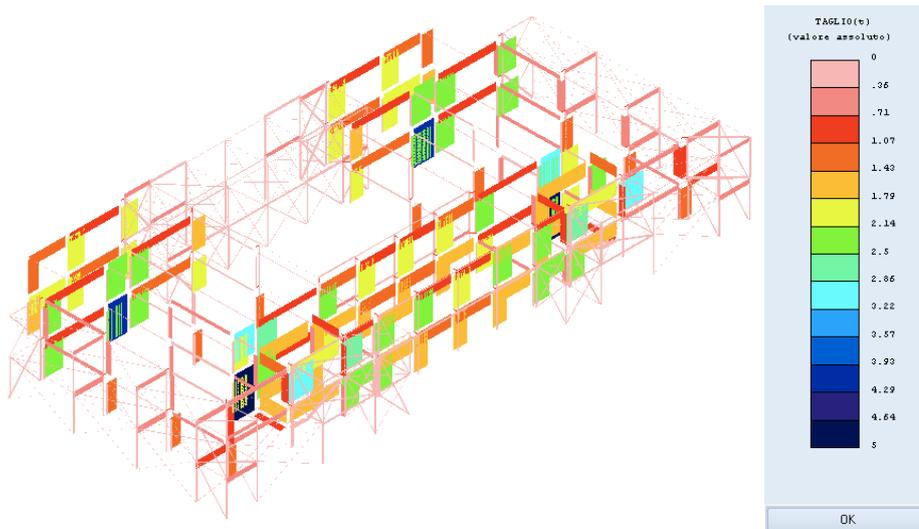


Figura 89 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione x.

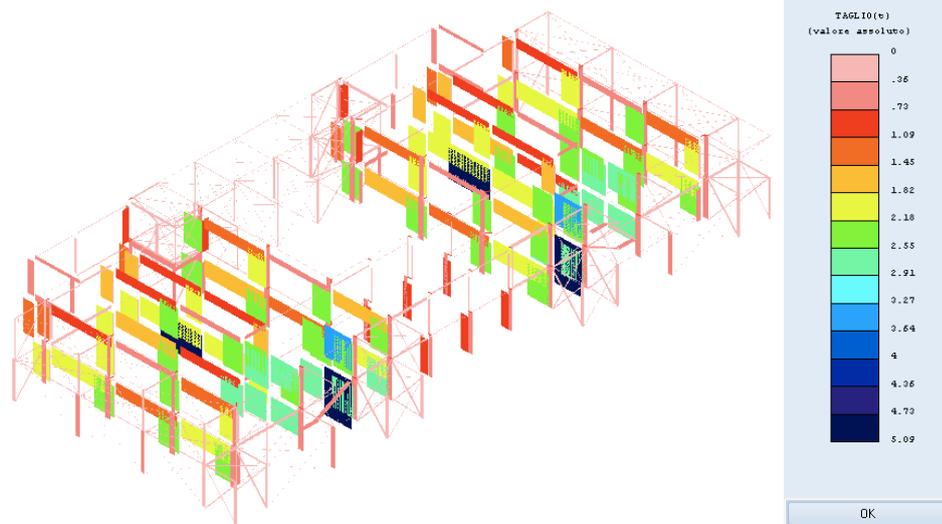


Figura 90 - Tagli Tx e Ty SLV in direzione y.

	$T_{max,x}$ [kN]	$T_{max,y}$ [kN]
SLD	10.10	11.77
SLV	24.53	28.55

Tabella 19 - Valori di taglio massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.

Anche la notevole riduzione degli sforzi di taglio agenti sui pilastri della struttura in calcestruzzo armato, rispetto alla situazione ante - opera, può essere letta quale conferma dell'efficacia dell'intervento, che era stato pensato proprio per scaricare la struttura originaria. A conclusione della valutazione della sicurezza della struttura controllata vengono di seguito riportati i principali risultati ottenuti in termini di elementi strutturali non verificati.

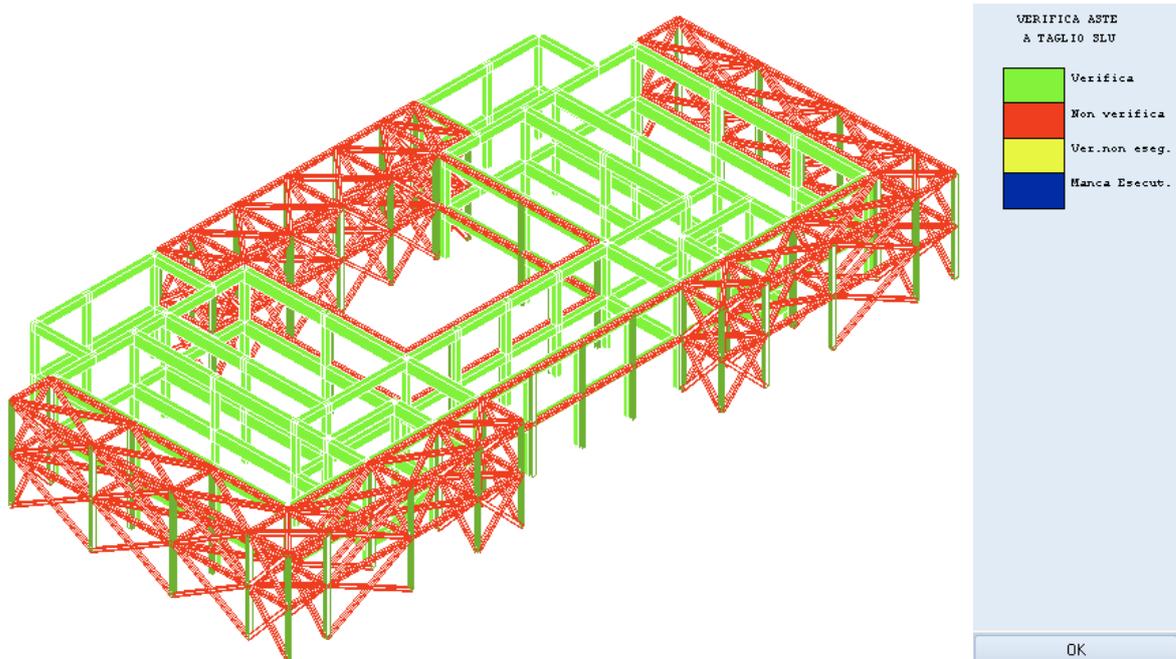


Figura 91 - Elementi non verificati a Taglio (SLU).

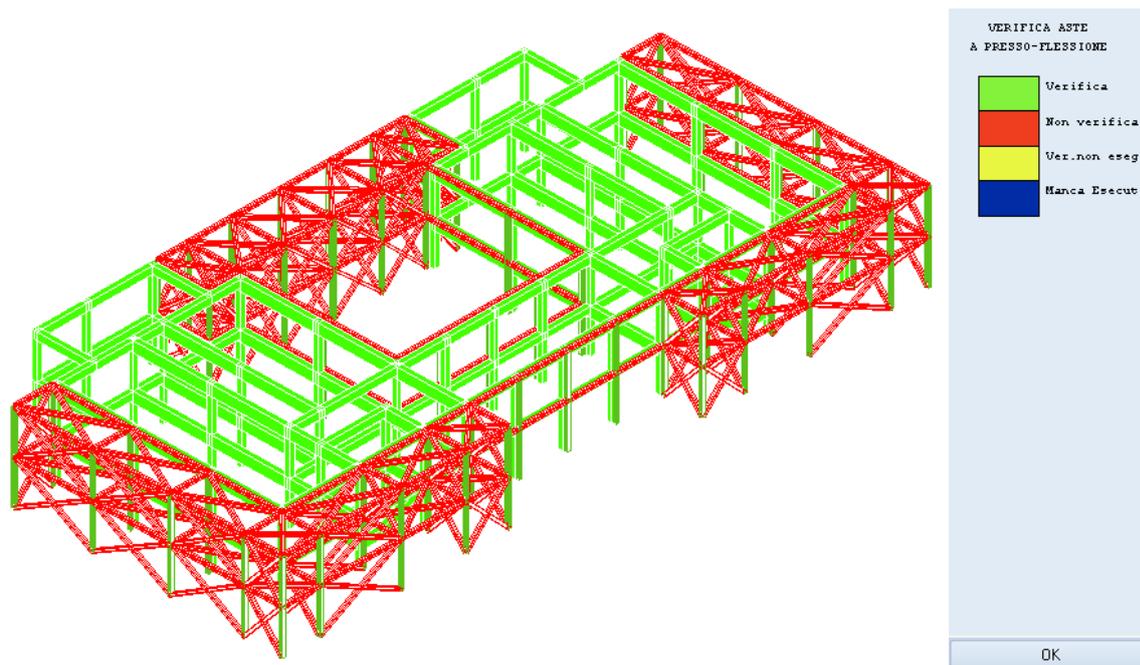


Figura 92 - Elementi non verificati a Flessione (SLU).

Questi risultati sono stati raggiunti potendo trascurare il contributo nei confronti delle azioni orizzontali, in termini di resistenza e rigidità, offerto da tutti gli elementi in calcestruzzo armato a cui nel software è stata attribuita la caratteristica di elemento “secondario NTC18”. In questo modo il software, in fase di verifica, attribuisce a questi elementi le sollecitazioni derivanti dalle sole combinazioni statiche. Le NTC 18 infatti, per questi elementi, prevedono che essi siano verificati nei confronti delle sole azioni gravitazionali e che siano in grado di garantire tale funzione anche quando risultino “...soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC...”.

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati “secondari”; nell’analisi della risposta sismica, la rigidità e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

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

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d d_{Ee}$$

Dove:

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$
$$\mu_d = 1 + (q - 1) \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 < T_c$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Gli spostamenti allo SLC si possono ottenere, in assenza di più accurate valutazioni che considerino l'effettivo rapporto delle ordinate spettrali in spostamento, moltiplicando per 1,25 gli spostamenti allo SLV.

Tale verifica è stata eseguita facendo riferimento a quanto previsto dall'Eurocodice 8 al punto 5.7, in cui si legge:

5.7

Progettazione e dettagli costruttivi di elementi sismici secondari

- (1)P Il punto 5.7 si applica ad elementi progettati come elementi sismici secondari, che sono soggetti a deformazioni significative nella situazione sismica di progetto (per esempio le nervature delle solette non sono soggette ai requisiti del punto 5.7). Tali elementi devono essere progettati e dettagliati in modo da mantenere la loro capacità di sostenere i carichi gravitazionali presenti nella situazione sismica di progetto, quando soggetti alle deformazioni massime sotto la situazione sismica di progetto.
- (2)P Le deformazioni massime dovute alla situazione sismica di progetto devono essere calcolate in conformità al punto 4.3.4 e devono tenere conto degli effetti $P-\Delta$ in conformità al punto 4.4.2.2(2) e (3). Esse devono essere calcolate da un'analisi della struttura nella situazione sismica di progetto, in cui si trascura il contributo degli elementi sismici secondari alla rigidità laterale e gli elementi sismici primari sono modellati con la loro rigidità a taglio e flessionale fessurata.
- (3) Si ritiene che gli elementi sismici secondari soddisfino i requisiti di (1)P del presente punto se i relativi momenti flettenti e forze di taglio calcolate sulla base di: a) le deformazioni di (2)P del presente punto; e b) la loro rigidità a taglio e flessionale fessurata non eccedano la loro resistenza a taglio e flessionale di progetto M_{Rd} e V_{Rd} , rispettivamente, come queste sono determinate sulla base della EN 1992-1-1:2004.

Figura 93 - Verifica elementi secondari secondo l'Eurocodice 8.

Definito il quadro normativo di riferimento che riguarda gli elementi secondari, si è passati ad eseguire le verifiche. Poiché gli elementi della struttura in calcestruzzo armato sono vincolati a spostarsi tutti della stessa quantità a causa della presenza del "piano rigido", la verifica sulla compatibilità di spostamento, è stata condotta facendo riferimento agli elementi secondari più sollecitati in condizioni statiche, così da poter estendere in caso di verifica, i risultati ottenuti a tutti gli altri elementi. Gli elementi scelti seguendo questo criterio, uno al piano terra e uno al primo piano, risultano essere i pilastri esterni di spigolo posti nella parte posteriore della struttura. Per il pilastro del piano terra si riportano in prima battuta le sollecitazioni agenti sull'elemento in condizioni statiche e gli spostamenti di SLC causati invece dall'applicazione dell'azione sismica di progetto nelle due direzioni.

Sollecitazioni statiche								
$M_{x,top}$	27.47	kNm	$V_{x,top}$	-16.68	kN	N_{top}	-284.49	kN
$M_{x,bottom}$	-17.66	kNm	$V_{x,bottom}$	-16.68	kN	N_{bottom}	-297.24	kN
$M_{y,top}$	27.47	kNm	$V_{y,top}$	17.66	kN			
$M_{y,bottom}$	-17.66	kNm	$V_{y,bottom}$	17.66	kN			

Tabella 20 - Caratteristiche della sollecitazione in condizioni statiche del pilastro al piano terra.

Spostamenti SLV			Spostamenti SLC		
u_x	1.28	mm	u_x	1.60	mm
u_y	1.17	mm	u_y	1.46	mm

Tabella 21 - Spostamenti SLV e SLC primo impalcato.

Questi spostamenti inducono sull'elemento strutturale delle altre sollecitazioni:

Sollecitazioni indotte					
$M_{x,top}$	16.60	kNm	$V_{x,top}$	9.49	kN
$M_{x,bottom}$	-16.60	kNm	$V_{x,bottom}$	9.49	kN
$M_{y,top}$	15.18	kNm	$V_{y,top}$	8.67	kN
$M_{y,bottom}$	-15.18	kNm	$V_{y,bottom}$	8.67	kN

Tabella 22 - Sollecitazioni indotte dagli spostamenti SLC del primo impalcato sul pilastro.

Quest'ultime, sommate alle precedenti sollecitazioni statiche, ci forniscono le sollecitazioni totali, ossia le sollecitazioni a cui dobbiamo fare riferimento per eseguire la verifica di compatibilità degli spostamenti per gli elementi secondari:

Sollecitazioni totali								
$M_{x,top}$	4.49	tm	$V_{x,top}$	2.67	t	N_{top}	-29.00	t
$M_{x,bottom}$	-3.49	tm	$V_{x,bottom}$	2.67	t	N_{bottom}	-30.30	t
$M_{y,top}$	4.35	tm	$V_{y,top}$	2.68	t			
$M_{y,bottom}$	-3.35	tm	$V_{y,bottom}$	2.68	t			

Tabella 23 - Sollecitazioni totali agenti sul pilastro.

Si fa notare che le sollecitazioni sono espresse in tonnellate per metro (momenti) e tonnellate (taglio e sforzo normale) per poter essere confrontate con gli output forniti dal software.

Verifica a presso – flessione

Alla luce di queste sollecitazioni si riportano i domini di resistenza delle sezioni di base e di testa del pilastro, in cui in rosso e in blu sono riportati rispettivamente M_{dx} e M_{dy} , della condizione statica mentre in verde e in giallo, rispettivamente M_{dx} e M_{dy} in cui alle sollecitazioni statiche sono state sommate quelle indotte dalla deformazione di SLC.

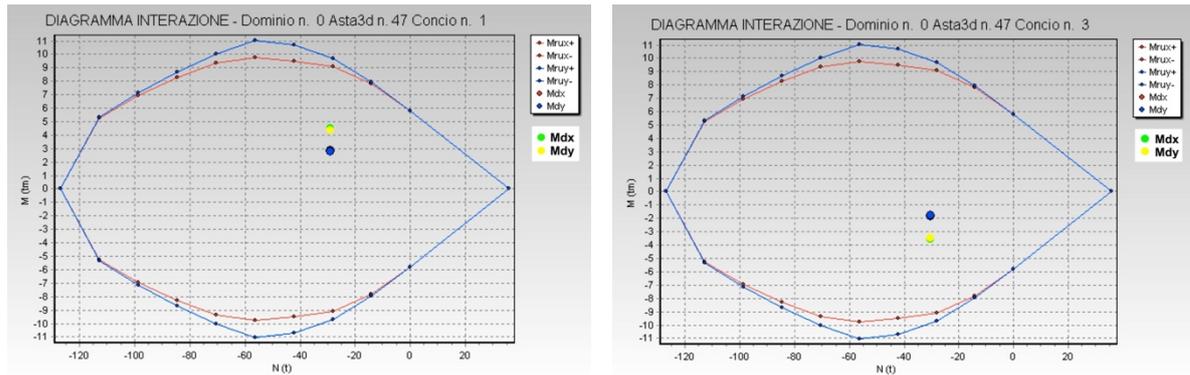


Figura 94 - Domini di resistenza della sezione di testa (a sinistra) e della sezione di base (a destra) del pilastro.

Per entrambe le sezioni, possiamo notare che la verifica è ampiamente soddisfatta.

Verifica a taglio

Per quanto riguarda la verifica a taglio, questa si è limitata a confrontare i valori di calcolo (sollecitazioni totali) con i valori resistenti, ottenendo i seguenti risultati:

Verifica Taglio		
$V_{Rd,x,top}$	12.90 t	OK
$V_{Rd,x,bottom}$	12.90 t	OK
$V_{Rd,y,top}$	12.90 t	OK
$V_{Rd,y,bottom}$	12.90 t	OK

Tabella 24 - Verifica a taglio.

