

COMMITTENTE

SERVIZIO TECNICO SCUOLE
COMUNE DI NAPOLI

PROGETTO

Servizi professionali finalizzati alle

VERIFICHE DI VULNERABILITA' SISMICA

di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale
ubicati nel territorio delle dieci municipalità –

LOTTO 1. CIG : 78819051C5

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

CAPOGRUPPO:

MANDANTI:

F&M
Ingegneria
F&M Ingegneria S.p.A.
Via Belvedere 8
30035 Mirano (Ve)

MASCOLO
Ingegneria
Mascolo Ingegneria srl
Via A. Gramsci, 19
80033 Cicciano (NA)

stress
value
Stress Value srl
Vico II San Nicola all Dogana, 9
80133 Napoli

Tecnolab
srl
Via Santella, p.co La Perla
81055 S. Maria Capua Vetere (CE)

Geol. Antonio Gravina
Via Nazionale Appia, 384
81020 Casapulla (CE)

EMISSIONE

VULNERABILITA' SISMICA

EDIFICIO

1.6.6 - 3° CIRCOLO DIDATTICO DE AMICIS

Via S.Teresa a Chiaia 8 - Chiaia

TITOLO

RELAZIONE SINTESI VERIFICHE VULNERABILITA'

Relazione

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
a
b					
c					
d					
e					
f					
g					
h					

ELABORATO N.

RSVV

DATA: Novembre 2021	SCALA: ...	FILE: 1.6.6-RSVV.pdf	J.N.
PROGETTO C.M.	DISEGNO ...	VERIFICA C.M.	APPROVAZIONE T.T.

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	4
2.2	NORME NAZIONALI	4
2.3	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	4
2.4	NORMATIVA VIGENTE E GLI AGGREGATI EDILIZI	4
3	MATERIALI	6
4	VERIFICHE.....	8
4.1	ANALISI DI CALCOLO E VERIFICA AI SOLI CARICHI VERTICALI	13
4.2	ANALISI DINAMICA MODALE.....	33
4.3	ANALISI DI CALCOLO E VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE	33
4.3.1	VERIFICHE SISMICHE.....	33
4.3.1.1	VERIFICA DEI CINEMATISMI DI FACCIATA.....	33
4.3.1.2	VERIFICA DI TIPO GLOBALE, A TAGLIO E A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO.....	37
4.3.1.3	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO.....	42
5	CONCLUSIONI.....	43
5.1	VULNERABILITA' SISMICA.....	43
5.1.1	VALUTAZIONI CRITICHE PROPEDEUTICHE ALLA PREDISPOSIZIONE DEGLI INTERVENTI 43	
5.2	CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO.....	43

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [2] D.M. 17.01.2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- [3] Circ Min n. 7 del 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [4] Decreto del Presidente della Regione del 01.08.2003, n 766/Pres. della Giunta Regione Lazio;
- [5] Regolamento regionale n.14 del 13 luglio 2016 per lo snellimento e la semplificazione delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico e di repressione delle violazioni della normativa sismica. Abrogazione del Regolamento regionale 7 febbraio 2012, n. 2 (Snellimento delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico) e successive modifiche”
- [6] Legge Regionale Lazio n.12 del 18 dicembre 2018 – “Disposizioni in materia di prevenzione e riduzione del rischio sismico. Ulteriori disposizioni per la semplificazione e l'accelerazione degli interventi di ricostruzione delle aree colpite dagli eventi sismici del 2016 e successivi”.

2.2 NORME NAZIONALI

- [1] UNI EN 206-1 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- [2] UNI 11104 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- [3] CNR 10025/98 – “Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo”

2.3 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- [1] UNI EN 1992 - Eurocodice 1 – “Basi della progettazione ed azioni sulle strutture”;
- [2] UNI EN 1992 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”;
- [3] UNI EN 1993 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”;
- [4] UNI EN 1994 - Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”;
- [5] UNI EN 1997 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”;
- [6] UNI EN 1998 - Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.

2.4 NORMATIVA VIGENTE E GLI AGGREGATI EDILIZI

Gli edifici esistenti in muratura sono caratterizzati da peculiarità che devono essere opportunamente considerate nell'ambito di verifiche strutturali. In particolare, per impostare nei centri storici, in presenza di edifici complessi, una significativa interpretazione del comportamento meccanico attraverso la modellazione strutturale, è necessaria una specifica conoscenza preliminare, basata su operazioni di rilievo, ricerche storiche ed indagini sperimentali.

La normativa italiana in materia sismica ha formalizzato ed aggiornato di recente questi aspetti. Le (NTC 2018) e, in particolare, le relative “Istruzioni per l'applicazione” (Circ. 7/2019) riportano nel § C8.7.1.3.2 le istruzioni cui è opportuno attenersi nello studio di aggregati edilizi: tali indicazioni sono riportate schematicamente nel seguito.

Nell'analisi dell'aggregato edilizio si è tenuto conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o semplicemente accostati. È per questo è stato fondamentale

determinare preliminarmente le Unità Strutturali (U.S.) da considerare nello studio, cioè quelle porzioni dell'edificio a cui corrisponde una unitarietà comportamentale (Binda et al. 2004).

A tale scopo, il processo di indagine si è articolato, toccando diversi aspetti informativi ed esaminando:

- i rapporti tra i processi di aggregazione dei tessuti edilizi e l'evoluzione morfologica del sistema urbano ed i principali eventi che hanno influito sugli aspetti tipologici del costruito storico;
- l'allineamento delle pareti, le verifiche di ortogonalità rispetto ai percorsi viari, l'individuazione dei prolungamenti, delle rotazioni, delle intersezioni e degli slittamenti degli assi delle pareti (ciò aiuta ad identificare le pareti in relazione alla loro contemporaneità di costruzione e, quindi, a definire il loro grado di connessione);
- i rapporti spaziali e di regolarità, ripetizione, modularità ai diversi piani delle singole cellule murarie (si possono così distinguere le cellule originarie da quelle dovute a saturazione successiva di spazi interclusi);
- i disassamenti e le rastremazioni delle pareti, i muri poggianti "in falso" sui solai e lo sfalsamento di quota tra solai contigui, che rappresentano indicazioni utili per l'individuazione delle possibili fonti di danno, relative ad azioni statiche e dinamiche, e dei meccanismi di aggregazione;
- la forma e la posizione delle aperture nei muri di prospetto (assialità, simmetria, ripetizione); questo permette di determinare le zone di debolezza nel percorso di trasmissione degli sforzi di compressione e di rilevarne le modificazioni avvenute nel tempo.

La struttura che caratterizza la Primaria De Amicis è stata associata un'unica U.S. in ragione della forma del sistema edilizio cui appartiene. L'U.S. risulta avere continuità da cielo in terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali.

Tra le interazioni strutturali con gli edifici adiacenti, non sono state considerate le azioni (verticali e orizzontali) provenienti da solai o da pareti di U.S. adiacenti, né tanto meno, i possibili martellamenti tra U.S. confinanti, in quanto si è accertato l'assenza di connessione con la Palestra in adiacenza che caratterizza il plesso scolastico CD De Amicis.

3 MATERIALI

Si riportano di seguito schematicamente i dati di input delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nella modellazione di analisi:

Muratura

Descrizione: (Circolare 7 21-01-19 C8.5.I) Muratura a conci regolari di pietra tenera LC2

E: kN/cm^2 141 α : $^{\circ}\text{C}^{-1}$ 0.000006

ν : 0.25 γ : kN/cm^3 0.0000145

Livello di conoscenza: LC2 (FC = 1,2)

D.M. 20/11/1987 CIRC. 21745 30/07/1981 OPCM 3431 / N.T.C. 2005 D.M. 14-01-08 D.M. 17-01-18

Blocchi

Tipo di blocchi: Pietra naturale

Categoria blocchi: II

fbk_: kN/cm^2 0.06

fbk: kN/cm^2 0.3

Classe di esecuzione: 2 γ_M : 3

Malta

fm: kN/cm^2 0.25

Tipo malta: Composizione prescritta

Tipo di malta per fvk0: Ordinaria

Giunti verticali a secco: ☐

Curva Bilineare (4 punti): Modifica

Muratura

Tessitura: Regolare

ϕ : Default (0.767) μ : Default (0.577)

Nuovo Esistente

Tipologia di muratura

Muratura a conci regolari di pietra tenera

Tipologia di miglioramento

☐ Malta buona

☐ Connessione trasversale

☐ Iniezione di miscele leganti

☐ Intonaco armato

☐ Ristilatura armata con connessione dei paramer

Esistente

f medio: kN/cm^2 Default (0.26)

τ_0 medio: kN/cm^2 Default (0.006)

fv0 medio: kN/cm^2 Default (0.0145)

fh medio: kN/cm^2 Default (0.13)

Pushover

E medio: kN/cm^2 Default (141)

G medio: kN/cm^2 Default (45)

Figura 2 – Caratteristiche dei materiali utilizzati – Muratura portante Ante Operam

Muratura

Descrizione

(Circolare 7 21-01-19 C8.5.I) Muratura a conci regolari di pietra tenera LC2 miglioramenti van

E

daN/cm²

21150

α

°C⁻¹

0.000006

ν

0.49

γ

daN/cm³

0.0013

Livello di conoscenza

LC2 (FC = 1,2)

D.M. 20/11/1987

CIRC. 21745 30/07/1981

OPCM 3431 / N.T.C. 2005

D.M. 14-01-08

D.M. 17-01-18

Blocchi

Tipo di blocchi

Pietra naturale

Categoria blocchi

II

fbk₋

daN/cm²

6

fbk

daN/cm²

30

Classe di esecuzione

2

γ_M

3

Malta

f_m

daN/cm²

25

Tipo malta

Composizione prescritta

Tipo di malta per f_{vk0}

Ordinaria

Giunti verticali a secco

☐

Curva Bilineare (4 punti)

Modifica

Muratura

Tessitura

Regolare

φ

Default (0.767)

μ

Default (0.577)

Nuovo

Esistente

Tipologia di muratura

Muratura a conci regolari di pietra tenera

Tipologia di miglioramento

☐

 Malta buona

☒

 Connessione trasversale

☐

 Iniezione di miscele leganti

☒

 Intonaco armato

☐

 Ristilatura armata con connessione dei paramer

Esistente

f medio

daN/cm²

Default (46.8)

τ₀ medio

daN/cm²

Default (1.08)

f_{v0} medio

daN/cm²

Default (2.61)

f_h medio

daN/cm²

Default (23.4)

Pushover

E medio

daN/cm²

Default (21150)

G medio

daN/cm²

Default (6750)

Tabella C8.5.I - Tabella C8.5.II (Circolare 7 21-01-19)

Figura 3 – Caratteristiche dei materiali utilizzati – Muratura portante Post Operam

4 VERIFICHE

La valutazione della sicurezza del complesso è stata svolta effettuando sia l'analisi per carichi gravitazionali (**vulnerabilità statica dell'edificio**) che considerando l'effetto delle azioni sismiche previste dalla normativa vigente per il sito in esame (**vulnerabilità sismica dell'edificio**). In particolare la valutazione delle effettive prestazioni sismiche è stata condotta secondo le prescrizioni della normativa vigente (D.M. 17/01/2018, Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni n.7 del 21 Gennaio 2019).

L'analisi adottata per la verifica della vulnerabilità sismica è del tipo statica non lineare così come la definisce la norma, con uno smorzamento viscoso equivalente assunto pari a 5% e un fattore di struttura, determinato in base alle indicazioni seguenti, pari a quanto esposto nella seguente schermata:

Preferenze D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche	Vento	Neve	C.A.	Acciaio	Legno	Lega di alluminio
Generali	Tipologia	Analisi	Suolo	Torsione accidentale	Analisi elastica	Spettri
Statica non lineare (pushover)						

Tipo di analisi: Non lineare statica (pushover) ▼

Rotazione del sisma: deg 0

Quota dello '0' sismico: cm -190

Considera sisma Z: Solo se $A_g \geq 0.15$ g, conformemente a §3.2.3.1 ▼

Smorzamento viscoso (%): % Default (5) ▼

Limite spostamenti interpiano SLD: Default (0.002) ▼

Fattore di comportamento per sisma SLD X: Default (1) ▼

Fattore di comportamento per sisma SLD Y: Default (1) ▼

Fattore di comportamento per sisma SLD Z: Default (1) ▼

Fattore di comportamento per sisma SLV X: Default (1) ▼

Fattore di comportamento per sisma SLV Y: Default (1) ▼

Fattore di comportamento per sisma SLV Z: Default (1) ▼

Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo: SLV ▼

Parametri per combinazioni di default

Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default: Default (1) ▼

Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default: Default (1) ▼

La tipologia strutturale risulta inequivocabilmente imputabile ad un sistema strutturale in muratura:

Preferenze D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche	Vento	Neve	C.A.	Acciaio	Legno	Lega di alluminio
Generali	Tipologia	Analisi	Suolo	Torsione accidentale	Analisi elastica	Spettri
Statica non lineare (pushover)						

Classe di duttilità Non dissipativa

Regolarità in pianta ☒

Regolarità in elevazione ☐

☐ Edificio C.A.

Tipologia C.A. Strutture a telaio $q_0=3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$

α_u / α_1 C.A. Strutture a telaio di un piano $\alpha_u / \alpha_1=1.1$

Kw 0.5

☐ Edificio acciaio

Tipologia acciaio a) Strutture intelaiate $q_0=4.0$

α_u / α_1 acciaio

☒ Edificio muratura

Tipologia muratura Costruzioni di muratura ordinaria $q_0=1.75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$

☐ Edificio legno

Tipologia legno Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostat

Di seguito si riportano le impostazioni per le analisi statiche non lineari (pushover) implementate nei modelli di calcolo:

Preferenze D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche	Vento	Neve	C.A.	Acciaio	Legno	Lega di alluminio
Generali	Tipologia	Analisi	Suolo	Torsione accidentale	Analisi elastica	Spettri
Statica non lineare (pushover)						

Distribuzione forze d'inerzia principali (Gruppo 1)	Da calcolo autovalori
Calcolo fattore partecipazione modale	Considera inerzie torsionali (D.M. 2018, C7.3.4.1 (tau))
Coefficiente partecipazione per Gruppo 2	Come gruppo 1
Generazione combinazioni pushover	Componenti orizzontali separate (8 combinazioni)
Regola valutazione meccanismi nelle curve	Fino al punto in cui si verifica il meccanismo di rottura

Meccanismi di rottura che limitano le capacità nelle curve

<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLD]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLC]
<input type="checkbox"/>	~	Rottura taglio pilastrata C.A. [SLV]
<input type="checkbox"/>	+	Rottura nodo pilastrata C.A. [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLD]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLC]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite taglio travata C.A. [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Rottura taglio palo C.A. [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite rotazione alla corda di nucleo/lama C.A. [SLD]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite rotazione alla corda di nucleo/lama C.A. [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento limite rotazione alla corda di nucleo/lama C.A. [SLC]
<input type="checkbox"/>	~	Rottura taglio dei nuclei/lame di parete in C.A. [SLV]
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Raggiungimento resistenza a taglio nel piano di maschio in muratura [SLV]
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Raggiungimento resistenza a pressoflessione nel piano di maschio in muratura [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Deformazione ultima nel piano per taglio di maschio in muratura [SLC]
<input type="checkbox"/>	~	Deformazione ultima nel piano per pressoflessione di maschio in muratura [SLC]
<input type="checkbox"/>	~	Rottura fuori piano di maschio in muratura [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Ribaltamento fuori piano di maschio in muratura [SLV]
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Raggiungimento resistenza a taglio nel piano di trave di accoppiamento in muratura [SLV]
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Raggiungimento resistenza a pressoflessione nel piano di trave di accoppiamento in muratura [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Deformazione ultima nel piano per taglio di trave di accoppiamento in muratura [SLC]
<input type="checkbox"/>	~	Deformazione ultima nel piano per pressoflessione di trave di accoppiamento in muratura [SLC]
<input type="checkbox"/>	~	Raggiungimento resistenza a taglio di puntoni in muratura [SLV]
<input type="checkbox"/>	~	Superamento della pressione in fondazione [SLV]
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Riduzione del taglio del 20% [SLC] §C7.8.1.5.4
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC [SLV] §C7.8.1.5.4
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Spostamento corrispondente al raggiungimento della massima forza [SLD] §C7.8.1.5.4
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente [SLD] §C8.7.1.3.1
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Spostamento corrispondente a 3/4 del taglio alla base massimo [SLD] §C8.7.1.3.1
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Spostamento corrispondente a 2/3 dello spostamento SLD [SLO] §C8.7.1.3.1
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Spostamento corrispondente a $q^* = 3$ [SLV] §C7.8.1.6
<input checked="" type="checkbox"/>	~	Spostamento corrispondente a $q^* = 4$ [SLC] §C7.8.1.6
<input type="checkbox"/>	~	Riduzione del taglio del 15% [SLC] §C7.3.4.2

Si riportano di seguito le immagini relative al modello di calcolo e le successive verifiche:

