



PROVINCIA DI FROSINONE



LOTTO 7 - ADEGUAMENTO SISMICO I.I.S. "TULLIANO" LICEO SCIENTIFICO - CLASSICO - ODONTOTECNICO DI ARPINO

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

Responsabile del Procedimento:
Geom. Ermando Mollicone

Progettista
MDC ENGINEERING Srl
Ing Fabio Mastellone di Castelvetero

DESCRIZIONE ELABORATO:
**RELAZIONE TECNICA GENERALE
POST OPERAM**

COD. ELABORATO :

B

SCALA :

-

DATA :

NOVEMBRE 2021

DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO

DATA

REV

REDAZIONE :

Arch. P. Murlo

VERIFICA :

Ing P. Mastellone

APPROVAZIONE :

Ing F. Mastellone

INDICE:

1	PREMESSA.....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	SITUAZIONE STATO DI FATTO	9
4	DESCRIZIONE GENERALE DEL MANUFATTO	12
4.1	Dati Geometrici e Strutturali	12
4.1.1	Struttura - Geometria	13
4.1.2	Solai	13
4.1.3	Fondazioni.....	14
5	MATERIALI DI PROGETTO.....	15
6	ANALISI DEI CARICHI.....	17
7	DEFINIZIONE DEI DATI DI BASE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE	19
7.1	Valutazione della sicurezza	19
7.2	Vita Nominale, Classe d'uso, Periodo di Riferimento	19
8	COMBINAZIONI DI CARICO	21
8.1	Stato Limite di Salvaguardia della Vita	21
8.2	Stato Limite di Danno	23
8.3	Stato Limite di Esercizio	23
8.4	Azione della Neve	24
8.5	azione sismica.....	25
8.6	Spettri di progetto per slu e sld.....	25
9	ANALISI DI REGOLARITA'	27
10	MODELLAZIONE STRUTTURALE E METODI DI ANALISI ADOTTATO	28

10.1	Modello di Calcolo	28
10.2	Metodo di analisi adottato e criteri di ammissibilità	30
10.2.1	Metodo di Analisi.....	30
10.3	Valutazione degli spostamenti	31
10.4	Combinazione delle componenti dell'azione sismica.....	32
10.5	Eccentricità accidentali	32
10.6	Periodi fondamentali e masse partecipanti	33
10.7	Capacità – Entità dell'azione sismica sostenibile	33
10.8	Domanda – Entità dell'azione sismica attesa	33
10.9	Indicatori di rischio sismico.....	34
11	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	34
11.1	Verifiche di resistenza	34
11.1.1	Elementi in cemento armato	34
11.1.2	Verifiche di Confinamento dei nodi.....	35
11.1.3	Elementi in cemento armato esistenti (criteri e interventi)	39
11.1.4	Placcaggio e fasciatura in materiale compositi FRP	39
11.1.5	Incamiciatura in C.A.	40
11.1.6	Fondazioni superficiali.....	41
11.2	Verifiche sld.....	41
12	SINTESI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA ANTE OPERAM	41
13	ANALISI CRITICA DEI RISULTATI E CONCLUSIONI SULLO STATO DI FATTO	43
14	PROPOSTE DI INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO	49
14.1	Incremento di resistenza dei pilastri non verificati a taglio/pressoflessione mediante incamiciatura in c.a.	50

14.2	Incremento di resistenza globale mediante inserimento di nuove pareti in c.a.	51
14.3	Incremento di resistenza di nodi e travi in c.a. mediante fasciatura in FRP	52
14.4	Inserimento di reti antisfondellamento per i solai	55
14.5	Inserimento di reti antiribaltamento perompagnature interne ed esterne	57
15	IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – STATO DI PROGETTO	59
15.1	IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – PLACCAGGIO IN FRP PER FLESSIONE.....	60
15.2	IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – PLACCAGGIO IN FRP PER TAGLIO.....	61
15.3	IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – INCAMICIATURA IN CEMENTO ARMATO 62	
15.4	IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – CERCHIATURA IN FRP	62
16	ACCELERAZIONI DI COLLASSO POST INTERVENTO.....	63
16.1	ACCELERAZIONE DI COLLASSO CAPACE PER FLESSIONE – STATO DI PROGETTO.....	63
16.2	ACCELERAZIONE DI COLLASSO CAPACE PER TAGLIO – STATO DI PROGETTO.....	64
17	CONFRONTO STATO DI FATTO-STATO DI PROGETTO.....	64
18	CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO-STATO DI PROGETTO	65
19	VERIFICA ELEMENTI NON STRUTTURALI	69
19.1	Azione sismica.....	69
19.2	Verifica tamponatura allo stato di fatto	70
19.3	Risultati verifiche dello stato di fatto.....	71
19.3.1	Geometria e Materiale.....	71
19.3.2	Azione Simica	72
19.3.3	Esito verifica e calcolo dell'indicatore di rischio sismico	72
19.4	Verifica tamponatura allo stato di progetto	73

19.4.1	Verifica tamponatura singolo paramento allo stato di progetto	73
19.4.2	Verifica tamponatura doppio paramento allo stato di progetto.....	74
19.5	Risultati verifiche dello stato di progetto.....	75
19.5.1	Geometria.....	75
19.5.2	Caratteristiche del sistema di rinforzo	75
19.5.3	Azione Sismica	76
19.5.4	Esito verifica e calcolo dell'indicatore di rischio sismico	76
19.6	Sintesi dei risultati	77
20	INTERVENTI LOCALI SULLA SCALA ESTERNA IN ACCIAIO	77
21	CONCLUSIONI.....	79

1 PREMESSA

Il Progetto Esecutivo redatto ai sensi dell'art. 23 comma 8 del D. Lgs. 18/04/2016, n. 50, riguarda gli interventi di adeguamento sismico ed efficientamento energetico dell'istituto scolastico "TULLIANO", nel Comune di Arpino (FR) mediante la realizzazione di opere di adeguamento sismico ed impiantistico, efficientamento energetico finalizzati alla riqualificazione e al miglioramento dell'edificio scolastico.



Aerofoto del fabbricato I.I.S. Tulliano, Arpino

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica Roma 1981 D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme: Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

CNR-DT 200 R1/2013 “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati – Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie”.

Con Circolare n. 31471 del 21/04/2010 relative allo stato delle verifiche ed alle programmazioni future, il Capo Dipartimento Nazionale della Protezione Civile, confermando il concetto di obbligatorietà delle verifiche sismiche, ha disposto che gli Enti gestori approntino le attività di adeguamento sismico nell'ambito dei propri piani triennali ed annuali.

Con nota del Dipartimento della Protezione Civile n. DPC/SISM/0083283 del 4 novembre 2010 si chiarisce che “i provvedimenti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia carichi permanenti e altre azioni di servizio. Più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali (ad esempio terremoti), non controllabili dall'uomo [...]. Per le problematiche connesse non si può pensare l'obbligatorietà dell'intervento [...]. La decisione da adottare dovranno essere necessariamente calibrate sulle singole situazioni. Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso”

Attualmente la verifica delle costruzioni esistenti, identificata come “Valutazione della Sicurezza” è disciplinata dal paragrafo 8.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 che pur mantenendo viva l’obbligatorietà della valutazione della vulnerabilità sismica stabilisce cinque soli casi in cui è reso obbligatorio anche l’adeguamento sismico. In particolare si riporta testualmente quanto scritto nelle norme NTC 2018:

L’intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d’uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del §2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l’obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano 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;

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all’intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell’intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

In sintesi la valutazione della sicurezza è obbligatoria per opere rilevanti e strategiche (O.P.C.M. 3274/2003 e s.m.i.) mentre non sussiste l’obbligo immediato di intervento ma solo un obbligo di programmazione degli interventi stessi, a meno di deficienze statiche del fabbricato o di interventi che alterano in maniera significativa la statica del fabbricato.

La novità importante introdotta dalla NTC 2018 ed evidenziata dalla Nota di chiarimento della Protezione Civile sta nell’aver collegato la priorità dell’intervento alla vita nominale restante dell’opera, alle disponibilità economiche ed alle esigenze di utilizzo.

Al fine di chiarire la correlazione che intercorre tra l’obbligo dell’intervento e la vita nominale restante dell’opera oggetto di valutazione la nota di chiarimento della Protezione Civile riporta tre esempi esplicativi, nel primo in sostanza la Commissione Grandi Rischi ha ritenuto accettabile il rischio che nel tempo residuo, calcolato a seguito della verifica e dell’indice di rischio, non sarebbe accaduto un evento sismico in grado di “superare” la capacità residua del fabbricato; nel secondo per un edificio patrimonio culturale le verifiche di vulnerabilità ed il calcolo della vita nominale residua permette di dare alla committenza la consapevolezza del periodo in cui la struttura può essere considerata sicura, nel senso che è in grado di superare l’azione sismica prevista per la durata della vita utile residua e delle sue implicazioni in termini di futuri protocolli di manutenzione e delle verifiche che dovranno essere nuovamente eseguite entro la scadenza della vita nominale residua stessa; nel terzo viene introdotto il concetto “di gravità dell’inadeguatezza commissionata alla vita nominale restante”, ipotizzando che questa sia il tempo entro il quale si attiva l’intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza, in tale esempio di introduce il concetto di Tempo Tecnico di Intervento TINT calcolato in funzione del coefficiente d’uso della struttura CU e del periodo di ritorno

TSLV dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita – SLV (oppure Stato Limite di Collasso – SLC). Il tempo tecnico di intervento può, per indirizzo normativo, essere adottato quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica e come indicatore indispensabile nella programmazione in quanto nel caso di TINT superiore a 30 anni il Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna (richiamato nell'esempio) non ritiene necessario un immediata programmazione degli interventi; al contrario nel caso di un tempo inferiore ai 2 anni sussistono “particolari elementi di rischio” che richiedono un intervento immediato.

La valutazione della sicurezza per edifici strategici esistenti attraverso il tempo di ritorno e la vita nominale assume un ruolo fondamentale nel caso in cui non sia possibile adeguare alla normativa il fabbricato ma solo migliorarlo in termini di risposta all'evento sismico.

3 SITUAZIONE STATO DI FATTO

L'edificio scolastico è ubicato in via Vittoria Colonna, Arpino (FR).

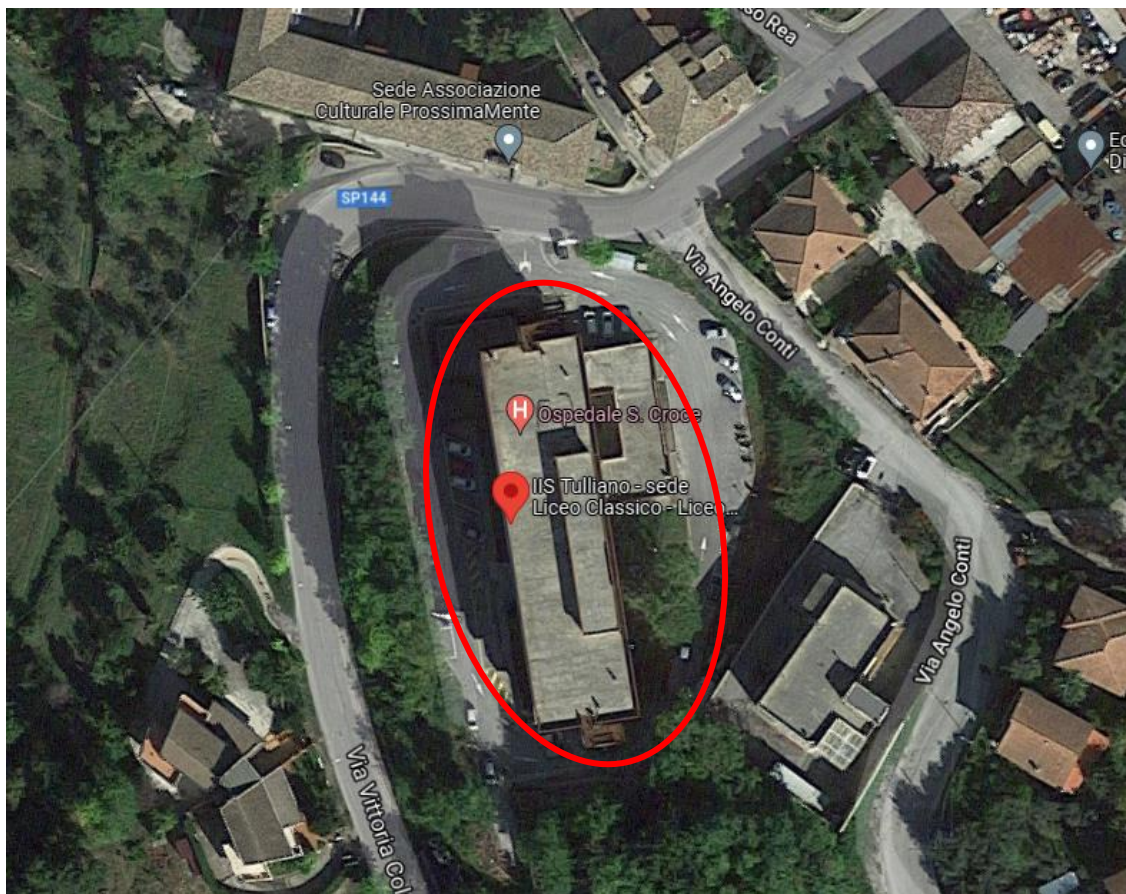


Figura Localizzazione dell'edificio

L'edificio in oggetto ha seguito un iter progettuale caratterizzato da una prima progettazione finalizzata alla realizzazione di una struttura sanitaria (1969). A tale progetto sono poi seguite delle varianti (1974) che hanno condotto alla costruzione dell'edificio nonché al collaudo dello stesso sempre come struttura sanitaria e nella configurazione tutt'oggi visibile.