In analogia a quanto fatto per il pilastro del piano terra, si riportano anche i risultati della verifica eseguita sul pilastro del primo piano.

Sollecitazioni statiche					
$M_{x,top}$	35.32	kNm	$V_{x,top}$	-26.49	kN
N_{top}	-76.52	kN	$M_{x,bottom}$	-38.26	kNm
$V_{x,bottom}$	-26.49	kN	N_{bottom}	-89.27	kN
$M_{y,top}$	33.35	kNm	$V_{y,top}$	27.47	kN
$M_{y,bottom}$	-36.30	kNm	$V_{y,bottom}$	27.47	kN

Tabella 25 - Caratteristiche della sollecitazione in condizioni statiche del pilastro al primo piano.

Spostamenti SLV			Spostamenti SLC		
u_x	1.24	mm	u_x	1.55	mm
u_y	1.07	mm	u_y	1.34	mm

Tabella 26 - Spostamenti SLV e SLC secondo impalcato.

Sollecitazioni indotte					
$M_{x,top}$	18.53	kNm	$V_{x,top}$	10.59	kN
$M_{x,bottom}$	-18.53	kNm	$V_{x,bottom}$	10.59	kN
$M_{y,top}$	15.99	kNm	$V_{y,top}$	9.14	kN
$M_{y,bottom}$	-15.99	kNm	$V_{y,bottom}$	9.14	kN

Tabella 27 - Sollecitazioni indotte dagli spostamenti SLC del primo impalcato sul pilastro.

Sollecitazioni totali					
$M_{x,top}$	5.49	tm	$V_{x,top}$	3.78	t
$M_{x,bottom}$	-5.79	tm	$V_{x,bottom}$	3.78	t
$M_{y,top}$	5.03	tm	$V_{y,top}$	3.73	t
$M_{y,bottom}$	-5.33	tm	$V_{y,bottom}$	3.73	t

Tabella 28 - Sollecitazioni totali agenti sul pilastro.

Verifica a presso – flessione

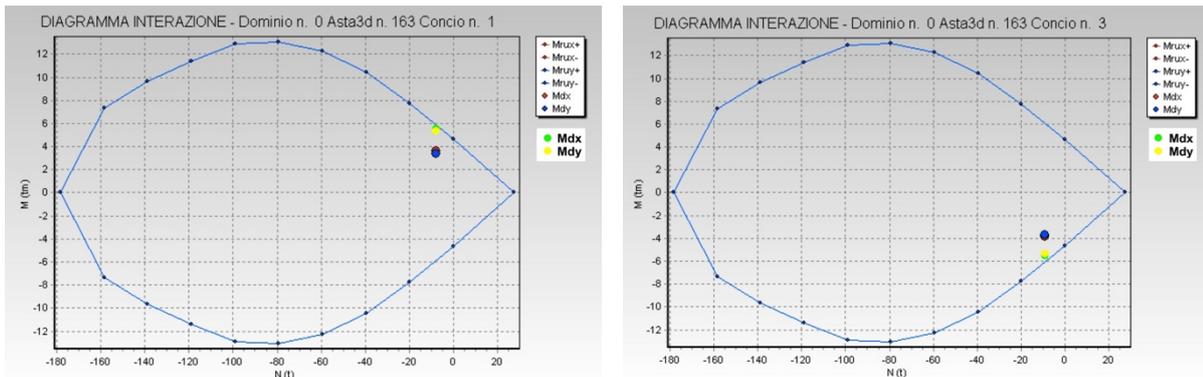


Figura 95 - Domini di resistenza della sezione di testa (a sinistra) e della sezione di base (a destra) del pilastro.

Per entrambe le sezioni, anche in questo caso, possiamo notare che la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica Taglio		
$V_{Rd,x, top}$	17.70	t OK
$V_{Rd,x,bottom}$	17.70	t OK
$V_{Rd,y, top}$	17.70	t OK
$V_{Rd,y,bottom}$	17.70	t OK

Tabella 29 - Verifica a taglio.

Alla luce dei risultati riportati, la verifica di compatibilità degli spostamenti risulta essere soddisfatta allora, secondo quanto previsto dal § C.8.3 della circolare alle NTC 18, a conclusione della valutazione della sicurezza della struttura post opera, si riporta la schermata riassuntiva del calcolo del parametro ζ_E che ci permette di sintetizzare il risultato ottenuto.

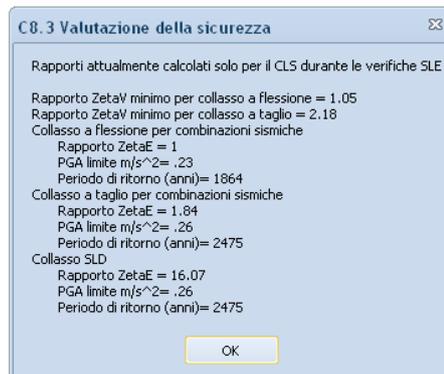


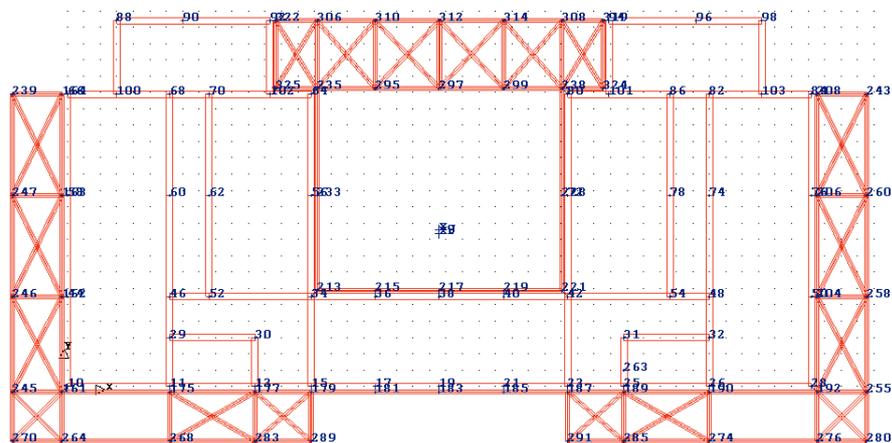
Figura 96 - Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC1.

Da cui si evince **la totale adeguatezza della struttura a resistere ad azioni di tipo sismico in quanto con riferimento ai collassi per flessione, $\zeta_E = 1.00$ e con riferimento ai collassi per taglio $\zeta_E = 1.84$** . Se ne deduce che l'intervento realizzato può considerarsi un intervento di adeguamento sismico, cioè tale da garantire alla struttura oggetto di studio gli attuali standard di sicurezza previsti per gli edifici di nuova costruzione, poiché per entrambe le tipologie di collasso si è riusciti ad ottenere un valore di $\zeta_E \geq 1$.

5.1.2 Esoscheletro per il livello di conoscenza LC2

I risultati della valutazione della sicurezza eseguita sul modello della struttura facendo riferimento al livello di conoscenza LC2, hanno evidenziato solo l'inadeguatezza della struttura a resistere alle azioni di tipo sismico, per questo motivo in questo caso è stato possibile procedere direttamente con la progettazione dell'intervento di adeguamento sismico mediante esoscheletro. Come nello scenario precedente, avendo conservato le geometrie dell'intervento di adeguamento sismico (sezioni e posizioni dei nuovi elementi), i due criteri che hanno guidato la progettazione dell'intervento possono intendersi soddisfatti, infatti:

- le eccentricità tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze, su entrambi i piani dell'edificio, sono visibilmente ridotte rispetto alla situazione che si aveva sulla struttura non controllata;



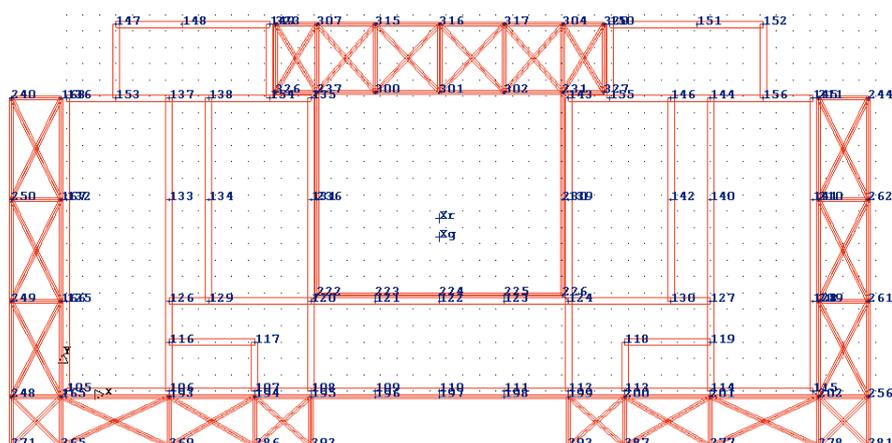


Figura 98 - Posizione dei baricentri di massa e rigidezza del secondo impalcato.

Piano	Baricentro delle Masse		Baricentro delle Rigidezze	
	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
1	22.60	9.58	22.60	9.34
2	22.60	9.42	22.60	10.53

Tabella 30 - Coordinate dei baricentri di massa e rigidezza dei due impalcati della struttura.

- le rigidezze della struttura controllata, valutate per le 32 combinazioni sismiche, risultano di gran lunga superiori a quelle della struttura non controllata. Questo ci permette di poter trascurare in termini di rigidezza e resistenza il contributo alle azioni orizzontali offerto da tutti gli elementi che compongono la struttura in calcestruzzo armato. Tutti i valori in tabella sono espressi in tonnellate a metro [t/m].

	ANTE - OPERA		POST - OPERA	
	Kx	Ky	Kx	Ky
1	53172.09		359978.34	
2	52374.88		361283.19	
3		62365.96		419439.38
4		62364.98		419431.81
5	59883.26		414486.63	
6	58925.03		415609.25	
7		69288.61		473532.13
8		69287.53		473523.84
9	53172.61		359977.97	
10	52374.39		361283.63	
11		62366.43		419438.75
12		62364.50		419432.59
13	59883.94		414486.41	
14	58924.36		415609.44	
15		69289.16		473531.50
16		69286.98		473524.47
17	52374.39		361283.63	

18	53172.61	359977.94
19	62364.50	419432.53
20	62366.43	419438.72
21	58924.37	415609.47
22	59883.95	414486.41
23	69286.98	473524.44
24	69289.16	473531.50
25	52374.88	361283.19
26	53172.10	359978.34
27	62364.97	419431.81
28	62365.97	419439.41
29	58925.03	415609.22
30	59883.26	414486.69
31	69287.53	473523.84
32	69288.60	473532.09

Tabella 31 - Rigidezze della struttura ante – opera e post - opera.

Si fa notare che le differenze, seppur minime, dei risultati ottenuti fin qui, sono essenzialmente dovute agli interventi di tipo locale effettuati solo sul modello analizzato facendo riferimento al precedente scenario. Di qui in avanti, in analogia a quanto fatto nel precedente paragrafo, si riportano i principali risultati ottenuti a valle dell'analisi dinamica modale che fanno riferimento allo scenario relativo al livello di conoscenza LC2, che permettono di valutare l'efficienza dell'intervento realizzato. Di seguito si riportano gli spettri di progetto utilizzati dal software per eseguire quest'analisi, sui quali per gli stati limite SLD e SLV sono riportati i punti rappresentativi dei modi di vibrare della struttura.

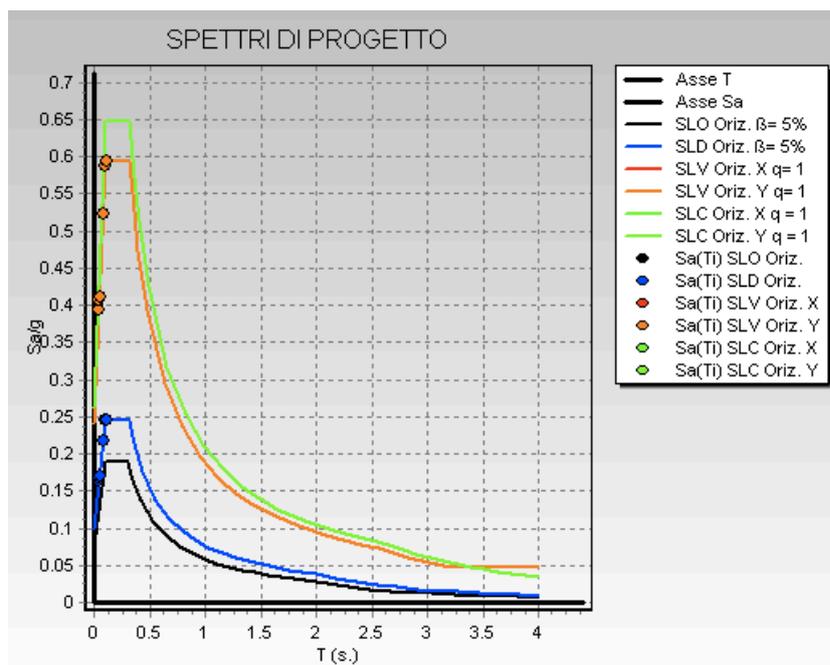


Figura 99 - Spettri di progetto struttura controllata.

Questi ovviamente risultano essere posizionati in modo del tutto analogo ai precedenti, infatti anche in questo caso a causa dell'introduzione dell'esoscheletro, tutti i punti rappresentativi dei modi di vibrare della struttura controllata si sono spostati verso sinistra (riduzione del periodo proprio di vibrazione) addensandosi sul tratto crescente dello spettro.

Per questo scenario le caratteristiche in termini numerici e grafici (deformate modali) dei primi modi di vibrare della struttura vengono sintetizzate nelle seguenti immagini.

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	57.072	0.11009	5.0		0.245	0.594	0.594			1	0.016483	-0.000062	0.000003
										2	0.035675	-0.002567	0.000114
2	60.562	0.10375	5.0		0.245	0.588	0.588			1	-0.000002	0.018020	0.000000
										2	-0.000003	0.033597	0.000000
3	74.443	0.08440	5.0		0.217	0.523	0.523			1	0.008259	-0.024227	0.001072
										2	0.018423	-0.045493	0.002014
4	123.962	0.05069	5.0		0.170	0.410	0.410			1	0.033452	-0.011219	0.000495
										2	-0.020661	0.005507	-0.000243
5	126.671	0.04960	5.0		0.168	0.406	0.406			1	0.000032	0.028808	-0.000001
										2	-0.000017	-0.021040	0.000001
6	137.718	0.04562	5.0		0.162	0.393	0.393			1	0.008349	-0.037017	0.001639
										2	-0.005870	0.028091	-0.001244

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLD (DIREZIONE X)

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 1504.2			Massa totale kN*10: 1504.2			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff.kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	36.316	100.00	1318.83	87.68	1	127.08	0.00	-25.47	169.92
					2	196.33	-0.01	396.48	249.67
2	0.002	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.01	0.00	
					2	0.00	0.01	0.00	
3	2.105	5.80	4.43	0.29	1	0.80	0.00	-120.34	
					2	0.16	0.00	-162.17	
4	13.185	36.31	173.84	11.56	1	55.67	-0.06	257.43	
					2	-26.18	0.04	-124.74	
5	0.018	0.05	0.00	0.00	1	0.00	0.07	0.00	
					2	0.00	-0.04	0.00	
6	2.664	7.34	7.10	0.47	1	2.77	-0.01	-174.51	
					2	-1.61	0.01	93.11	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLD (DIREZIONE Y)

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 1504.2			Massa totale kN*10: 1504.2			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff.kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	0.001	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.00	342.82
					2	-0.01	0.00	-0.01	503.73
2	37.017	100.00	1370.23	91.09	1	0.01	141.43	-1.15	
					2	0.01	193.74	-1.03	
3	0.008	0.02	0.00	0.00	1	0.00	0.00	0.46	
					2	0.00	0.00	0.62	
4	0.013	0.04	0.00	0.00	1	-0.06	0.00	-0.26	
					2	0.03	0.00	0.13	
5	11.575	31.27	133.97	8.91	1	0.07	48.57	-0.61	
					2	-0.03	-26.05	0.37	
6	0.011	0.03	0.00	0.00	1	-0.01	0.00	0.75	
					2	0.01	0.00	-0.40	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLV (DIREZIONE X)

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata kN*10: 1504.2			Massa totale kN*10: 1504.2			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	36.316	100.00	1318.83	87.68	1	307.83	-0.01	-61.68	411.58
					2	475.56	-0.02	960.37	604.76
2	0.002	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.02	0.00	
					2	0.00	0.02	0.00	
3	2.105	5.80	4.43	0.29	1	1.93	0.00	-289.60	
					2	0.39	-0.01	-390.24	
4	13.185	36.31	173.84	11.56	1	134.51	-0.16	622.01	
					2	-63.26	0.09	-301.40	
5	0.018	0.05	0.00	0.00	1	0.00	0.18	0.00	
					2	0.00	-0.10	0.00	
6	2.664	7.34	7.10	0.47	1	6.69	-0.02	-422.02	
					2	-3.90	0.01	225.17	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI SLV (DIREZIONE Y)

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata kN*10: 1504.2			Massa totale kN*10: 1504.2			Rapporto:1			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. kN*10	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX kN*10	FY kN*10	Mt kN*10*m	Mom.Ecc. 5% kN*10*m
1	0.001	0.00	0.00	0.00	1	-0.01	0.00	0.00	830.40
					2	-0.02	0.00	-0.03	1220.16
2	37.017	100.00	1370.23	91.09	1	0.02	339.80	-2.75	
					2	0.02	465.47	-2.49	
3	0.008	0.02	0.00	0.00	1	-0.01	0.00	1.11	
					2	0.00	0.00	1.50	
4	0.013	0.04	0.00	0.00	1	-0.14	0.00	-0.63	
					2	0.06	0.00	0.30	
5	11.575	31.27	133.97	8.91	1	0.16	117.38	-1.48	
					2	-0.08	-62.95	0.89	
6	0.011	0.03	0.00	0.00	1	-0.03	0.00	1.81	
					2	0.02	0.00	-0.97	

Figura 100 – Caratteristiche dei modi di vibrare della struttura controllata allo SLD e SLV per le direzioni x e y.