Preferenze FEM avanzate

Generale Non lineare Pushover Pushover muratura

Elementi inelastici solo per murature ☐

Tipo di modellazione della muratura Aste inelastiche

Resistenza a taglio muratura ordinaria esistente Fessurazione diagonale

Resistenza a taglio muratura ordinaria di nuova edificazione Sconimento

Dati specifici modellazione ad aste

Percentuale momento torcente % 0.1

Percentuale momento ortogonale % 0.1

Fattore di lunghezza cerniere muratura 0.01

Moltiplicatore rigidità aste elastiche 0.5

Valutazione dello sforzo normale nei maschi Integrazione numerica

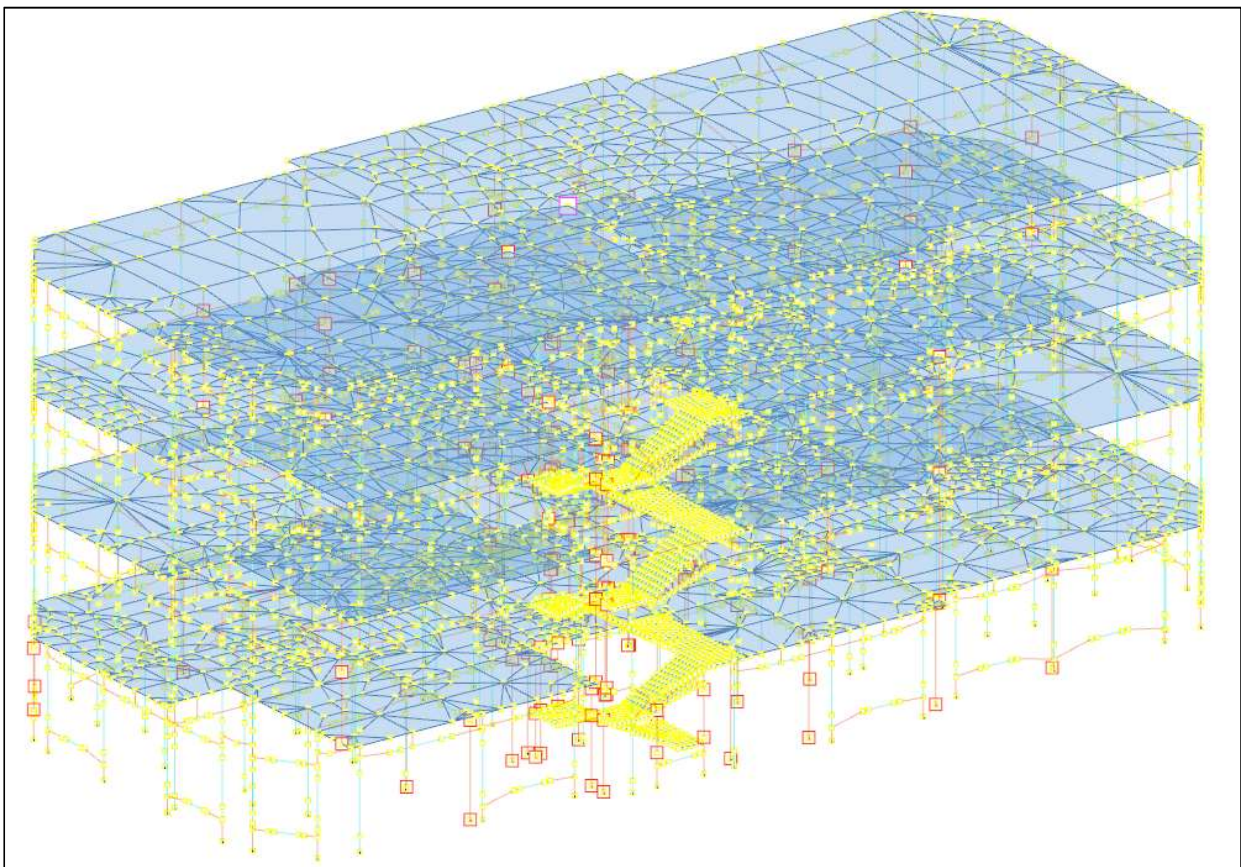


Figura 4 Modello analitico F.E.M. (ad aste)

Preferenze FEM avanzate

Generale Non lineare Pushover Pushover muratura

Elementi inelastici solo per murature ☐

Tipo di modellazione della muratura

Gusci

Resistenza a taglio muratura ordinaria esistente

Fessurazione diagonale

Resistenza a taglio muratura ordinaria di nuova edificazione

Scomimento

Dati specifici modellazione ad aste

Percentuale momento torcente

% 0.1

Percentuale momento ortogonale

% 0.1

Fattore di lunghezza cerniere muratura

0.01

Moltiplicatore rigidezza aste elastiche

0.5

Valutazione dello sforzo normale nei maschi

Integrazione numerica

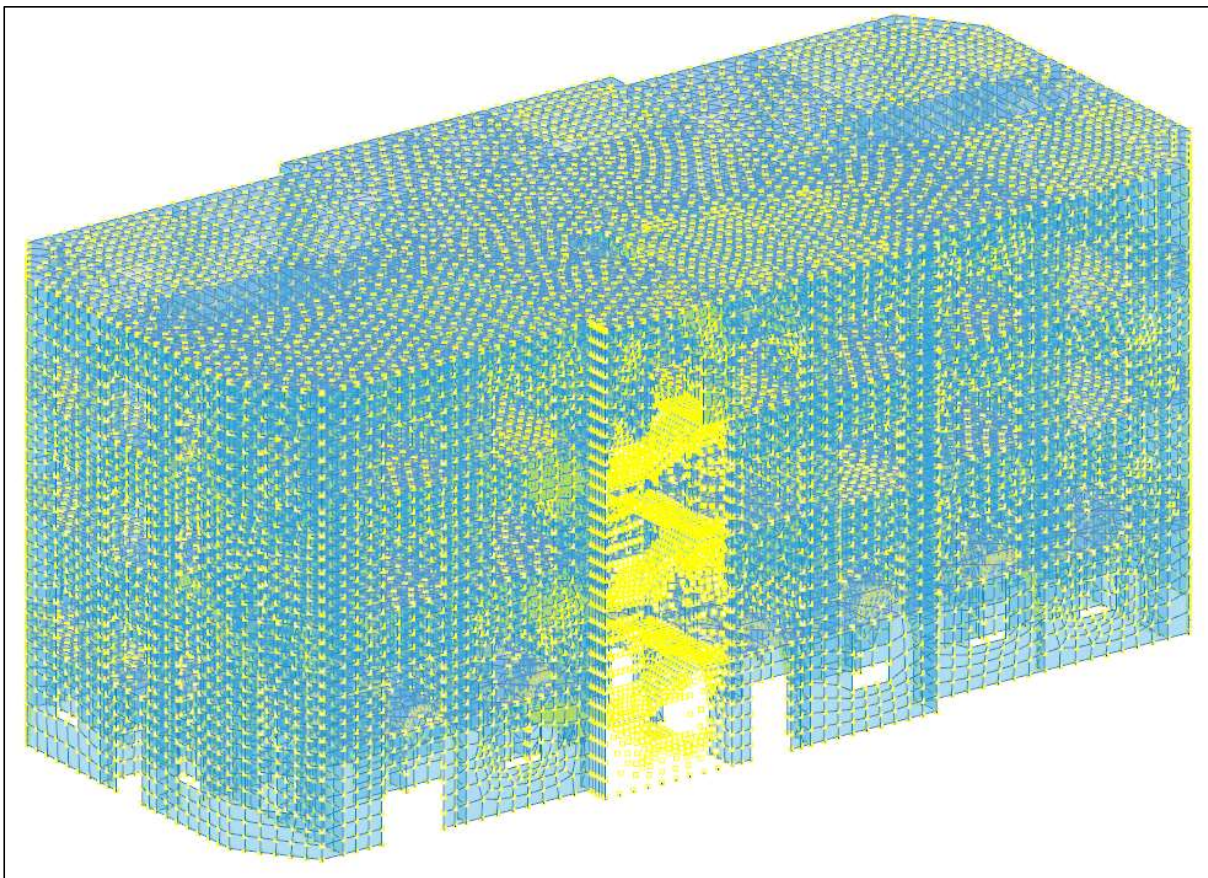


Figura 5 Modello analitico F.E.M. (a gusci)

4.1 ANALISI DI CALCOLO E VERIFICA AI SOLI CARICHI VERTICALI

L'analisi dello stato di fatto ha consentito inoltre di avere una prima disamina sul comportamento statico della struttura, con particolare riferimento alla risposta flessionale e tagliante. Nello specifico le verifiche sono condotte in accordo al §4.5.6.2 delle NTC 18.

Per quanto concerne le verifiche a taglio il programma è in grado di esaminare sia la rottura per scorrimento che la rottura per fessurazione diagonale e graficizza la condizione più sfavorevole.

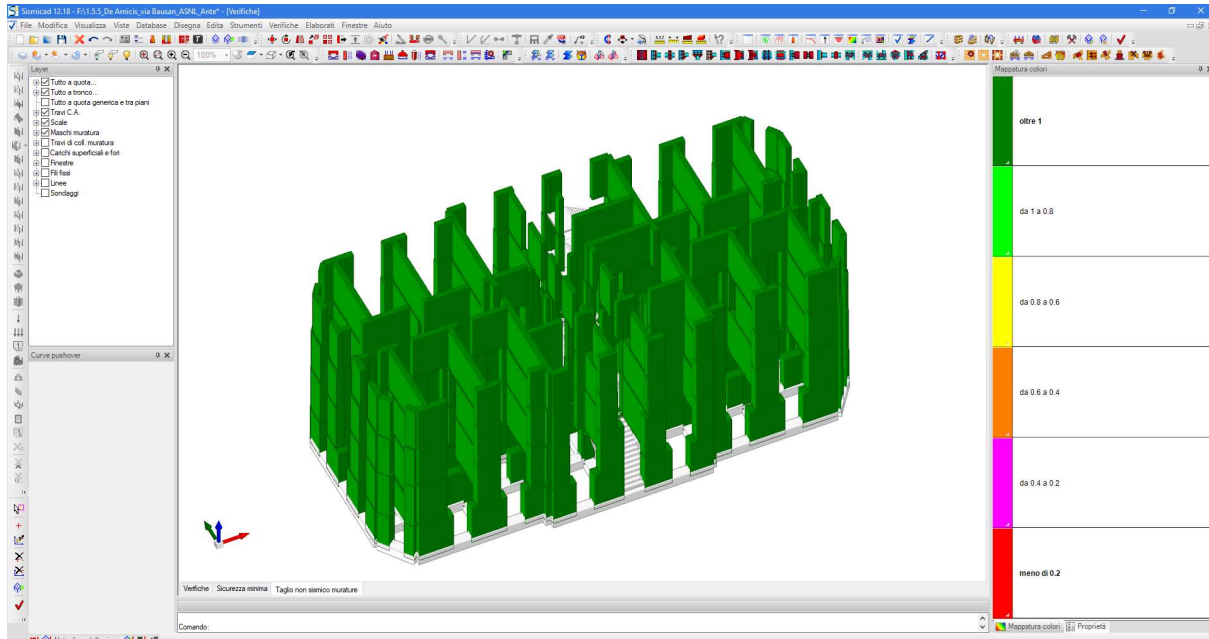


Figura 6 Taglio non sismico: condizione più sfavorevole tra scorrimento e fessurazione diagonale

A tal proposito la Circolare n. 7/2019 al §C8.7.1.3.1.1 distingue due famiglie di murature:

- le murature a tessitura irregolare, con rottura per trazione diagonale governata dal parametro τ_0 ;
- le murature a tessitura regolare, per le quali la fessurazione può essere “a scaletta”, ossia con andamento diagonale attraverso i giunti di malta (governata dal parametro di resistenza f_{v0} , associato idealmente alla crisi dei giunti), oppure diagonale attraverso gli inerti della muratura (governata dal parametro di resistenza $f_{v,lim}$).

Nel caso in esame la muratura presenta una tessitura regolare per cui la verifica sarà del secondo tipo. Per quanto riguarda le verifiche a pressoflessione consente di scegliere se applicare o meno le semplificazioni previste dalla Circolare n. 7/2019, che nello specifico non sono state considerate.

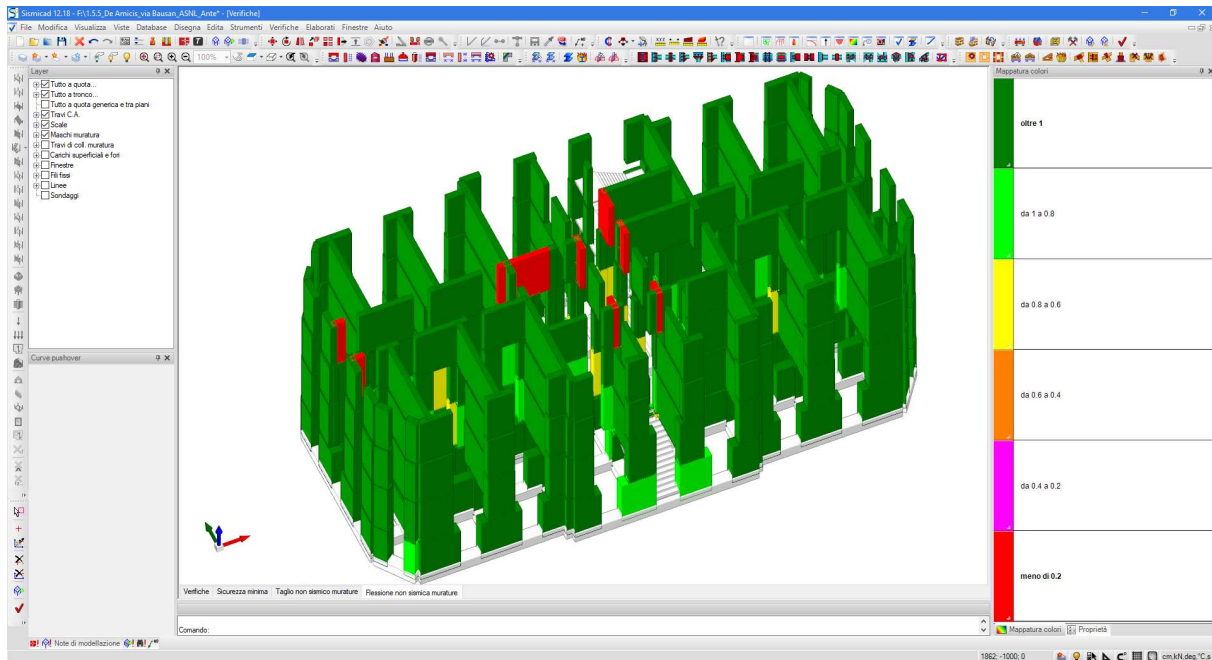


Figura 7 Pressoflessione non sismica: modello SHELL U.S.1

È importante tuttavia sottolineare che tutti i maschi non verificati, presenti esibiscono coefficienti di sicurezza pari a 0 (colore rosso); andando ad analizzare nel dettaglio le motivazioni di queste verifiche non soddisfatte sono da ricercare nel modello di calcolo agli elementi finiti che genera da un lato delle azioni di sforzo normale di trazione nelle murature in questione per le verifiche a taglio, mentre per le verifiche a pressoflessione si generano eccentricità di verifica nel piano normale al piano medio del maschio elevati

Sotto l'azione dei carichi verticali, risultano poco realistici maschi murari soggetti a sollecitazioni di trazione, ed eccentricità elevate, effetto dovuto, solitamente, a forti variazioni di rigidità tra i piani così da far rimanere 'appesi' alcuni elementi. La trascurabilità delle verifiche a Sforzo Normale di Trazione per gli elementi verticali murari può essere giustificata dai criteri approssimati con cui si schematizzano pareti che insistono su strisce e travi sottostanti, senza un'adeguata corrispondenza fra le parti 'piene' (maschi) tra i piani. In pratica, questa situazione può generare maschi murari 'appesi' al piano superiore che manifestano una dilatazione (allontanamento reciproco dei nodi di estremità inferiore e superiore).

Questo fenomeno come le eccentricità nel piano ortogonale possono essere ritenute teoriche e quindi non condizionante la verifica dei fabbricati

Primaria De Amicis

Rispetto alla sollecitazione di pressoflessione si nota che il numero di elementi che non risulta essere verificato è pari all'2%. Rispetto alla sollecitazione di taglio si nota che il numero di elementi che non risulta essere verificato è pari al 0%.

Tipo di verifica	Sezioni Verificate	Sezioni Non verificate				
		C.S. < 0.2	0.2 < C.S. < 0.4	0.4 < C.S. < 0.6	0.6 < C.S. < 0.8	0.8 < C.S. < 1.0
Pressoflessione	92%	2%	0%	0%	3%	6%
Taglio	100%	0%	0%	0%	0%	0%

Si riporta di seguito, a titolo di esempio, una scheda riepilogativa delle verifiche effettuate:

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	l	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
991.7	0	591.7	0	L1	L2	400	110	435	500	500			

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 17-01-18 (N.T.C.) $\gamma_M = 3$

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Φ_t	Φ_I	Nu	Verifica
SLU 36	-240	-2433.51		1	0	-1.52	2.18	0	3.7	0.87	1	2769.28	Si
SLU 36	10	-2186.95		1	0	-1.52	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 36	260	-2012.4		1	0	-1.52	2.18	0	3.7	0.87	1	2769.28	Si
SLU 35	-240	-2426.61		1	0	-1.53	2.18	0	3.7	0.87	1	2768.79	Si
SLU 35	10	-2180.05		1	0	-1.53	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 35	260	-2005.26		1	0	-1.53	2.18	0	3.7	0.87	1	2768.79	Si
SLU 34	-240	-2375.93		1	0	-1.46	2.18	0	3.63	0.87	1	2775.04	Si
SLU 34	10	-2129.39		1	0	-1.46	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 34	260	-1953.23		1	0	-1.46	2.18	0	3.63	0.87	1	2775.04	Si
SLU 33	-240	-2369.04		1	0	-1.46	2.18	0	3.64	0.87	1	2774.55	Si
SLU 33	10	-2122.5		1	0	-1.46	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 33	260	-1946.09		1	0	-1.46	2.18	0	3.64	0.87	1	2774.55	Si
SLU 32	-240	-2369.04		1	0	-1.46	2.18	0	3.64	0.87	1	2774.55	Si
SLU 32	10	-2122.5		1	0	-1.46	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 32	260	-1946.09		1	0	-1.46	2.18	0	3.64	0.87	1	2774.55	Si
SLU 27	-240	-2320.21		1	0	-1.47	2.18	0	3.64	0.87	1	2774.02	Si
SLU 27	10	-2073.68		1	0	-1.47	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 27	260	-1895.96		1	0	-1.47	2.18	0	3.64	0.87	1	2774.02	Si
SLU 26	-240	-2313.31		1	0	-1.47	2.18	0	3.65	0.87	1	2773.52	Si
SLU 26	10	-2066.78		1	0	-1.47	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 26	260	-1888.82		1	0	-1.47	2.18	0	3.65	0.87	1	2773.52	Si
SLU 18	-240	-2272.3		1	0	-1.55	2.18	0	3.73	0.87	1	2766.25	Si
SLU 18	10	-2048.14		1	0	-1.55	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 18	260	-1891.18		1	0	-1.55	2.18	0	3.73	0.87	1	2766.25	Si
SLU 17	-240	-2265.4		1	0	-1.56	2.18	0	3.74	0.87	1	2765.72	Si
SLU 17	10	-2041.24		1	0	-1.56	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 17	260	-1884.03		1	0	-1.56	2.18	0	3.74	0.87	1	2765.72	Si
SLU 25	-240	-2262.64		1	0	-1.4	2.18	0	3.57	0.87	1	2780.29	Si
SLU 25	10	-2016.12		1	0	-1.4	2.18	0	2.18	0.91	1	2906.34	Si
SLU 25	260	-1836.8		1	0	-1.4	2.18	0	3.57	0.87	1	2780.29	Si