Solo successivamente alla sua edificazione la struttura è stata convertita in edificio scolastico. In particolare si sottolinea la presenza di manufatti adiacenti al corpo di fabbrica della scuola, quali scale esterne in acciaio, il rilevamento di intercapedini perimetrali (solo parziali rispetto all'intero perimetro). La struttura è organizzata secondo uno schema planimetrico a pianta irregolare essendovi una porzione di fabbricato presente solo per i primi due livelli, e si sviluppa su sei livelli, e un torrino scale in copertura. I livelli sono caratterizzati dalle seguenti caratteristiche dimensionali:

- Piano seminterrato posto a quota -3.60m con superficie pari a 1005 mq;
- Piano terra posto a quota 0.00m con superficie pari a 1005 mq;
- Piano primo posto a quota +3.60m con superficie pari a 775 mq;
- Piano secondo posto a quota +7.20m con superficie pari a 790 mq;

- Piano terzo posto a quota +10.80m con superficie pari a 790 mq;
- Piano quarto posto a quota +14.40m con superficie pari a 790 mq;
- Piano torrino posto a quota +18.10m con superficie pari a 150 mq;
- Piano copertura torrino posto a quota +20.65m.

I piani sono collegati tra loro da scale e ascensori interni, e una scala in acciaio esterna, giuntata al corpo di fabbrica principale.

La cubatura complessiva risulta di 16100 mc circa.

La copertura è piana, non calpestabile.

Nel corpo di fabbrica della scuola è inoltre rilevante la presenza di singolarità strutturali di seguito descritte. Sono infatti presenti dei pilastri di bordo che si interrompono al terzo livello comportando una brusca variazione di rigidezza. Inoltre sono presenti travi in falso (convergenti su travi in nodi privi di pilastro) e, come usuale all'epoca della redazione del progetto, la struttura sismo-resistente è concepita come una serie di telai piani disposti trasversalmente caratterizzati da travi "principali" a spessore; tali telai sono collegati longitudinalmente mediante travi aventi la sola funzione di collegamento nonché di sostegno per la tamponatura perimetrale. La tamponatura perimetrale è in blocchi di laterizio, le tramezzature interne in laterizio, i solai sono del tipo latero-cementizio. La struttura scarica su fondazione a travi rovesce.



Figura–Vista esterna



Figura–Vista della pozione di fabbricato che caratterizza la pianta dell’edificio nei primi due livelli determinandone la forte irregolarità planimetrica



Figura–Vista della scala esterna in acciaio



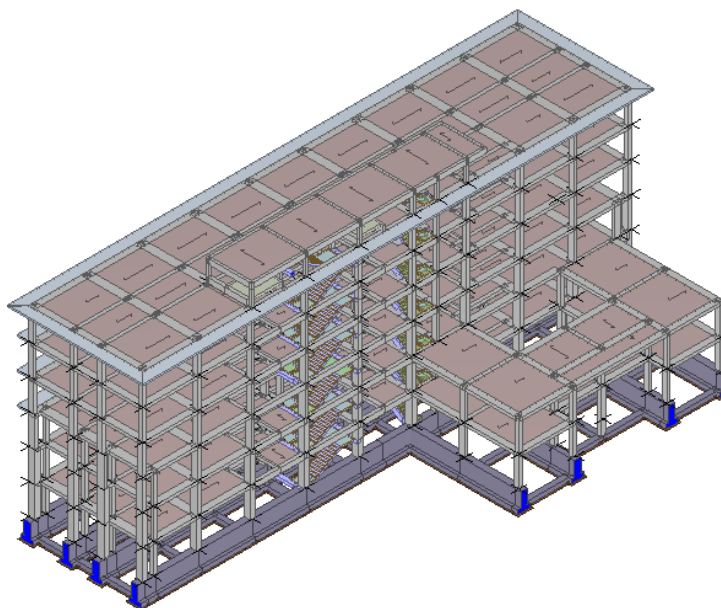
Figura–Particolare del giunto tra la scala esterna in acciaio e il fabbricato

4 DESCRIZIONE GENERALE DEL MANUFATTO

4.1 DATI GEOMETRICI E STRUTTURALI

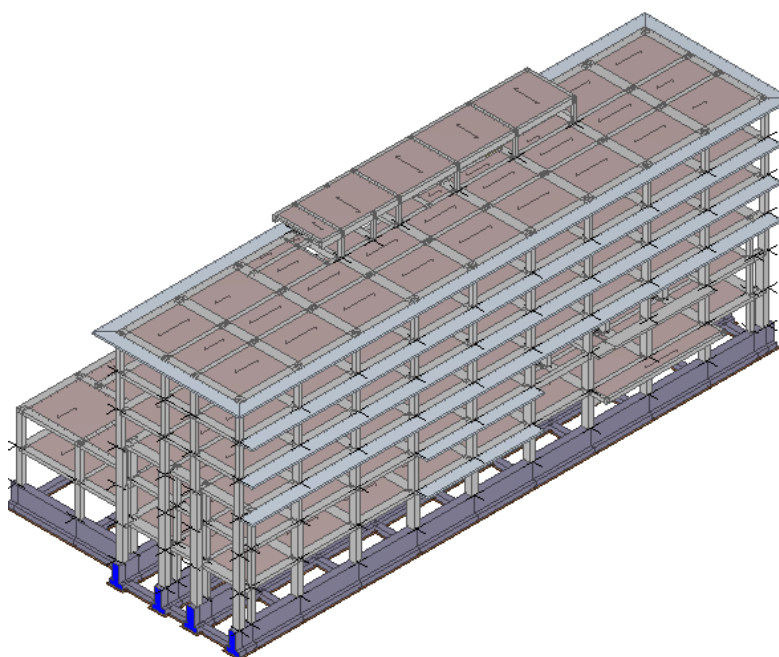
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



4.1.1 Struttura - Geometria

Come già sottolineato al capitolo 3, i livelli sono caratterizzati dalle seguenti caratteristiche dimensionali:

- Piano seminterrato posto a quota -3.60m con superficie pari a 1005 mq;
- Piano terra posto a quota 0.00m con superficie pari a 1005 mq;
- Piano primo posto a quota +3.60m con superficie pari a 775 mq;
- Piano secondo posto a quota +7.20m con superficie pari a 790 mq;
- Piano terzo posto a quota +10.80m con superficie pari a 790 mq;
- Piano quarto posto a quota +14.40m con superficie pari a 790 mq;
- Piano torrino posto a quota +18.10m con superficie pari a 150 mq;
- Piano copertura torrino posto a quota +20.65m.

I piani sono collegati tra loro da scale e ascensori interni, e una scala in acciaio esterna, giuntata al corpo di fabbrica principale.

La cubatura complessiva risulta di 16100 mc circa.

4.1.2 Solai

I solai della struttura sono in latero cemento armato gettato in opera con uno spessore di 35 centimetri per i solai interpiano e quello di copertura composti, in particolare, da laterizi di altezza pari a 30 cm e soletta in conglomerato cementizio armato pari a 5 cm. In corrispondenza dei servizi il solaio è ribassato e presenta uno spessore pari a 30 cm (25+5) mentre il solaio del torrino presenta un solaio di copertura di spessore pari a 20 cm (16+4). I balconi sono anche essi latero-cemento gettati in opera con altezza pari a 25 cm (20+5). La copertura dei vani ascensore è realizzata con soletta in c.a. di spessore pari a 25 cm.

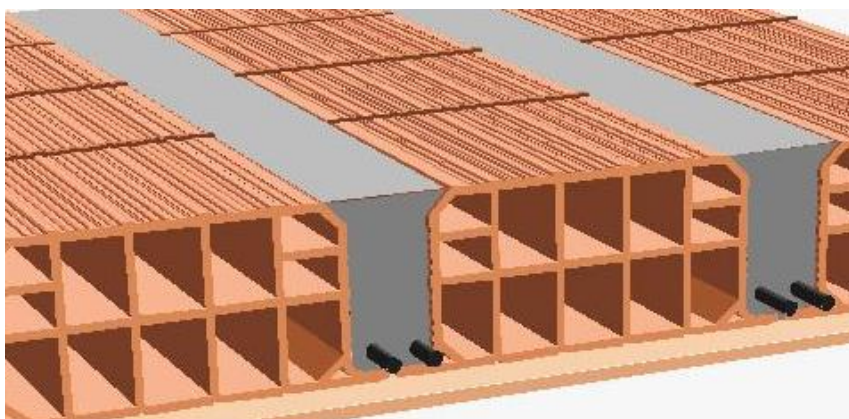


Foto –Solaio tipo in latero cemento gettato in opera

4.1.3 Fondazioni

Per quanto attiene le fondazioni, essa è stata modellata secondo lo stato di fatto, tenuto conto comunque del progetto originale del fabbricato. In particolare, è stata rilevata una struttura in cemento armato C20/25 con travi di dimensioni 145/75x220/50.

5 MATERIALI DI PROGETTO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cls C28/35_B450C - (C28/35)															
004	25.000	0,000010	32.588	13.578	60	P	35,00	-	0,85	1,50	16,46	1,32	3,40	15	002

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R _{ck}	Resistenza caratteristica cubica.
R _{cm}	Resistenza media cubica.
%R _{ck}	Percentuale di riduzione della R _{ck}
γ _c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f _{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f _{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f _{ctm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																		
N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SL}	γ _{M7}		
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						NCnt	Cnt	
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																		
002	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
LMT	Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
f _{yk}	Resistenza caratteristica allo snervamento
f _{tk}	Resistenza caratteristica a rottura
f _{yd}	Resistenza di calcolo
f _{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ _s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ _{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ _{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
γ _{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
γ _{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ _{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.

Relazione Tecnica Generale di Calcolo – Post Operam

Lotto 7 ADEGUAMENTO SISMICO I.I.S.
"TULLIANO" – LICEO SCIENTIFICO - CLASSICO -
ODONTOTECNICO DI ARPINO (FR)

Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SL} V	γ _{M3,SL} E	γ _{M7} NCnt	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							

NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	f _{tk}	γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	η _l	η _{a,l} / η _{a,E} / η _{a,AA}	TP _{stn}	TP _{FRP}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]					
GeoSteel G1200 & GeoLite Gel - (GeoSteel G1200 & GeoLite Gel)											
005	16.000	0,000001	210.000	84.000	100	2.800,00	1,00	0,80	0,95	S	O
							1,20		0,85		
							1,10		0,85		

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T,i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E _{sisma} = E · C _{Erid}].
f _{tk}	Resistenza caratteristica a rottura.
γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	Coefficiente parziale di modello di resistenza. γ _{Rd,F} : "Flessione/Pressoflessione"; γ _{Rd,T} : "Taglio/Torsione"; γ _{Rd,C} : "Confinamento"
η _l	Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
η _{a,l} / η _{a,E} / η _{a,AA}	Fattore di conversione ambientale: η _{a,l} : esposizione "interna"; η _{a,E} : esposizione "esterna"; η _{a,AA} : esposizione "Ambiente Aggressivo"
TP _{stn}	Tipo di situazione del rinforzo: "S" = rinforzo applicato in situ; "P": rinforzo di tipo preformato
TP _{FRP}	Tipologia di composito: GFRP = "vetro/epossidica"; "AFRP" = aramidica/epossidica"; CFRP = "carbonio/epossidica"; O = "Altro"

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

Materiale	SL	Tensione di verifica	σ _{d,amm} [N/mm ²]
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00
	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio Rinforzo	360,00
Cls C28/35_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo Rinforzo	17,43
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo Rinforzo	13,07
	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	17,43
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	13,07
GeoSteel G1200 & GeoLite Gel	Quasi permanente	Trazione FRP	2.240,00

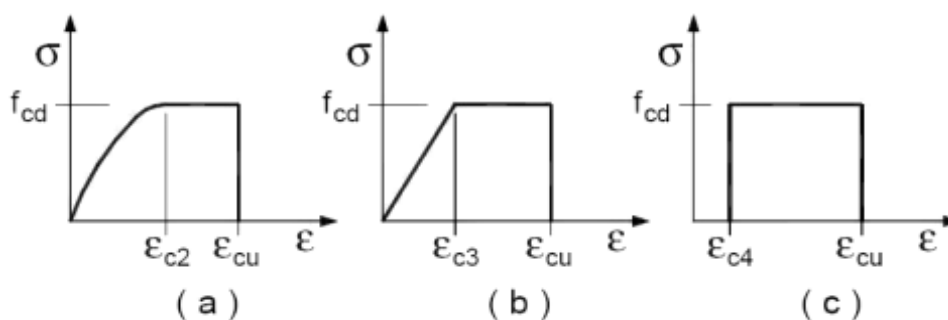
LEGENDA:

SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
σ _{d,amm}	Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei “Tabulati di calcolo”, nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello (a) riportato nella seguente figura.



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

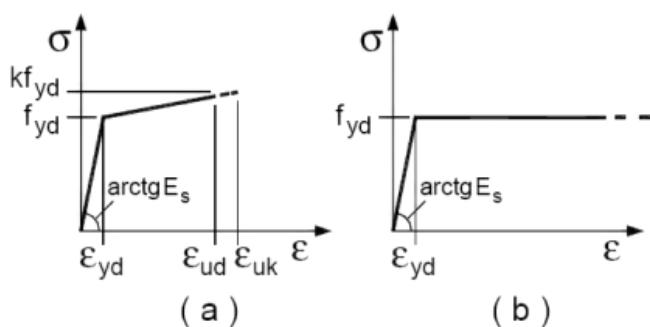
I valori di deformazione assunti sono:

$$\epsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\epsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico tipicamente rappresentato nella figura sulla destra.

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_s . Il coefficiente di sicurezza γ_s si assume pari a 1,15.