Da cui è possibile notare come l'intervento sia riuscito a ridurre notevolmente il contributo offerto dal modo n.3 (modo torsionale) che ora è diventato trascurabile poiché caratterizzato da una massa modale partecipante prossima a zero. I modi di vibrare più significativi nella descrizione del comportamento della struttura controllata si confermano essere i modi 1 e 4 per la direzione x e i modi 2 e 5 per la direzione y poiché sono quelli caratterizzati da una massa modale partecipante maggiore del 5% e la cui somma è superiore all'85%. Di seguito vengono riportare le prime tre deformate modali:

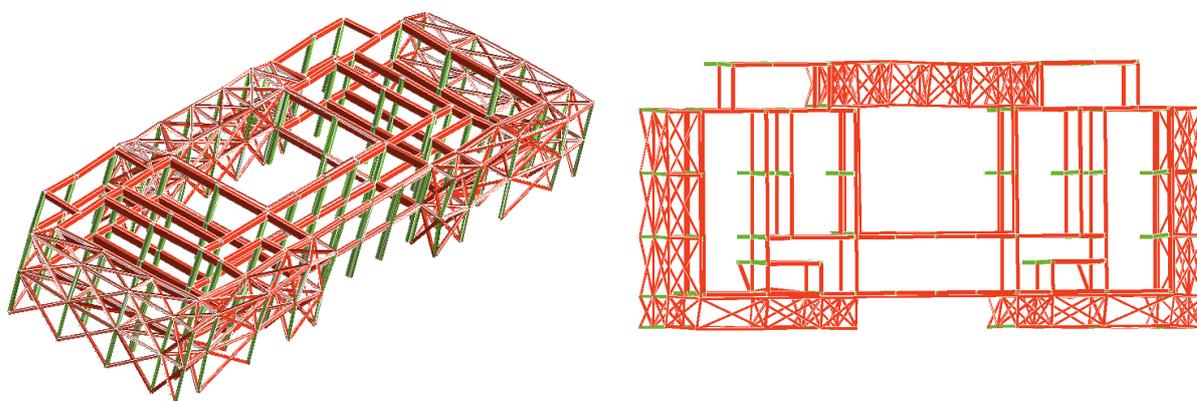


Figura 101 – Primo modo di vibrare.

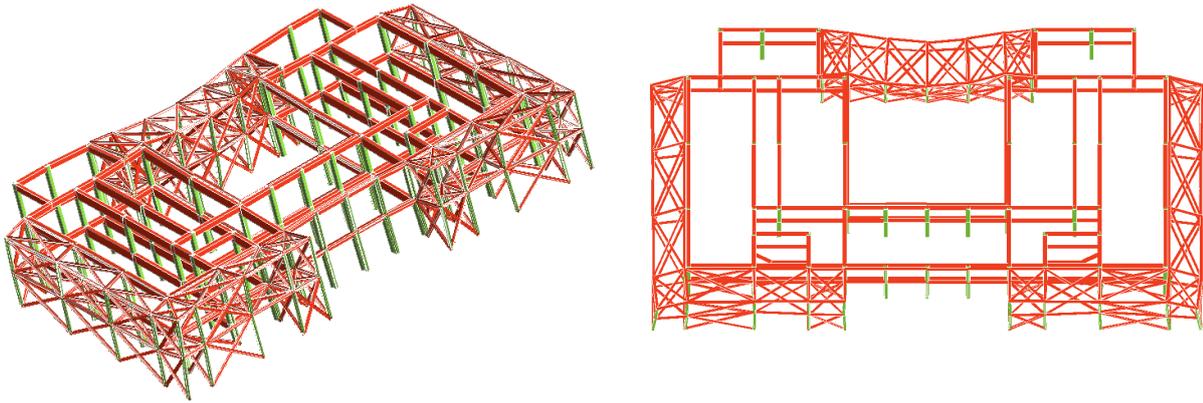


Figura 102 – Secondo modo di vibrare.

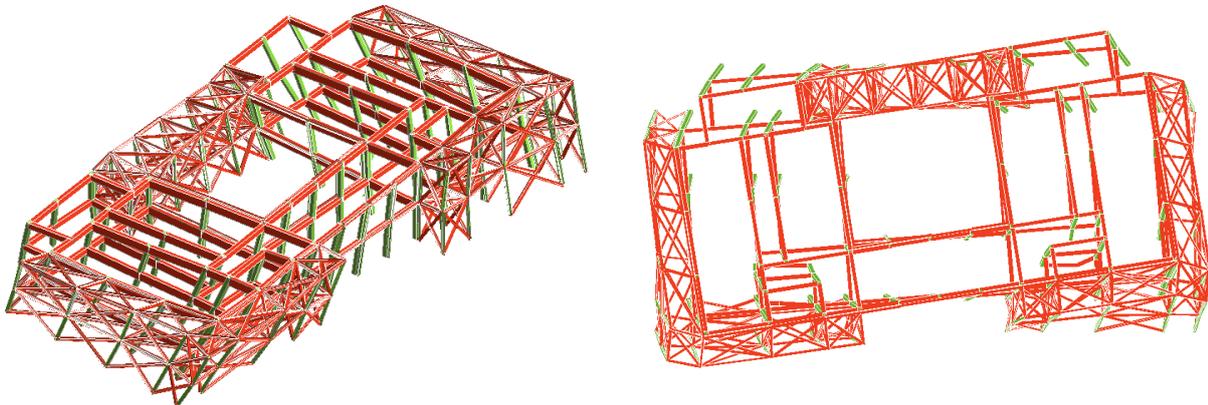


Figura 103 – Terzo modo di vibrare.

Riportate le deformate modali della struttura controllata, si espongono di seguito le deformate sismiche della stessa, che ci permettono di capire come l'esoscheletro abbia modificato gli spostamenti massimi sperimentati dalla struttura e i diagrammi di taglio nelle due direzioni principali x e y, per gli stati limite SLD e SLV, che ci permettono di capire in quale misura l'esoscheletro scarica la struttura in calcestruzzo armato.

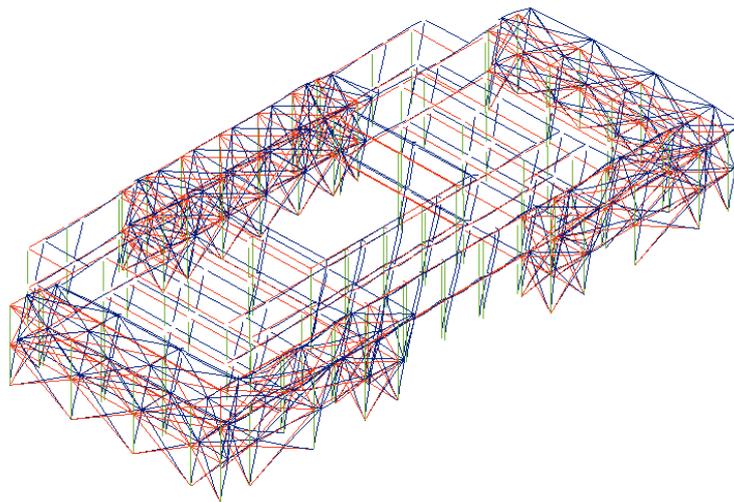


Figura 104 – Deformata sismica SLD in direzione x.

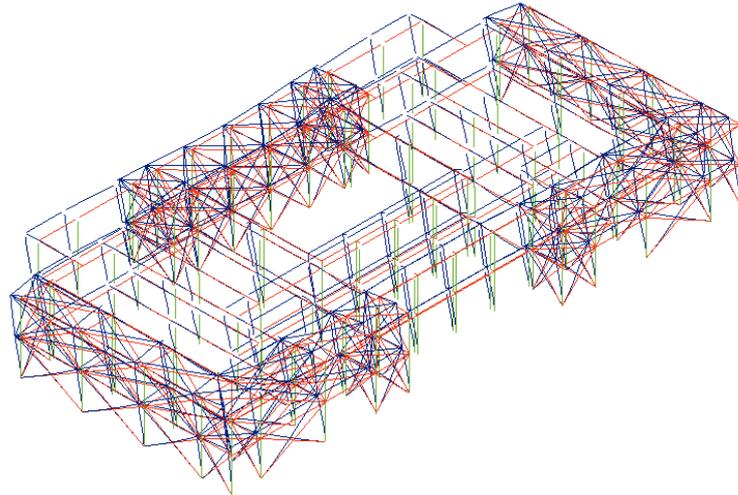


Figura 105 – Deformata sismica SLD in direzione y.

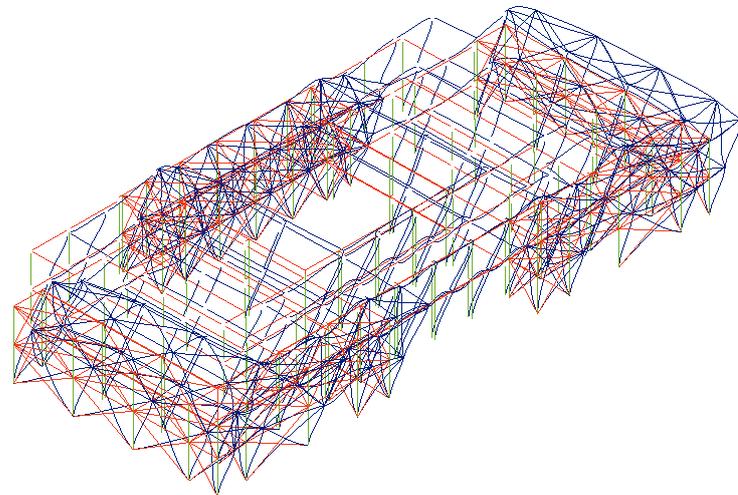


Figura 106 – Deformata sismica SLV in direzione x.

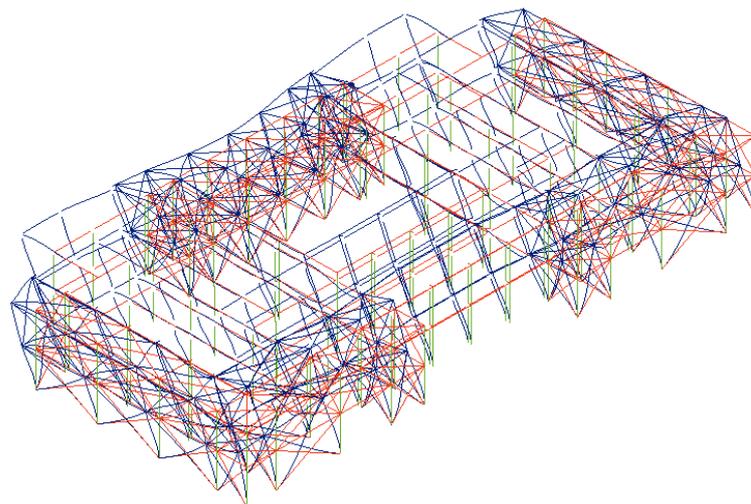


Figura 107 – Deformata sismica SLV in direzione y.

	$S_{max,x}$ [mm]	$S_{max,y}$ [mm]
SLD	1.13	0.93
SLV	2.74	2.26

Tabella 32 – Valori di spostamento massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.

Gli spostamenti massimi sperimentati dalla struttura controllata anche in questo caso appaiono notevolmente ridotti rispetto a quelli sperimentati dalla struttura non controllata il che può considerarsi quale indice dell'efficienza dell'intervento realizzato. Per quanto riguarda gli sforzi di taglio agenti sugli elementi in calcestruzzo armato, la situazione post – opera è sintetizzata nelle seguenti immagini. Si fa notare che solo per migliorarne l'output a video (nelle verifiche e in tutte le altre elaborazioni il loro contributo è stato preso in considerazione), per queste schermate sono state omesse le sollecitazioni taglianti agenti sui pilastri corti del vano scala poiché, risultando circa quattro volte superiori rispetto alle omologhe sollecitazioni sui pilastri lunghi, non permettevano di apprezzare le sollecitazioni agenti sui restanti pilastri.

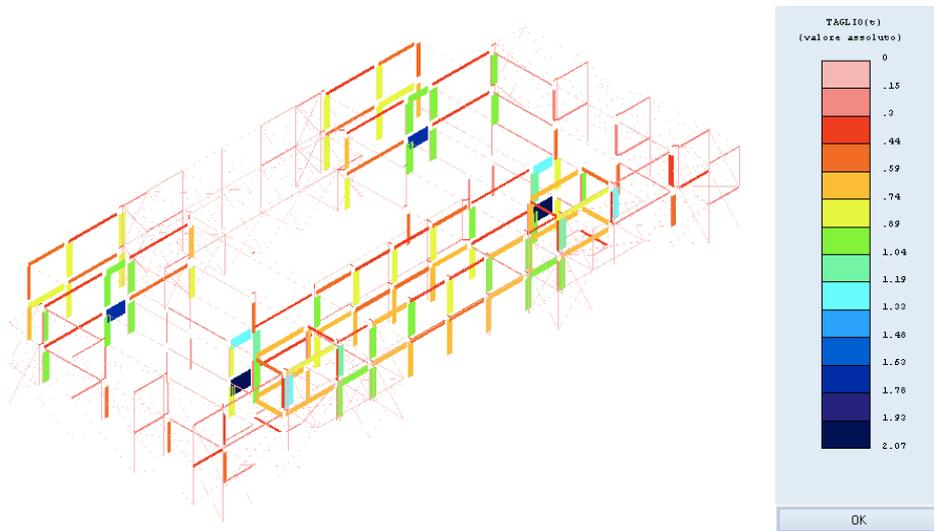


Figura 108 – Tagli Tx e Ty SLD in direzione x.

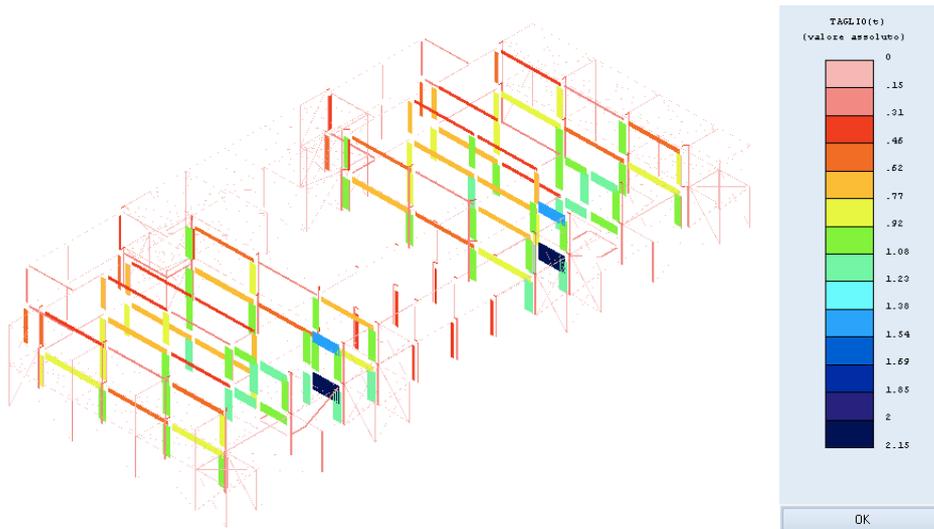


Figura 109 – Tagli Tx e Ty SLD in direzione y.

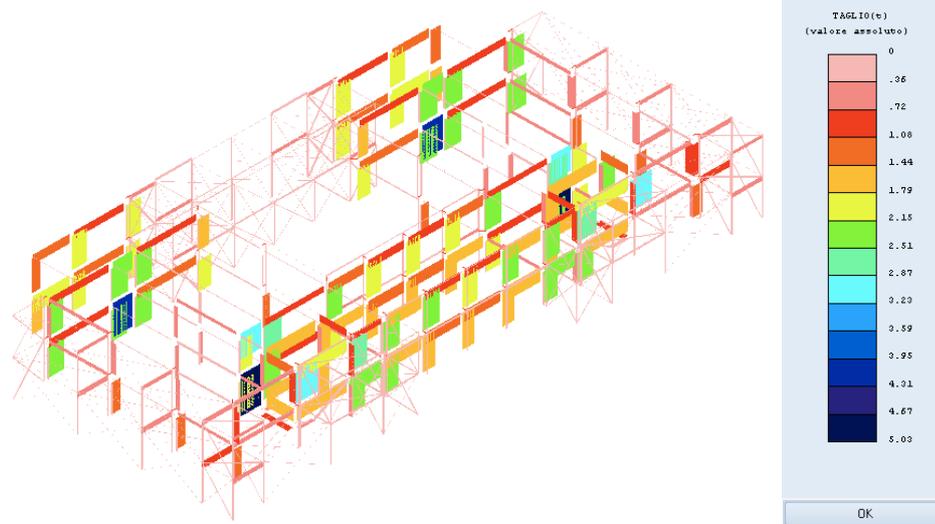


Figura 110 – Tagli Tx e Ty SLV in direzione x.