Verifica a taglio nel piano secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) §7.8.2.2.2 con rottura per scorrimento in combinazioni non sismiche, $\gamma_M = 3$

Comb.	Quota	N	V par	M	σ_0	σ_N	I'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.	Vt,lim	c.s.	Verifica
SLU 33	-40	-2157.59	17.06	-4721.73		0.049	400	0.0054	238.33		384.63	13.97	Si
SLU 33	140	-2031.26	17.06	-7793.02		0.0462	400	0.0054	238.33		374.88	13.97	Si
SLU 36	-40	-2222.04	18.47	-4938.22		0.0505	400	0.0054	238.33		389.51	12.91	Si
SLU 36	140	-2095.71	18.47	-8261.97		0.0476	400	0.0054	238.33		379.89	12.91	Si
SLU 34	-40	-2164.48	17.12	-4736.74		0.0492	400	0.0054	238.33		385.16	13.92	Si
SLU 34	140	-2038.16	17.12	-7818.87		0.0463	400	0.0054	238.33		375.42	13.92	Si
SLU 32	-40	-2157.59	17.06	-4721.73		0.049	400	0.0054	238.33		384.63	13.97	Si
SLU 32	140	-2031.26	17.06	-7793.02		0.0462	400	0.0054	238.33		374.88	13.97	Si
SLU 16	-40	-2022.48	16.5	-4476.56		0.046	400	0.0054	238.33		374.2	14.44	Si
SLU 16	140	-1907.64	16.5	-7446.73		0.0434	400	0.0054	238.33		365.09	14.44	Si
SLU 17	-40	-2073.14	17.78	-4663.02		0.0471	400	0.0054	238.33		378.14	13.4	Si
SLU 17	140	-1958.3	17.78	-7863.97		0.0445	400	0.0054	238.33		369.14	13.4	Si
SLU 27	-40	-2108.77	16.64	-4586.55		0.0479	400	0.0054	238.33		380.89	14.32	Si
SLU 27	140	-1982.45	16.64	-7582.01		0.0451	400	0.0054	238.33		371.05	14.32	Si
SLU 26	-40	-2101.87	16.58	-4571.53		0.0478	400	0.0054	238.33		380.36	14.37	Si
SLU 26	140	-1975.55	16.58	-7556.16		0.0449	400	0.0054	238.33		370.5	14.37	Si
SLU 18	-40	-2080.04	17.84	-4678.03		0.0473	400	0.0054	238.33		378.68	13.36	Si
SLU 18	140	-1965.2	17.84	-7889.82		0.0447	400	0.0054	238.33		369.68	13.36	Si
SLU 35	-40	-2215.14	18.4	-4923.21		0.0503	400	0.0054	238.33		388.99	12.95	Si
SLU 35	140	-2088.82	18.4	-8236.11		0.0475	400	0.0054	238.33		379.36	12.95	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF SLU	1.138	SLU 36	Si
V SLU	12.907	SLU 36	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [cm, kN, deg] ove non espressamente specificato.

X ini.: coordinate del punto iniziale del maschio. [cm]

Y ini.: coordinate del punto iniziale del maschio. [cm]

X fin.: coordinate del punto finale del maschio. [cm]

Y fin.: coordinate del punto finale del maschio. [cm]

Quota i.: livello o falda inferiore.

Quota.s.: livello o falda superiore.

I: lunghezza del maschio. [cm]

Sp.: spessore. [cm]

h netta: altezza netta (a filo solai). [cm]

h ini.: altezza nel modello al punto iniziale. [cm]

h fin.: altezza nel modello al punto finale. [cm]

a: distanza tra irrigidimenti laterali. [cm]

a.s.,sx: lunghezza di appoggio del solaio di sinistra. [cm]

a.s.,dx: lunghezza di appoggio del solaio di destra. [cm]

fb: resistenza normalizzata a compressione verticale dei blocchi. [kN/cm²]
fk: resistenza caratteristica a compressione della muratura utilizzata. [kN/cm²]
fvk0: resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali. [kN/cm²]
fmedio: resistenza media a compressione della muratura utilizzata. [kN/cm²]
r0: resistenza media a taglio in assenza di azioni normali [C8.7.1.16]. [kN/cm²]
fv0: resistenza media a taglio in assenza di azioni normali [C8.7.1.17]. [kN/cm²]
μ: coefficiente di attrito [C8.7.1.17].
φ: coefficiente di ammassamento o ingranamento secondo Circolare 7 21-01-19 §C8.7.1.3.1.1.
fv,lim: valore massimo della resistenza a taglio che può essere impiegata nel calcolo. [kN/cm²]
E: modulo di elasticità longitudinale della muratura utilizzato. [kN/cm²]
G: modulo di elasticità tangenziale della muratura utilizzato. [kN/cm²]
FC: fattore di confidenza della muratura.
Comb.: combinazione.
Quota: quota della sezione di verifica. [cm]
N: sforzo normale alla quota. [kN]
M: momento flettente nel piano. [kN*cm]
p: fattore laterale di vincolo (4.5.6).
es1: eccentricità dovuta alla posizione eccentrica dei maschi sovrastanti la sezione di verifica. [cm]
es2: eccentricità dovuta alla risultante eccentrica delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti. [cm]
ea: eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione. [cm]
ev: eccentricità dovuta ad azioni ortogonali (vento, sisma). [cm]
e ver: eccentricità di verifica nel piano normale al piano medio del maschio. [cm]
Φt: coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità nel piano normale al mediano.
Φl: coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità nel piano mediano.
Nu: sforzo normale ultimo. [kN]
Verifica: stato di verifica.
Quota: quota della sezione di verifica. [cm]
N: sforzo normale. [kN]
V par: taglio nel piano. [kN]
σ0: tensione media di compressione. [kN/cm²]
σN: tensione media di compressione sulla parte reagente. [kN/cm²]
l': lunghezza della parte compressa della parete. [cm]
fvd: resistenza a taglio di calcolo. [kN/cm²]
Vt scorr.: taglio ultimo per verifica a scorrimento. [kN]
Vt fess.diag.: taglio ultimo per verifica a fessurazione diagonale regolare [C8.7.1.17]. [kN]
Vt,lim: taglio limite [C8.7.1.18]. [kN]
c.s.: coefficiente di sicurezza a taglio.
Stato limite: pF_SLU=Presso flessione per azioni non sismiche; V_SLU=Taglio per azioni non sismiche; PF_SLV=Presso flessione per azioni sismiche; V_SLV=Taglio per azioni sismiche; PFFP_SLV=Presso flessione fuori piano per azioni sismiche; R_SLV=Ribaltamento per azioni sismiche.
Coeff.s.: coefficiente di sicurezza.

Si precisa che la valutazione dei tassi di lavoro a rottura determina una condizione limite, relativamente al raggiungimento delle tensioni limite di rottura secondo coefficienti parziali di sicurezza allo **SLU**. Tale condizione determina uno scenario assolutamente verificato in condizioni di esercizio; la struttura si dichiara pertanto **staticamente idonea**.

A seguito delle indagini diagnostiche strutturali, sono stati eseguiti saggi ai solai che hanno permesso di caratterizzarne la loro stratigrafia, individuando tre tipologie di solai:

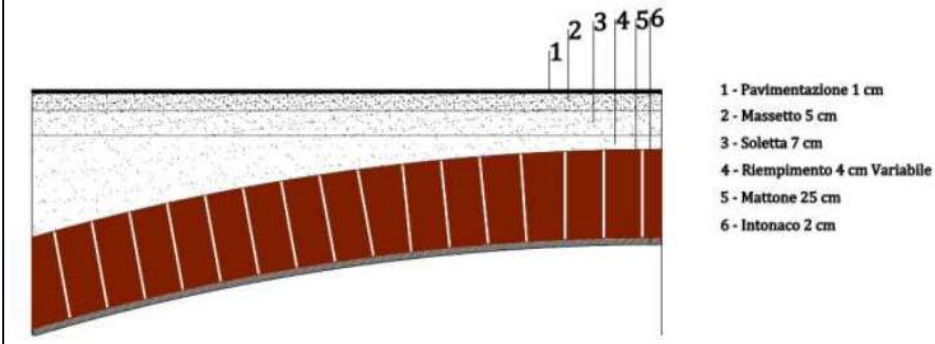
- solai volte a botte;
- solai volte a croce.;
- solai volterranea
- solai misti in acciaio e laterizio;

Di seguito si riportano le verifiche statiche condotte:

• SOLAIO TIPO A, VOLTA A BOTTE

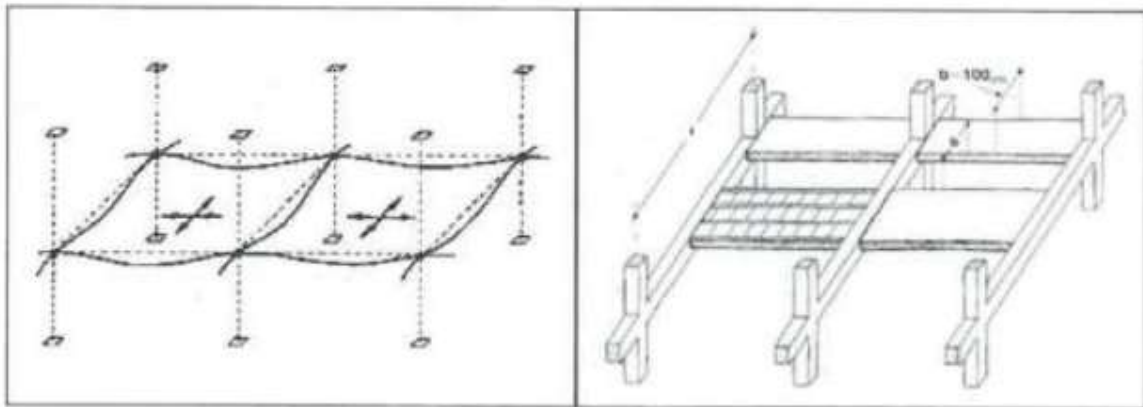
Trattasi di un solaio in mattoni pieni, disposti verticalmente, che formano una volta a botte, come struttura portante, negli strati superiori troviamo: riempimento (spessore variabile), soletta di 7 cm, massetto di 5 cm e infine la pavimentazione.

La geometria del solaio è stata ottenuta dall'esecuzione delle Endoscopie n. 1 e 3.



Si premette che, in sede di progetto, il solaio è solitamente assimilato ad una striscia elementare tipo che si sviluppa secondo l'asse delle nervature, sulla quale agiscono le azioni trasmesse dai carichi agenti in direzione normale al piano così individuato, e con sollecitazioni trasversali nulle, e viene considerato e calcolato come una "Trave Incastrata" agli estremi.

Tale modello di calcolo è conservativo rispetto alla sicurezza, ma consiste in uno schema differente dal reale comportamento dell'elemento strutturale, che è generalmente riconducibile a quello di una piastra su appoggi puntiformi, come visibile nel seguente schema grafico.



Nei solai in laterocemento o misti, infatti, l'armatura di ripartizione della soletta, piuttosto che la presenza del massetto, ma anche il trascurato effetto degli elementi in laterizio, consentono un collegamento trasversale tra gli elementi portanti.

Per semplicità operativa, le prove di carico si svolgono considerando il solaio come una piastra isotropa con dimensione trasversale B infinita e ipotizzandone però una larghezza b trascurabile rispetto a B , assimilando la deformata della linea mediana trasversale alla linea di influenza degli abbassamenti, considerando quindi una striscia infinitesima di solaio.

Tali indagini consentono quindi non solo un confronto tra le frecce teoriche rispetto ai valori riscontrati sperimentalmente, ma anche una valutazione del comportamento elastico e le caratteristiche di deformabilità, nonché portata del carico di progetto o di esercizio della struttura oggetto di prova.

Nel case study oggetto di relazione, le prove si sono svolte tramite applicazione di un carico per mezzo di serbatoi flessibili in PVC di 35 kg di portata, posizionati all'estradosso dell'impalcato oggetto d'indagine sulla striscia di solaio parallela all'orditura, gradualmente riempiti d'acqua secondo step di carico che verranno mostrati nelle schede seguenti, sino al raggiungimento del carico di esercizio.

E' superfluo precisare che il carico di prova è riferito al carico accidentale, che si somma a quelli permanenti che hanno già determinato in situ effetti deformativi, essendo la costruzione esistente e non in fase di realizzazione.

Il solaio è stato monitorato prima dell'inizio della prova e durante la sua esecuzione fino allo scarico completo, attraverso il posizionamento all'intradosso del solaio oggetto d'indagine di n.7 trasduttori elettrici di spostamento con precisione centesimale, collegati ad un sistema di acquisizione elettronico, con intervallo di acquisizione di 1 minuto.

La prova ha come oggetto d'indagine il solaio a volta a botte tra il piano seminterrato e terra.

La geometria del solaio è stata rilevata tramite l'esecuzione di un'indagine endoscopica.

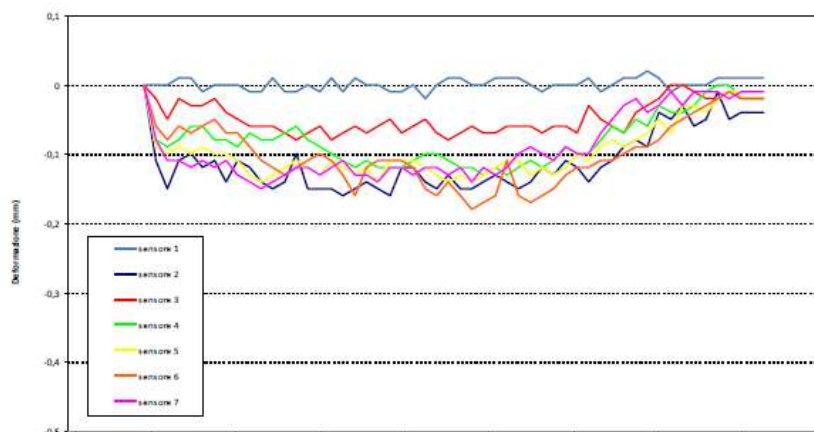
Il carico è stato posizionato all'estradosso del solaio in esame, ed è stato valutato secondo la Norma Cogente in funzione della categoria dell'edificio [Tab.3.1.II].

In particolare il solaio oggetto d'indagine è stato associato, in condizioni di favore di sicurezza, alla Categoria C1, il cui carico verticale variabile uniformemente distribuito corrisponde a $q_k = 3 \text{ KN/m}$.

Gli abbassamenti sono invece stati registrati tramite trasduttori di spostamento posizionati all'intradosso del solaio.

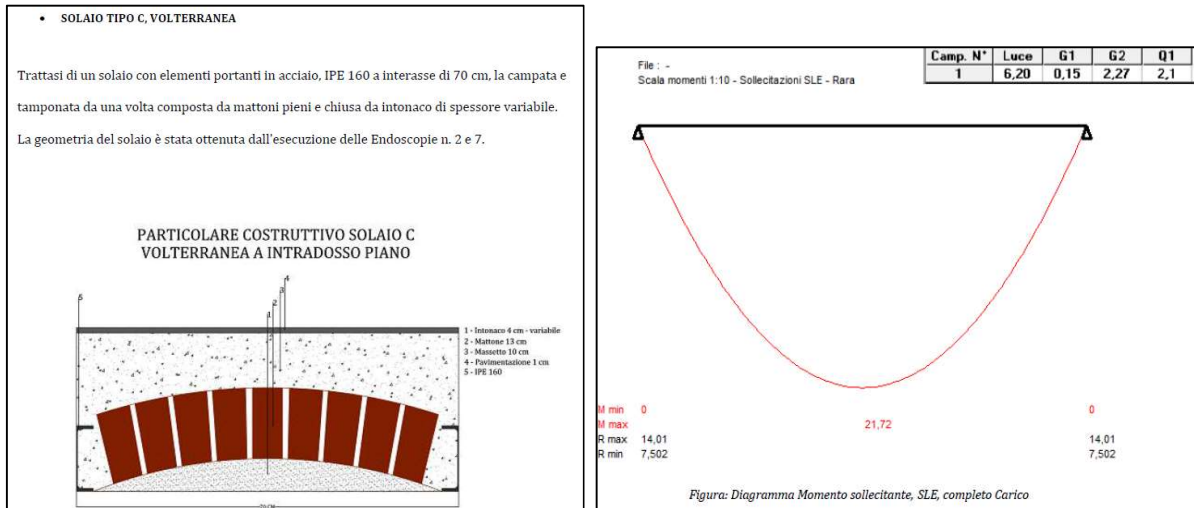
Nella tabella vengono riportati gli spostamenti verticali rilevati in funzione dei carichi applicati ai diversi step di carico e scarico.