6 ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del

D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, oltre che nei “Tabulati di calcolo” nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

Analisi carichi										
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m ²]
001	S	Doppia fodera 30cm (12+8)	Carico Permanente	Fodera esterna (12 cm) e fodera interna (8 cm)	1.600	Intonaco interno, intonaco esterno, isolante poliuretano espanso e Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	740		0	0
002	S	Soletta Abitaz.	Abitazioni	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-		2.360	Destinazione d'uso scolastico	3.000	0
003	S	Scala	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Pavimento, sottofondo e intonaco	1.360	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4.000	0
004	S	Solaio latero cemento H=30 cm	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 30cm (25+5)	2.850	Incidenza tramezzi e finiture	2.500	Destinazione d'uso scolastico	3.000	0
005	S	Solaio di copertura Torrino H=20 cm	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 20cm (16+4)	2.700	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1.265
006	S	Solaio Latero-Cemento H=35 cm (Arpino)	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 35cm (30+5)	3.000	Incidenza tramezzi e finiture	2.500	Destinazione d'uso scolastico	3.000	0
007	S	Solaio Latero-Cemento H=35 cm Copertura	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 35cm (30+5)	3.000	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1.360	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1265
008	S	LatCem Balcone H25	Scale, balconi, ballatoi (Cat. A)	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	2.800	Pavimento, sottofondo e intonaco inferiore	1.360	Balconi, ballatoi e scale comuni di abitazioni (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4.000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

7 DEFINIZIONE DEI DATI DI BASE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE

7.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Secondo quanto indicato nella NTC 2018 al paragrafo 8.3, “La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d’uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6”. In merito alla verifica nei confronti degli SLE, essendo l’edificio da considerarsi di C.U. III, la verifica riguarderà gli SLE, così come riportato nella Tabella 7.3.III delle NTC 2018, di seguito riportata:

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

Nei paragrafi seguenti è riportata l’analisi e le valutazioni della sicurezza del fabbricato oggetto di studio.

7.2 VITA NOMINALE, CLASSE D’USO, PERIODO DI RIFERIMENTO

Secondo quanto indicato nella NTC 2018 al paragrafo 3.2 "Azione sismica", le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa è definita in termini di accelerazione massima attesa a_g in condizioni di campo libero, suolo rigido e superficie orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R ottenuto dalla vita nominale dell’opera tramite il coefficiente d’uso C_u .

La vita nominale di un’opera strutturale V_N , è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I della NTC2018:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

L'opera in esame ha una vita nominale di 40 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. L'opera ricade nella classe d'uso III:

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab.2.4.II della NTC 2018.

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

La vita di riferimento dell'opera è quindi pari a:

$$V_R = V_N * C_U = 60 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascun degli stati limite considerati, sono riportate nella normativa italiana (Circolare 7/2019 - §C3.2.1):

S.L.O. (stato limite di operatività) $P_{VR} = 81\%$

S.L.D. (stato limite di danno) $P_{VR} = 63\%$

S.L.V. (stato limite di salvaguardia della vita) $P_{VR} = 10\%$

S.L.C. (stato limite di collasso) $P_{VR} = 5\%$

Determinati i valori di P_{VR} e di V_R è possibile ottenere il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R con la relazione seguente:

Per $P_{VR} = 0,05$ (SLC):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 1170 \text{ anni}$$

Per $P_{VR} = 0,10$ (SLV):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 569 \text{ anni}$$

Per $P_{VR} = 0,63$ (SLD):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 60 \text{anni}$$

Per $P_{VR} = 0,81$ (SLO):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \cong 36 \text{ anni}$$

8 COMBINAZIONI DI CARICO

8.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \dots \quad (1)$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **188 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente). I coefficienti

relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati “Tabulati di calcolo”. In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L’azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki};$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
 ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
Q_{ki} valore caratteristico dell’azione variabile Q_i.

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0
* "Da valutarsi caso per caso"	

8.2 STATO LIMITE DI DANNO

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + S_i y_{2i} \cdot Q_{ki};$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- y_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_K + S_i(y_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti y_i sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

8.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

- y_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- y_i : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "Tabulati Di Calcolo" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (5) e "**Rara**" (5).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8.4 AZIONE DELLA NEVE

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato in tabella;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia;
- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

Il valore del carico da neve adottato nei calcoli è il seguente:

$$q_{sk}=1265 \text{ N/m}^2.$$

8.5 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018. particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
41.648611	13.609722	447

8.6 SPETTRI DI PROGETTO PER SLU E SLD

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **40** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria B**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	T_c	T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0741	2.382	0.275	1.42	0.130	0.391	1.896	1.20
SLD	0.0961	2.342	0.287	1.41	0.135	0.405	1.984	1.20
SLV	0.2451	2.335	0.337	1.37	0.154	0.461	2.580	1.17
SLC	0.3137	2.375	0.354	1.35	0.160	0.479	2.855	1.10

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "*Tabulati di calcolo*" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;

X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;

Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Verifica meccanismi "Duttili"

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in **2.250** ;
direzione X:

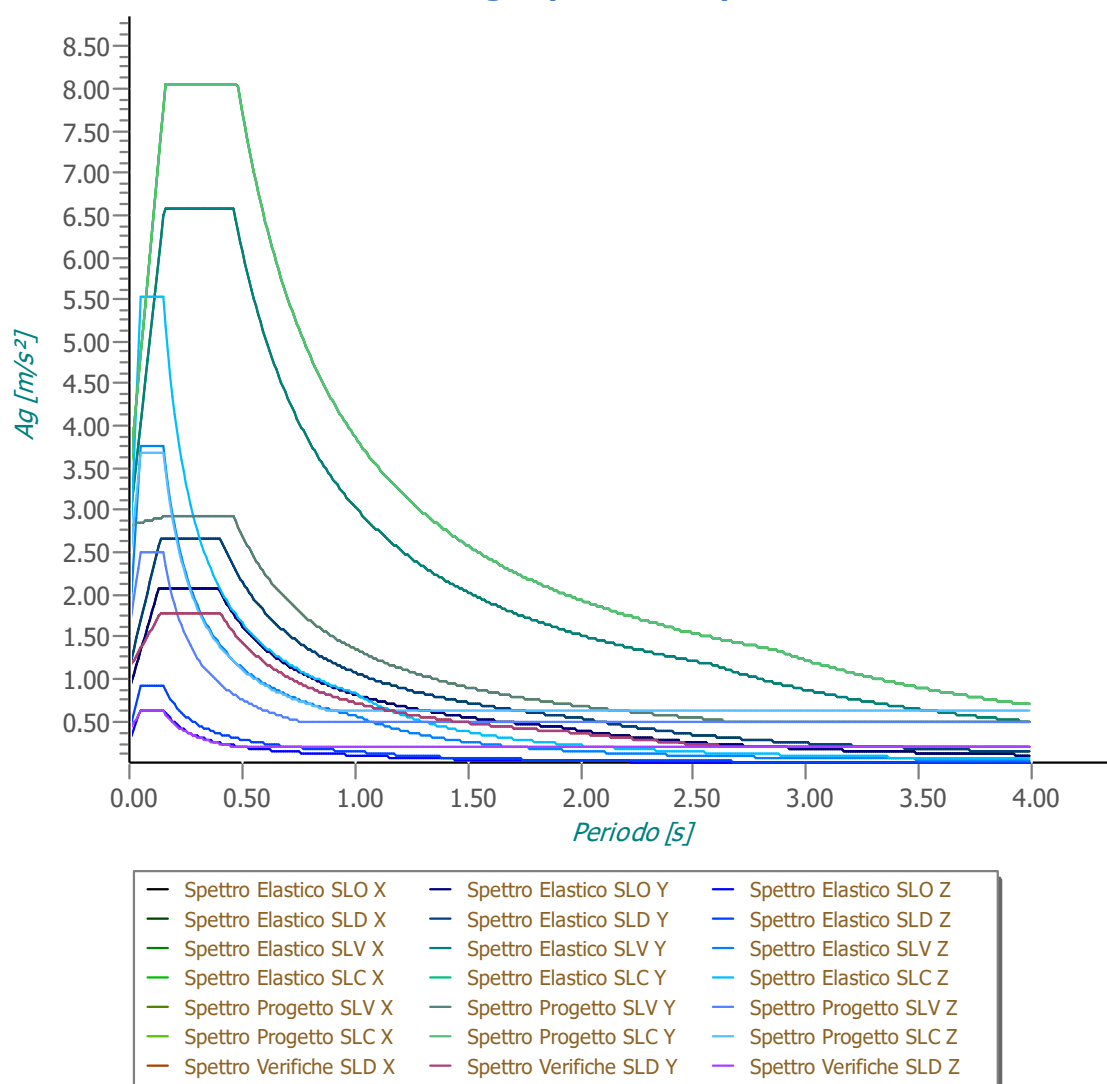
Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in **2.250** ;
direzione Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Verifica meccanismi "Fragili"

Il fattore di comportamento utilizzato per la verifica di tali meccanismi è pari a **1,50**. Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura:

Grafico degli Spettri di Risposta



9 ANALISI DI REGOLARITA'

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (Il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	NO
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	NO
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [non significativo per le strutture in muratura]	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

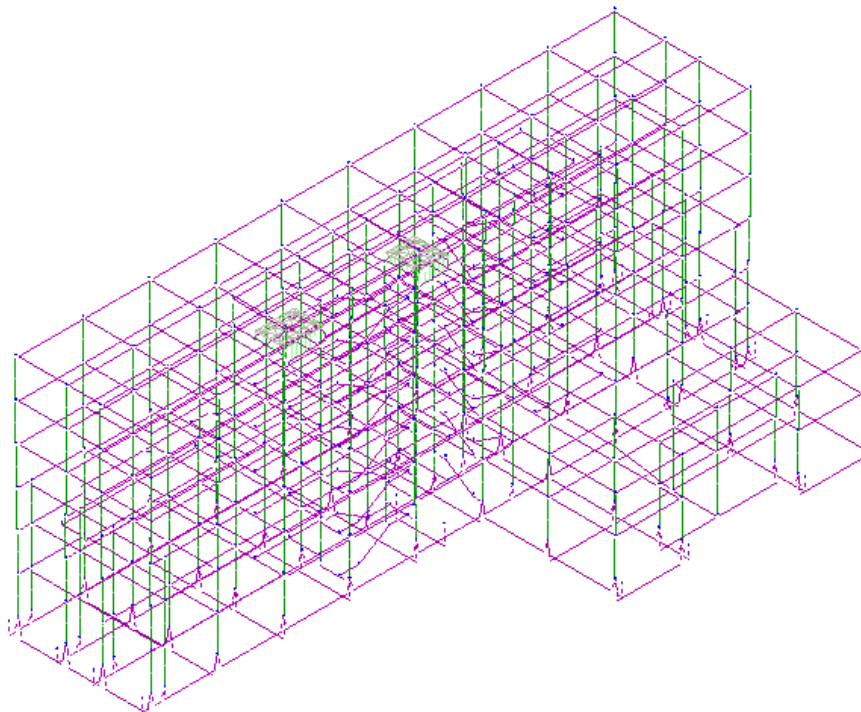
10 MODELLAZIONE STRUTTURALE E METODI DI ANALISI ADOTTATO

10.1 MODELLO DI CALCOLO

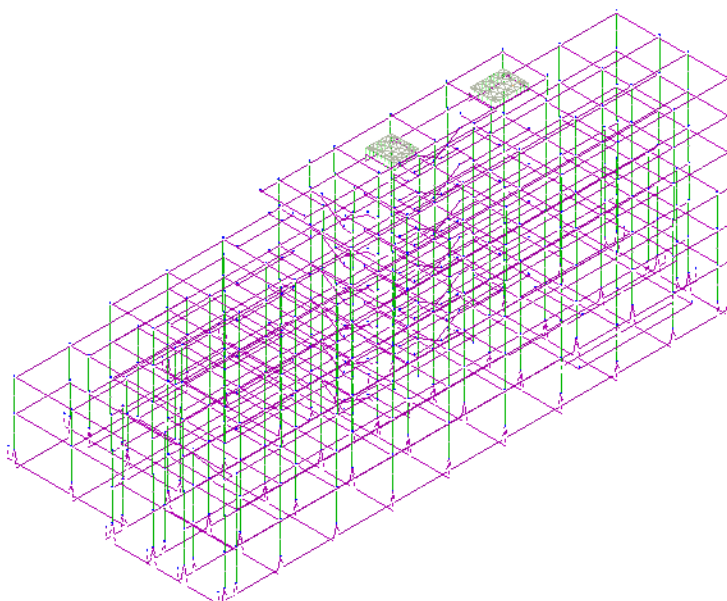
Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche. Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei *"Tabulati di calcolo"*.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Le aste in **c.a.**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in

corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

10.2 METODO DI ANALISI ADOTTATO E CRITERI DI AMMISSIBILITÀ

10.2.1 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (50) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	96.82
salvaguardia della vita	Y	97.70
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati;

x è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

b_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

10.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm m_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{array}{ll} m_d = q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ m_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{array}$$

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

10.4 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

10.5 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

10.6 PERIODI FONDAMENTALI E MASSE PARTECIPANTI

Direzione	Periodo	Modo di vibrare	Masse partecipanti	Coefficiente di partecipazione
	[s]		[%]	
X	0.915	2	64.90	2061
Y	0.698	1	65.22	2066

LEGENDA: Periodi fondamentali e masse partecipanti

Periodo	Periodo di vibrazione nella direzione considerata.
Modo di vibrare	Modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.
Masse partecipanti	Percentuale di masse partecipanti relative al modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.
Coefficiente di partecipazione	Coefficiente di partecipazione massimo, in valore assoluto, nella direzione considerata.