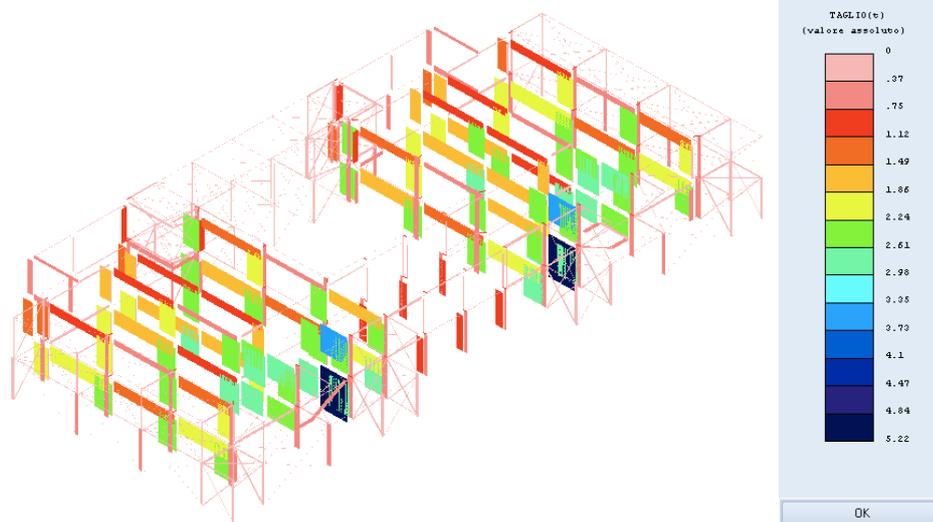


Figura 111 – Tagli Tx e Ty SLV in direzione y.

	$T_{max,x}$ [kN]	$T_{max,y}$ [kN]
SLD	10.20	12.07
SLV	24.62	25.60

Tabella 33 – Valori di taglio massimo per SLD e SLV nelle direzioni x e y.

Anche la notevole riduzione degli sforzi di taglio agenti sui pilastri della struttura in calcestruzzo armato, rispetto alla situazione ante – opera, può essere letta quale conferma dell’efficacia dell’intervento, che era stato pensato proprio per scaricare la struttura originaria. A conclusione della valutazione della sicurezza della struttura controllata vengono di seguito riportati i principali risultati ottenuti in termini di elementi strutturali non verificati.

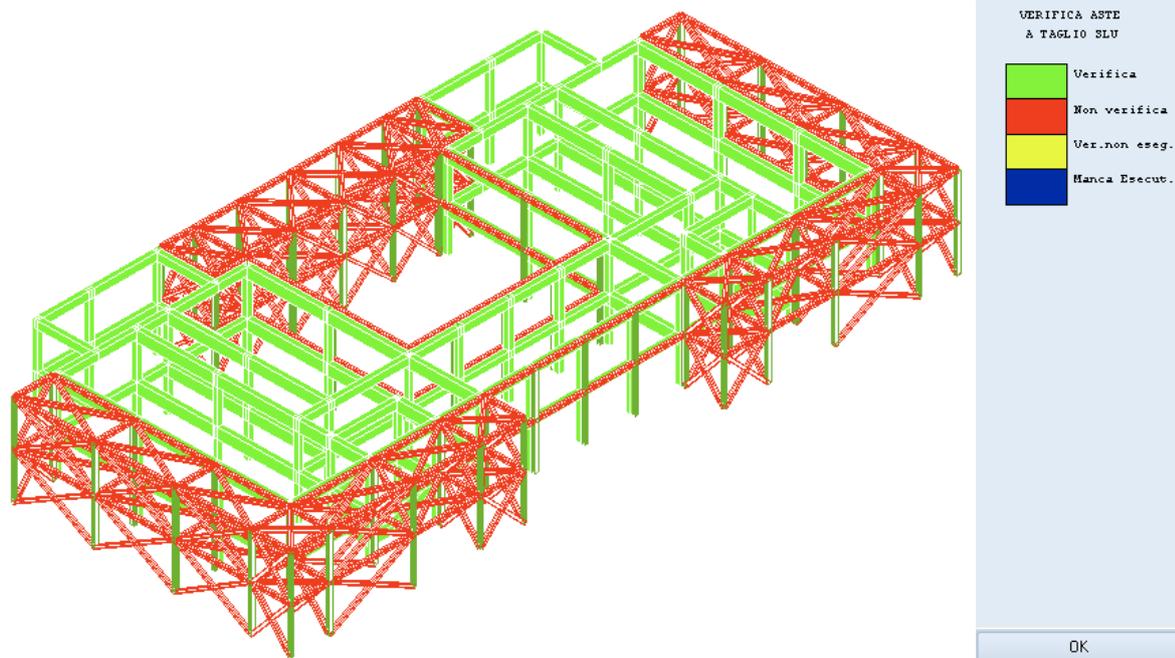


Figura 112 – Elementi non verificati a Taglio (SLU).

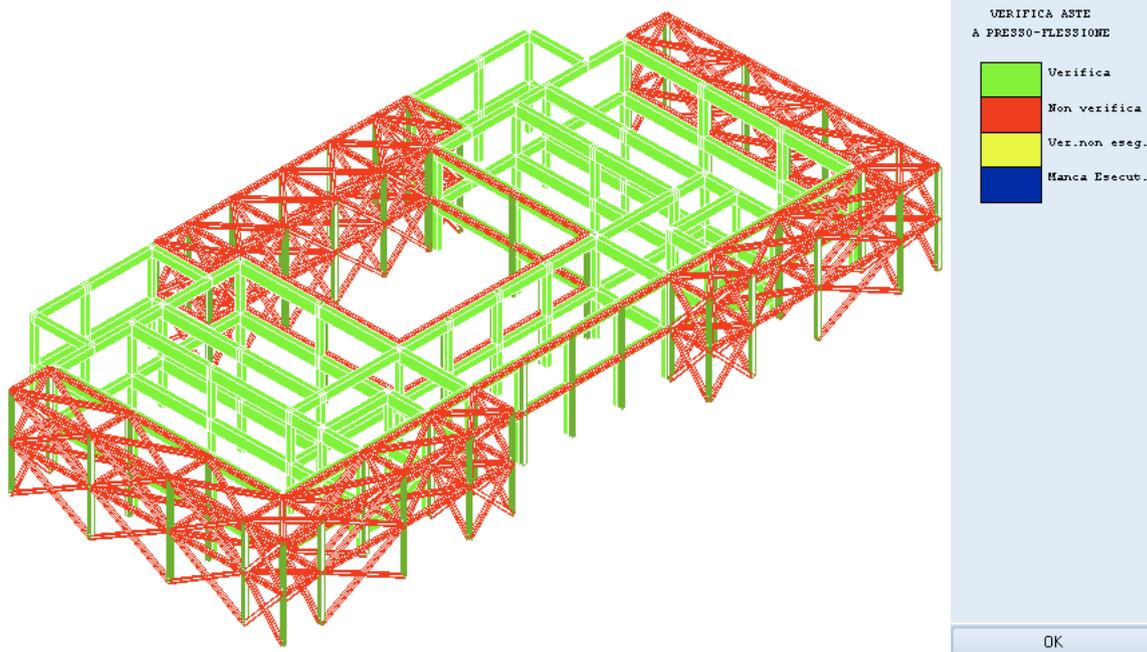


Figura 113 – Elementi non verificati a Flessione (SLU).

Questi risultati sono stati raggiunti potendo trascurare il contributo alle azioni orizzontali, in termini di resistenza e rigidezza, offerto da tutti gli elementi in calcestruzzo armato a cui, nel software, è stata attribuita la caratteristica di elemento “secondario NTC18”.

Allora come fatto per lo scenario in cui si faceva riferimento al livello di conoscenza LC1, poiché gli elementi della struttura in calcestruzzo armato si spostano tutti della stessa quantità a causa della presenza del piano rigido, la verifica di compatibilità degli spostamenti è stata condotta facendo riferimento agli elementi secondari più sollecitati in condizioni statiche. Gli elementi scelti seguendo questo criterio, uno al piano terra e uno al primo piano, risultano

essere i pilastri esterni di spigolo posti nella parte posteriore della struttura. Prima per il pilastro del piano terra e successivamente per quello del primo piano, si riportano le sollecitazioni agenti sull'elemento in condizioni statiche e gli spostamenti di SLC causati invece dall'applicazione dell'azione sismica di progetto, i quali indurranno sull'elemento delle "sollecitazioni indotte", che sommate alle precedenti sollecitazioni statiche ci forniranno le "sollecitazioni totali" con le quali eseguire le verifiche.

Sollecitazioni statiche					
$M_{x,top}$	27.47	kNm	$V_{x,top}$	-16.68	kN
$M_{x,bottom}$	-17.66	kNm	$V_{x,bottom}$	-16.68	kN
$M_{y,top}$	27.47	kNm	$V_{y,top}$	17.66	kN
$M_{y,bottom}$	-17.66	kNm	$V_{y,bottom}$	17.66	kN

Tabella 34 - Caratteristiche della sollecitazione in condizioni statiche del pilastro al piano terra.

Spostamenti SLV			Spostamenti SLC		
u_x	1.21	mm	u_x	1.51	mm
u_y	1.16	mm	u_y	1.45	mm

Tabella 35 - Spostamenti SLV e SLC primo impalcato.

Sollecitazioni indotte					
$M_{x,top}$	15.69	kNm	$V_{x,top}$	8.97	kN
$M_{x,bottom}$	-15.69	kNm	$V_{x,bottom}$	8.97	kN
$M_{y,top}$	15.05	kNm	$V_{y,top}$	8.60	kN
$M_{y,bottom}$	-15.05	kNm	$V_{y,bottom}$	8.60	kN

Tabella 36 - Sollecitazioni indotte dagli spostamenti SLC del primo impalcato sul pilastro.

Sollecitazioni totali					
$M_{x,top}$	4.40	tm	$V_{x,top}$	2.61	t
$M_{x,bottom}$	-3.40	tm	$V_{x,bottom}$	2.61	t
$M_{y,top}$	4.33	tm	$V_{y,top}$	2.68	t
$M_{y,bottom}$	-3.33	tm	$V_{y,bottom}$	2.68	t

Tabella 37 - Sollecitazioni totali agenti sul pilastro.

Verifica a presso – flessione

Alla luce di queste sollecitazioni si riportano i domini di resistenza della sezione di base e della sezione di testa del pilastro, in cui in rosso e blu sono riportati rispettivamente M_{dx} e M_{dy} della condizione statica mentre in verde e giallo, rispettivamente M_{dx} e M_{dy} , in cui alle sollecitazioni statiche sono state sommate quelle indotte dalla deformazione di SLC.

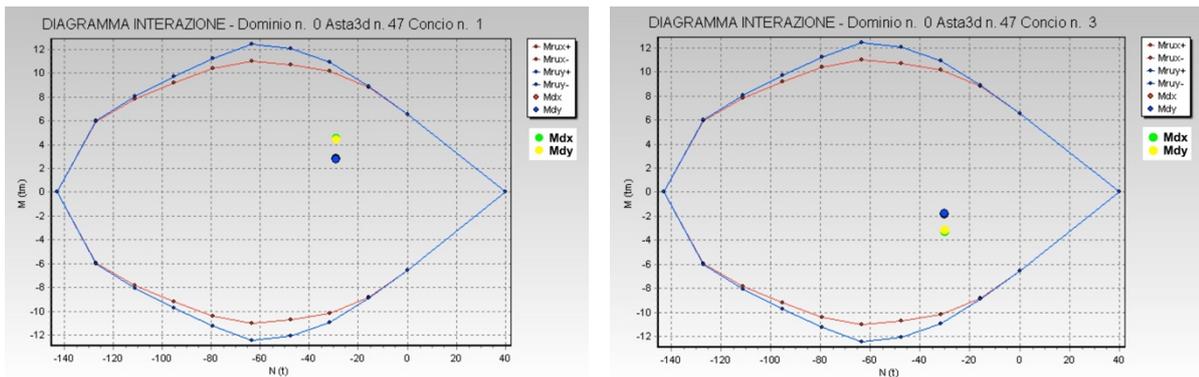


Figura 114 - Domini di resistenza della sezione di testa (a sinistra) e della sezione di base (a destra) del pilastro.

Per entrambe le sezioni, possiamo notare che la verifica è ampiamente soddisfatta.

Verifica a taglio

Per quanto riguarda la verifica a taglio, questa si è limitata a confrontare i valori di calcolo (sollecitazioni totali) con i valori resistenti, ottenendo i seguenti risultati:

Verifica Taglio			
$V_{Rd,x,top}$	14.50	t	OK
$V_{Rd,x,bottom}$	14.50	t	OK
$V_{Rd,y,top}$	14.50	t	OK
$V_{Rd,y,bottom}$	14.50	t	OK

Tabella 38 - Verifica a taglio.

Per il pilastro del primo piano, l'analoga verifica conduce ai seguenti risultati:

Sollecitazioni statiche					
$M_{x,top}$	35.32	kNm	$V_{x,top}$	-26.49	kN
N_{top}	-76.52	kN	$M_{x,bottom}$	-38.26	kNm
$V_{x,bottom}$	-26.49	kN	N_{bottom}	-89.27	kN
$M_{y,top}$	33.35	kNm	$V_{y,top}$	27.47	kN
$M_{y,bottom}$	-36.30	kNm	$V_{y,bottom}$	27.47	kN

Tabella 39 - Caratteristiche della sollecitazione in condizioni statiche del pilastro al primo piano.

Spostamenti SLV			Spostamenti SLC		
u_x	1.26	mm	u_x	1.58	mm
u_y	1.03	mm	u_y	1.29	mm

Tabella 40 - Spostamenti SLV e SLC secondo impalcato.

Sollecitazioni indotte					
$M_{x,top}$	18.83	kNm	$V_{x,top}$	10.76	kN
$M_{x,bottom}$	-18.83	kNm	$V_{x,bottom}$	10.76	kN
$M_{y,top}$	15.39	kNm	$V_{y,top}$	8.80	kN
$M_{y,bottom}$	-15.39	kNm	$V_{y,bottom}$	8.80	kN

Tabella 41 - Sollecitazioni indotte dagli spostamenti SLC del primo impalcato sul pilastro.

Sollecitazioni totali					
$M_{x,top}$	5.52	tm	$V_{x,top}$	3.80	t
$M_{x,bottom}$	-5.82	tm	$V_{x,bottom}$	3.80	t
$M_{y,top}$	4.97	tm	$V_{y,top}$	3.70	t
$M_{y,bottom}$	-5.27	tm	$V_{y,bottom}$	3.70	t

Tabella 42 - Sollecitazioni totali agenti sul pilastro.

Verifica a presso – flessione

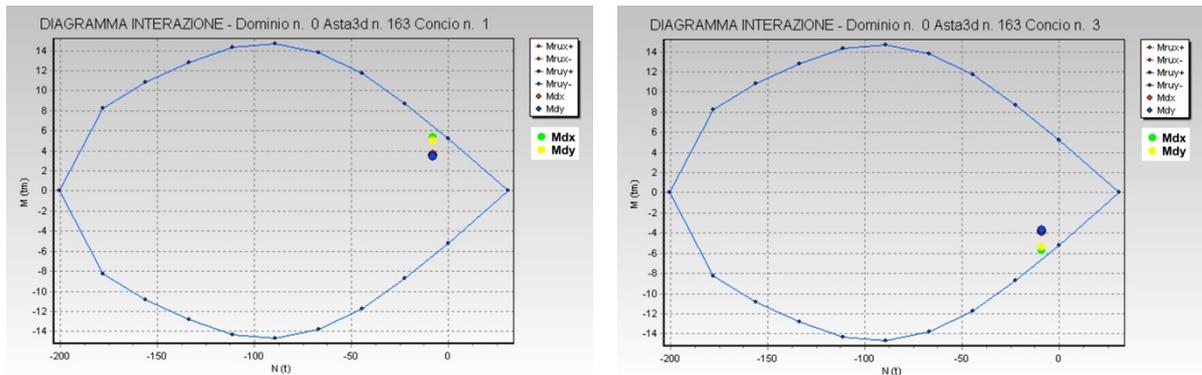


Figura 115 - Domini di resistenza della sezione di testa (a sinistra) e della sezione di base (a destra) del pilastro.