Step	Carico	Sensore 1	Sensore 2	Sensore 3	Sensore 4	Sensore 5	Sensore 6	Sensore 7
	Kg/mq	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0 carico	0	0	0	0	0	0	0	0
I carico	100	0	-0,15	-0,05	-0,09	-0,1	-0,08	-0,11
I carico	100	0	-0,14	-0,04	-0,08	-0,1	-0,07	-0,11
II carico	200	-0,01	-0,14	-0,06	-0,08	-0,14	-0,11	-0,15
II carico	200	-0,01	-0,15	-0,06	-0,09	-0,13	-0,1	-0,13
III carico	300	0,01	-0,15	-0,06	-0,12	-0,13	-0,16	-0,13
III carico	300	0	-0,15	-0,06	-0,12	-0,14	-0,18	-0,14
I scarico	200	0	-0,14	-0,06	-0,11	-0,13	-0,17	-0,09
II scarico	100	0,01	-0,14	-0,03	-0,1	-0,11	-0,12	-0,1
III scarico	0	0,02	-0,09	-0,03	-0,06	-0,07	-0,09	-0,04
IV scarico	0	0,01	-0,04	-0,02	-0,02	-0,01	-0,02	-0,01



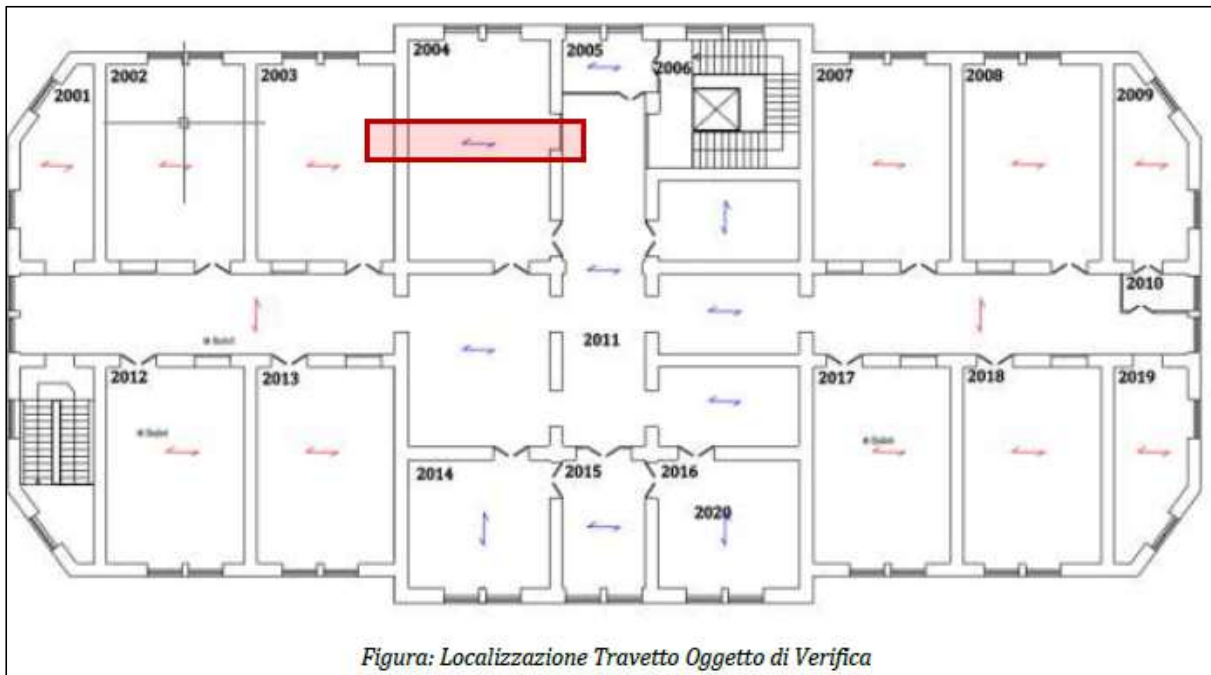
Dalla tabella si rileva che la freccia massima registrata risulta essere pari a 0.15 mm, corrispondente al valore registrato in mezzeria durante la fase di massimo carico, trascurabile, e che il comportamento del solaio rientra nella fase elastica, essendo stati rilevati spostamenti allo scarico nulli, o trascurabili, in tutti i sensori.

Alla luce di quanto esposto, la prova di carico può quindi considerarsi soddisfatta.



Le verifiche sono state condotte applicando il metodo agli SLE secondo le NTC2018, considerando un travetto a n.1 campate di luce complessiva di 6.20 m, ipotizzando caratteristiche meccaniche del travetto coerenti con quelle ottenute dalle prove durometriche eseguite localmente all'intradosso dei travetti.

Il calcolo è stato eseguito tramite l'ausilio dei software Travecon e VCASlu considerando il solaio in semplice doppio appoggio



Verifica Travi IPE

Geometria

Tipologia Elemento	IPE160	
Lunghezza trave	6.20	m
Lunghezza calcolo trave	6.20	m
Interasse	0.70	m

Analisi dei Carichi

Peso Proprio G1	0.150	kN/m
Peso Portato G2	2.270	kN/m
Carico Variabile Q	2.100	kN/m
Coef. G1	1	
Coef. G2	1	
Coef. Q	1	

Materiale

Tipo Acciaio	S235	
Tens. Snervamento	235	N/mm ²
Tens. Rottura	360	N/mm ²
gammaM	1.05	
Modulo E	210000	Mpa
Tipologia Elemento	IPE160	
Modulo W	108662	mm ³
Momento Resistente	24.320	kNm
Area a Taglio	966	mm ²
Taglio Resistente	124.823	kN

Verifiche SLE

qd SLE	4.520	kN/m		
Tipo Vincolo	Appoggio			
Momento in Mezzeria	21.719	kNm	Verificato	1.12
Taglio max	14.012	kN	Verificato	8.91

Figura: Verifica della Sezione

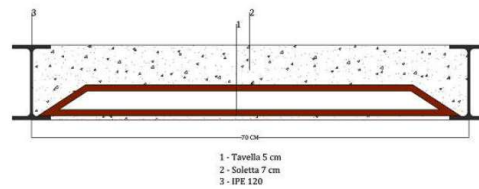
Essendo il Momento Positivo Sollecitante Massimo 21.719 kNm, nel caso di SLE, minore di quello resistente 24.320 kNm, le verifiche eseguite sono da considerarsi **Soddisfatte** per la Categoria di Sovraccarico C1 calcolato come al §7.2

• SOLAIO TIPO D, MISTO ACCIAIO E LATERIZIO

Trattasi di un solaio con elementi portanti in acciaio, IPE 160 a interasse di 70 cm, e tavellone di 5 cm. All'estradosso del solaio è posta in opera un soletta di 7 cm.

La geometria del solaio è stata ottenuta dall'esecuzione di Endoscopie 4, 5 e 6.

PARTICOLARE COSTRUTTIVO SOLAIO D
SOLAIO MISTO ACCIAIO E LATERIZIO



Le verifiche sono state condotte applicando il metodo agli SLE secondo le NTC2018, considerando un travetto a n.3 campate di luce complessiva di 16.65 m, con la presenza di n.2 rompitratte, ipotizzando caratteristiche meccaniche del travetto coerenti con quelle ottenute dalle prove durometriche eseguite localmente all'intradosso dei travetti.

Il calcolo è stato eseguito tramite l'ausilio dei software Travecon e VCASlu considerando il solaio in semplice doppio appoggio.

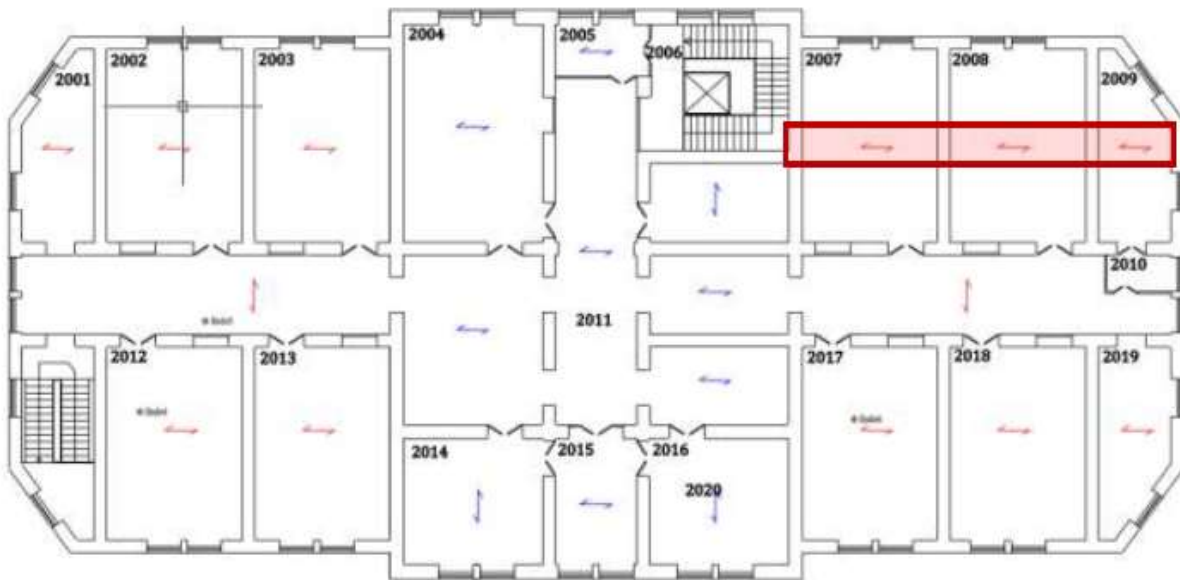


Figura: Localizzazione Travetto Oggetto di Verifica

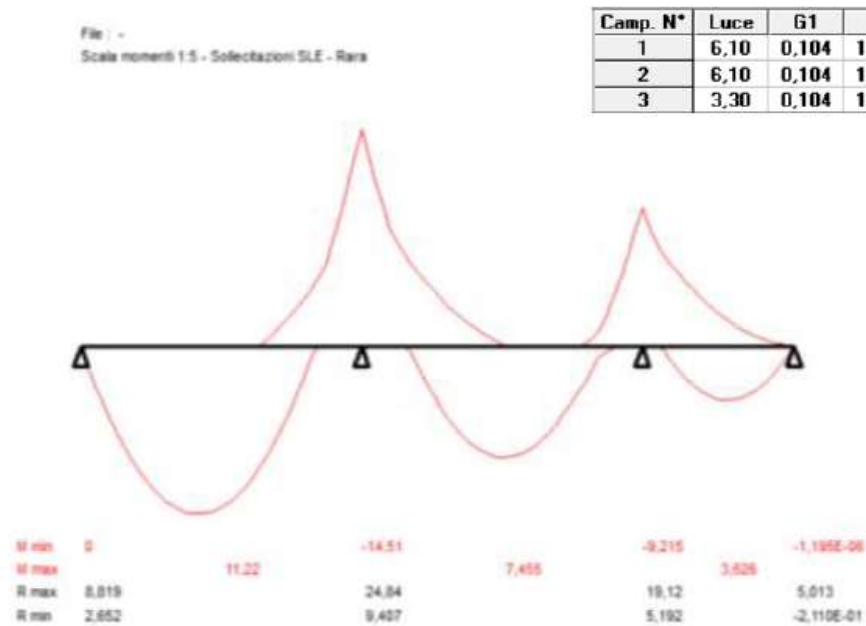


Figura: Diagramma Momento sollecitante, SLE, completo Carico

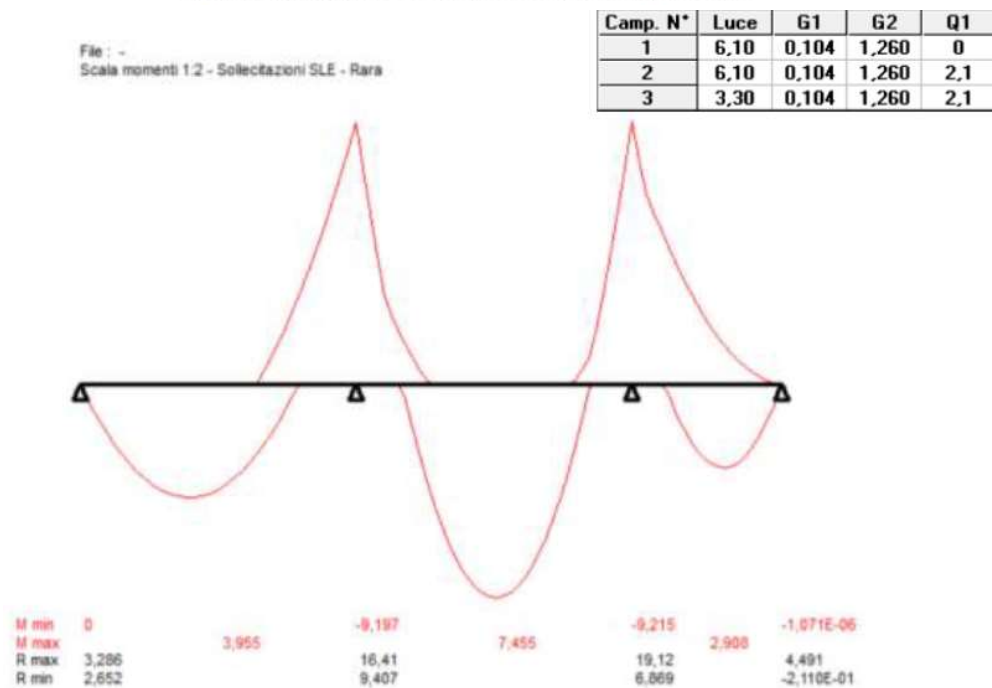


Figura: Diagramma Momento sollecitante, SLE,

File: -

Scala momenti 1:5 - Sollecitazioni SLE - Rara

Camp. N°	Luce	G1	G2	Q1
1	6,10	0,104	1,260	2,1
2	6,10	0,104	1,260	0
3	3,30	0,104	1,260	2,1

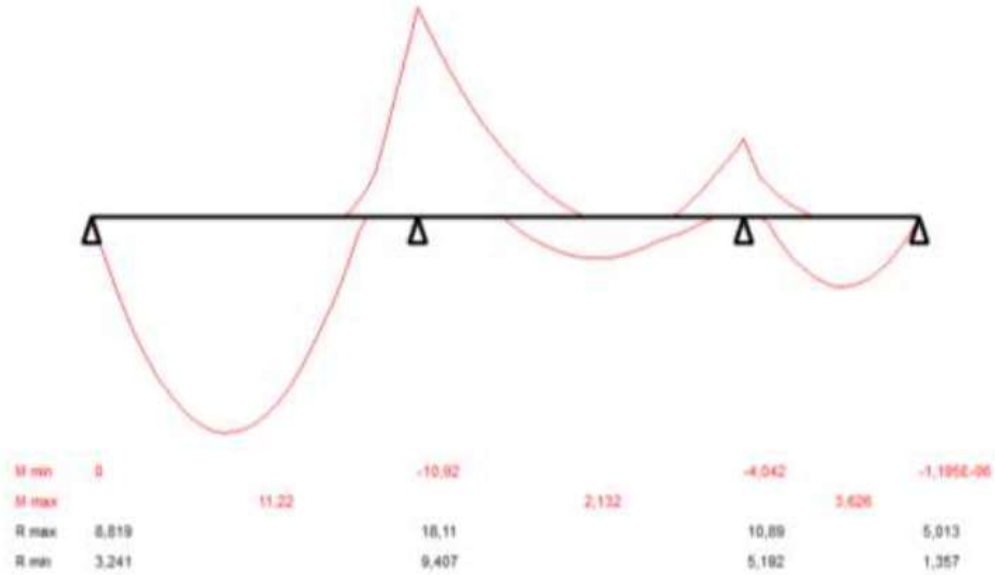


Figura: Diagramma Momento sollecitante, SLE,

File: -

Scala momenti 1:5 - Sollecitazioni SLE - Rara

Camp. N°	Luce	G1	G2	Q1
1	6,10	0,104	1,260	2,1
2	6,10	0,104	1,260	2,1
3	3,30	0,104	1,260	0

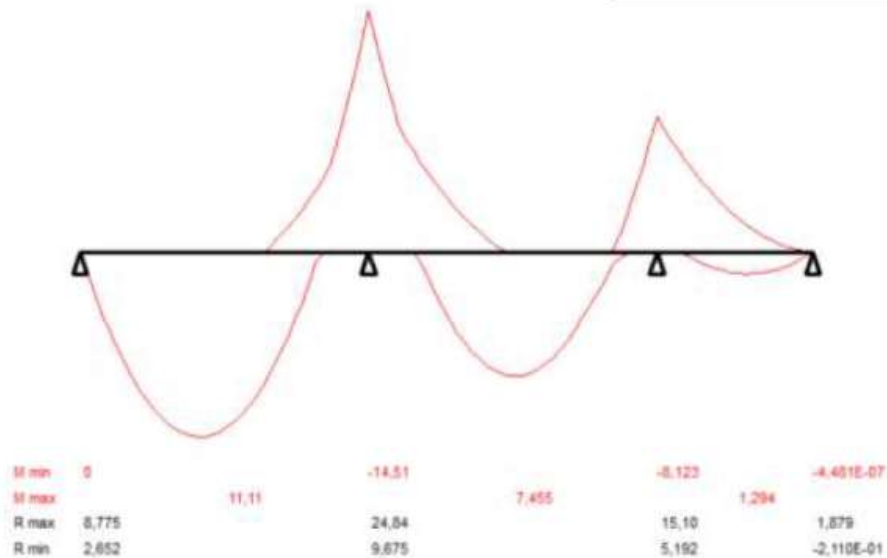


Figura: Diagramma Momento sollecitante, SLE,

Verifica Travi IPE

Geometria

Tipologia Elemento	IPE120	
Lunghezza trave L1	6,10	m
Lunghezza trave L2	6,10	m
Lunghezza trave L3	3,30	m
Interasse	0,70	

Analisi dei Carichi

Peso Proprio G1	0,104	kN/m
Peso Portato G2	1,260	kN/m
Carico Variabile Q	2,100	kN/m
Coef. G1	1	
Coef. G2	1	
Coef. Q	1	

Materiale

Tipo Acciaio	S235	
Tens. Snervamento	235	N/mm ²
Tens. Rottura	360	N/mm ²
gammaM	1,05	
Modulo E	210000	Mpa
Tipologia Elemento	IPE120	
Modulo W	52960	mm ³
Momento Resistente	11,853	kNm
Area a Taglio	631	mm ²
Taglio Resistente	81,536	kN

Verifiche SLE

qd SLE	3,464	kN/m		
Tipo Vincolo	Appoggio			
Momento in Mezzeria	11,220	kNm	Verificato	1,06
Taglio max	12,940	kN	Verificato	6,30

Figura: Verifica della Sezione

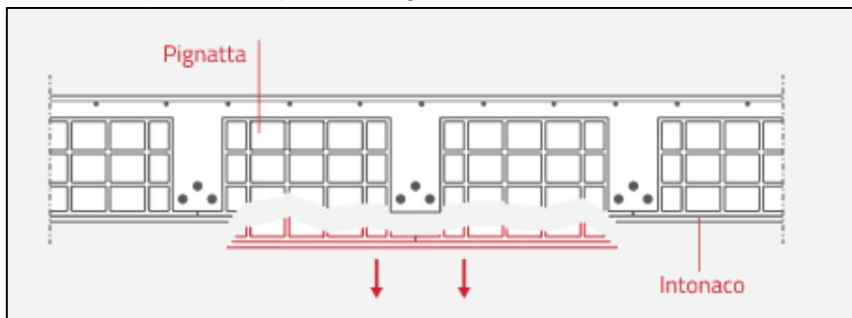
Essendo il Momento Positivo Sollecitante Massimo 11.200 kNm, nel caso di SLE, minore di quello resistente 11.853 kNm, le verifiche eseguite sono da considerarsi **Soddisfatte** per la Categoria di Sovraccarico C1 calcolato come al §7.2

Lo **sfondellamento** (o scartellamento) dei solai indica il distacco delle cartelle di intradosso (fondelli) delle pignatte utilizzate nei solai in latero-cemento alle quali è affidata una funzione strutturale più o meno significativa nel contesto della struttura orizzontale, con la conseguente caduta di laterizio ed intonaco.