10.7 CAPACITÀ – ENTITÀ DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _C	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2610	419
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1747	152
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.5826	>2475
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.2920	614
SLV	Taglio	CA	0.2863	579

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_C	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _C =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i (\sum_{2,i} Q_{k,i})]$. Se PGA _C =NS -> Non significativo per valori di PGA _C >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

10.8 DOMANDA – ENTITÀ DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}
	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0889	36
SLD	0.1153	60
SLV	0.2870	569
SLC	0.3457	1170

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
---------------------	---

PGA_D Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).
 T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

10.9 INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\zeta_E (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	1.965	1.805
SLD	2263	2219
SLV	0.998	1007

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

$\zeta_E (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

N.B.

$\zeta_E (\alpha_{PGA})$: simbologia NTC18;

α_{TR} : simbologia NTC08.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

11 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

11.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

11.1.1 Elementi in cemento armato

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a

pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^{\alpha} \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di Flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

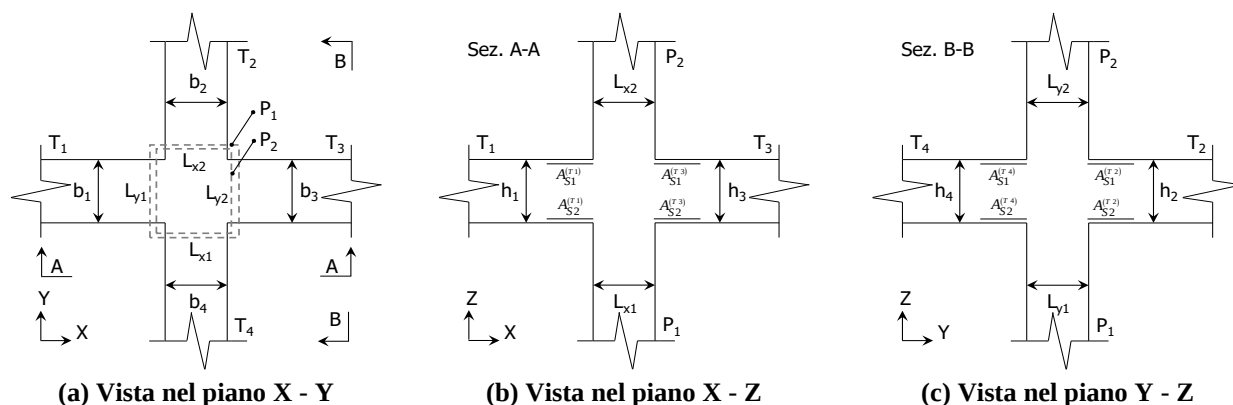
Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
 - se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.
- Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. Si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

11.1.2 Verifiche di Confinamento dei nodi

La progettazione dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del § 7.4.4.3 del D.M. 2018. Sono stati esclusi dalla verifica i nodi "interamente confinati", come definiti nel seguito, progettati in CD "B", ovvero quelli di strutture progettate come non dissipative, ai sensi del § C7.4.4.3.1 della Circolare 2019 del D.M. 2018. Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\min \{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max \{L_{y1}, L_{y2}\}$$

$$\min \{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_1, h_3\}$$

$$\min \{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max \{L_{x1}, L_{x2}\}$$

$$\min \{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_2, h_4\}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all'ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]**: in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE]**, in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliante pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} \left(A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)} \right) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3$$

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4$$

Le terne (A_{S1} , A_{S2} , V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_i)} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,48 (f_{ck,c}/f_{ck})$ (cfr. § C7.4.4.3.1 Circolare 2019 del D.M. 2018);

$f_{ck,c}$ è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo confinato (cfr. § 4.1.2.1.2.1 D.M. 2018);

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

$$b_j^{(T_i)} = \min \{ b_{j1}^{(T_i)}, b_{j2}^{(T_i)} \} \quad i = 1, \dots, n_t$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \{ L_{x1}, L_{x2}, b_i \} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \{ L_{y1}, L_{y2}, b_i \} \quad i = 2, 4$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{y1}}{2} \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 2, 4$$

$h_{jc}^{(P_i)}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$h_{jc}^{(P_i)} = L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3$$

$$h_{jc}^{(P_i)} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$v_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

Le armature a taglio per il confinamento del nodo sono progettate adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

dove:

$A_{sh,i}$ è l'armatura totale a taglio nel nodo nella direzione in esame;

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,x} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 1, 3$$
$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,y} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 2, 4$$

$n_{st,i}$ è il numero totale di staffe nel nodo, uniformemente ripartito lungo l'altezza della trave in esame;

$n_{br,x}$ e $n_{br,y}$ sono il numero di bracci delle staffe nel nodo, nella direzione in esame;

Φ_{st} è il diametro delle staffe nel nodo;

f_{ywd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle staffe;

$$h_{jw}^{(T_i)} = h_i - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L;$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nella trave, ed il diametro delle armature longitudinali nella trave;

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$
$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 v_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$$v_d^{[NI]} = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore;}$$

$$v_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1} L_{y1} f_{cd}} \quad \text{è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro inferiore.}$$

Il passo delle staffe da disporre per tutta l'altezza del nodo (pari all'altezza maggiore delle travi in esso convergenti) è pari a:

$$p_{st} = \min_{i=1, \dots, n_t} \left\{ \frac{h_{jw}^{(T_i)}}{n_{st,i} + 1} \right\}$$

Dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

11.1.3 Elementi in cemento armato esistenti (criteri e interventi)

Per quanto attiene agli elementi esistenti (**di Fatto**), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

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

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

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel §C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (**di Progetto**), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti dal software di calcolo per i vari elementi strutturali in cemento armato:

Travi	Pilastri	Nodi
– Placcaggio con FRP per Flessione – Placcaggio con FRP per Taglio – Incamiciatura in c.a. – Incremento di altezza	– Cerchiatura con FRP (per taglio) – Cerchiatura Acciaio – Incamiciatura in c.a.	– Confinamento del Nodo con fasciature in FRP

Pareti in C.A.	Fondazioni
– Rinforzo con Betoncino Armato – Rinforzo con FRP	– Sottofondazione (per carico limite)

11.1.4 Placcaggio e fasciatura in materiale compositi FRP

L’uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in c.a. è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di pilastri, travi e pareti mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la resistenza a taglio di pilastri, travi e pareti mediante applicazione di FRP con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la duttilità di travi, pilastri e pareti mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro.
- impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli dei nodi trave-pilastro mediante applicazione di fasce di FRP con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si sono adottate le *“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie”* (CNR-DT 200 R1/2013).

11.1.5 Incamicatura in C.A.

A pilastri e travi possono essere applicate camicie in c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato. caso che la camicia non avvolga completamente l'elemento, è necessario mettere a nudo le armature nelle facce non incamiciate, e collegare a queste ultime le armature delle facce incamiciate. le camicie servono ad aumentare la resistenza flessionale, le barre longitudinali devono attraversare il solaio in apposite forature continue e essere ancorate con adeguata staffatura alle estremità del pilastro inferiore e superiore. le camicie servono solo per aumentare la resistenza a taglio e la deformabilità, o anche a migliorare l'efficienza delle giunzioni, esse devono fermarsi a circa 10 mm dal solaio.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;

- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

$$\text{resistenza a taglio:} \quad V_R^* = 0,9 \cdot V_R \quad (\text{C8.7.4.1})$$

$$\text{resistenza a flessione:} \quad M_y^* = 0,9 \cdot M_y \quad (\text{C8.7.4.2})$$

$$\text{deformabilità allo snervamento:} \quad q_y^* = 0,9 \cdot q_y \quad (\text{C8.7.4.3})$$

$$\text{deformabilità ultima:} \quad q_u^* = q_u \quad (\text{C8.7.4.4})$$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno:

- per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di V_R^* , divisa anche per il coefficiente parziale;
- per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo.

11.1.6 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

11.2 VERIFICHE SLD

Essendo la struttura di **Classe 3** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

12 SINTESI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA ANTE OPERAM

Si riportano di seguito i punti fondamentali della valutazione di Vulnerabilità sismica ante operam, comunque dettagliati nella relazione di tecnica di calcolo ante operam a cui si rimanda e fa riferimento del manufatto oggetto della presente relazione.

1-

Stato Limite	a_g/g	F_0	Parametri di pericolosità sismica					
			T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0832	2.366	0.280	1.42	0.133	0.398	1.933	1.20
SLD	0.1070	2.323	0.290	1.41	0.136	0.409	2.028	1.20
SLV	0.2649	2.348	0.343	1.36	0.156	0.467	2.660	1.15
SLC	0.3375	2.384	0.359	1.35	0.161	0.484	2.950	1.08

2-

Direzione	Periodo	Modo di vibrare	Masse partecipanti	Coefficiente di partecipazione
	[s]		[%]	
X	1.107	2	61.95	1'929.76
Y	0.866	1	65.28	1'980.90

3-

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _C	T _{RC}
			[a _g /g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2079	233
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1390	90
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.6626	>2475
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.0157	6
SLV	Taglio	CA	0.0187	7
SLV	Rottura del Nodo	CA	0.0476	18

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGA_C	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA _C =0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \gamma_i(\gamma_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. Se PGA _C =NS -> Non significativo per valori di PGA _C >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

4-

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}
	[a _g /g]	[anni]
SLO	0.0999	45
SLD	0.1283	75
SLV	0.3050	712
SLC	0.3639	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGA_D	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

5-

Stato Limite	$\zeta_E (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	1.391	1.329
SLD	1.620	1.592
SLV	0.052	0.141

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

$\zeta_E (\alpha_{PGA})$ Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

N.B.

$\zeta_E (\alpha_{PGA})$: simbologia NTC18;

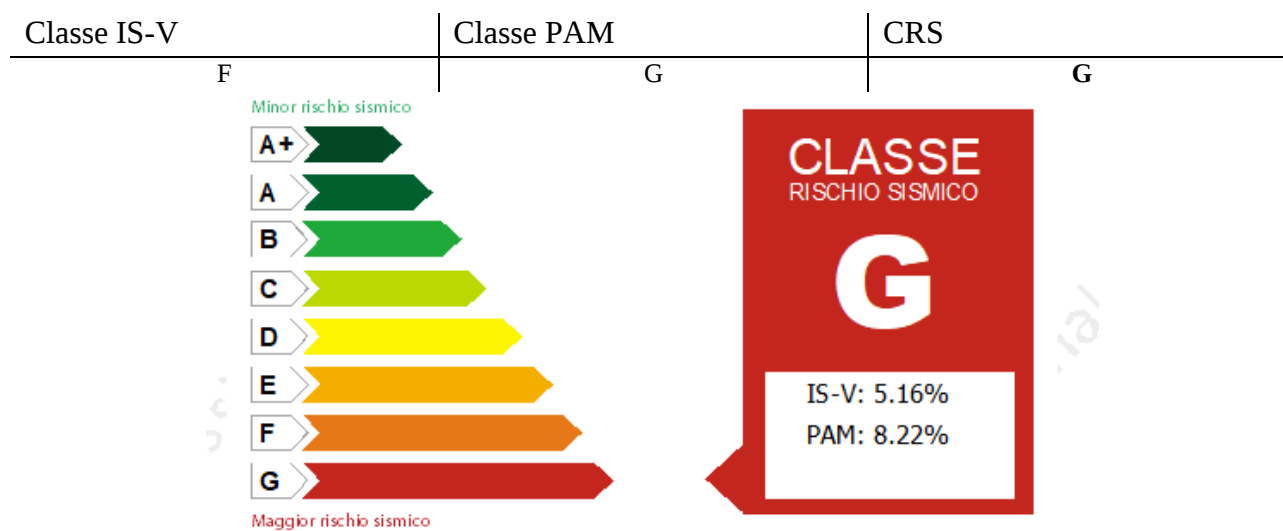
α_{TR} : simbologia NTC08.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

Per la struttura in oggetto, nella fase pre intervento, dall'analisi si ottiene:

PAM	Classe PAM
8.22	G

In definitiva, la classe di rischio sismico (CRS) risultante della struttura sarà la minima tra la *classe IS-V* e la *classe PAM*:



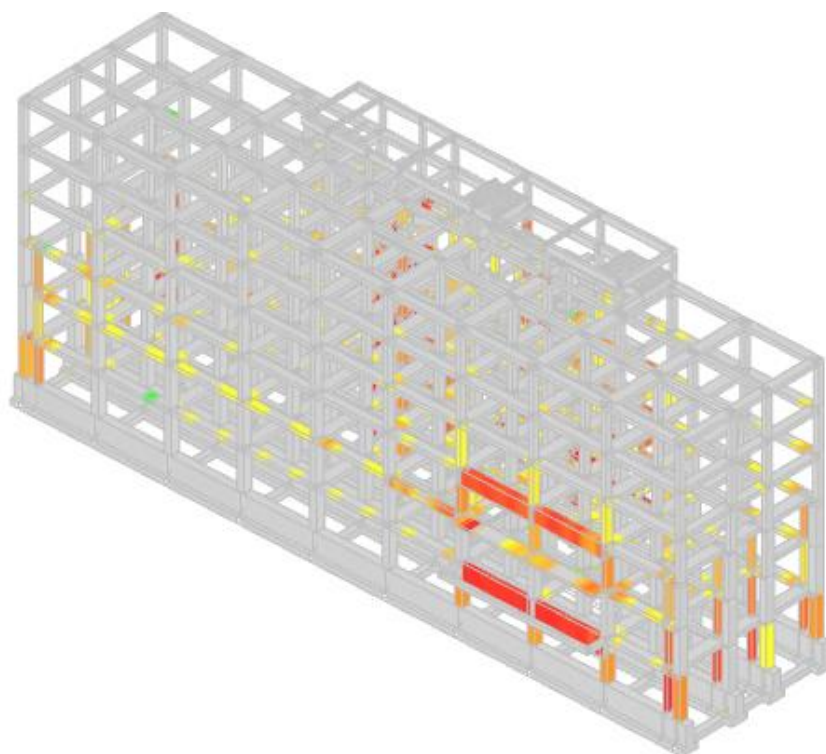
13 ANALISI CRITICA DEI RISULTATI E CONCLUSIONI SULLO STATO DI FATTO

A seguito delle analisi e delle verifiche effettuate dunque, **la classe di rischio sismico (CRS) della struttura risulta essere la classe G.**