Per entrambe le sezioni, anche in questo caso, possiamo notare che la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

Verifica Taglio		
$V_{Rd,x, top}$	19.60	t OK
$V_{Rd,x,bottom}$	19.60	t OK
$V_{Rd,y, top}$	19.60	t OK
$V_{Rd,y,bottom}$	19.60	t OK

Tabella 43 - Verifica a taglio.

Alla luce dei risultati riportati, anche per lo scenario che fa riferimento al livello di conoscenza LC2, la verifica di compatibilità degli spostamenti risulta essere soddisfatta allora, secondo quanto previsto dal § C.8.3 della circolare alle NTC 18, a conclusione della valutazione della sicurezza della struttura post opera, si riporta la schermata riassuntiva del calcolo del parametro ζ_E che ci permette di sintetizzare il risultato ottenuto.

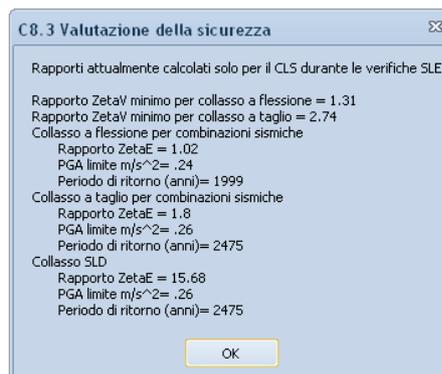


Figura 116 - Valutazione della sicurezza per il livello di conoscenza LC2.

Da cui si evince anche per questo scenario **la totale adeguatezza della struttura a resistere ad azioni di tipo sismico in quanto con riferimento ai collassi per flessione, $\zeta_E = 1.02$ e con riferimento ai collassi per taglio, $\zeta_E = 1.80$** . Se ne deduce che l'intervento realizzato può considerarsi un intervento di adeguamento sismico, cioè tale da garantire alla struttura oggetto di studio gli attuali standard di sicurezza previsti per una nuova costruzione, poiché per entrambe le tipologie di collasso ho un valore di $\zeta_E \geq 1$.

Capitolo 6

Conclusioni

Esposti i risultati ottenuti dallo studio della struttura non controllata (NC) e dello studio della struttura controllata (C), rispettivamente contenuti nei capitoli 4 e 5, si vuole concludere questo lavoro di tesi proponendo un confronto di questi risultati in modo da chiarire l'utilità e l'efficacia dell'intervento proposto nell'adeguare il comportamento, nei confronti delle azioni sismiche, dell'edificio oggetto di studio. Il confronto dei risultati ottenuti può essere organizzato facendo riferimento a due macro - categorie che sono:

- gli spostamenti di piano, tramite cui potremo anche definire un indice di prestazione che quantifichi l'efficacia dell'intervento;
- i tagli alla base, che invece ci permettono di capire in che misura l'esoscheletro riesce a scaricare la struttura originaria.

6.1 Struttura analizzata facendo riferimento al livello di conoscenza LC1

Per quanto riguarda i risultati ottenuti in termini di spostamento, è opportuno ricordare che, tanto la struttura non controllata quanto la struttura controllata, sono state verificate tramite un'analisi dinamica lineare, facendo riferimento agli stati limite SLD e SLV. A tal proposito a partire dalle deformate sismiche (output del software CDS_Win) è stato possibile risalire agli spostamenti massimi che caratterizzano ogni piano rigido della struttura per entrambe le direzioni principali e per i due stati limite considerati.

Spostamenti di piano per l'esoscheletro che fa riferimento al livello di conoscenza LC1

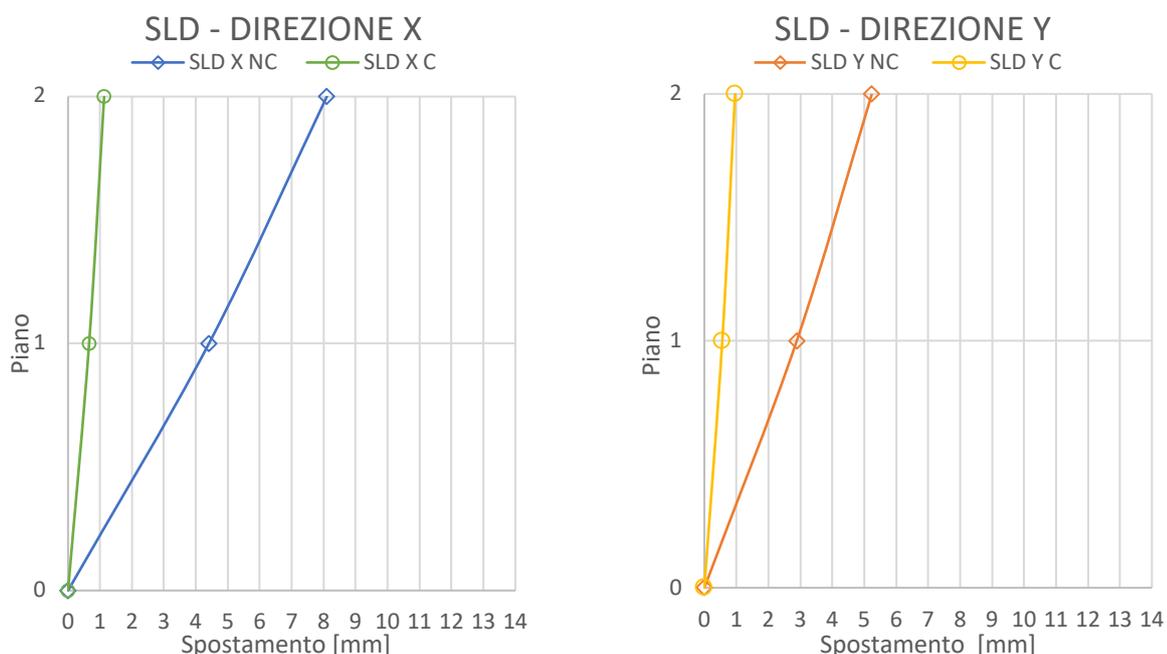


Figura 117 - Confronto in termini di spostamento allo SLD tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).

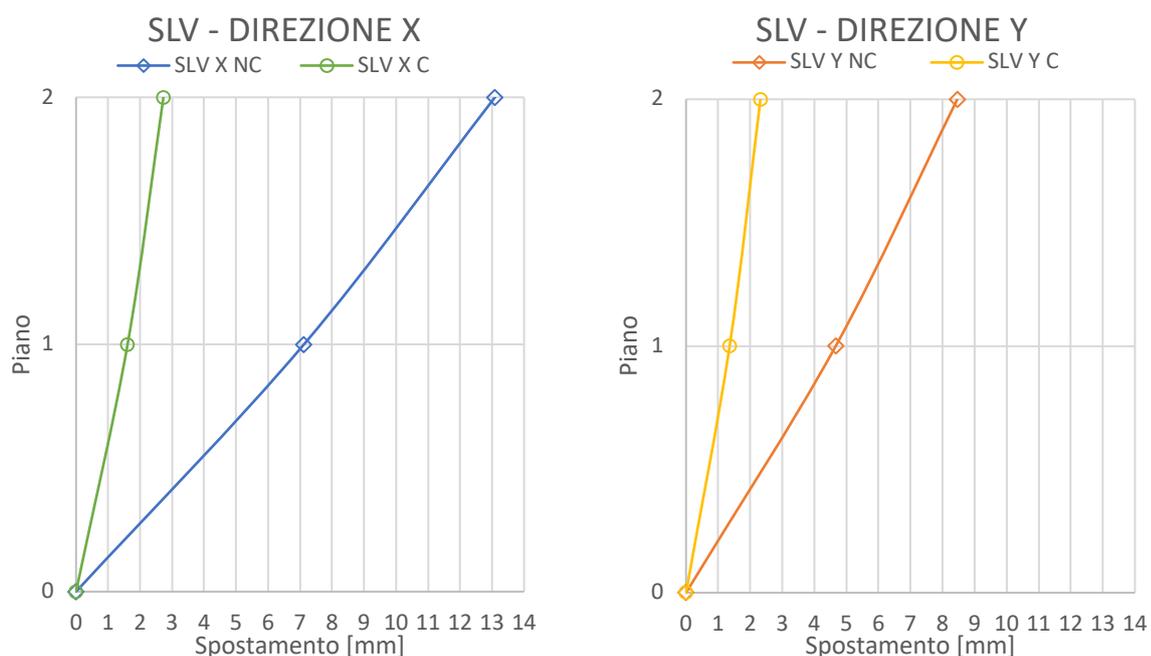


Figura 118 - Confronto in termini di spostamento allo SLV tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).

In cui si ricorda che con le lettere “NC” sono state contraddistinte le caratteristiche della struttura “Non Controllata” mentre con la lettera “C” quelle della struttura “Controllata” (terminologia che verrà adottata in tutto questo capitolo).

Come è possibile notare, le deformate sismiche e i relativi spostamenti per entrambe le direzioni principali e per i due stati limite considerati sono caratterizzati da andamenti analoghi che differiscono tra loro solo per entità, a causa dei diversi spettri di progetto

utilizzati. Per la struttura controllata, possiamo osservare come ad ogni piano, gli spostamenti massimi registrati appaiono notevolmente ridotti rispetto a quelli della struttura non controllata ed in modo più marcato in direzione x rispetto alla direzione y.

Questa notevole riduzione può sinteticamente esprimersi anche mediante l'utilizzo di un indice di prestazione o meglio del suo complementare. L'indice di prestazione, definito da Reggio et al. (2018), può esprimersi come:

$$I_D = \frac{\max|H_D|^C}{\max|H_D|^{NC}}$$

In cui, in questo caso, come funzione di risposta (H_D) è stato considerato lo spostamento relativo di ogni piano rigido rispetto a quello sottostante.

INDICI DI PRESTAZIONE I_D					
SLD			SLV		
PIANO	X	Y	PIANO	X	Y
2	86%	82%	2	79%	73%
1	85%	81%	1	77%	71%
0	0%	0%	0	0%	0%

Tabella 44 - Indice di prestazione allo SLD e SLV in termini di spostamento.

Gli indici di prestazione ottenuti ai vari livelli, nelle due direzioni e per entrambi gli stati limite considerati mostrano che l'efficacia dell'esoscheletro risulta essere maggiore in direzione x ed in corrispondenza del secondo impalcato, dove gli spostamenti sperimentati dalla struttura sono maggiori mentre diminuiscono in direzione y ed in corrispondenza del primo impalcato. Infine, per il solo SLD, si sono confrontati i drift di piano normalizzati rispetto all'altezza d'interpiano della struttura non controllata con quelli della struttura controllata, andando anche a verificare che quest'ultimi rispettassero il limite normativo ($\Delta/h < 0,005$).

DRIFT DI PIANO SLD					
STRUTTURA NON CONTROLLATA			STRUTTURA CONTROLLATA		
PIANO	X	Y	PIANO	X	Y
2	0.0011	0.0007	2	0.0001	0.0001
1	0.0013	0.0008	1	0.0002	0.0002
0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000

Tabella 45 - Verifiche drift di piano SLD per la struttura non controllata e per la struttura controllata.

In tutti i casi, anche per la struttura non controllata, i valori ottenuti sono risultati essere molto lontani dal valore di soglia, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta. In ogni caso è possibile notare una notevole diminuzione dei drift normalizzati passando dalla struttura non controllata alla struttura controllata.

Tagli alla base per l'esoscheletro che fa riferimento al livello di conoscenza LC1

Per quanto riguarda le azioni che agiscono sulla struttura, l'attenzione viene rivolta ai tagli alla base. A seguito dell'analisi dinamica lineare effettuata, il software CDS_Win permette di ottenere i valori delle azioni taglianti agenti ad ogni piano, le quali simulano l'azione sismica agente sulla struttura. Per la struttura controllata inoltre, andando a sommare gli sforzi di taglio agenti alla base dei pilastri del piano terra della struttura in calcestruzzo armato, è stato possibile dividere l'aliquota di taglio assorbita dagli elementi che costituiscono l'esoscheletro dall'aliquota di taglio assorbita dalla struttura originaria. Il seguente diagramma a barre permette di comprendere con semplicità quanto fin qui descritto.

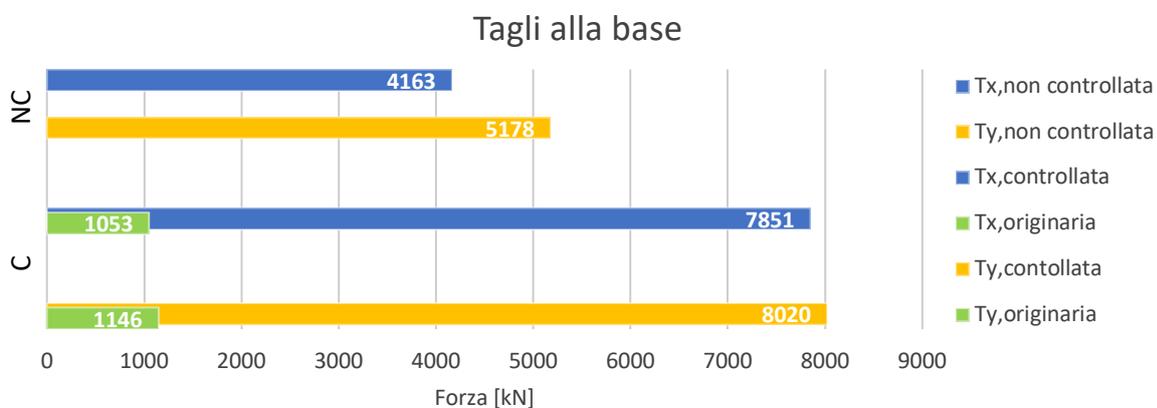


Figura 119 - Confronto in termini di tagli alla base allo SLV tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).

Da cui si nota che complessivamente la forza sismica equivalente che viene trasmessa alla struttura aumenta quando si introduce l'esoscheletro, il che è dovuto all'incremento della rigidità della struttura controllata. Nonostante ciò, l'esoscheletro permette di scaricare la struttura originaria dagli sforzi di taglio, facendosi carico quasi totalmente degli stessi.

6.2 Struttura analizzata facendo riferimento al livello di conoscenza LC2

Un discorso del tutto analogo a quello appena descritto per lo studio della struttura controllata facendo riferimento ad un livello di conoscenza LC1 è stato condotto per lo studio della struttura facendo riferimento al livello di conoscenza LC2.

I risultati ottenuti, come prima, vengono confrontati con quelli della struttura non controllata e riportati in termini di spostamenti di piano, prima e di tagli alla base, poi.

Spostamenti di piano per l'esoscheletro che fa riferimento al livello di conoscenza LC2

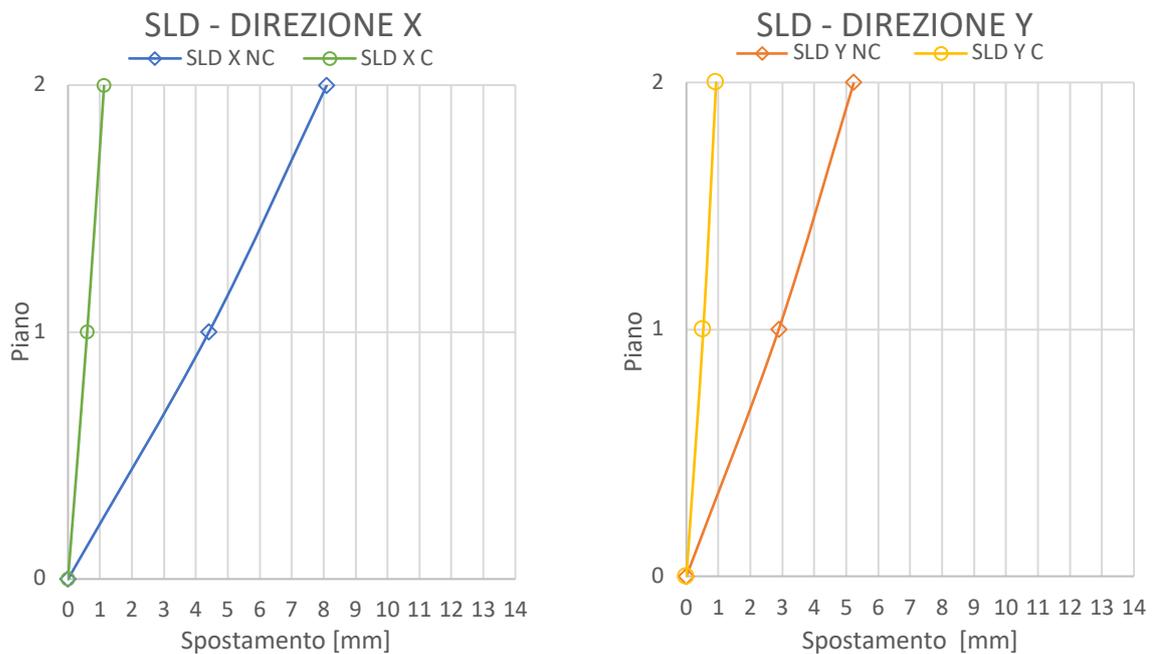


Figura 120 - Confronto in termini di spostamento allo SLD tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).