La problematica si evidenzia con il distacco e conseguente rottura, del fondello, dei setti verticali della pignatta e successiva caduta di porzioni significative di intradosso di solaio.

La rottura è di tipo fragile, quindi per sua natura veloce e, spesso, senza segnali premonitori, con potenziali conseguenze molto gravi per le persone e per l'agibilità stessa dei locali.

Le cause per le quali si arriva a un cedimento improvviso della tenuta del fondello delle pignatte sono molteplici; in generale è possibile asserire che, a parte difetti legati alla cattiva qualità dei materiali costituenti il laterizio, le cause delle rotture sono spesso molteplici e di origine esterna.



Alcune tra le più frequenti sono:

- Motivi progettuali
- Errori di posa in opera
- Cattiva qualità materiali
- Cause esterne

a) Cause Progettuali

Nonostante la pignatta non abbia un ruolo portante nel solaio, essa assorbe sollecitazioni e tensioni.

Quando vengono progettate luci del solaio eccessivamente diverse tra loro o luci molto elevate e quando si è in assenza di rompitratta, la pignatta viene sollecitata maggiormente e viene accelerato il processo di fessurazione dei setti in laterizio.

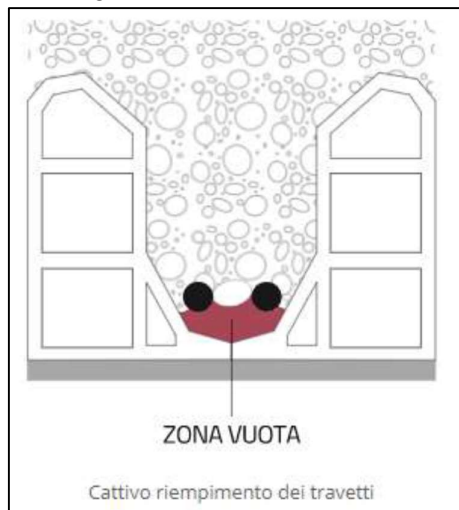
Per questo motivo è bene evitare:

- Luci di solaio eccessivamente diverse tra loro tali da creare tratti di solaio interamente compressi;
- Luci eccessive nelle travi in spessore, in modo da evitare tensioni eccessivamente elevate sotto i carichi permanenti che accentuano le deformazioni differite;
- Luci delle travi dello stesso ordine di grandezza delle luci dei solai, perché questo determina effetti piastra di cui difficilmente si tiene conto.

b) Errori di Posa in Opera

La pignatta subisce sollecitazioni eccessive quando è assente il completo avvolgimento delle barre d'acciaio da parte del getto di calcestruzzo.

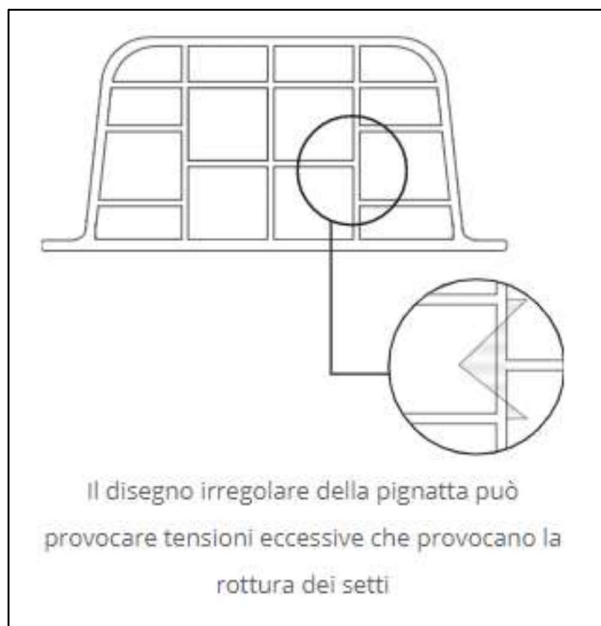
La mancata scrollatura delle barre o l'eccessiva granulometria del calcestruzzo generano una zona vuota tra le pignatte e le barre; l'ossidazione ed il rigonfiamento delle armature libere diviene così causa di rotture.



c) Cattiva qualità dei materiali

L'assenza di normativa, nel passato, ha portato ad avere pignatte dalle forme più svariate. I costruttori, considerando la pignatta con semplice funzione di alleggerimento, avevano l'usanza di sbizzarrirsi con l'ideazione di nuove geometrie così da rendere unico il proprio prodotto. Ma le **forme irregolari** non considerano gli stati tensionali; sono quindi state prodotte pignatte inadeguate per resistere alle sollecitazioni di trazione per flessione nei setti verticali, provocandone così la rottura.

Altre anomalie che si possono riscontrare nei materiali dei blocchi in laterizio possono essere ricondotte alla cattiva miscela di argilla e ad anomalie nella cottura delle pignatte, che possono causare difetti, cricche e stati tensionali.



Inoltre il distacco di intonaco è strettamente legato alla **qualità del materiale usato per creare lo strato di finitura**. Intonaci a base cementizia garantiscono maggiore resistenza ma producono elevate azioni di ritiro durante l'asciugatura, provocando fessurazioni. Allo stesso modo anche uno spessore differente nello strato di finitura può modificare l'aderenza all'intradosso.

Anche l'**eccessiva quantità di cemento** presente o l'**elevato spessore di intonaco**, che aumentano notevolmente il peso complessivo dell'intonaco, può influire in particolar modo nel fenomeno dello sfondellamento, in quanto costituisce un carico che grava sull'elemento di alleggerimento, che per definizione non è progettato a supportare carichi permanenti, a differenza degli elementi portanti in calcestruzzo armato.

d) Cause esterne

Lo sfondellamento è più probabile quando l'edificio subisce sollecitazioni eccessive che ne influenzano la corretta conservazione: le **infiltrazioni**, ad esempio, danneggiano la durabilità dei materiali, ma anche i **terremoti** o movimenti di assestamento possono alterare il comportamento delle pignatte.

Particolare rilevanza assume inoltre la presenza di **impianti ancorati alle pignatte**, che costituiscono un carico permanente che grava su un elemento secondario non portante.

A questo si uniscono fattori inevitabili nella vita del solaio come l'invecchiamento e le difficoltà di manutenzione, che non innescano lo sfondellamento, ma accelerano il processo di evoluzione del fenomeno.

Lo sfondellamento, spesso, viene riconosciuto solo quando culmina con un crollo improvviso di pignatte e intonaco, ovvero quando ormai è troppo tardi per evitare rischi.

Lo studio del fenomeno insegna che lo sfondellamento è improvviso e segue un'evoluzione nel tempo: è proprio durante l'evoluzione che è possibile, e necessario, agire per contrastare la crescita del fenomeno ed impedire che arrivi a causare rischi.

Lo sfondellamento segue uno sviluppo preciso composto da 2 fasi distinte: innesco ed evoluzione. La fase di innesco può nascere anche 30/40 anni prima che avvenga il crollo, tuttavia durante questo periodo non si manifestano segnali evidenti.

È nella fase successiva – l'evoluzione – che possono emergere i sintomi, ma questa fase, purtroppo può essere molto breve e più i segnali si rendono visibili più il periodo che divide dal crollo diminuisce.



Capita inoltre che lo sfondellamento avvenga senza alcun sintomo visibile ad occhio nudo, pertanto conoscere il rischio con sicurezza è possibile solo attraverso controlli specifici e periodici del solaio.

Durante l'evoluzione, lo sfondellamento viene spesso sottovalutato perché non rivela problemi nell'immediato, invece è proprio lo stadio più delicato per chi gestisce un edificio che necessita un monitoraggio periodico al fine di valutare l'evoluzione del degrado e del peggioramento del grado rischio.

Non ci sono quindi degradi al solaio che possono essere ignorati, perché una criticità lieve può provocare l'evoluzione sia del rischio sia dell'estensione:

• **Evoluzione Del Rischio**

A volte i degradi che si notano sui solai sono considerati difetti estetici, come nel caso di fessure, distacchi localizzati e macchie di umidità. Spesso vengono sottovalutati in quanto non comportano pericoli imminenti per la sicurezza: eppure il degrado che in un primo momento ha danneggiato l'aspetto superficiale del solaio, può aggravarsi e danneggiare anche le pignatte fino a culminare in uno sfondellamento.

Macchie di umidità, fessure sul solaio, avvallamenti, sono sintomi comuni di degradi innescati nel solaio, ma non sempre ci sono segnali d'allarme visibili ad occhio nudo.

Sono frequenti invece gli episodi di sfondellamento avvenuti senza alcun preavviso apparente, perché sul solaio non si erano manifestati sintomi riconoscibili.

Per essere sicuri che il solaio non sia a rischio sfondellamento, è bene pianificare controlli periodici, per impedire che un degrado senza conseguenze per la sicurezza diventi un grave rischio per le persone.

• **Evoluzione Dell'estensione**

Fessure, macchie di umidità e distacchi localizzati ad un'area ristretta, nel tempo possono estendersi ed intaccare porzioni più ampie.

Se una porzione di solaio è vulnerabile allo sfondellamento, la stessa vulnerabilità potrebbe essere presente, evolversi ed estendersi anche nelle aree limitrofe e in tutti i solai con le stesse caratteristiche.

L'indagine è stata eseguita per tutti gli ambienti seguendo i seguenti step operativi:

- Indagine visiva preliminare
- Indagine termografica per l'individuazione di eventuali anomalie e l'individuazione dell'orditura ed il posizionamento dei travetti
- Taratura dello strumento acustico (eseguita per ogni stanza)
- Battitura con lo strumento di acquisizione acustico delle stazioni già predisposte sulla griglia preparata sulla planimetria.
- Registrazione del risultato
- Battitura manuale

L'indagine acustica è stata eseguita con l'ausilio di un energizzatore che genera un impulso con forza di impatto costante sul solaio di 25 N, e invia al microfono il segnale acustico generato. Tale segnale viene poi trasformato in uno spettro utilizzando la trasformata di Fourier che rende possibile analizzare lo spettro in frequenza di ogni singola battitura.

A seconda delle frequenze riscontrate, è possibile eseguire una valutazione qualitativa, con l'individuazione delle zone che hanno le frequenze di picco simili.

I valori delle frequenze di picco registrate vengono poi elaborate e mappate con differenti colori, in maniera tale da far risaltare le zone che presentano eventuali problematiche.

L'intonaco e le pignatte dovrebbero essere un corpo unico con il solaio, un sistema monolitico.

Pertanto sollecitando l'intradosso del solaio su una maglia di punti prestabilita è possibile rilevare eventuali zone del solaio che presentano una LOCALE instabilità.

Una zona staccata d'intonaco, o una zona con distacco di fondello, o zone con presenti entrambi i fenomeni, sollecitati, emettono frequenze sonore a frequenze nettamente inferiori da una zona di intonaco solidale alla struttura del solaio (infatti una struttura rigida, "ben salda", ha una frequenza di vibrazione nettamente superiore ad una struttura rilassata, fratturata).

La mappatura riportata e i dati forniti, quindi, saranno solo qualitativi, e saranno usati per la definizione del livello di rischio relativo ai fenomeni sopra specificati.

Dalle indagini di Sfondamento dei Solai effettuate sono state individuate n. 4 categorie principali, che sono state classificate come "Dissesto in atto", "Rischio Alto", "Rischio Medio" e "Rischio Basso".

Vediamo in dettaglio i significati di ciascuna categoria:

La classificazione "Dissesto in atto" fa riferimento a zone dove sono state riscontrate frequenze soniche molto basse (in genere minori di 300 Hz) e dove la battitura manuale ha accertato evidenti suoni vuoti tipici del fenomeno della rottura in atto della cartella inferiore del laterizio o del distacco dell'intonaco.

In queste zone sono presenti distacco evidente dell'intradosso con rigonfiamento dell'intonaco;

fessure e crepe si allargano e/o si muovono vistosamente durante la battitura nelle zone limitrofe al danno rilevato e si verifica caduta di materiale durante le indagini, pertanto si consiglia la messa in sicurezza dell'intradosso dei solai, dal momento che è messa a rischio l'incolumità di chi frequenta i locali interessati.

La classificazione "Rischio alto" fa riferimento a zone dove sono state riscontrate frequenze soniche basse (in genere comprese tra i 300 ed i 500 Hz) e dove la battitura manuale ha accertato apprezzabili suoni vuoti tipici del fenomeno della rottura della cartella inferiore del laterizio o del distacco dell'intonaco.

In queste zone non sono presenti dei fenomeni di dissesto in atto, ma è presente un rischio elevato, in quanto si tratta di parti di solai dove attualmente il processo può svilupparsi in tempi brevi o medi poiché sussistono le cause d'innescio, ad esempio distacco evidente dell'intradosso con rigonfiamento dell'intonaco, fessure e crepe si allargano e/o si muovono durante la battitura nelle zone limitrofe al danno rilevato, sussiste un rischio concreto di caduta di materiale.

La classificazione "Rischio medio", fa riferimento a zone dove sono state riscontrate frequenze soniche medie (in genere comprese tra i 600 ed i 900 Hz) e dove la battitura manuale ha accertato lievi suoni vuoti tipici del fenomeno della rottura della cartella inferiore del laterizio o del distacco dell'intonaco.

In queste zone è presente un rischio medio in seguito al rilevamento di fessure, cavillature superficiali sull'intonaco senza particolari segni di deperimento o presenza di infiltrazioni, anche diffuse.

Infine, la presenza di un "Rischio basso" indica si tratta di parti di solai dove attualmente il processo è ad un livello non ancora rilevabile dalla strumentazione o è addirittura assente, ma può essere soggetta a fenomeni di sfondamento a seguito di variazioni dello stato attuale.

Nel caso in cui non sia presente alcuna classificazione, si fa riferimento a zone dove sono state riscontrate frequenze soniche medio alte (in genere comprese tra i 900 ed i 1800 Hz) e dove la battitura manuale non ha accertato suoni vuoti tipici del fenomeno della rottura della cartella inferiore del laterizio o del distacco dell'intonaco. In queste zone il pacchetto dell'intradosso del solaio risponde con un comportamento monolitico, e pertanto sono da considerarsi, allo stato attuale, zone con rischio non significativo.

All'interno del fabbricato sono stati indagati tutti i locali ispezionabili concordati con la committenza.

I dati elaborati per ogni vano sono restituiti nei seguenti paragrafi e nelle planimetrie generali in allegato, dove sono esposti i dati raccolti delle indagini visive, termografiche e di sfondellamento. Si ricorda che l'elaborazione presentata fornisce una valutazione "qualitativa" dello stato attuale dei solai.

Trattasi dell'esecuzione delle seguenti indagini non distruttive:

- Controllo visivo dell'intradosso dei solai, dei controsoffitti e catalogazione della tipologia del fissaggio dei corpi sospesi (controsoffitti, impianti tecnologici, canaline e condotte impianti, corpi illuminanti) dei locali della struttura in oggetto.

- Documentazione fotografica dell'esecuzione delle prove di carico su ancoraggi dei controsoffitti.

Il controllo e la verifica dei controsoffitti rappresentano aspetti di notevolissima importanza per chi deve organizzare la gestione e manutenzione del patrimonio edilizio.

Il controsoffitto troppo spesso può ancora rappresentare un rischio per gli occupanti, essendo una potenziale fonte di pericolo in seguito ad una errata o incompleta modalità realizzativa.

In generale il controsoffitto è composto da due elementi:

- Pannellatura.

- Pendinatura: intesa come sistema di fissaggio della struttura di supporto del rivestimento all'intradosso del solaio: essa assume quindi il fondamentale ruolo portante del controsoffitto. Tra le più frequenti e diffuse condizioni di rischio da evidenziare si trova indubbiamente la realizzazione di ancoraggi con "fil di ferro" anziché tramite impiego dei componenti ordinariamente previsti (e prescritti) dal produttore. Tale evenienza comporta un'incertezza sulla durabilità in quanto

comporta, a causa della artigianalità della modalità realizzativa, una casualità e non ripetibilità esecutiva, accettabile tramite una prova di carico sulla tenuta dei pendini .

Tale indagine viene svolta secondo i seguenti step operativi:

- Indagine visiva preliminare: il tecnico esegue un esame di tipo visivo e termografico all'intradosso dei pannelli e del solaio al fine di determinarne l'eventuale stato di usura, quadro fessurativo e infiltrazioni preesistenti e/o attive.

- Ispezione accurata dell'intercapedine e degli elementi costruttivi del controsoffitto ispezionabile, apprezzando in particolare il sistema di sospensione, lo stato e la tipologia di fissaggio all'intradosso del solaio, le caratteristiche del supporto, eventuali non conformità.

- Ispezione accurata degli elementi sospesi ancorati all'intradosso del solaio (quali impianti di illuminazione, di condizionamento, di sorveglianza, di riscaldamento ecc), apprezzando in particolare il sistema di sospensione, lo stato e la tipologia di fissaggio all'intradosso del solaio, le caratteristiche del supporto, eventuali non conformità.

- Esecuzione di prove a trazione a campione del sistema di ancoraggio del controsoffitto e degli eventuali impianti ancorati all'intradosso del solaio.

Tale prova viene eseguita caricando l'elemento oggetto d'indagine tramite un sovraccarico di prova, costituito da uno o più serbatoi flessibili in PVC gradualmente riempiti d'acqua sino al raggiungimento del carico calcolato in funzione del peso del pannello, dell'area di incidenza ottenuta dall'interasse del sistema di pendinaggio e di un coefficiente di sicurezza pari a 2.5.

Le prove a trazione su gli elementi sospesi avvengono senza la rimozione degli elementi stessi, già gravanti sul sistema di ancoraggio all'intradosso del solaio, ed applicando al contempo un sovraccarico, agendo quindi in aggiunta al carico di esercizio, verificando quindi la portata del sistema di ancoraggio.

In particolare son state riscontrate controsoffittature removibili in pannelli di fibra minerale, di dimensioni 60x60 cm, ancorati all'intradosso del solaio per mezzo di pendinature in filo metallico ritorto artigianalmente su elementi di alleggerimento, sovrastanti, come riportata dalla seguente documentazione fotografica.