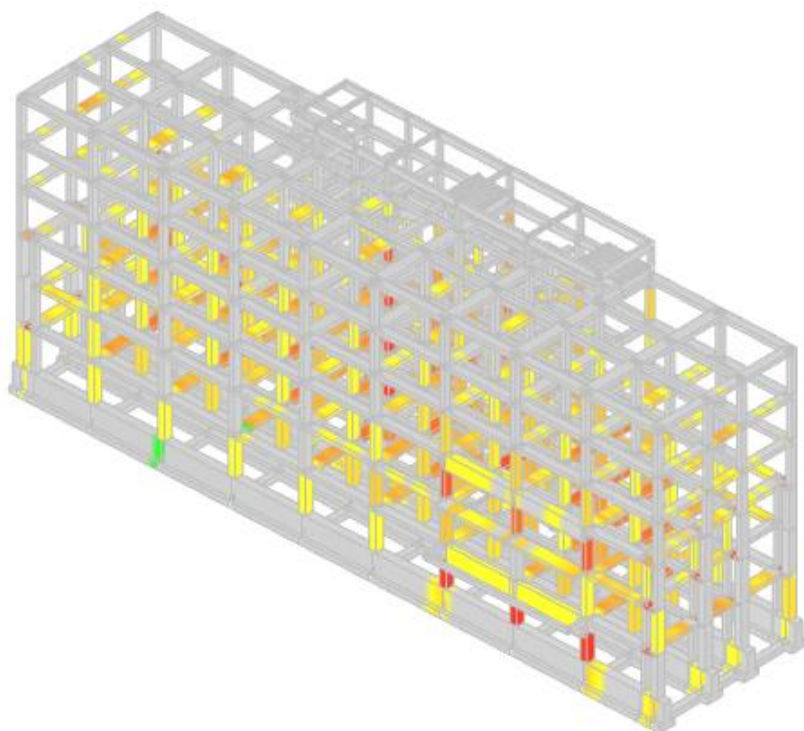
Allo stato attuale, la struttura risulta non verificata agli Stati Limite poiché alcuni elementi presentano crisi a flessione e taglio. La struttura risulta essere pertanto non idonea a sopportare le azioni sismiche calcolate come prescritto dalla normativa vigente e pertanto **e non adeguata** secondo i dettami del D.M. 17 Gennaio 2018.

Gli elementi non verificati sono evidenziati nelle figure seguenti, nelle quali è riportata la motivazione della crisi.

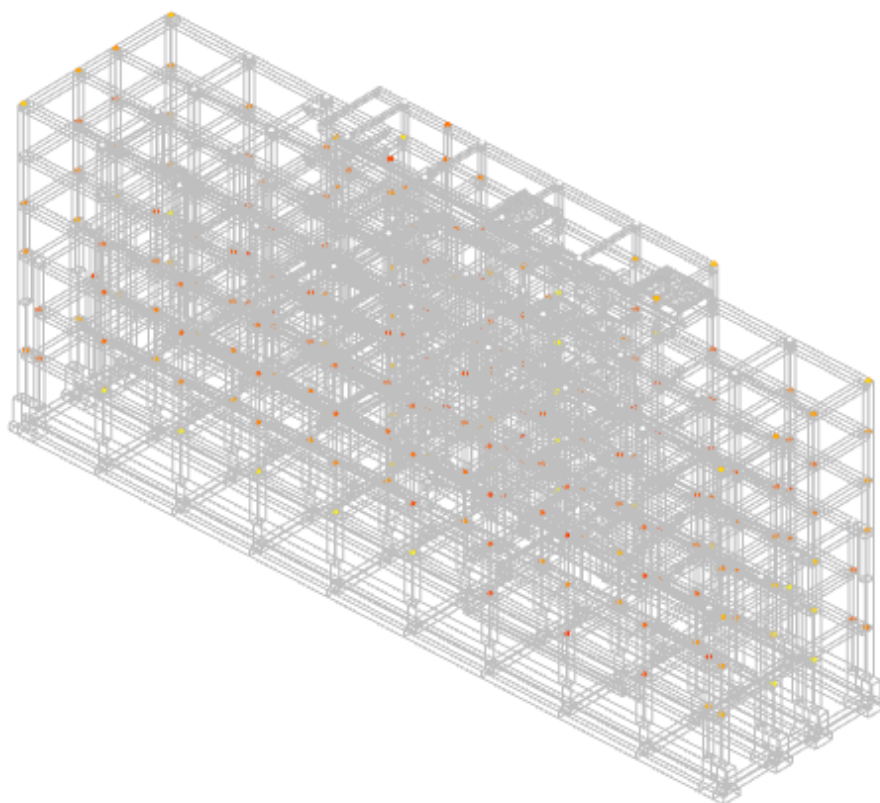
Elementi non Verificati a Flessione SLU



Elementi non Verificati a Taglio SLU

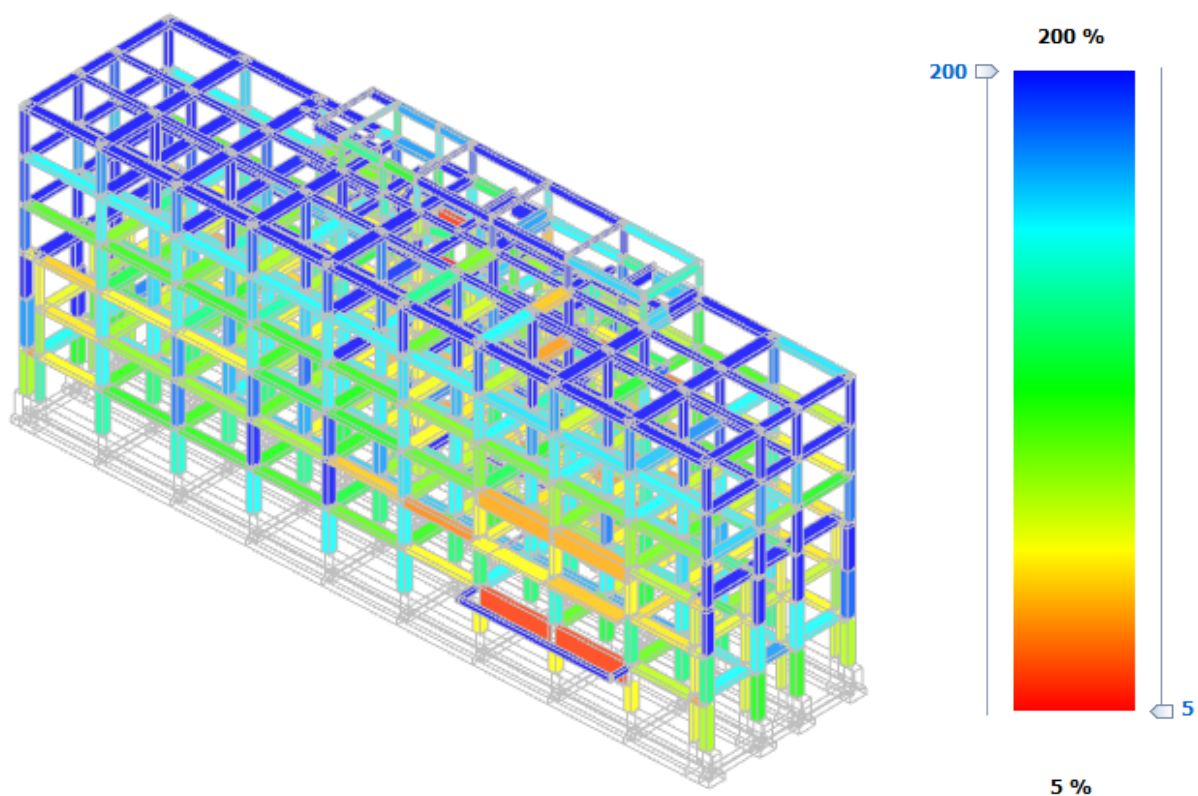


Confinamento dei Nodi non verificati

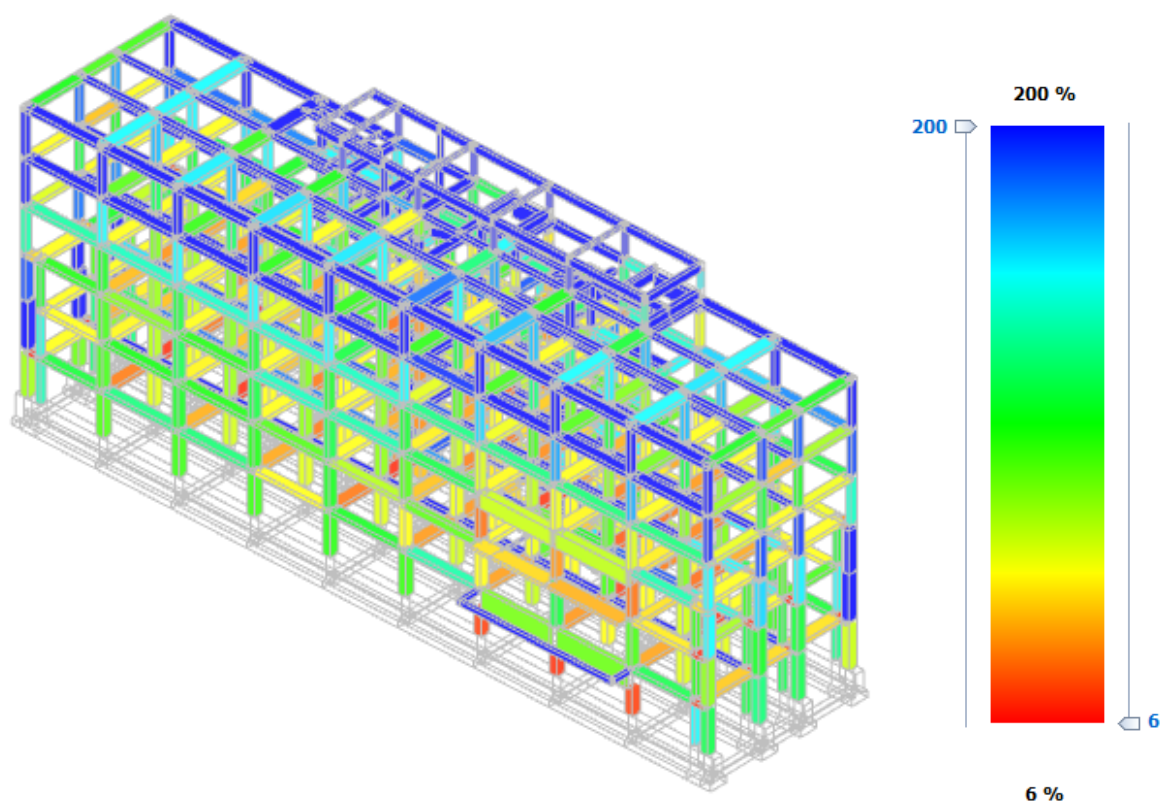


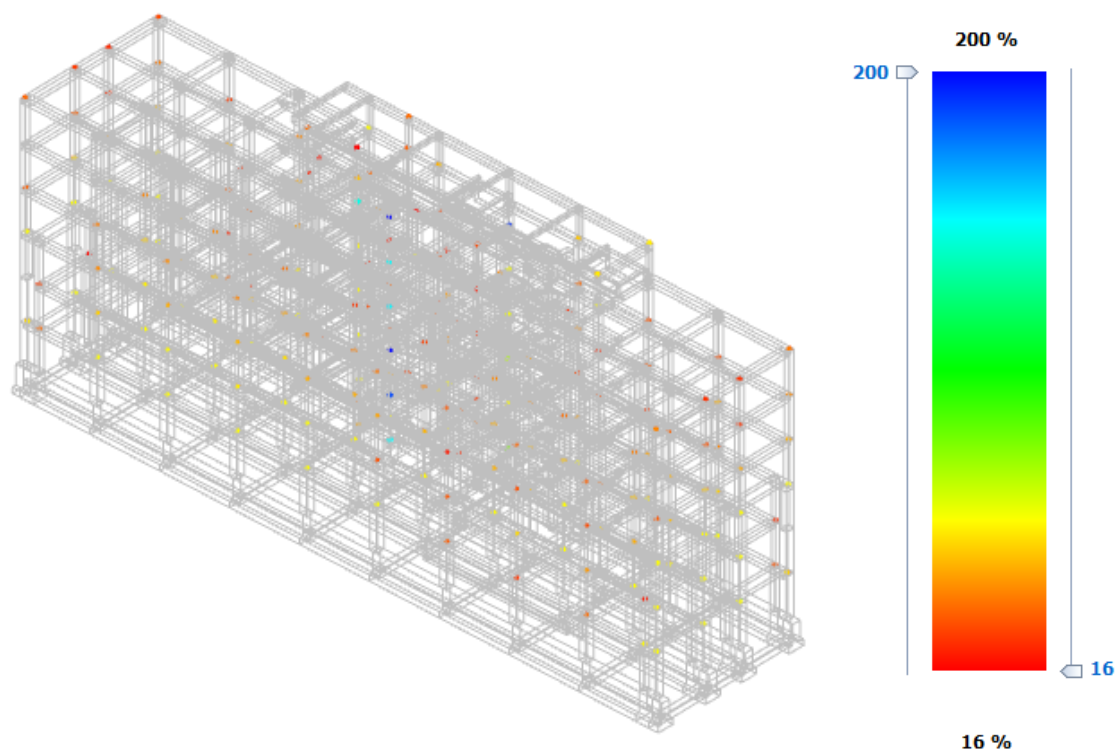
Di seguito sono invece riportati i valori di PGA capace per i diversi meccanismi di collasso, espressa in termini percentuali della PGA richiesta allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

ACCELERAZIONE DI COLLASSO CAPACE PER FLESSIONE



ACCELERAZIONE DI COLLASSO CAPACE PER TAGLIO





Come è possibile osservare dalle figura sopra riportate, l'accelerazione di collasso capace della struttura allo SLV è pari al 5.16%

In conclusione, le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale del manufatto esistente hanno dato esito negativo per forze sismiche nel rispetto dei D.M. Min. LL. PP. 17 Gennaio 2018, e dunque sismicamente non adeguata alle normative tecniche vigenti per tutti gli stati limite di interesse.