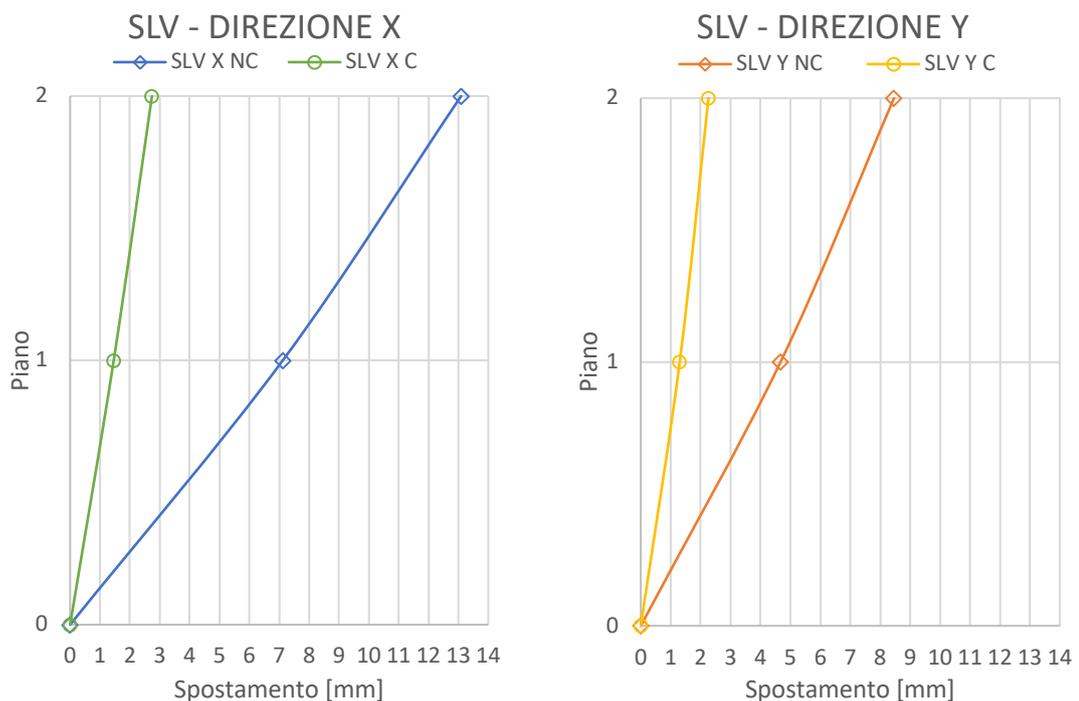


Figura 121 - Confronto in termini di spostamento allo SLV tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).

Come è possibile notare, anche per questo scenario le deformate sismiche e i relativi spostamenti, per entrambe le direzioni principali e per i due stati limite considerati, sono caratterizzati da andamenti analoghi che differiscono tra loro solo per entità, a causa dei diversi spettri di progetto utilizzati. Per la struttura controllata, possiamo osservare come ad ogni piano, gli spostamenti massimi registrati appaiono notevolmente ridotti rispetto a quelli della struttura non controllata ed in modo più marcato in direzione x rispetto alla direzione y.

Questa notevole riduzione può sinteticamente esprimersi anche mediante l'utilizzo dell'indice di prestazione o meglio del suo complementare che ci porta ai seguenti risultati.

INDICI DI PRESTAZIONE					
SLD			SLV		
PIANO	X	Y	PIANO	X	Y
2	86%	82%	2	79%	73%
1	86%	82%	1	79%	72%
0	0%	0%	0	0%	0%

Tabella 46 - Indice di prestazione allo SLD e SLV in termini di spostamento.

Da cui notiamo che l'efficacia dell'esoscheletro risulta essere sempre maggiore in direzione x rispetto alla direzione y. In particolare l'efficienza è uguale a quella riscontrata nello studio del precedente scenario a livello del secondo impalcato e addirittura migliorata per il livello del primo impalcato, dove si ripetono grosso modo gli indici di prestazione ottenuti per il secondo impalcato. A conclusione dell'esposizione dei risultati dell'analisi dinamica lineare, per il solo SLD, si confrontano i drift di piano normalizzati rispetto all'altezza di interpiano della struttura non controllata con quelli della struttura controllata, andando anche a verificare che quest'ultimi rispettino il limite normativo ($\Delta/h < 0,005$).

DRIFT DI PIANO SLD					
STRUTTURA NON CONTROLLATA			STRUTTURA CONTROLLATA		
PIANO	X	Y	PIANO	X	Y
2	0.0011	0.0007	2	0.0002	0.0001
1	0.0013	0.0008	1	0.0002	0.0002
0	0.0000	0.0000	0	0.0000	0.0000

Tabella 47 - Verifiche drift di piano SLD per la struttura non controllata e per la struttura controllata.

In tutti i casi, anche per la struttura non controllata, i valori ottenuti risultano essere molto lontani dal valore di soglia, quindi la verifica è ampiamente soddisfatta, inoltre è possibile notare una notevole diminuzione dei drift normalizzati passando dalla struttura non controllata alla struttura controllata.

Tagli alla base per l'esoscheletro che fa riferimento al livello di conoscenza LC2

Con riferimento alle azioni che agiscono sulla struttura, l'attenzione viene rivolta ai tagli alla base. Per la struttura controllata come in precedenza, andando a sommare gli sforzi di taglio agenti alla base dei pilastri del piano terra della struttura in calcestruzzo armato, è stato possibile dividere l'aliquota di taglio assorbita dagli elementi che costituiscono l'esoscheletro

dall'aliquota di taglio assorbita dalla struttura originaria. Il seguente diagramma a barre permette di comprendere con semplicità quanto fin qui descritto.

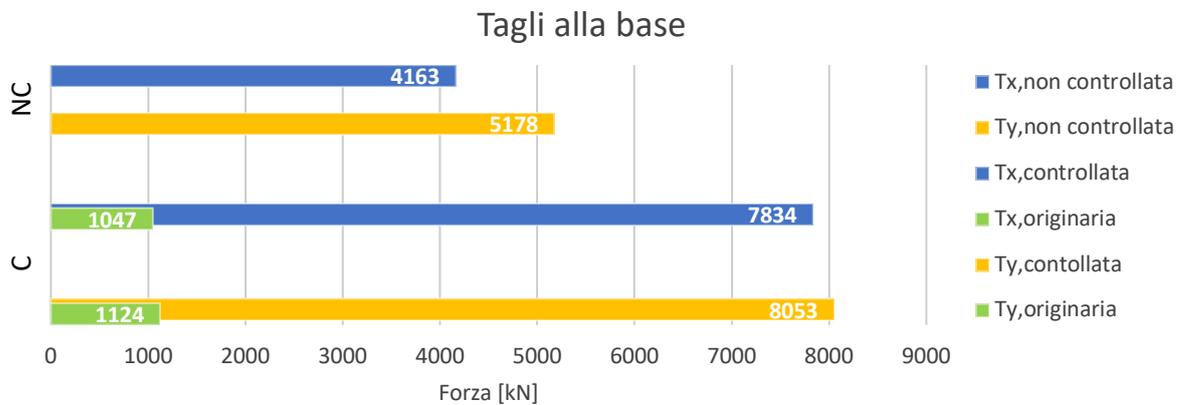


Figura 122 - Confronto in termini di tagli alla base allo SLV tra struttura non controllata (NC) e struttura controllata (C).

Da cui si nota che complessivamente la forza sismica equivalente che viene trasmessa alla struttura rispetto alla situazione della struttura non controllata è aumentata a causa dell'introduzione dell'esoscheletro, che ha incrementato la rigidità della struttura. Nonostante ciò, l'esoscheletro permette comunque di scaricare la struttura originaria dagli sforzi di taglio, facendosi carico quasi totalmente degli stessi. Rispetto al precedente scenario i risultati possono considerarsi del tutto analoghi anche se la struttura originaria in quest'ultimo scenario risulta essere leggermente meno sollecitata.

Alla luce di questi risultati, possiamo concludere dicendo che entrambe le soluzioni proposte, per i due scenari analizzati, permettono di adeguare il comportamento della struttura originaria, nei confronti delle azioni di tipo statico e sismico, agli standard normativi richiesti per le nuove costruzioni. Tra i due scenari, anche se di poco, il comportamento migliore è offerto dalla struttura analizzata facendo riferimento ad un livello di conoscenza LC2, infatti quest'ultima risulta essere caratterizzata da tagli alla base minori, indici prestazionali leggermente più elevati e spostamenti massimi meno pronunciati.

6.3 Comparazione economica interventi

Poiché gli interventi realizzati per i due scenari analizzati permettono di ottenere grosso modo gli stessi risultati, con il fine di valutare quale sia la strada più vantaggiosa da percorrere si è deciso di realizzare una comparazione economica di massima tra i diversi interventi proposti per questa struttura. Si ricorda infatti che oltre ai due interventi contenuti in questo lavoro, sulla struttura sono stati realizzati altri due progetti che prevedono rispettivamente l'adeguamento sismico della struttura mediante classiche tecniche d'intervento

(incamiciatura, cerchiaggio, rinforzi con FRP, ecc.) e l'abbattimento e la ricostruzione ex – novo dell'intero plesso scolastico. La comparazione economica degli interventi che è stata realizzata può essere sintetizzata nel seguente grafico.

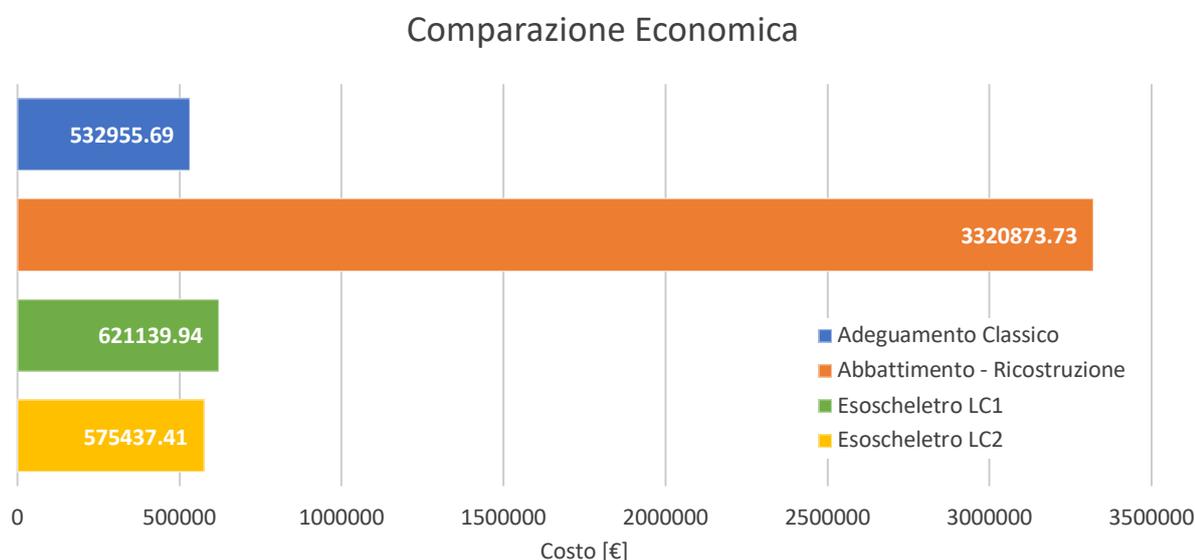


Figura 123 - Comparazione economica dei diversi interventi proposti.

Si precisa che, in questo grafico, tutti i costi degli interventi sono da intendersi al netto di oneri per la sicurezza, oneri di progettazione e quant'altro non strettamente legato con le lavorazioni previste per la realizzazione degli stessi interventi. Per meglio comprendere questo aspetto e valutare quale sia l'intervento più conveniente da realizzare per adeguare sismicamente la struttura oggetto di studio, di seguito si riportano i costi delle singole lavorazioni che sono state prese in considerazione nella valutazione del costo totale dei diversi interventi. In particolare si è fatto riferimento alle seguenti voci:

- Scavi e demolizioni;
- Trasporto e oneri per lo smaltimento;
- Intervento di adeguamento o costi di costruzione.

	Scavi e Dem. [€]	Trasp. e Smalt. [€]	Intervento [€]	Totale[€]
Adeguamento Classico	65668.84	18701.88	448584.97	532955.69
Abbattimento - Ricostruzione	296356.50	82764.80	2941752.43	3320873.73
Esoscheletro LC1	10631.78	4058.40	606449.76	621139.94
Esoscheletro LC2	5197.50	1890.00	568349.91	575437.41

Tabella 48 - Incidenza delle singole lavorazioni sul costo totale dei diversi interventi previsti per la struttura oggetto di studio.

Incidenza delle singole lavorazioni sul costo totale

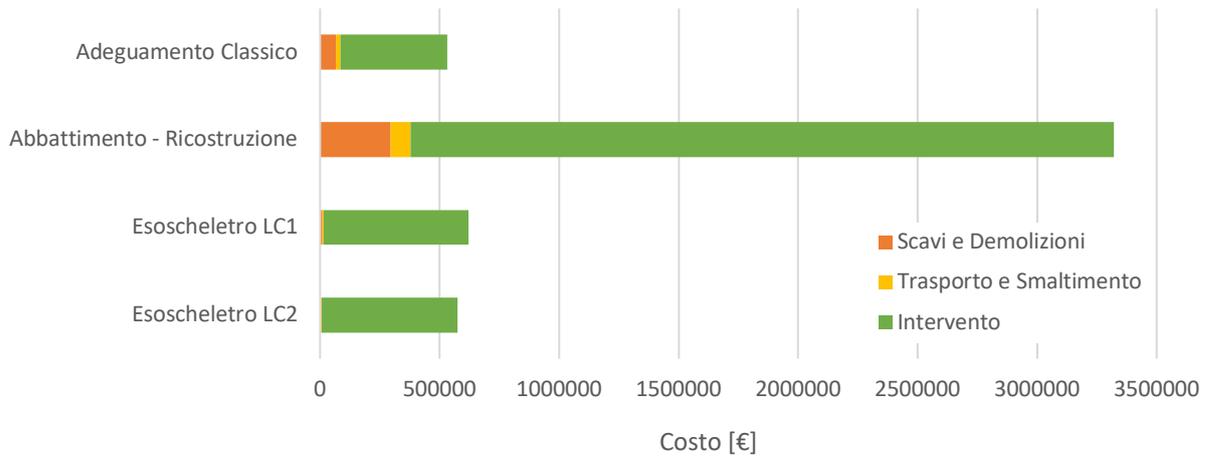


Figura 124 – Incidenza delle singole lavorazioni sul costo totale dei diversi interventi previsti per la struttura oggetto di studio.

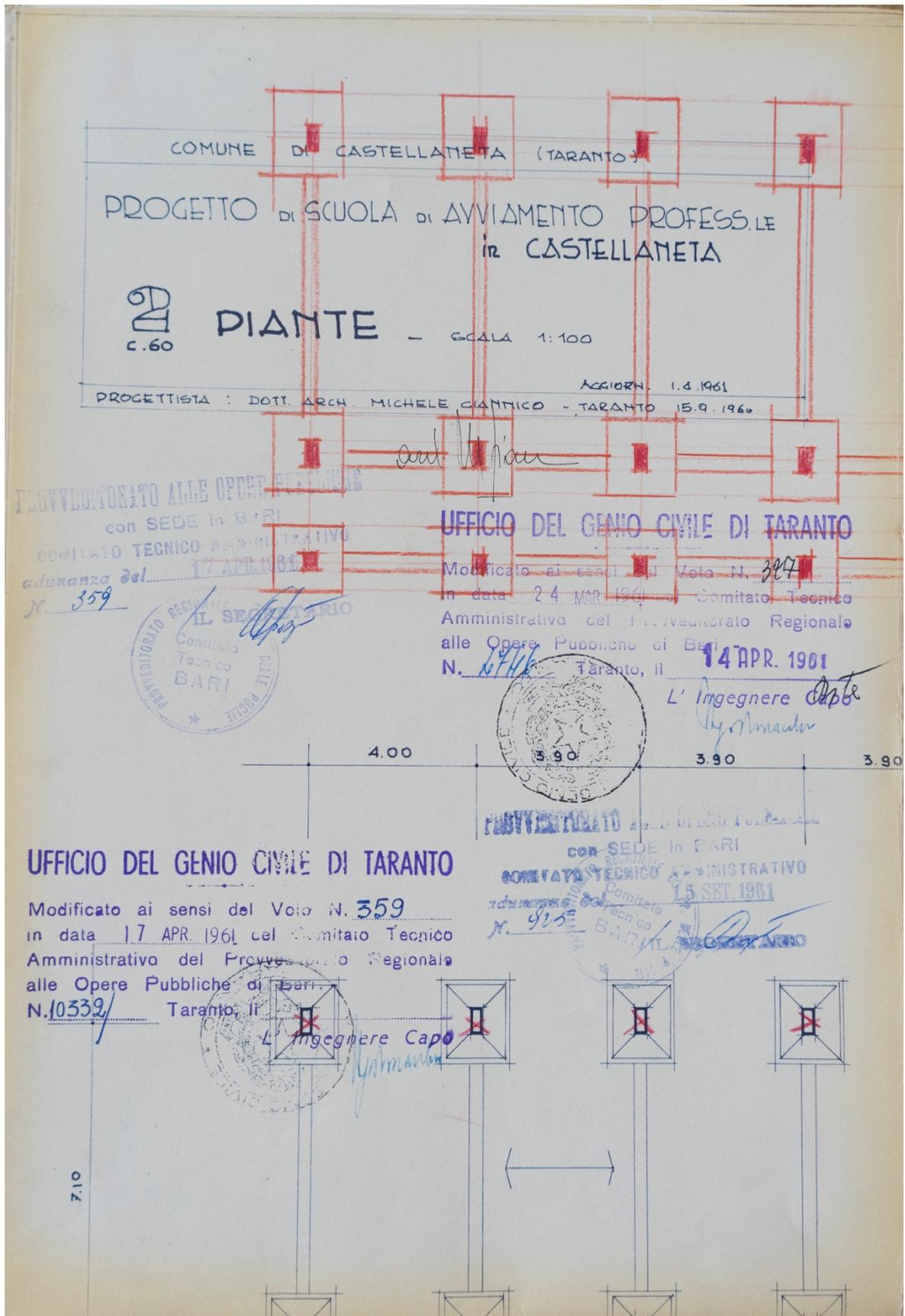
Da questo diagramma appare evidente che, come ci si poteva aspettare, l'intervento più oneroso, sotto tutti i punti di vista e per tutte le voci di spesa, sia quello che prevede l'abbattimento e la ricostruzione ex – novo di un nuovo plesso scolastico, che ovviamente però garantirebbe gli attuali standard di sicurezza e tutti i vantaggi di avere a disposizione una struttura nuova. Gli interventi di adeguamento invece, che prevedono la conservazione totale o parziale della struttura esistente risultano tutti avere dei costi confrontabili tra loro. In particolare, l'intervento di adeguamento classico risulta essere il meno costoso ma caratterizzato da elevati costi di demolizione e di smaltimento, che possono tradursi in un elevato impatto ambientale, al contrario l'intervento di adeguamento mediante esoscheletro, il cui costo risulta essere leggermente superiore rispetto a quello dell'intervento classico, permette di raggiungere gli analoghi risultati ottenuti mediante l'intervento di adeguamento classico limitando allo stesso tempo i costi di demolizione e smaltimento che risultano essere circa 10 volte inferiori, quindi di abbattere notevolmente l'impatto ambientale dell'intervento. L'esoscheletro infatti da un lato, essendo realizzato con materiali riciclabili e riutilizzabili, permette di abbattere l'impatto ambientale relativo all'intervento in se, ma dall'altro anche quello della struttura originaria, in quanto allungandone la vita utile riesco a spalmare il suo carico ambientale su un periodo di tempo più lungo.