Dall'elaborazione dei dati sperimentali acquisiti in situ, qui descritte e meglio illustrate negli elaborati precedenti, si può concludere che:

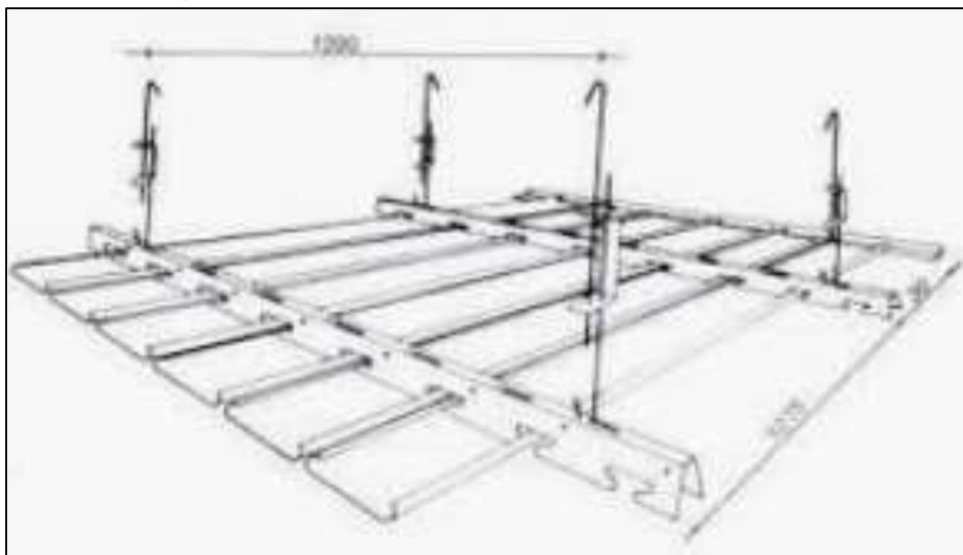
- In seguito all'esecuzione delle prove di carico su solai, si sottolinea l'esito positivo delle stesse, essendo il solaio in grado di sopportare ai carichi applicati previsti dalla Normativa vigente, pari a 3 kN/mq previsti per la categoria d'uso di un edificio scolastico.

Essendo inoltre le deformazioni rilevate in fase di scarico nulle o trascurabili, si conferma il comportamento elastico del solaio oggetto d'indagine.

- Dalle risultanze ottenute dei calcoli statici, si sottolinea che i solai risultano verificati agli SLE • Sono state riscontrate anche aree definite a "Rischio Medio", in cui sono state riscontrate frequenze soniche medie (in genere comprese tra i 600 ed i 900 Hz) e dove la battitura manuale ha accertato lievi suoni vuoti tipici del fenomeno della rottura della cartella inferiore del laterizio o del distacco dell'intonaco.

In queste zone è presente un rischio medio in seguito al rilevamento di fessure, cavillature superficiali sull'intonaco senza particolari segni di deperimento o presenza di infiltrazioni, anche diffuse: in tali porzioni di solaio si consiglia un monitoraggio annuale, al fine di verificarne l'eventuale evoluzione del grado di rischio.

- Dall'indagine visiva dei controsoffitti, sono stati riscontrati pannelli di dimensioni 60x60 cm ancorati tramite pendinatura in filo metallico ritorto artigianalmente su elementi di alleggerimento che, a causa dell'artigianalità della messa in opera, non garantisce la ripetibilità del comportamento in caso di sollecitazione: si consiglia un adeguamento degli stessi tramite sostituzione con pendinature standard certificate ancorati all'intradosso dei travetti in calcestruzzo portanti.





33/46

Per le strutture esistenti in muratura risulta indispensabile effettuare tali tipi di verifiche in quanto l'analisi del solo comportamento globale potrebbe non essere in grado di investigare taluni aspetti, come ad esempio la qualità della connessione tra le pareti murarie e gli orizzontamenti, la qualità e la tessitura muraria, le interazioni con gli altri elementi della costruzione e con gli edifici adiacenti, la presenza di strutture spingenti e la presenza di catene o cordoli esistenti. A valle di tali valutazioni è così possibile ipotizzare, sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, i meccanismi locali ritenuti significativi. Il metodo consiste nell'individuare tra tutti i meccanismi di danno possibili quello caratterizzato dal minimo moltiplicatore di collasso.

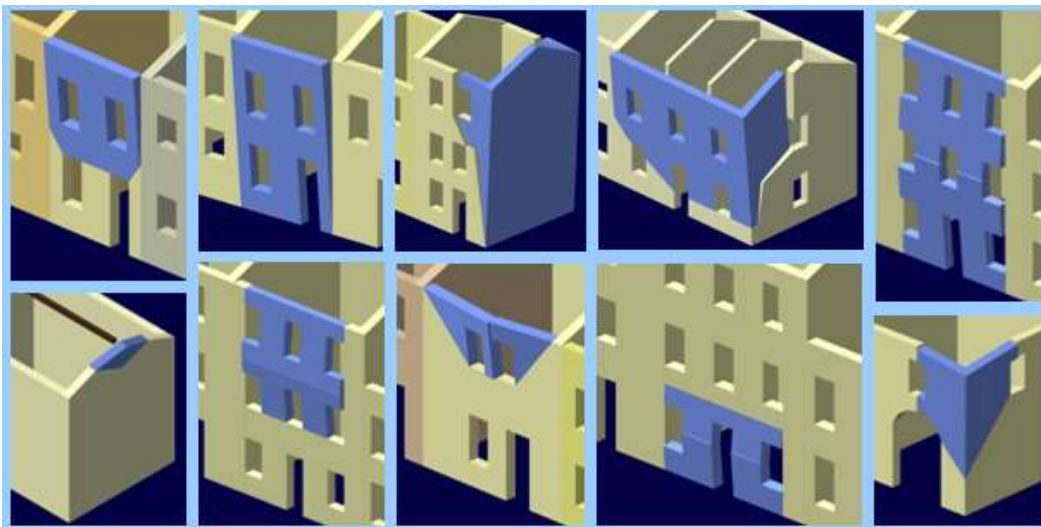


Figura 8. Meccanismi locali di danno

Tale analisi viene effettuata in campo dinamico lineare; nello specifico i meccanismi di danno che si innescano in relazione ai cosiddetti “cinematismi di collasso” sono classificabili in:

- **Meccanismi di danno di primo modo**, che si innescano su pareti murarie investite da azioni sismiche ortogonali che tendono a produrre il ribaltamento;
- **Meccanismi di danno di secondo modo**, che si innescano su pareti murarie investite da azioni sismiche complanari.

Per le strutture in esame, considerata la buona tessitura delle murature, il buon grado di ammassamento tra gli elementi lapidei, il meccanismo di collasso che più realisticamente può attivarsi in occasione dello scuotimento sismico, e quindi analizzato, è il **meccanismo di ribaltamento semplice**.

Il meccanismo del ribaltamento semplice si manifesta sulle pareti esterne e può interessare tutta la parete o una porzione di essa. Rappresenta una tipologia di danno tra le più frequenti. Il ribaltamento si verifica quando la parete è libera in sommità e poco ammassata alle pareti laterali. Il cinematismo è innescato da una spinta orizzontale ortogonale alla parete. Il moto è rappresentabile con una rotazione fuori piano della parete con formazione di cerniera cilindrica orizzontale (individuabile da una fessura orizzontale sul fronte parete).

Le analisi dei meccanismi locali di collasso fuori dal piano vengono sviluppate tramite l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

Per il possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo impiegato prevede la trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi definiti da possibili piani di frattura. I corpi sono in grado di ruotare o scorrere tra loro; per ogni meccanismo viene valutato il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta la sua attivazione.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi al quale fare riferimento in fase di verifica è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema e che sono costituite da:

- pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;
- carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai, delle volte e della copertura);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- spinte orizzontali dovute a tetti o volte;
- eventuali ulteriori forze esterne stabilizzanti, ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche di progetto;
- eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari).

Il moltiplicatore dei carichi α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale, ovvero attraverso un'equazione di equilibrio tra un momento stabilizzante ed uno ribaltante.

Noto il moltiplicatore di collasso α_0 , si calcola l'accelerazione α_0^* associata, dividendo il moltiplicatore α_0 per la frazione di massa partecipante al cinematismo M^* .

$$\alpha_0^* = \alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i / M^* = \alpha_0 \cdot \sum_i (P_i + P_i^w + P_i^c) / M^*$$

I meccanismi locali vengono valutati attraverso la **verifica semplificata con fattore di struttura q** (analisi cinematica lineare). La verifica è condotta nei soli confronti dello stato limite di salvaguardia della vita (in quanto non è richiesto il superamento dello stato limite di danno); essa è soddisfatta se risulta:

$$\alpha_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$$

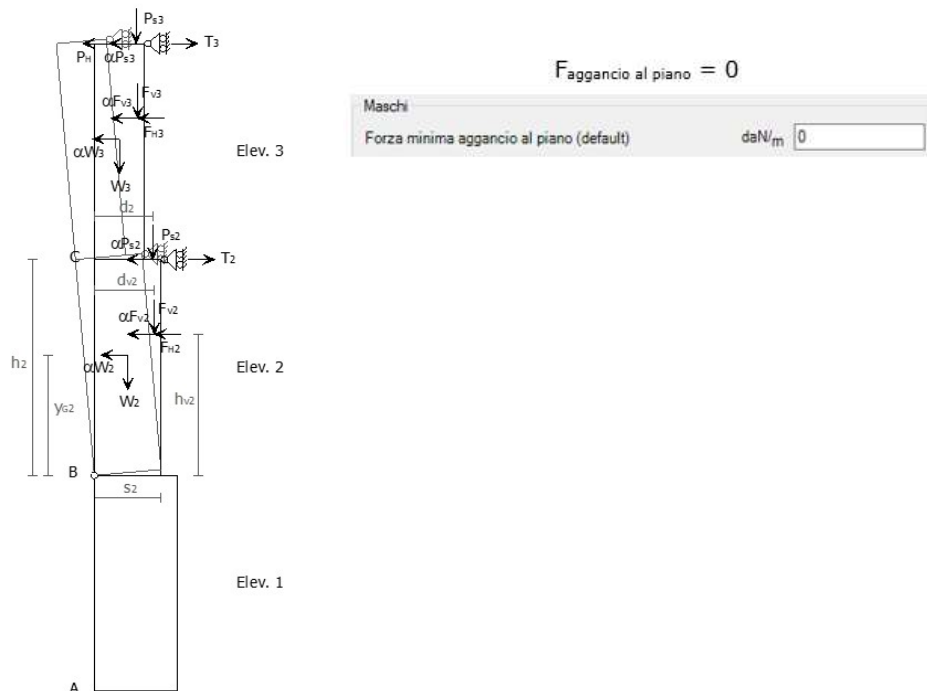
per le strutture in murature direttamente poggiate a terra, dove a_g è l'accelerazione al suolo per lo stato limite scelto, S è il coefficiente di amplificazione strati-topografico e q è posto pari a 2. Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, la verifica è soddisfatta se:

$$\alpha_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \Psi(z) \cdot \gamma/q$$

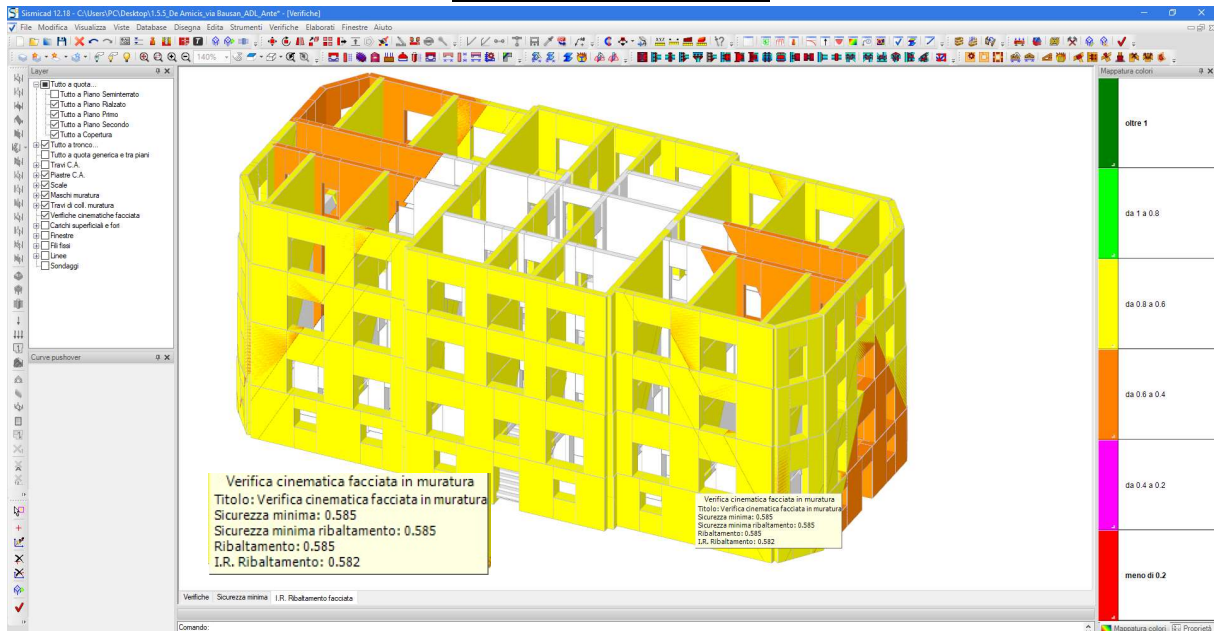
dove $S_e(T_1)$ è l'accelerazione spettrale corrispondente al periodo di oscillazione elastico fondamentale T_1 ; $\Psi(z)$ è posto pari a Z/H e rappresenta il modo di vibrare nella direzione considerata normalizzato ad uno alla sommità dell'edificio (dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione); γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale che in assenza di calcoli più accurati si assume pari a $3N/(2N+1)$ con N numero dei piani della costruzione.

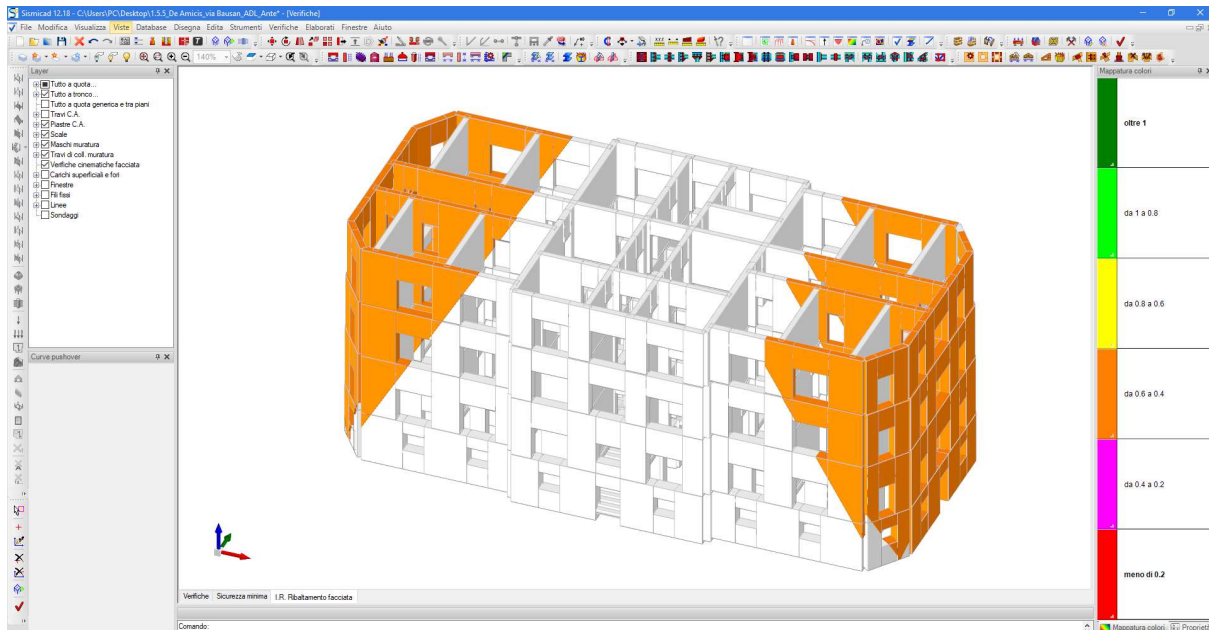
Si riportano di seguito immagini di sintesi dell'analisi effettuata per la definizione di un quadro di vulnerabilità ai meccanismi locali e l'individuazione della parete con indice di sicurezza minimo.

Si precisa che nelle valutazioni delle azioni agenti non è stata considerata alcuna azione di aggancio al piano, a vantaggio di sicurezza non sono stati tenuti in conto contributi benefici né per effetto dell'ammorsamento di solai nella muratura né la presenza di catene esistenti:



Scuola Primaria De Amicis





Verifica

z	α_0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
1982.6	0.199	1.06	0.921	313.8	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	536.5	No

Coefficienti di sicurezza e indicatori di rischio sismico

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
0.585	Piano Secondo	313.8	536.5	190	0.582	0.166	0.608

Pertanto il minimo indice di rischio caratterizzante la struttura in termini di meccanismi di crisi locali vale:

MIN. I.R. CINEMATISMI ANTE OPERAM = 60.8 %.

4.3.1.2 Verifica di tipo globale, a taglio e a pressoflessione nel piano

Le verifiche sismiche sono state effettuate a seguito di un'analisi statica non lineare.

Si precisa che le curve analizzate sono in totale 16 in quanto la valutazione delle azioni, nel caso di edifici esistenti, può essere effettuata in accordo al §8.5.5 della Circolare n. 7/2019, secondo cui le diverse componenti dell'azione sismica devono essere combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 delle NTC18, vale a dire considerando la contemporaneità del 100% dell'azione sismica nella direzione prevalente con il 30% dell'azione sismica nelle restanti direzioni, ottenendo in tal modo 16 combinazioni per il Gruppo 1 e altre 16 per il Gruppo 2 (totale 32 combinazioni). Tuttavia la stessa Circolare di cui sopra, chiarisce al §7.3.5 che, nel caso di analisi statica non lineare, le azioni sismiche possono essere considerate separatamente, ottenendo in tal modo 8 combinazioni per il Gruppo 1 e altre 8 per il Gruppo 2 (totale 16 combinazioni).