14 PROPOSTE DI INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

Alla luce delle indagini effettuate e delle analisi condotte sono emerse le seguenti problematiche:

- L'edificio NON risulta verificato in termini di resistenza per carichi verticali allo Stato Limite Ultimo;
- Le armature longitudinali e trasversali degli elementi portanti sono sottodimensionate rispetto alle esigenze normative attuali e risultano incapaci di garantire l'opportuno grado di sicurezza della struttura in funzione della destinazione d'uso in condizioni sismiche.

Di seguito si presentano gli interventi di consolidamento strutturale che hanno come obiettivo quello di incrementare la capacità sismica dell'edificio, ottenendo l'adeguamento dell'edificio nei confronti dei carichi sismici:

- Incremento della resistenza di pilastri non verificati a taglio/ flessione mediante incamiciatura in c.a.;

- Realizzazione di nuovi setti in c.a. per ridurre gli spostamenti eccessivi allo SLO, aumentare la resistenza al sisma e la capacità dissipativa;
- Risoluzione dei nodi non verificati mediante fasciatura in FRP;
- Incremento della resistenza a taglio e flessione delle travi mediante fasciatura in FRP.
- Inserimento di reti antisfondellamento per i solai.
- Inserimento di reti antiribaltamento per le tompagnature interne ed esterne.

14.1 INCREMENTO DI RESISTENZA DEI PILASTRI NON VERIFICATI A TAGLIO/PRESSOFLESSIONE MEDIANTE INCAMICIATURA IN C.A.

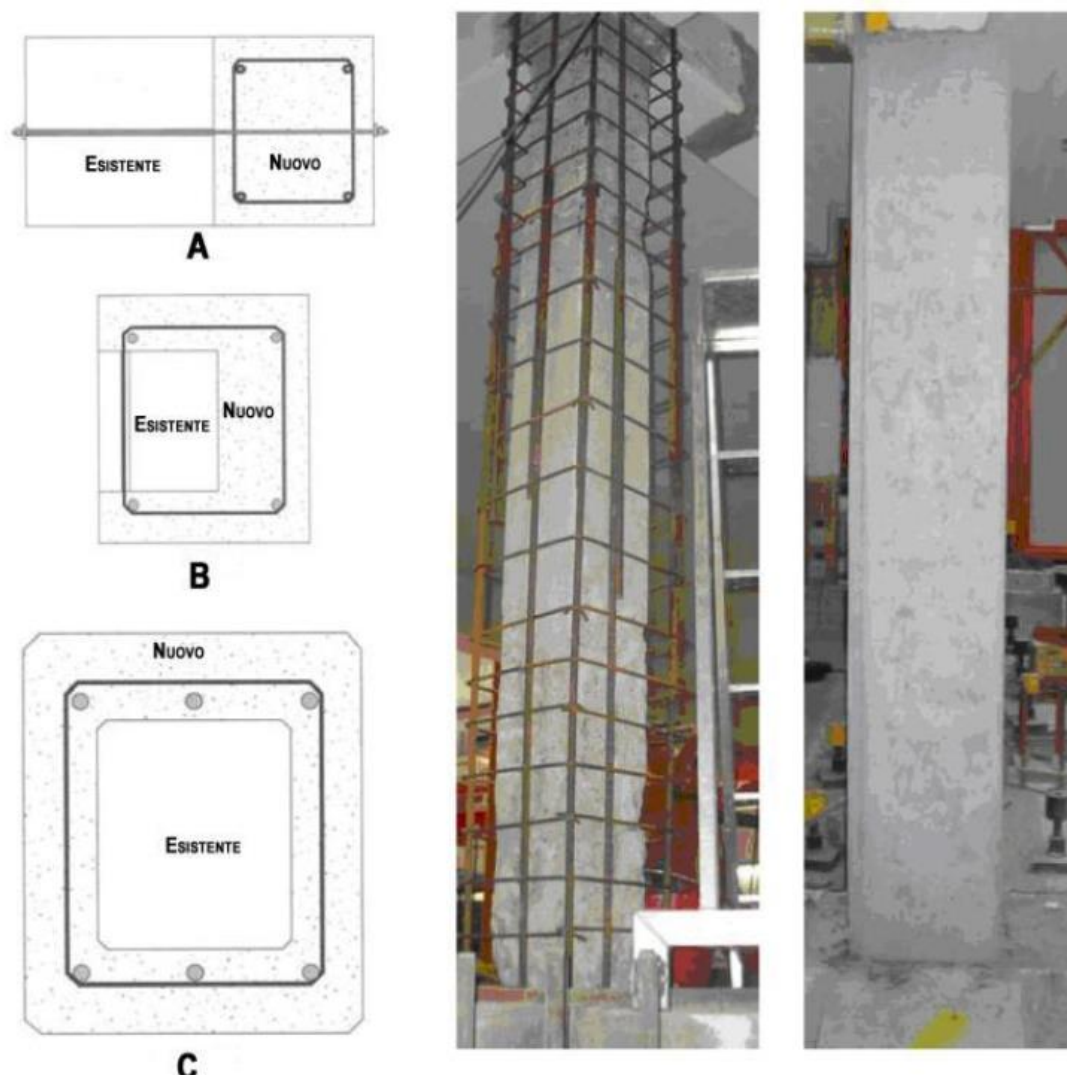
Alcuni elementi strutturali del fabbricato risultano inadeguati a sopportare i carichi sismici previsti dalla normativa attuale; si può prevedere, pertanto, il ringrosso delle sezioni dei pilastri in c.a. non verificati.

La soluzione proposta per incrementare la resistenza e duttilità necessarie di singoli elementi strutturali è l'incamiciatura in c.a., ringrossando le sezioni dei pilastri in c.a. di 10 cm.

Nella fattispecie, per ciò che concerne i pilastri, si tratterebbe di realizzare dei getti integrativi opportunamente armati e connessi agli elementi preesistenti, di spessore minimo su ciascun lato non inferiore ad 80-100mm, per l'altezza necessaria, secondo quanto schematicamente rappresentato di seguito:



Schema tipo ringrosso dei pilastri



Ringrosso tipo dei pilastri

14.2 INCREMENTO DI RESISTENZA GLOBALE MEDIANTE INSERIMENTO DI NUOVE PARETI IN C.A.

La proposta di adeguamento prevede l'inserimento di nuove pareti in c.a. al fine di irrigidire la struttura esistente e quindi cambiarne la risposta sismica. Le pareti, infatti, in virtù della loro elevata rigidità, si fanno carico di assorbire gran parte dell'azione sismica. L'inserimento delle pareti strutturali all'interno dell'organismo deve essere però studiato con attenzione, cercando di privilegiare configurazioni per lo più regolari, o che comunque non siano in grado di causare evidenti problemi torsionali. Poiché questa tipologia di intervento è particolarmente invasiva, si è prestata una certa "sensibilità" nei confronti delle esigenze architettoniche, prevedendo l'inserimento di tali pareti in sostituzione delle tamponature cieche.

La tecnica prevede la demolizione della porzione di tamponatura presente tra due pilastri esistenti e l'inserimento di un opportuno quantitativo di armatura verticale e orizzontale. Al fine di garantire l'efficacia dell'intervento si rende opportuno il collegamento agli elementi strutturali mediante perforazione degli stessi ed inserimento ed inghisaggio nei perfori di ferri di attesa su cui innestare le armature della parete in c.a. che rendano solidali la maglia di armatura della parete ex-novo con il telaio in cemento armato esistente.



Disposizione armatura parete ex-novo

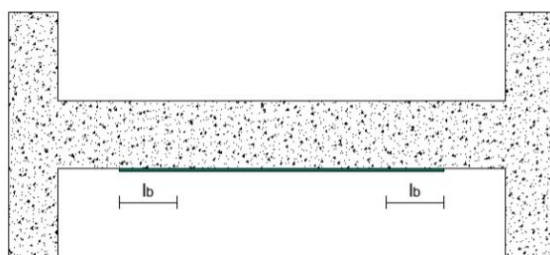
14.3 INCREMENTO DI RESISTENZA DI NODI E TRAVI IN C.A. MEDIANTE FASCIATURA IN FRP

I rinforzi realizzati con FRP consistono in placcaggi e fasciature in modo da perseguire:

- Aumento della resistenza a taglio (eliminazione collassi “fragili”);
- Aumento della duttilità delle zone critiche;
- Aumento della resistenza a flessione.

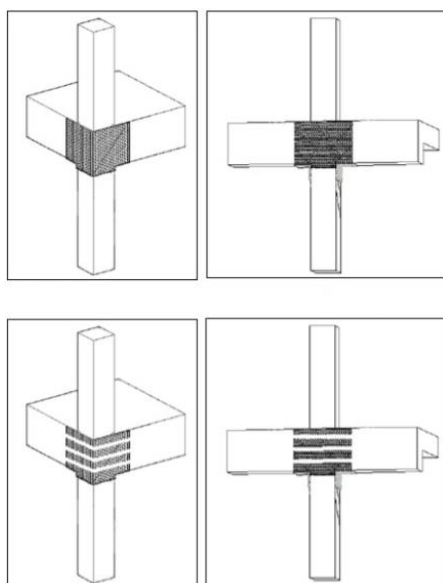
Tali rinforzi sono di tipo “selettivo”, pertanto è possibile ottimizzare l'intervento in modo da raggiungere l'obiettivo di rendere l'elemento “duttile”. I materiali fibro rinforzati a matrice polimerica (FRP) a fibre continue sono materiali compositi che mostrano un comportamento prevalentemente elastico lineare fino al collasso. Rispetto ad altri materiali da costruzione più comuni, gli FRP presentano caratteristiche di leggerezza, elevate proprietà meccaniche, e non subiscono la corrosione. Inoltre presentano il vantaggio che la loro applicazione non comporta aumenti di spessore

degli elementi strutturali. Questo tipo di materiale si trova in commercio secondo varie forme: lamine, barre, tessuti. Per le applicazioni legate al rinforzo di strutture esistenti le forme più comuni sono i tessuti bidirezionali, i quali si adattano facilmente alla superficie sui quali vengono applicati. La famiglia degli FRP è formata dai principali tipi di polimeri: fibre di vetro (GFRP), fibre di carbonio (CFRP) e fibre arammidi che (AFRP). L'applicazione di queste fibre viene effettuata mediante una matrice (resina epossidica), la quale consente la perfetta adesione con il supporto sottostante in calcestruzzo. Il rinforzo a taglio viene realizzato mediante l'applicazione di "fasce" ortogonali all'asse dell'elemento (trave o pilastro) e può essere utilizzato per ripristinare i criteri della gerarchia delle resistenze. Il rinforzo a flessione viene realizzato applicando nelle zone da rinforzare una o più lamine preformate, oppure in alternativa, uno o più strati di tessuto impregnati in situ. Il rinforzo a flessione è da utilizzare per elementi strutturali soggetti ad un momento flettente di progetto maggiore della corrispondente resistenza. Nel caso di elementi "duttili", l'aumento della resistenza a flessione potrebbe creare un meccanismo di tipo "fragile", pertanto è spesso necessario accoppiare anche il rinforzo a taglio. L'aumento della resistenza a flessione è previsto in presenza di elementi con debole armatura, in quanto la presenza di elevate quantità di armatura esistente rende inefficace il contributo dell'FRP. La massima efficacia del rinforzo a flessione si ottiene ad una certa distanza l_b dall'estremo della fibra, la quale deve essere superiore alla lunghezza ottimale di ancoraggio, calcolata in funzione delle caratteristiche della fibra e del calcestruzzo di supporto.



Lunghezze di ancoraggio l_b

Per i nodi travi-pilastro l'intervento con FRP risulta, rispetto ad altre soluzioni, di facile realizzazione in quanto l'applicazione oltre ad essere esterna all'elemento strutturale, si adatta alle diverse forme geometriche del nodo. Come ogni rinforzo con fibre è importante creare un supporto il più omogeneo e resistente possibile. Si riportano di seguito degli esempi tipologici di rinforzo dei nodi trave-pilastro in c.a. mediante FRP.



Interventi sui nodi con FRP

L'intervento progettato prevede l'utilizzo di un tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato Hardwire ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio fissati su una micro rete in fibra di vetro. Tipo GeoSteel G600 della Kerakoll a matrici minerali tipo GeoCalce e GeoLiteo matrice organica GeoLite Gel aseconda delle esigenze progettuali e di cantiere. Si riportano di seguito le caratteristiche tecniche del sistema utilizzato.