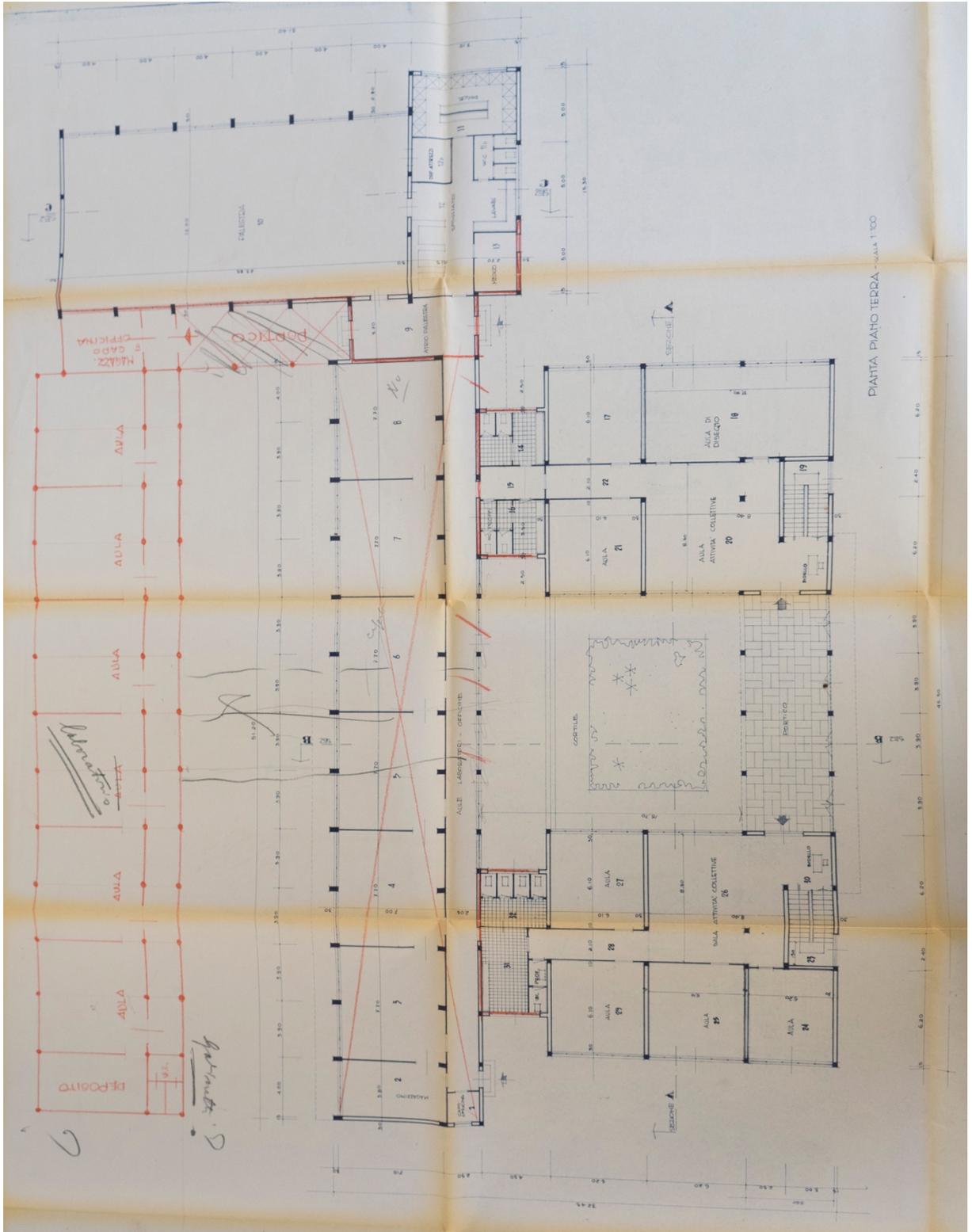
A questo, laddove fosse necessario anche a distanza di tempo, l'intervento mediante esoscheletro permetterebbe inoltre di godere di altri vantaggi che vanno dalla realizzazione di nuove aule al restyling architettonico passando per il retrofitting energetico dell'edificio,

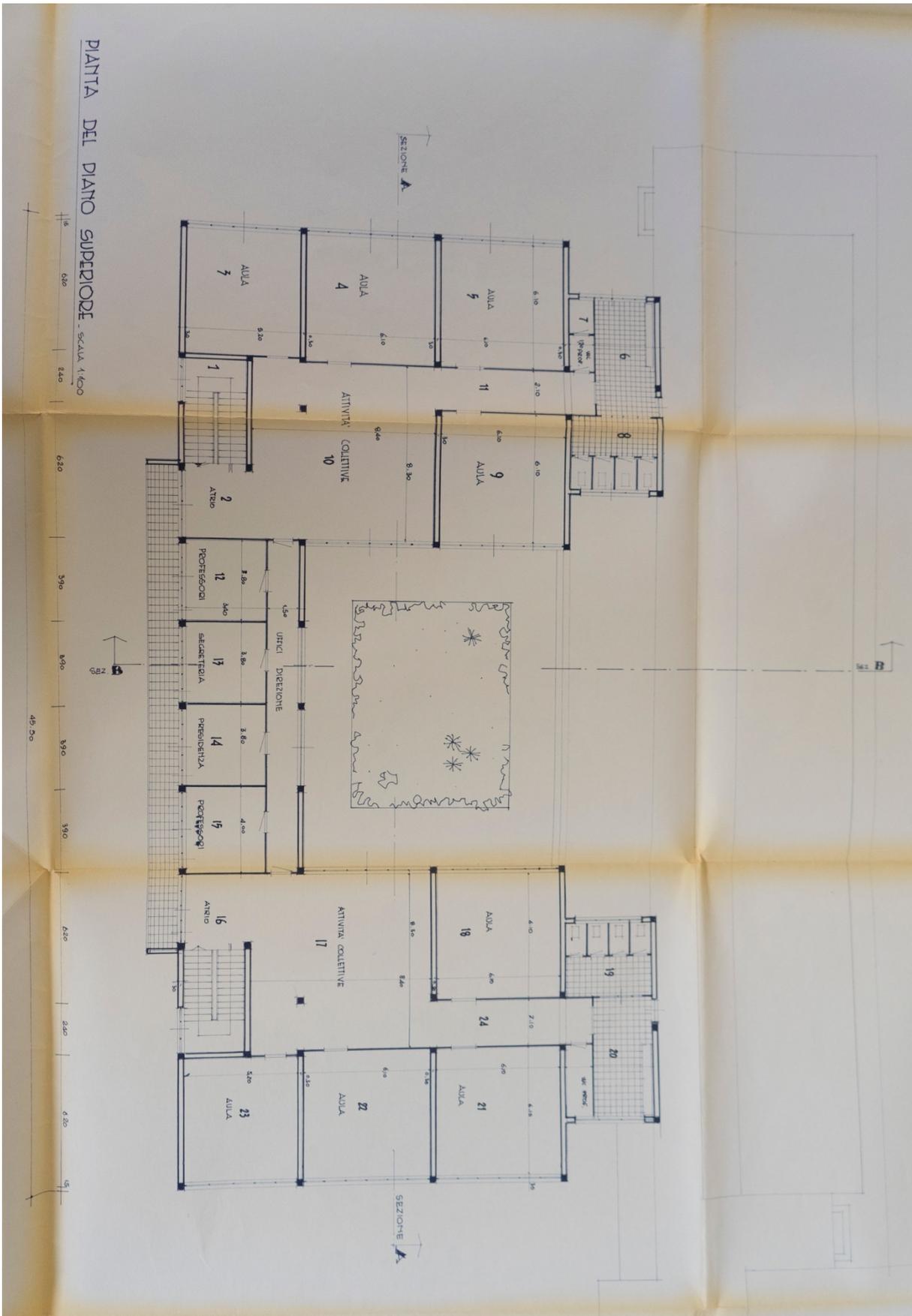
sostenendo una spesa che risulterebbe comunque meno onerosa se confrontata ad esempio con quella da sostenere per la realizzazione di un nuovo plesso scolastico.

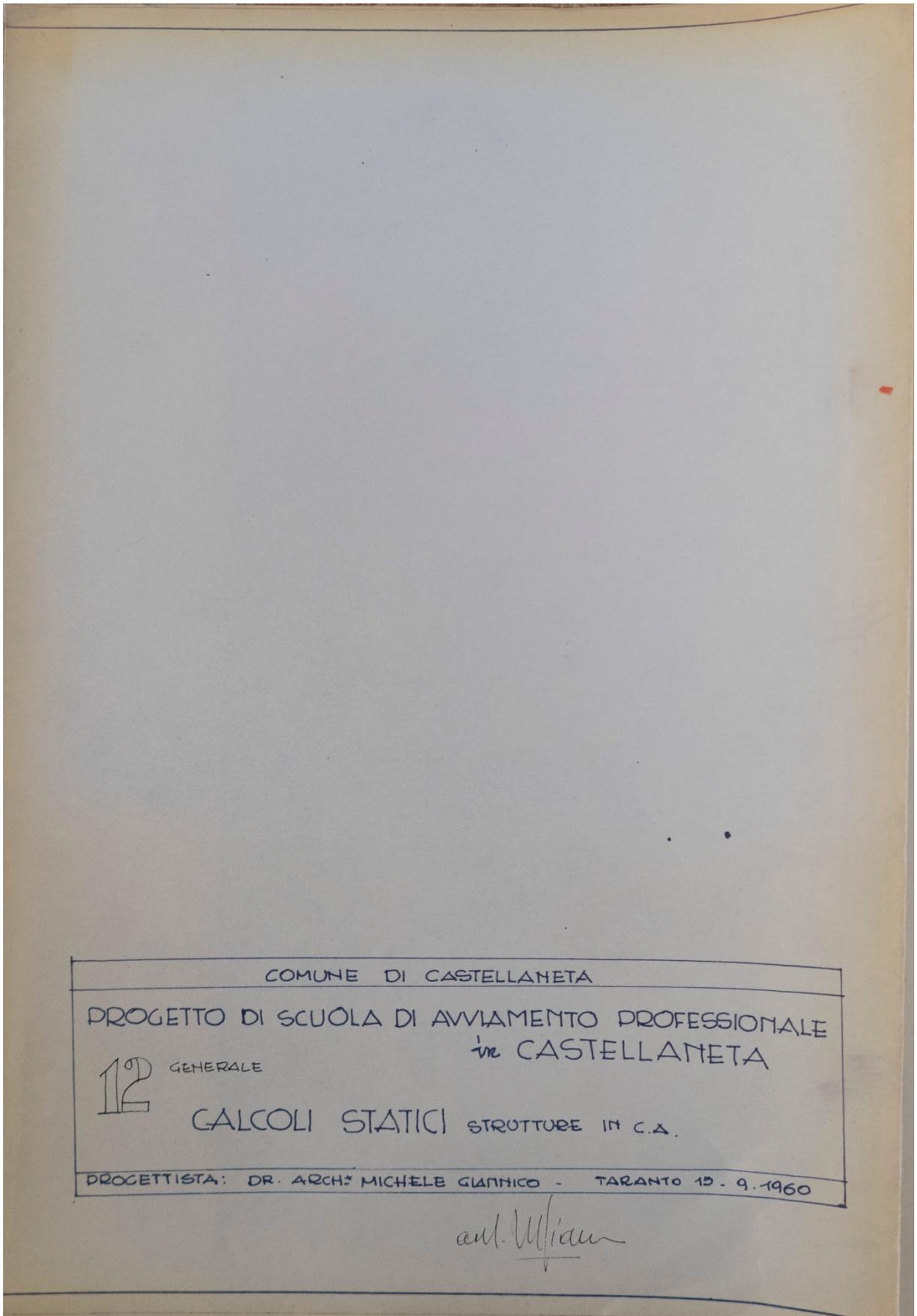
Appare evidente quindi che l'intervento proposto, a fronte di un costo leggermente maggiore, riducibile andando ad ottimizzare la soluzione esposta, sia il più conveniente da utilizzare per migliorare il comportamento sismico di questa struttura. Questo intervento infatti, senza richiedere il ricollocamento degli utilizzatori, oltre a permetterci di raggiungere al 100% gli standard di adeguamento sismico previsti dalle attuali norme tecniche e a "proteggerci" da potenziali mancanze di conoscenza della struttura, permette di rispondere in modo integrato anche a problematiche di carattere energetico ed architettonico, che caratterizzano la gran parte del patrimonio edilizio esistente, e di ridurre l'impatto ambientale dello stesso e dalla struttura sul quale viene realizzato.

Allegati









$$F = 0,00134 \times 40 \times 43,2 = \text{cuq. } 2,32$$

cui si provvede armando il Travetto con n. 1 ϕ 11 dritto ed 1 ϕ 12 piegato ad $1/6$ della luce, aggiungendo 1 ϕ 14 moncone al semiappoggio.

La campata centrale, con luce di m. 2,10 verrà armata con 2 ϕ 8 di cui 1 ϕ 8 dritto e 1 ϕ 8 piegato. I monconi ϕ 12 provenienti dalla campata di luce m. 6,10 dovranno essere prolungati per cm. 50 nella campata di ml. 2,10.

CALCOLO DELLE TRAVI LONGITUDINALI portanti i superiori descritti solai.