Nome	Coefficienti sismici
<input type="checkbox"/> Combinazione 1 Gruppo 1	$S_x=-1; S_y=0; E_y S_x=-1; E_x S_y=0$
<input type="checkbox"/> Combinazione 1 Gruppo 2	$S_x=-1; S_y=0; E_y S_x=-1; E_x S_y=0$
<input type="checkbox"/> Combinazione 2 Gruppo 1	$S_x=-1; S_y=0; E_y S_x=1; E_x S_y=0$
<input type="checkbox"/> Combinazione 2 Gruppo 2	$S_x=-1; S_y=0; E_y S_x=1; E_x S_y=0$
<input type="checkbox"/> Combinazione 3 Gruppo 1	$S_x=0; S_y=-1; E_y S_x=0; E_x S_y=-1$
<input type="checkbox"/> Combinazione 3 Gruppo 2	$S_x=0; S_y=-1; E_y S_x=0; E_x S_y=-1$
<input type="checkbox"/> Combinazione 4 Gruppo 1	$S_x=0; S_y=-1; E_y S_x=0; E_x S_y=1$
<input type="checkbox"/> Combinazione 4 Gruppo 2	$S_x=0; S_y=-1; E_y S_x=0; E_x S_y=1$
<input type="checkbox"/> Combinazione 5 Gruppo 1	$S_x=0; S_y=1; E_y S_x=0; E_x S_y=-1$
<input type="checkbox"/> Combinazione 5 Gruppo 2	$S_x=0; S_y=1; E_y S_x=0; E_x S_y=-1$
<input type="checkbox"/> Combinazione 6 Gruppo 1	$S_x=0; S_y=1; E_y S_x=0; E_x S_y=1$
<input type="checkbox"/> Combinazione 6 Gruppo 2	$S_x=0; S_y=1; E_y S_x=0; E_x S_y=1$
<input type="checkbox"/> Combinazione 7 Gruppo 1	$S_x=1; S_y=0; E_y S_x=-1; E_x S_y=0$
<input type="checkbox"/> Combinazione 7 Gruppo 2	$S_x=1; S_y=0; E_y S_x=-1; E_x S_y=0$
<input type="checkbox"/> Combinazione 8 Gruppo 1	$S_x=1; S_y=0; E_y S_x=1; E_x S_y=0$
<input type="checkbox"/> Combinazione 8 Gruppo 2	$S_x=1; S_y=0; E_y S_x=1; E_x S_y=0$

Primaria De Amicis

Si riporta di seguito la curva di pushover che detta la vulnerabilità della struttura in esame, vale a dire la **curva 4 del Gruppo 1**:

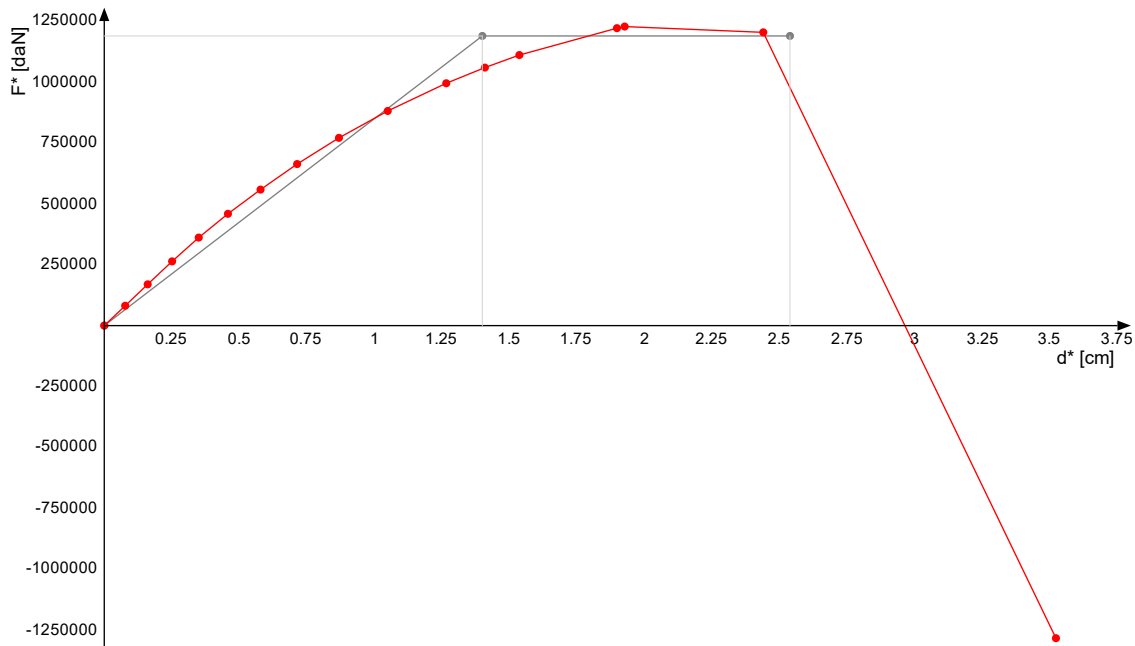


Figura 9 Curva di Pushover dettante la vulnerabilità

Si riporta di seguito la medesima curva di pushover precedente con l'individuazione dei punti di capacità ai vari stati limite considerati (SLO, SLD e SLV).

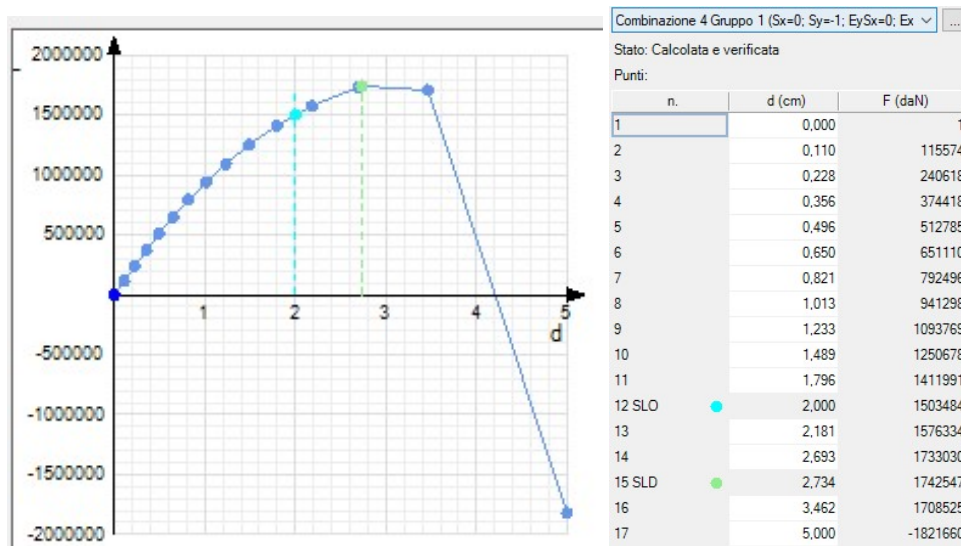


Figura 10 Punti di capacità individuati tramite la curva dettante la vulnerabilità

Come è possibile notare la curva che detta la vulnerabilità è caratterizzata da uno spostamento di risposta in SLV

Per completezza si riportano tutte le curve di Pushover implementate:

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per le singole curve

Curva	SLC			
	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA
1 Gr. 1	422	0.601	0.236	0.732
1 Gr. 2	829	0.792	0.284	0.882
2 Gr. 1	422	0.601	0.236	0.732
2 Gr. 2	767	0.768	0.278	0.865
3 Gr. 1	155	0.398	0.158	0.492
3 Gr. 2	142	0.384	0.152	0.472
4 Gr. 1	127	0.367	0.144	0.447
4 Gr. 2	127	0.367	0.144	0.447
5 Gr. 1	268	0.499	0.201	0.624
5 Gr. 2	249	0.484	0.195	0.606
6 Gr. 1	253	0.487	0.196	0.61
6 Gr. 2	235	0.473	0.191	0.592
7 Gr. 1	403	0.59	0.232	0.721
7 Gr. 2	838	0.796	0.285	0.885
8 Gr. 1	397	0.586	0.231	0.718
8 Gr. 2	751	0.761	0.277	0.86

Mappatura cromatica degli indicatori

Si riporta di seguito la mappatura cromatica degli indicatori di rischio espressi per ogni singolo elemento con riferimento alla risposta flessionale (I.R. flessione) e tagliante (I.R. taglio) in termini di PGA. Si precisa che rispetto all'analogia rappresentazione effettuata per le verifiche statiche, di seguito si considera un valore massimo di 0.6, in accordo agli obiettivi che ci si prefigge di raggiungere.

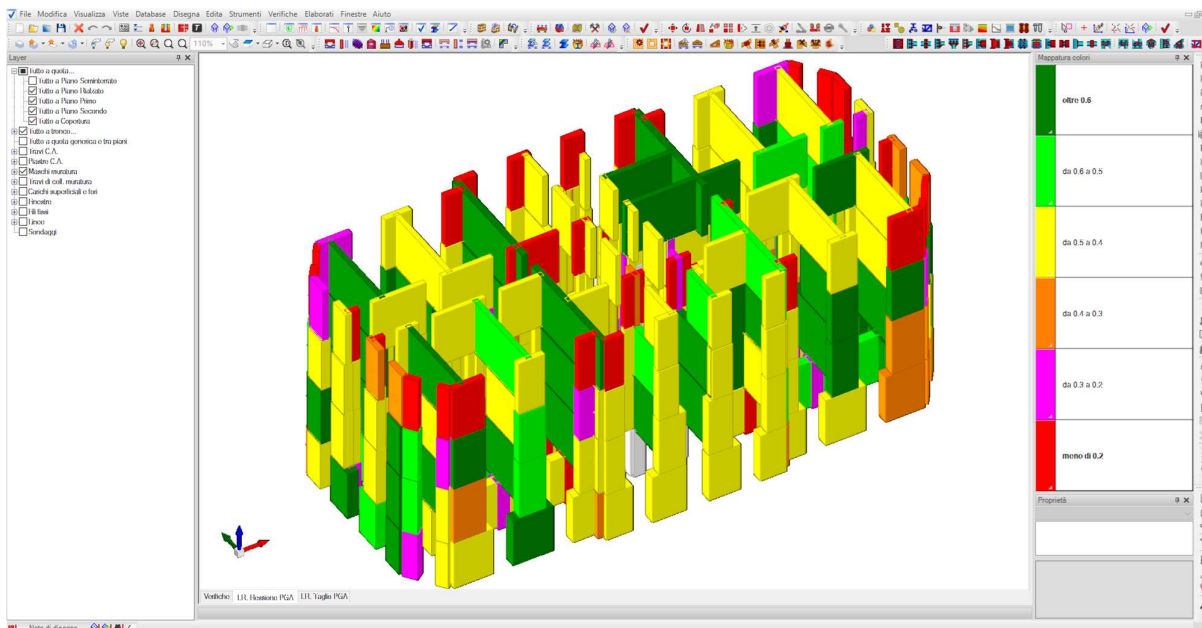


Figura 11. I.R. Flessione in termini di PGA

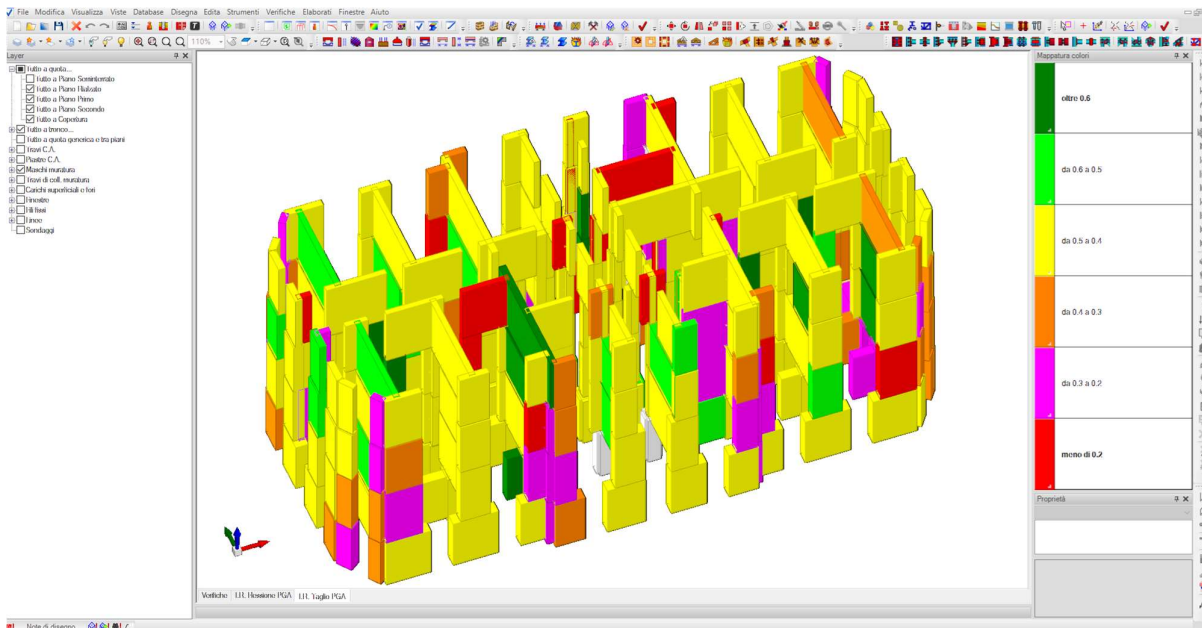


Figura 12. I.R. Taglio in termini di PGA

Sintesi degli indicatori ottenuti

Meccanismo di rottura	Curva	TR	PGA	IR,TR	IR,PGA
Raggiungimento resistenza a taglio nel piano di maschio in muratura [SLV]	1 Gr. 1	11	0.038	0.181	0.14
Raggiungimento resistenza a pressoflessione nel piano di maschio in muratura [SLV]	1 Gr. 1	11	0.038	0.181	0.14
Riduzione del taglio del 20% [SLC] SC7.8.1.5.4	4 Gr. 1	127	0.144	0.367	0.447
Spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC [SLV] SC7.8.1.5.4	4 Gr. 1	74	0.11	0.395	0.401
Spostamento corrispondente al raggiungimento della massima forza [SLD] SC7.8.1.5.4	3 Gr. 1	75	0.11	1	0.997
Spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente [SLD] SC8.7.1.3.1	7 Gr. 1	34	0.071	0.723	0.645
Spostamento corrispondente a 3/4 del taglio alla base massimo [SLD] SC8.7.1.3.1	1 Gr. 1	27	0.063	0.658	0.567
Spostamento corrispondente a 2/3 dello spostamento SLD [SLO] SC8.7.1.3.1	1 Gr. 1	14	0.044	0.62	0.522
Spostamento corrispondente a $q^* = 3$ [SLV] SC7.8.1.6	7 Gr. 1	251	0.196	0.652	0.717
Spostamento corrispondente a $q^* = 4$ [SLC] SC7.8.1.6	7 Gr. 1	539	0.253	0.664	0.788

La struttura presenta criticità sia in termini globali sia in termini locali relativi a taglio e/o pressoflessione nel piano di tipo locale. Pertanto i minimi indicatori di rischio caratterizzanti la struttura valgono:

MIN. I.R. GLOBALE ANTE OPERAM = 40.1 %

MIN. I.R. LOCALE ANTE OPERAM = 14.0 %

Riduzione del taglio del 20% [SLC] §C7.8.1.5.4

curva 4 Gruppo 1
spostamento 3.599
tempo di ritorno 127 anni
PGA 0.144
indicatori
riferito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLCrif)^{.41} = 0.367$
riferito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLCrif = 0.447$

Spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC [SLV] §C7.8.1.5.4

curva 4 Gruppo 1
spostamento 2.699
tempo di ritorno 74 anni
PGA 0.11
indicatori
riferito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.395$
riferito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.401$

Spostamento corrispondente al raggiungimento della massima forza [SLD] §C7.8.1.5.4

curva 3 Gruppo 1
spostamento 2.732
tempo di ritorno 75 anni
PGA 0.11
indicatori
riferito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLDrif)^{.41} = 1$
riferito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLDrif = 0.997$

Spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente [SLD] §C8.7.1.3.1

curva 7 Gruppo 1
spostamento 1.341
tempo di ritorno 34 anni
PGA 0.071
indicatori
riferito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLDrif)^{.41} = 0.723$
riferito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLDrif = 0.645$

Spostamento corrispondente a 3/4 del taglio alla base massimo [SLD] §C8.7.1.3.1

curva 1 Gruppo 1
spostamento 1.171
tempo di ritorno 27 anni
PGA 0.063
indicatori
riferito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLDrif)^{.41} = 0.658$
riferito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLDrif = 0.567$

Spostamento corrispondente a 2/3 dello spostamento SLD [SLO] §C8.7.1.3.1

curva 1 Gruppo 1
spostamento 0.781
tempo di ritorno 14 anni
PGA 0.044
indicatori
riferito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLOrif)^{.41} = 0.62$
riferito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLOrif = 0.522$

Spostamento corrispondente a $q^* = 3$ [SLV] §C7.8.1.6

curva 7 Gruppo 1
spostamento 4.021
tempo di ritorno 251 anni
PGA 0.196
indicatori
riferito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.652$
riferito alla PGA $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.717$

Spostamento corrispondente a $q^* = 4$ [SLC] §C7.8.1.6

curva 7 Gruppo 1
spostamento 5.36
tempo di ritorno 539 anni
PGA 0.253
indicatori
riferito al tempo di ritorno $iTr=(Tr/Tr,SLCrif)^{.41} = 0.664$

referito alla PGA iPGA=PGA/PGA,SLCrif = 0.788

Indicatori minimi riferiti al solo materiale muratura

Descrizione	Stato limite	PGA	PGA/PGA _{rif}	PGA/PGA _{rif} %	TR	(TR/TR _{rif}) ^{.41}	(TR/TR _{rif}) ^{.41}	Curva	Punto	Verifica
Maschio 16 "Piano Rialzato - Piano Primo"	Taglio	0.038	0.14		11	0.181		1 Gruppo 1	6	No
Maschio 64 "Piano Rialzato - Piano Primo"	Pressoflessione	0.038	0.14		11	0.181		5 Gruppo 1	7	No

4.3.1.3 Verifica a pressoflessione fuori piano

Secondo quanto riportato al §7.8.1.5.4 delle NTC18, la verifica sismica dei meccanismi locali per deformazione ultima fuori piano non può essere eseguita attraverso un'analisi statica non lineare, in quanto essa è finalizzata a cogliere il comportamento nel piano dell'edificio. Pertanto si è proceduto attraverso un'analisi dinamica lineare con fattore di comportamento q , assunto pari a 2,3 (muratura ordinaria $\alpha_u/\alpha_1 = 1.7$).