Dati tessuto non impregnato

Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione:

- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	A_{trefolo}	0,538 mm ²
- n° trefoli/cm		1,57 trefoli/cm
- massa (comprensivo di termosaldatura)		≈ 670 g/m ²
- carico di rottura a trazione di un trefolo		> 1500 N
- resistenza a trazione del nastro, valore caratteristico	σ_{nastro}	> 3000 MPa
- resistenza a trazione per unità di larghezza		> 2,35 kN/cm
- modulo di elasticità normale del nastro, valore medio	E_{nastro}	> 190 GPa
- deformazione a rottura del nastro, valore caratteristico	ϵ_{nastro}	> 1,5%
- spessore equivalente	t_i	≈ 0,084 mm
Confezione	rotoli 50 m (h 30 cm)	
Peso 1 rotolo	≈ 24 kg inclusa confezione	

PERFORMANCE

Sistemi GeoSteel SRP – ETA n° 18/0314

SRP – GeoLite® Gel & GeoSteel G600

Caratteristica prestazionale	Metodo di prova		Prestazioni sistema GeoSteel SRP G600 (1 strato)	Prestazioni sistema GeoSteel SRP G600 (3 strati)	Dati di progetto secondo CNR-DT 200 R1/2013
Resistenza a trazione (valore caratteristico)	EN 2561	σ_{SRP}	3073 MPa	3013 MPa	3000 MPa
Modulo Elastico (valore medio)	EN 2561	E_{SRP}	212 GPa	204 GPa	200 GPa
Allungamento a rottura (valore medio)	EN 2561	ϵ_{SRP}	1,90%	1,89%	1,90%
Lap tensile strength ¹ (valore caratteristico)	EN 2561	σ_{lap}	2888 MPa	NPD	-
Resistenza a trazione del tessuto piegato (valore caratteristico)	EN 2561	$\sigma_{u,180^\circ}$	2416 MPa	NPD	-
Temperatura di transizione vetrosa	EN 12614	T_g	+60 °C	+60 °C	-
ADESIONE AL SUPPORTO ²					
Pull-off strength (valore caratteristico)	EN 1542	f_h	2,3 MPa	NPD	-
Single-lap shear test (valore caratteristico)	Annex B EAD 340210-00-0104	σ_{deb}	Rottura fibre oltre la lunghezza di ancoraggio	NPD	-
Pull-out from substrate (valore medio)	Annex C EAD 340210-00-0104	$\sigma_{pull-out}$	2726 MPa	NPD	-
CONDIZIONI DI INSTALLAZIONE					
Temperatura massima (aria e superficie)	-	-	< +35 °C		
Temperatura minima (aria e superficie)	-	-	> +5 °C		
Umidità relativa dell'aria	-	-	20 – 90 %		
Umidità relativa della superficie di incollaggio ³	-	-	< 5 %		
CONDIZIONI DI ESERCIZIO					
Temperatura massima (aria e superficie)	-	-	< +45 °C		
Temperatura minima (aria e superficie)	-	-	> -25 °C		
Umidità relativa dell'aria	-	-	ininfluyente		
Contatto con acqua ⁴	-	-	occasionale		
Reazione al fuoco ⁵	EN 13501-1	-	Euroclasse D – s2, d0		

In presenza di temperature d'installazione e d'esercizio oltre i limiti sopra indicati, contattare l'ufficio tecnico Kerakoll per predisporre idonei sistemi protettivi nei confronti dell'applicazione e dell'esercizio del sistema di rinforzo GeoSteel SRP.

¹ Lunghezza di sovrapposizione $l_{lap} = 200$ mm.

² Test effettuati su prismi in calcestruzzo con resistenza a compressione $f_{ck}=57,5$ MPa.

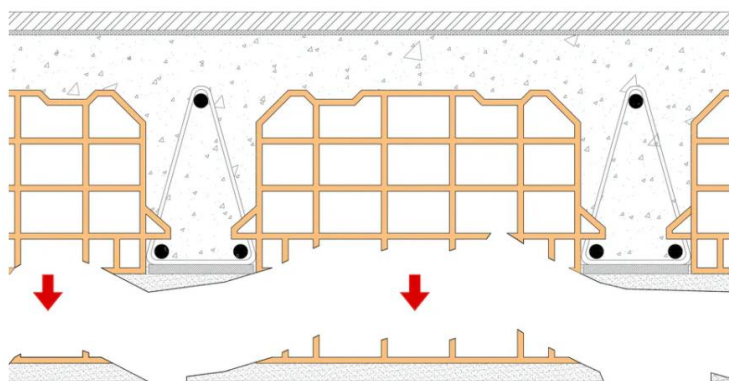
³ In presenza di supporto umido attendere la sua completa asciugatura o facilitarla in modo opportuno, prima di eseguire l'applicazione.

⁴ In caso di contatto permanente con sostanze liquide, contattare l'ufficio tecnico Kerakoll per predisporre il sistema di protezione più idoneo.

⁵ In caso di esposizione a carico di incendio, ovvero di resistenza al fuoco, proteggere il sistema di rinforzo GeoSteel SRP mediante opportuno sistema certificato REI. Il sistema GeoSteel SRP non presenta alcuna resistenza al fuoco.

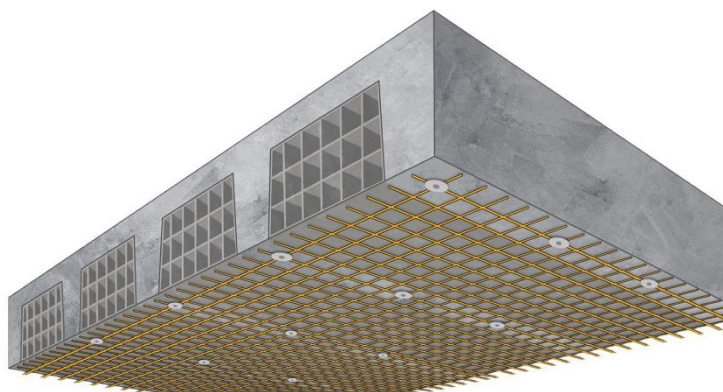
14.4 INSERIMENTO DI RETI ANTISFONDELLAMENTO PER I SOLAI

Con il termine sfondellamento dei solai si indica la rottura ed il distacco delle cartelle d'intradosso delle pignatte adoperate per la realizzazione dei solai in latero-cemento. Il distacco di tali elementi dal soffitto rappresenta un pericolo per l'incolumità delle persone presenti nei locali sottostanti. Per rendersi conto della pericolosità dello sfondellamento è sufficiente ricordare che il crollo improvviso di una porzione di soffitto comporta il distacco di circa $25 \div 40$ kg/mq di materiale.



Schema sfondellamento dei solai latero-cementizi

Le cause sono legate ad errori di progettazione o di esecuzione, ma anche alla mancanza di un adeguato piano di manutenzione. Il verificarsi dello sfondellamento non è mai legato ad un'unica criticità ma è un fenomeno che cresce e si evolve nel tempo in conseguenza a diversi fattori che portano al superamento della resistenza del laterizio. Di seguito vengono elencate le principali problematiche.



Esempio di reti anti-sfondellamento

L'intervento progettato prevede l'utilizzo di una rete biassiale bilanciata in fibra di basalto alcali resistente tipo Geo Grid 120 della Kerakoll. Il sistema antiribaltamento progettato, in particolare, prevede l'utilizzo di Barre elicoidali in acciaio Inox AISI 304/316, diametro 8 mm, ad elevate prestazioni meccaniche per la cucitura a secco di elementi strutturali, tipo Steel DryFix® 8; previsto, inoltre, l'utilizzo di un intonaco-rasante traspirante universale certificato di pura calce naturale NHL e Geolegante® – da 3 a 30 mm. idrofugato, specifico come rasante-intonaco di livellamento di superfici assorbenti o rivestimenti sintetici nel risanamento di edifici, tipo GeoCalce della Kerakoll. Si riportano di seguito le caratteristiche tecniche del sistema utilizzato.

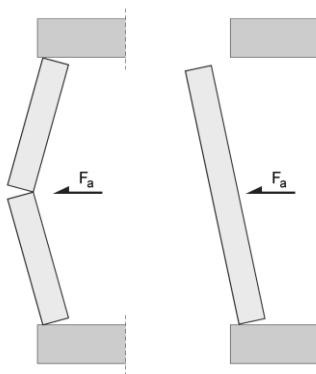
DATI TECNICI SECONDO NORMA DI QUALITÀ KERAKOLL		
Dati tecnici della rete		
Aspetto	rete impregnata con trattamento protettivo alcali-resistente	
Natura del materiale	basalto	
Massa totale	≈ 130 g/m²	
Larghezza rotolo	≈ 1 m	
Lunghezza rotolo	≈ 25 m	
Larghezza maglia	≈ 22x22 mm	
Conservazione	illimitata	
Confezione	rotoli 25 m	
Peso confezione	≈ 3,5 kg (1 rotolo)	
Dati tecnici dei materiali costituenti la rete		
Tensione a trazione media	$\sigma_{t,b}$	≥ 1250 MPa
Modulo elastico medio	$E_{t,b}$	≥ 56 GPa
Dati tecnici caratteristici della rete (0° – 90°)		
Spessore equivalente della rete	t_r	0,023 mm
Carico a trazione per unità di larghezza	F_t	≥ 30 kN/m
Deformazione a rottura	ϵ_r	≥ 2,5%
Resistenza a trazione	σ_r	≥ 1600 MPa

14.5 INSERIMENTO DI RETI ANTIRIBALTAMENTO PER TOMPAGNATURE INTERNE ED ESTERNE

I meccanismi di rottura delle tamponature sono principalmente di tipo fragile, in particolar modo i meccanismi di ribaltamento fuori piano.

A causa della posizione e del peso, le tamponature rappresentano un rilevante pericolo per la sicurezza delle persone. Non solo: il rischio può esserci anche in assenza di danni alla struttura portante principale. Ad esempio si manifesta in caso di spostamenti orizzontali, quando l'edificio è soggetto ad un'azione sismica.

I meccanismi di rottura delle tamponature possono riguardare l'intero manufatto in muratura, ad esempio per ribaltamento fuori piano. Oppure si manifestano in una sola porzione della tamponatura, sempre per ribaltamento fuori piano o per flessione verticale.



Meccanismi di rottura delle tamponature: flessione verticale e ribaltamento

Le cause possono essere molteplici:

- paramenti non connessi trasversalmente,
- scarsa qualità della tessitura muraria,
- degrado o modifiche localizzate,
- assenza di collegamento alla struttura principale in cemento armato.

In pratica i fattori sono molteplici: l'azione sismica sulle tamponature, le deformazioni imposte sulla struttura principale unite alle carenze appena elencate. Tutto ciò può innescare, dunque, i meccanismi di rottura per le tamponature.

Si prevede l'utilizzo del sistema di antiribaltamento Kerakoll idoneo per la prevenzione e il miglioramento statico e sismico, realizzabile mediante l'applicazione sull'intonaco esistente della rete biassiale in basalto con intonaco-rasante e cucitura con barre elicoidali



Sistema antiribaltamento tamponature Kerakoll

L'intervento progettato prevede l'utilizzo di una rete biassiale bilanciata in fibra di basalto alcali resistente tipo Geo Grid 120 della Kerakoll. Il sistema antiribaltamento progettato, in particolare, prevede l'utilizzo di Barre elicoidali in acciaio Inox AISI 304/316, diametro 8 mm, ad elevate prestazioni meccaniche per la cucitura a secco di elementi strutturali, tipo Steel DryFix® 8; previsto, inoltre, l'utilizzo di un intonaco-rasante traspirante universale certificato di pura calce naturale NHL e Geolegante® – da 3 a 30 mm. idrofugato, specifico come rasante-intonaco di livellamento di superfici assorbenti o rivestimenti sintetici nel risanamento di edifici, tipo GeoCalce della Kerakoll. Si riportano di seguito le caratteristiche tecniche del sistema utilizzato e le diverse fasi realizzative:

DATI TECNICI SECONDO NORMA DI QUALITÀ KERAKOLL

Dati tecnici della rete		
Aspetto	rete impregnata con trattamento protettivo alcali-resistente	
Natura del materiale	basalto	
Massa totale	≈ 130 g/m²	
Larghezza rotolo	≈ 1 m	
Lunghezza rotolo	≈ 25 m	
Larghezza maglia	≈ 22x22 mm	
Conservazione	illimitata	
Confezione	rotoli 25 m	
Peso confezione	≈ 3,5 kg (1 rotolo)	
Dati tecnici dei materiali costituenti la rete		
Tensione a trazione media	σ_{t0}	≥ 1250 MPa
Modulo elastico medio	E_{t0}	≥ 56 GPa
Dati tecnici caratteristici della rete (0° – 90°)		
Spessore equivalente della rete	t_r	0,023 mm
Carico a trazione per unità di larghezza	F_l	≥ 30 kN/m
Deformazione a rottura	ε_l	≥ 2,5%
Resistenza a trazione	σ_l	≥ 1600 MPa

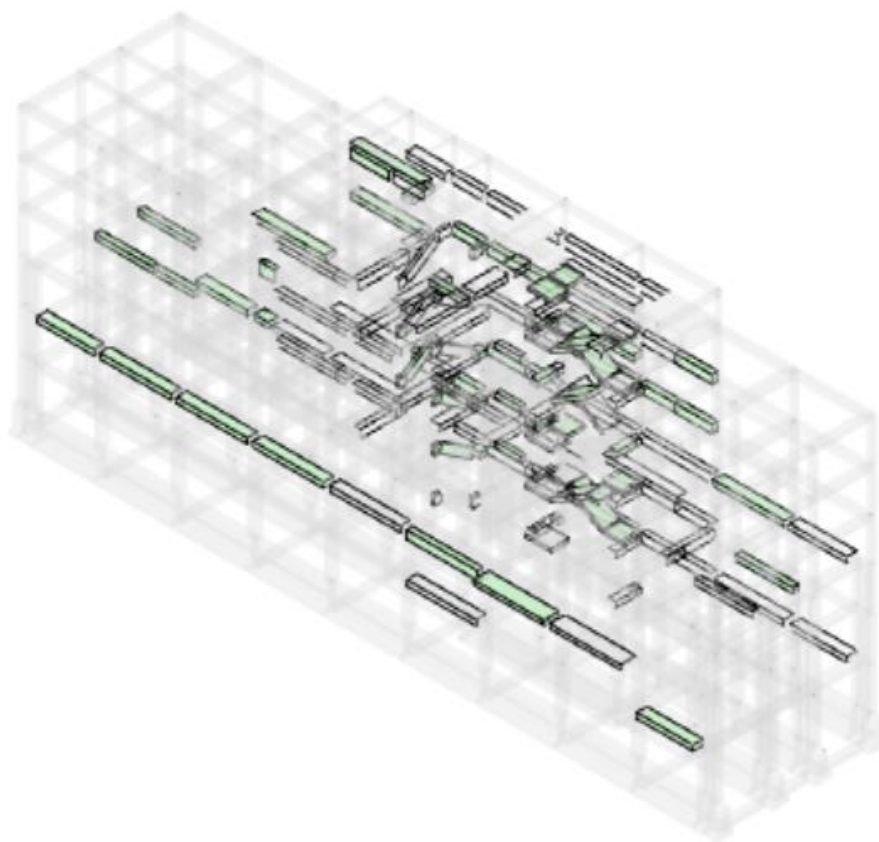


- 1- Preparazione della superficie di intervento ;
- 2- Presidio antiribaltamento: 1° strato Tipo GeoCalce® Multiuso;
- 3- Presidio antiribaltamento: Tipo Rete Geo Grid 120 ;
- 4- Presidio antiribaltamento: Tipo Steel DryFix® 8;
- 5- Presidio antiribaltamento: 2° strato Tipo GeoCalce® Multiuso;
- 6- Ciclo di finitura decorativo: Tipo Biocalce® Tinteggio.