TRAVE GENERICA $l_i = m. 6,10 + 0,30 = m. 6,40$

Analisi dei carichi:

- peso proprio della trave (30 x 70) = kg. 525 / ml
- peso del solaio : 0,50 x 690 x 6,10 : " 2.104 / "
- peso del muro esterno sulla trave, o del muro tramezzo interno +
+ intonaco : " 371 / ml.

sommano i carichi kg. 3.000 / ml di trave

$$M = \frac{1}{12} 3.000 \times 6,4 \times 640 = 1.000.000 \text{ kgcm.}$$

$$\left(\frac{1.000.000}{30} \right)^{\frac{1}{2}} = \sqrt{33.333} = 182 \quad \text{per } H = 75 \quad h = 73$$

$$r = 73/182 = 0,400 \quad \text{per } \sigma_c = 48 \quad \text{e } \sigma_f = 1.300$$

$$F = 0,0023 \times 30 \times 182 = \text{cuq. } 12,56, \text{ cui si provvede con n. } 5 \phi 16 = \text{cuq. } 12,06$$

VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI UNITARIE -

$$x = \frac{121}{30} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 73}{121}} \right] = \text{cm. } 20,49$$

$$h - x/3 = 73,00 - 6,83 = \text{cm. } 66,17$$

$$\sigma_c = \frac{2.000.000}{30 \times 20,49 \times 66,17} = \frac{2.000.000}{40.675} = 49,10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{1.000.000}{12,06 \times 66,17} = \frac{1.000.000}{798} = 1.253 \text{ Kg/cm}^2$$

SOLLECITAZIONI TANGENZIALI

$$T = 0,50 \times 3.000 \times 6,30 = \text{Kg. } 9.450$$

$$\tau = 9.450 / 30 \times 66,17 = 9.450 / 1.985 = 4,80 \text{ Kg/cm}^2$$

Ponendo staffe $\phi 8$ a cm. 20 di equidistanza, e cioè n. 15 staffe su mezza trave, si avrà:

$$\tau_s = \frac{15 \times 2 \times 0,50 \times 1000}{30 \times 300} = \frac{15.000}{9.000} = 1,66 \text{ Kg/cm}^2$$

che si annullerà alla distanza h .

$$h = 300 \frac{4,80 - 1,66}{4,80} = \text{cm. } 196$$

con un residuale sforzo di scorrimento:

$$S = \frac{4,80 - 1,66}{2} \times 196 \times 30 = \text{Kg. } 9.232$$

cui si provvede mediante ferri $\phi 16$ piegati a 45° in numero di

$$N_p = \frac{9.232}{2,02 \times 1000 \times 1,41} = \frac{9.232}{2.232} = 5 \phi 16 \text{ piegati -}$$

La TRAVE TRASVERSALE, comporta i seguenti carichi unitari :
(a spessore di solaio):

CALCOL

- peso proprio della trave (90x25)	=	570	kg/ml
- peso di due tramezzi		600	"
- per accessori		130	"
		<hr/>	
		1200	kg/ml

$$H = \frac{1}{12} 1.200 \times 6,30 \times 6,30 = 367.000 \text{ kgcm.}$$

si costruisce una trave piatta della larghezza di cm. 90,0

$$\left(\frac{367.000}{90}\right)^{\frac{1}{2}} = \sqrt{4.100} = 64$$

$$\text{per } H = 25, \quad h = 23 \quad r = \frac{23}{58,3} = 0,360$$

$$\text{per } \sigma_c = 58 \quad \sigma_f = 1.400$$

$F = 0,0022 \times 90 \times 64 = \text{cmq. } 12,67$, cui si provvede con
n. 9 $\phi 14 = \text{cmq. } 13,85$ (staffe $\phi 8$ a cm. 25 di distanza -

CALCOLO

DI UN PILASTRO GENERICI (MAX.)

Calcolo eseguito sul pilastro centrale della zona di mezz'opera -

- per le travi	- ul. $6,30 \times \text{Kg. } 3000 = \text{Kg. } 18.900$	
- trave fiatta	- $\frac{6,30 + 2 \cdot 10}{2} \times \text{Kg. } 1200 = \text{Kg. } 5040$	
- peso muro attico	$6,30 \times \text{Kg. } 1000 = \text{Kg. } 1000$	
	Sommato	<u>Kg. 24.940</u>
		900
peso proprio pilastro (30x40)		Kg. 25.840
Al piede pilastro II ordine		" 25.840
idem e.s. I ordine		<u>Kg. 51.680</u>
		320
diiferenza dal p.t. alla testata plinto		<u>Kg. 52.000..</u>
	Sul plinto Totale	

Detto pilastro verrà armato con n. 6 Q 16 = emq. 12,06

VERIFICA DEL 1° TRATTO SUPERIORE

m. 10 $F_c = 1200 \text{ emq.}$ $F_e = 12,06 \text{ emq.}$
 $F_i = 1320,6 \text{ emq.}$ $I_{\min} = 109.900 \text{ em}^4$
 $i^2 = 83,3 \text{ em}^3$ $G_{p.a} = 30,1 \text{ Kg. / emq}$

VERIFICA DEL 11° TRATTO AL PIEDE

$G_{p.a} = 43,2 \text{ Kg. / emq.}$

TRAZIONE DEI PILASTRI AD ANGOLO

$T_z = \text{Kg. } 12.240$ $G_{p.a} = 51 \text{ Kg. / emq}$

11^a ZONA

Aule di ml. $7,70 \times 7,00$

E' posto in vista con travetto centrale per ogni aula, eppertanto la luce d'interasse dei Solai, sarà di ml. 3.85

Detti Solai, avendo assunto come spessore costante cm. 20×5 , verranno armati ad interasse di cm. 34 con $n = 2 \text{ } \phi 10$..

Ciascuna trave porterà il seguente carico (Max)

- peso della trave (cm. 30×80) = kg. 600 ml.
 - peso Solai kg. $690 \times 3,80 = 2622$ "
 - peso travetto " 270 "
- kg. 3.500 ml.

$$M = \frac{1}{12} 3500 \times 7 \times 700 = 1.430.000 \text{ Kg. cm.}$$

Si armerà detta trave con $N^{\circ} 6 \text{ } \phi 16$ nel mezzo
e $N^{\circ} 8 \text{ } \phi 16$ all'incastro

Verifica della sezione di nervatura a T
per $u = 10$ $h = 77$ $F = 12,06$ $b = 80$ $d = 25$

$$X = \frac{10 \times 77 \times 12,06 + 80 \times 312}{120,6 + 80 \times 25} = \frac{9286 + 24.960}{121 + 2000} = \frac{34.246}{2121} = \text{cm. } 16,10$$

eppertanto, restando l'asse neutro contenuto nella
Soletta (solcio), si avrà:
 $h \times /3 = 71,60$

$$G_e = \frac{2.860.000}{80 \times 16,10 \times 71,60} = \frac{2.860.000}{92.220} = 31 \text{ kg./cmq}$$

$$G_f = \frac{1430.000}{12,06 \times 71,60} = \frac{1430.000}{864} = 1680$$

IMPIEGO DI FERRO ACCIAIOSO

AQ 52

All'incastro (Sezione □)

$$X = \frac{161}{30} \left| 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 77}{161}} \right| = \text{cm. } 35,50$$

$$\phi \times /3 = 77,00 = \text{cm. } 65,20$$

$$G_e = \frac{2860.000}{30 \times 35,5 \times 65,20} = \frac{2860.000}{69.438} = 41 \text{ kg./cmq.}$$

$$G_f = \frac{1430.000}{16,1 \times 65,20} = \frac{1430.000}{1049} = 1360 \text{ kg./cmq.}$$

16,10

Poiché nella Serie d'incastro, non vi è bisogno di impiego di ferro acciaio, tutta la trave verrà armata con n° 8 ϕ 15 ed a Serie tetrapolare, con parti a T di appese cm. 15 alle zone d'incastro dei rispettivi Solai.

I pilastri, progettati della Serie di cm. $30 \times 40 = \text{cmq. } 3100$, verranno armati come la prescrizione di legge con n° 8 ϕ 20 pari a cmq. 25,13 e con staffe ϕ 6 a cm 20. Ciò per equilibrare la sollecitazione di trazione ad $1/3$ della loro lunghezza.

III ZONA - PALESTRA COPERTA

Solaio di copertura a camera d'aria per Kg. 600 al metro quadrato.

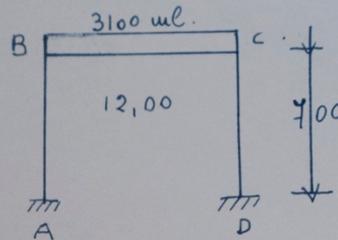
peso di detto Solaio su un metro di travessa.

- peso trave $30 \times 90 = \text{Kg. } 700 \text{ ml.}$

- peso Solaio $\text{Kg. } 600 \times 4 = \text{" } 2400 \text{"}$

p. = Kg. 3100 ml.

CALCOLO DEL TELAIO
Incentro al piede



$$V = \frac{3100 \times 12}{2} = \text{Kg. } 18.600$$

$$J_1 = 0,0833 \times 30 \times 70^3 = 857.500$$

$$J_2 = 0,0833 \times 30 \times 90^3 = 1.822.500$$

$$K = \frac{1.822.500}{857.500} \times \frac{7}{12} = 1,23$$

$$H = \frac{3100 \times 12 \times 12}{A \times 7 \times 3,23} = \frac{446.400}{90} = \text{Kg. } 4960$$

$$M_B = M_C = \frac{3100 \times 12 \times 1200}{6 \times 3,23} = 2.232.000 \text{ Kg. cm}$$

$$M_A = M_D = + \frac{4464.000}{12 \times 3,20} = 1.160.000 \text{ Kg. cm.}$$

$$M_{max} = \frac{4.464.000}{24} \times \frac{5,69}{3,23} = 187.000 \times 1,7 = 3.178.000 \text{ Kg. cm.}$$

Trave 30 x 100

$$G_e = 60 \text{ Kg./cmq}$$

$$G_f = 1400$$

$$F = N^{\circ} 8 \times 18$$

Eppertanto il pilastro verrà armato con
 $N^{\circ} 8 \varnothing 18 + u 4 \varnothing 18$ nella zona a $2/3$ dall'incastro.

Staffe $\varnothing 8$ a cm. 20

Si prescrive l'impiego di cemento ad alta
 resistenza tipo a 680 kg/cm² a compressione.

Adottando un Solais a camera d'aria del tipo
 "STIMIP", con soletta mista di laterizio e
 conglomerato, il valore di p sopra calcolato per
 Kg. 3100 ml, si riduce a Kg. 2700 ml.

Eppertanto si avrà:

$$V = \frac{2700 \times 12}{2} = 16.200$$

$$J_1 = 0,0833 \times 30 \times 70 \times 70 \times 70 = 857.000 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = 0,0833 \times 30 \times 90 \times 90 \times 90 = 1.822.000 \text{ cm}^4$$

$$pl^2 = 2700 \times 12 \times 1200 = 38.880.000 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{1.822.000}{857.000} \times \frac{7}{12} = \frac{12.754}{10.284} = 1,24$$

$$H = \frac{2700 \times 12 \times 12}{4 \times 7 \times 3,24} = \frac{388.800}{90,72} = \text{Kg. } 4.286$$

$$M_B = M_C = - \frac{38 \cdot 880 \cdot 000}{6 \times 3,24} = - \frac{38 \cdot 880 \cdot 000}{19,44} = - 2 \cdot 000 \cdot 000 \text{ Kg. em.}$$

$$M_A = M_D = + \frac{1}{2} m_B = + 1 \cdot 000 \cdot 000 \text{ Kg. em}$$

$$M_{mx} = \frac{38 \cdot 880 \cdot 000}{24} \times \frac{5,72}{3,24} = \frac{222 \cdot 393 \cdot 600}{77,76} = 2 \cdot 860 \cdot 000 \text{ Kg. em}$$

VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI UNITARIE
nel mezzo Sex a T $m = 2 \cdot 860 \cdot 000 \text{ Kg. em}$

per $m = 10$ $F = 8020 = \text{cmq } 25,13$ $h = 85$
 $d = 40$ $b = 100$

$$X = \frac{10 \times 100 \times 25,13 + 100 \times 800}{25,13 + 100 \times 40} = \frac{25130 + 80000}{251,3 + 4000} = \frac{105.130}{4251} = 24,72$$

$$y = 24,72 - 20 + \frac{1600}{6 \times 9,44} = 4,72 + \frac{1600}{56,64} = 32,92$$

$$6f = \frac{2 \cdot 860 \cdot 000}{25,13 \times 93,20} = \frac{2 \cdot 860 \cdot 000}{2342} = 1221 \text{ Kg/cmq}$$

$$6e = \frac{1221 \times 24,72}{10 \times 60,28} = \frac{3018}{602,8} = 50,06 \text{ Kg/cmq}$$

NELLE ZONE D'INCASTRO:

(aumento 10% dilatazione termica e ritiro)

$$M = - 2.272.000 = (2.272.000 (30))^{\frac{1}{2}} = \sqrt{754320} = 275$$

$$H = 90 \quad h = 84 \quad \nu = 84/275 = 0,316$$

$$\text{per } G_e = 64 \quad G_f = 1200$$

$$F = 0,00296 \times 30 \times 275 = \text{cmq } 24,42$$

$$F = 8 \phi 20 = \text{cmq } 25,13$$

CEMENTO AD ALTA RESISTENZA 680

SOLLECITAZIONI TANGENZIALI

$$V = K_g \cdot 16.200$$

$$h = \nu/3 = 84 \times 0,884 = \text{cm } 46,9$$

$$\tau = \frac{16200}{30 \times 46,9} = \frac{16.200}{2304} = K_g \cdot 7,12 / \text{cmq.}$$

Ponendo staffe $\phi 10$ a cm. 20, cioè n° 30 staffe
in 1/2 trave, si avrà:

$$\tau_s = \frac{30 \times 2 \times 0,49 \times 1000}{30 \times 600} = \frac{474}{180} = 2,63 \text{ Kg./cmq}$$

che si annulla alla distanza

$$\lambda = 600 \times 0,616 = \text{cm } 370$$

con un residuale sforzo di scorrimento

$$S = \frac{7,12 - 2,63}{9} \times 370 \times 30 =$$

$$= K_g \cdot 24.919 K_g.$$

il che comporta di piegare ferri a 45° , numero di

$$N_p = \frac{24.919}{4424} = N^\circ 6 \phi 20 \text{ a } 45^\circ$$

I pilastri nella zona a trazione dovranno avere un'area di ferro pari a $M^{\circ} 8\phi 20$

Poiché sono armati con $N 3\phi 20$, occorrerà inserire per la lunghezza di ul. 3,00, a partire dalla sommità, $M^{\circ} 5\phi 20$ (monconi)

Eccentricità dei pilastri nella zona di incastro ai pilastri

$$e = em - 64$$

Eppertanto occorrerà costruire il pilastro con scanso interna maggiorata di em. 70 rispetto l'asse baricentrico del pilastro.

Bibliografia

1. A. Miccoli / **CastStory: la scuola media “Filippo Surico”**, 2019 – consultabile: <https://www.viviwebtv.it/rubriche/15718/caststory-la-scuola-media-filippo-surico>.
2. M. Franceschini, P. Semproli, A. Secci / **I segni della ricostruzione post terremoto maggio 2012: l’adeguamento sismico della Palazzina Uffici nello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore**, TELEIOS S.r.l.-Officina di Ingegneria, 2014.
3. F. Feroldi, A. Marini, A. Belleri, C. Passoni, P. Riva, M. Preti, E. Giuriani, G. Plizzari / **Miglioramento e adeguamento sismico di edifici contemporanei mediante approccio integrato energetico, architettonico e strutturale con soluzioni a doppio involucro a minimo impatto ambientale**, 2014.
4. A. Masi / **La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive**, 2005.
5. INGV e Università del Sannio / **Storia della classificazione sismica in Italia** - <https://www.arcgis.com/apps/MapJournal/index.html?appid=30f05807a7c248a383f502926c3ca4ab>.
6. G. Manfredi, I. Iervolino, A. Martinelli, G.M. Verderame, B. Polidoro / **La valutazione della vulnerabilità sismica: il caso di Pettino (AQ)**, 2010.
7. P. Foraboschi, E. Giani / **ESOSCHELETRI, Prerogative architettoniche e strutturali – Prima parte**, 2017.
8. G. A. Ferro, A. Reggio, L. Martelli / **L’esoscheletro come approccio metodologico per l’adeguamento sismico di costruzioni esistenti**, 2018.
9. O. E. Bellini, A. Marini, C. Passoni / **Sistemi a esoscheletro adattivo per la resilienza dell’ambiente costruito**, 2018.
10. “Descrizione del rischio sismico” consultabile al sito internet della protezione civile: http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/descrizione_sismico.wp.
11. Eurocodice 8 / **Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici**, UNI EN 1998 – 1.
12. Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 (G. U. n.8 del 20/02/2018) “ Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (NTC-18)”.

13. Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019 (G. U. n. 35 del 11/02/2019 – Supplemento ordinario n. 5) “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018”.
14. Sito internet Protezione Civile, <http://www.protezionecivile.gov.it/home>.
15. A. Reggio, L. Restuccia, G.A. Ferro / **Feasibility and effectiveness of exoskeleton structures for seismic protection**, 2018.
16. A. Balducci, M.G. Castellano / **Adeguamento sismico del Liceo Varano di Camerino mediante sistema a Torri Dissipative**, 2015.
17. G. Pace / Corso di aggiornamento professionale - **Le tecniche di intervento su edifici tradizionali e prefabbricati alla luce delle NTC 2018: Ringrossi di sezione e confinamenti, calastrellature, controventature**, 2018.
18. Arch. Michele Giannico / **Progetto di scuola di avviamento professionale in Castellaneta**, 1960, consultabile presso l’Archivio di Stato di Taranto - fascicolo n°. 630 del Genio Civile di Taranto.
19. Ing. Francesco Comes / Interventi Scuola Secondaria di primo grado “F. Surico”, A1 – Adeguamento sismico – **Miglioramento sismico – Interventi locali, B1 -Interventi atti a conseguire la conformità alla normativa in materia di accessibilità e superamento delle barriere architettoniche**, 2017.
20. Arch. Pantaleo De Finis, Arch. Aldo Caforio, Ing. Roberto Marinelli / **Progetto per la realizzazione di un nuovo istituto scolastico destinato a scuola primaria**, 2019.
Consultabile sul sito internet:
<https://castellaneta.gov.it/delibere-di-giunta/item/18350-delibera-di-giunta-comunale-n-72-del-07-06-2019>.
21. Scuola di Ingegneria / **Listino laboratorio prove materiali e strutture dell’Università degli Studi della Basilicata**, 2019.