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) § C8.7.1

Primaria De Amicis

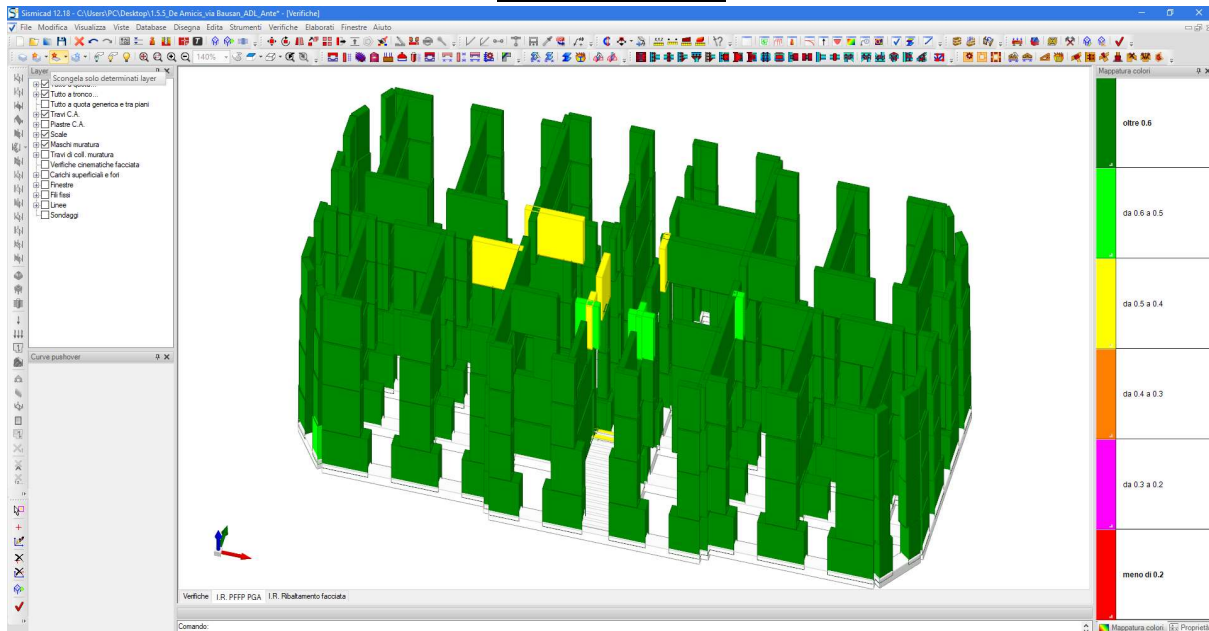


Figura 13 Verifiche a pressoflessione fuori piano

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) § C8.7.1

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLV ($ag/g_{SLV} \cdot S \cdot ST$) PGA,SLV_{rif} = 0.273

Accelerazione di aggancio SLO ($ag/g_{SLO} \cdot S \cdot ST$) PGA,SLO_{rif} = 0.084

Tr,SLV_{rif} = 712 anni

Tr,SLO_{rif} = 45 anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di ζ_E corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale

Moltiplicatore: 0.409

Maschio 290 "Piano Seminterrato - Piano Rialzato"

Lunghezza: 424.5; altezza: 3.3; spessore: 90; sezione a quota: 250.9

Combinazione SLV 12 fd= 0.1083 Ta= 0 Wa= 0.0013 N= -0.24 M= 0.04 Mc= 10.81

Tempo di ritorno 90 anni

Indicatore iTr=(Tr/Tr,SLV_{rif})^{.41} = 0.428

PGA 0.115

Indicatore iPGA=PGA/PGA,SLV_{rif} = 0.423

Fattore di accelerazione $f_a = 0.4209$

Indicatori minimi riferiti al solo materiale muratura

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ZE)	TR	(TR/TRrif)^.41	fa
Maschio 290 "Piano Seminterrato - Piano Rialzato"	PFFP	0.409	SIV 12	0.1155	0.4231	90	0.4283	0.4209

Pertanto alla luce dei risultati ottenuti, si ha:

MIN. I.R. PFFP ANTE OPERAM = 42.3 %

5 CONCLUSIONI

5.1 VULNERABILITA' SISMICA

Le analisi effettuate hanno consentito di caratterizzare la risposta sismica dell'involucro edilizio, potendo così definire la propensione dello stesso nei confronti di meccanismi di collasso di tipo locale e globale. Si riporta di seguito il confronto, in termini di PGA, tra i valori di indice di rischio che caratterizzano i differenti corpi in c.a. nelle condizioni di Ante e Post Operam.

Nello specifico si ha:

- **Scuola Primaria De Amicis**

minimo I.R. Ante Operam

40.1% MECCANISMI GLOBALI (PUSHOVER)

14.0% MECCANISMI LOCALI (RESISTENZA A TAGLIO E PRESSOFLESSIONE NEL PIANO DI MASCHI IN MURATURA)

42.3% MECCANISMI LOCALI (RESISTENZA A PRESSO FLESSIONE FUORI DAL PIANO DI MASCHI IN MURATURA)

60.8% MECCANISMI LOCALI (CINEMATISMI PARAMENTO MURARIO DI FACCIATA)

Analizzando le risultanze di cui sopra è possibile affermare che **in termini globali**, la struttura che caratterizza la scuola Primaria De Amicis risulta avere un **comportamento non soddisfacente sia in termini globali (40.1%) che locali (14.0%)**.

In termini locali, per quanto riguarda i **cinematismi**, presenta **vulnerabilità intorno al 60.8%** pertanto interventi mirati alla riduzione di tale vulnerabilità risultano auspicabili, per quanto riguarda le resistenze fornite dai **singoli maschi murari** sia in termini di taglio che a pressoflessione nel piano, tutte le unità strutturali presentano per alcuni maschi (evidenziati in rosso) valori di **vulnerabilità molto basse**, per tali maschi murari, compatibilmente con la fattibilità storico-artistica, si potrebbero prevedere interventi mirati all'incremento meccanico della muratura.

5.1.1 VALUTAZIONI CRITICHE PROPEDEUTICHE ALLA PREDISPOSIZIONE DEGLI INTERVENTI

Sulla scorta di tutte le fasi conoscitive per ogni Unità Strutturale che caratterizza il bene ed in particolar modo ad ogni indagine in situ, **non si sono rilevati** elementi strutturali primari e secondari che siano affetti da quadri fessurativi importanti, pertanto non sono presenti fenomeni di danno né carenze esistenti da attribuire. Le analisi numeriche condotte, sia in termini globali ma soprattutto in termini locali, non hanno dato evidenza di particolari criticità.

5.2 CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

I numerosi eventi sismici che si sono verificati negli ultimi decenni hanno comportato per la collettività enormi costi sociali in termini di vittime e di incidenza sulla vita delle comunità e costi economici sostenuti per l'emergenza e la ricostruzione. Ciò è dovuto fondamentalmente, oltre alla sismicità tipica del Paese, alla elevata vulnerabilità del nostro patrimonio edilizio.

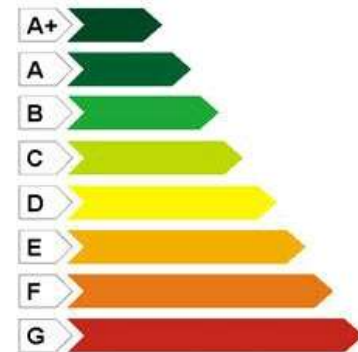
Pertanto al fine di affrontare la mitigazione del rischio sismico, promuovendo una cultura della conoscenza e della prevenzione sono state emanate delle “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni” (DM 28-02-2017 e DM 07-03-2017), le quali coniugano:

- il rispetto del valore della salvaguardia della vita umana (mediante i livelli di sicurezza previsti dalle NTC e precedentemente definiti);
- la considerazione delle possibili perdite economiche e delle perdite sociali.

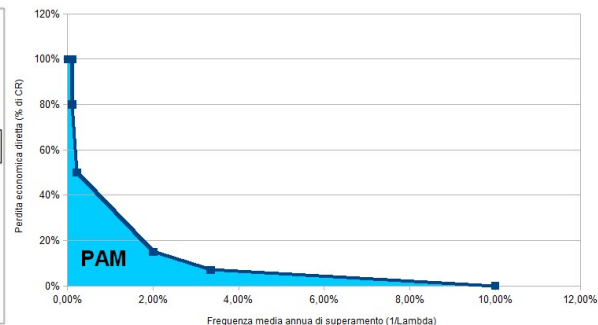
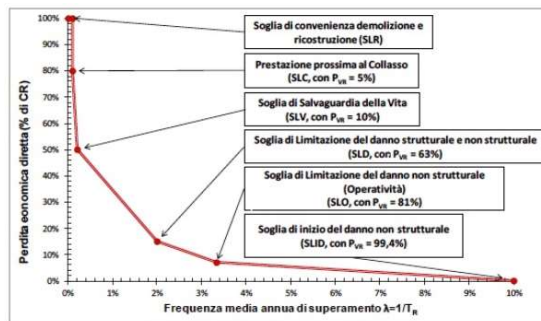
Le Linee Guida consentono di attribuire ad un edificio una specifica **classe di rischio sismico**, da A+ a G, mediante un unico parametro che tenga conto sia della sicurezza sia degli aspetti economici.

Nello specifico la classe di Rischio si individua mettendo in relazione due parametri e privilegiando nel confronto la classe più bassa, ovvero a rischio più elevato; i parametri in parola sono:

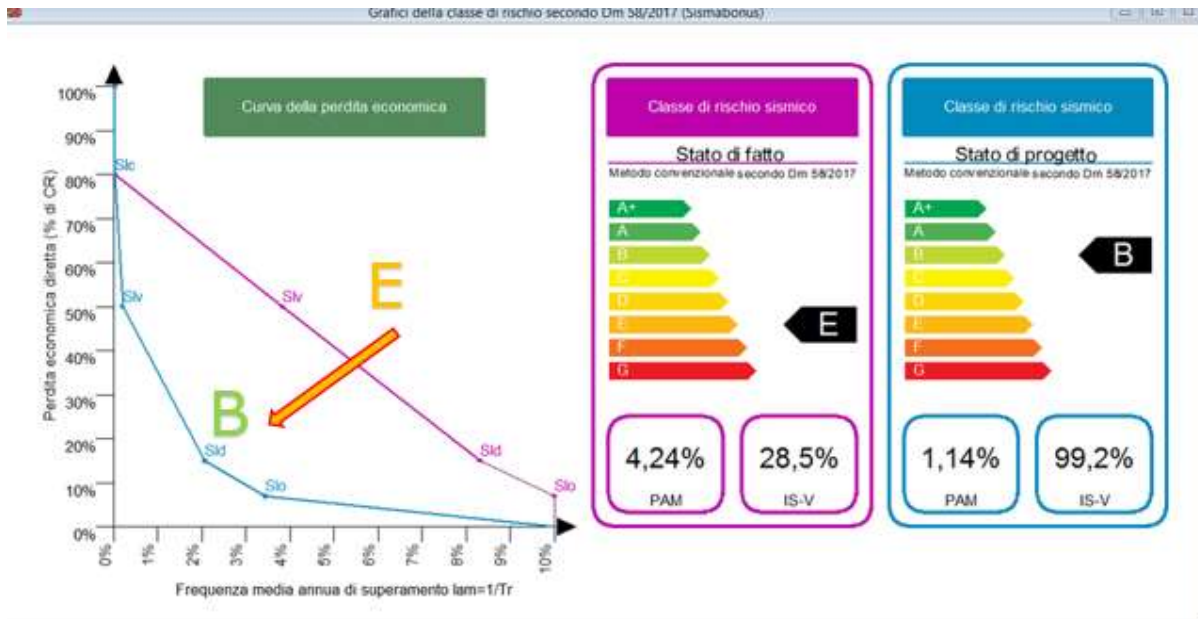
- **Classe PAM** (Perdita Annua Media attesa), ossia costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed espresso come percentuale del costo di ricostruzione;
- **Classe IS-V** (indice di sicurezza), ossia rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita e quella prevista, nel sito, per un nuovo edificio.



Le classi di rischio possono essere attribuite, secondo quanto specificato dalla seguente tabella, in funzione dei valori assunti dai suddetti parametri.

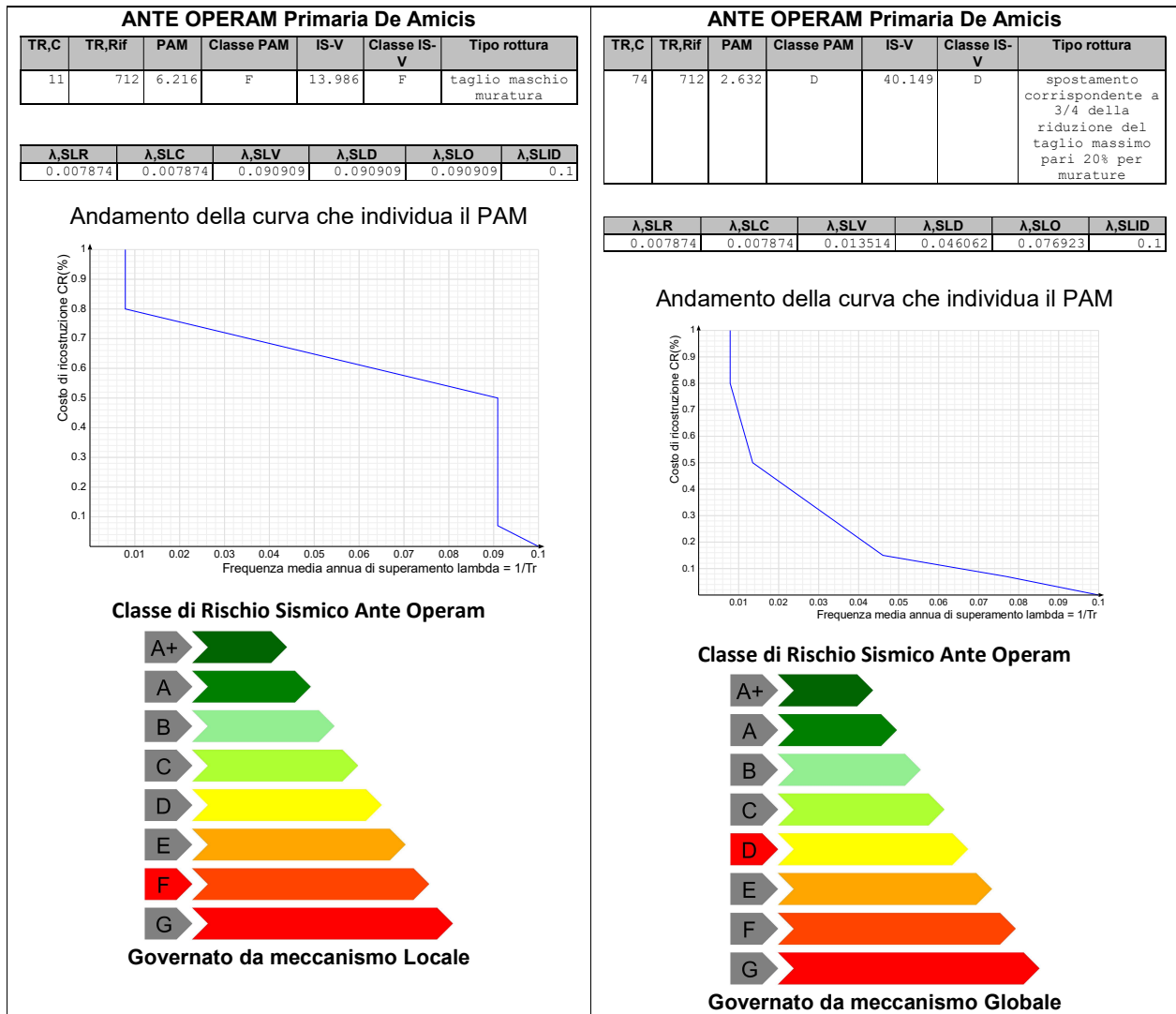


L'area sottesa alla curva rappresenta l'indice PAM, pertanto il salto di classe, dalla G fino alla A, associato ad ogni singolo fabbricato rappresenta graficamente una riduzione di tale area, dunque una riduzione della perdita annua media attesa con riduzione dei costi di manutenzione sia straordinario che ordinario.



Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM	Indice di sicurezza	Classe IS-V
$PAM \leq 0.50\%$	A^+_{PAM}	$100\% < IS-V$	A^+_{IS-V}
$0.50\% < PAM \leq 1.0\%$	A_{PAM}	$100\% \leq IS-V < 80\%$	A_{IS-V}
$1.0\% < PAM \leq 1.5\%$	B_{PAM}	$80\% \leq IS-V < 60\%$	B_{IS-V}
$1.5\% < PAM \leq 2.5\%$	C_{PAM}	$60\% \leq IS-V < 45\%$	C_{IS-V}
$2.5\% < PAM \leq 3.5\%$	D_{PAM}	$45\% \leq IS-V < 30\%$	D_{IS-V}
$3.5\% < PAM \leq 4.5\%$	E_{PAM}	$30\% \leq IS-V < 15\%$	E_{IS-V}
$4.5\% < PAM \leq 7.5\%$	F_{PAM}	$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}
$7.5\% \leq PAM$	G_{PAM}		

Nello specifico, per gli edifici in parola, la classe di rischio sismico, secondo le Linee guida di cui al D.M. 28/02/2017, può essere così definita:



Si precisa altresì che il tutto è stato redatto nel pieno rispetto di quanto prescritto al CNR 10024/86 - Analisi di strutture mediante elaboratore. Nei diversi tabulati di calcolo, di cui la presente si compone, sono riportati i valori degli spostamenti relativi, le sezioni caratteristiche, le azioni di carico, e quanto altro occorra per meglio identificare i dati di input ed output sviluppati secondo quanto descritto nel Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 e relativa Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019.

Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo, corrispondono ai dati di progetto; i programmi di calcolo adottati sono di riconosciuta affidabilità ed hanno fornito sollecitazioni e quindi tensioni di calcolo desunte in rapporto alle caratteristiche meccaniche dei materiali assunti. Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento, sono state individuate tutte le possibili carenze esprimibili sia in condizioni statiche che sismiche per ogni elemento componente l'impianto strutturale esaminato.