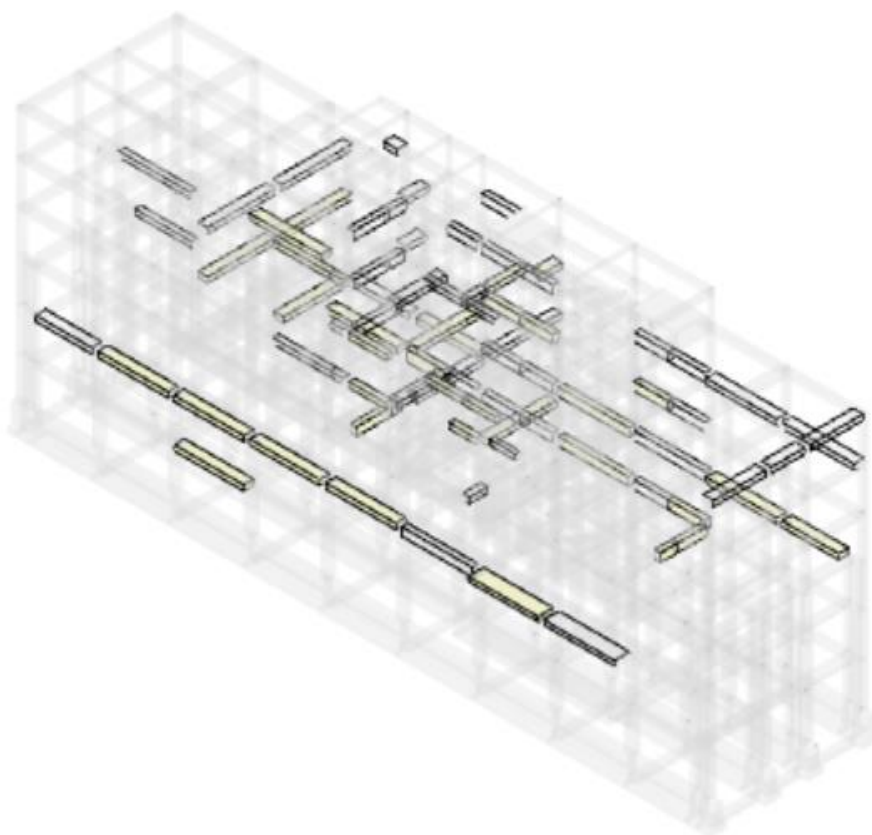
15 IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – STATO DI PROGETTO

Di seguito sono riportate le localizzazioni per i diversi tipi di interventi in relazione alle accelerazioni di collasso, identificative delle crisi della struttura.

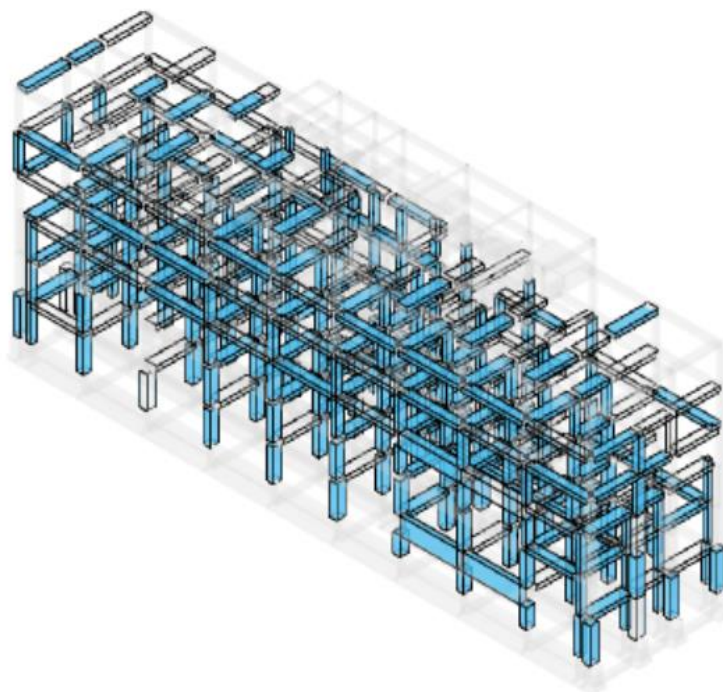
15.1 IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – PLACCAGGIO IN FRP PER FLESSIONE



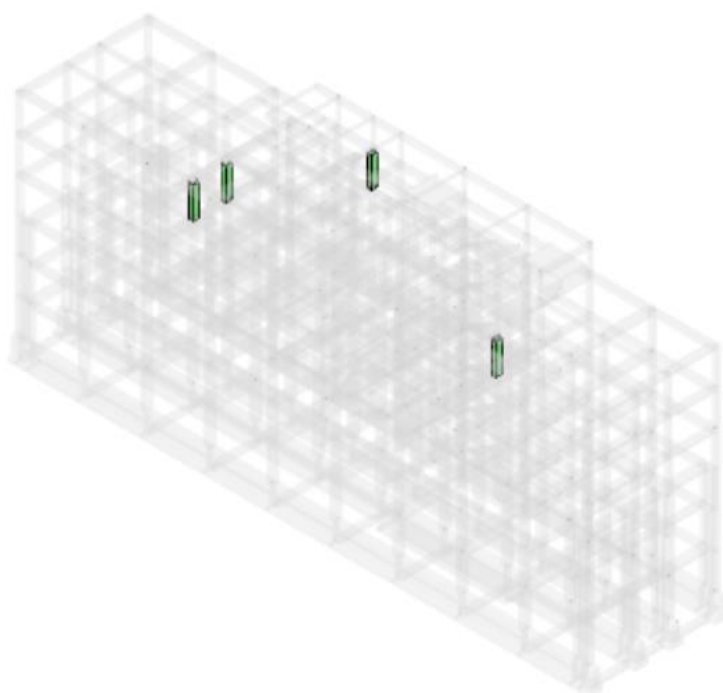
15.2 IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – PLACCAGGIO IN FRP PER TAGLIO



15.3 IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – INCAMICIATURA IN CEMENTO ARMATO



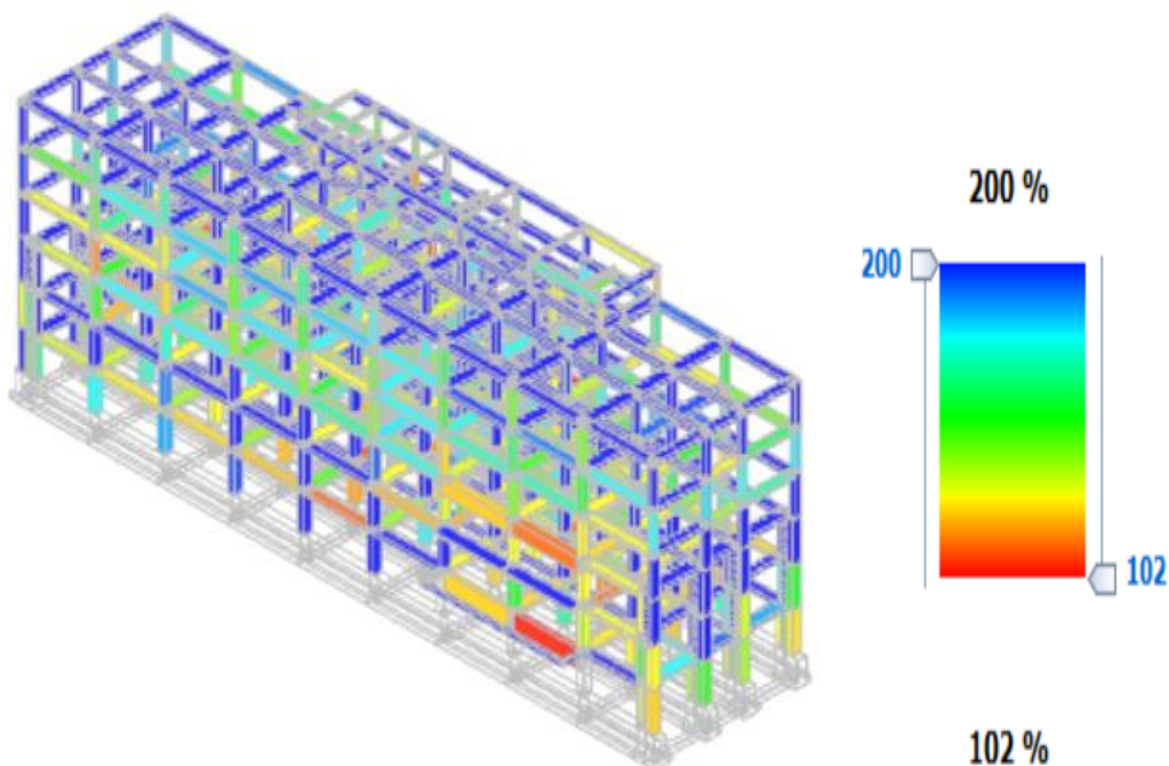
15.4 IDENTIFICAZIONE INTERVENTI – CERCHIATURA IN FRP



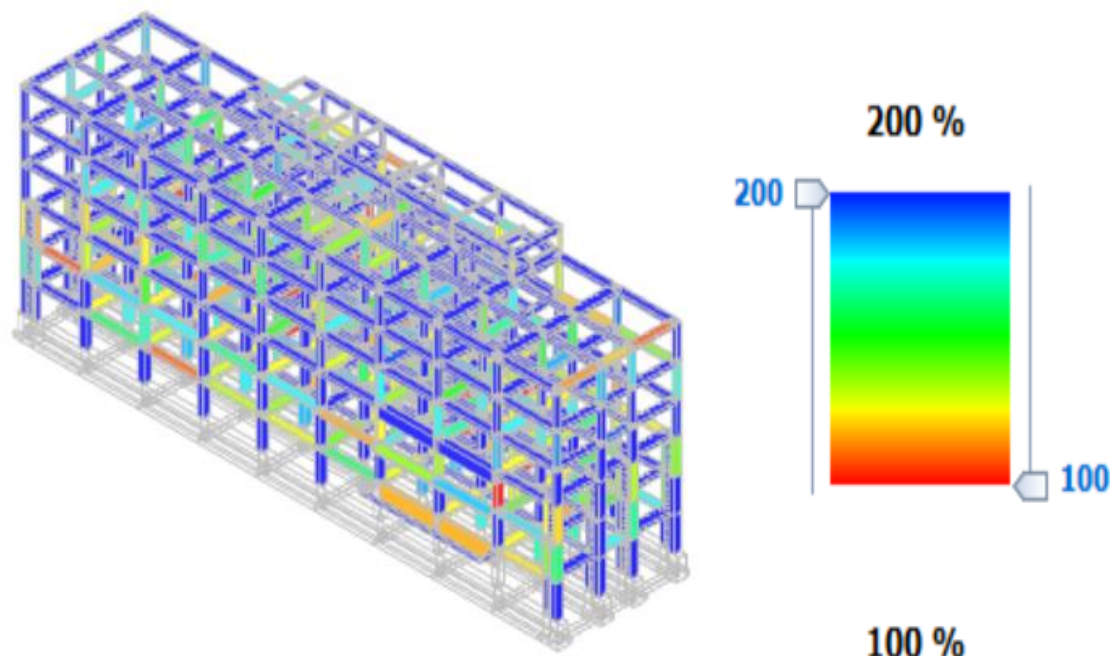
16 ACCELERAZIONI DI COLLASSO POST INTERVENTO

In seguito agli interventi strutturali proposti, si riportano i grafici di risposta post-intervento delle accelerazioni di collasso ai fini di analisi e valutazione dell'efficacia degli interventi:

16.1 ACCELERAZIONE DI COLLASSO CAPACE PER FLESSIONE – STATO DI PROGETTO



16.2 ACCELERAZIONE DI COLLASSO CAPACE PER TAGLIO – STATO DI PROGETTO



17 CONFRONTO STATO DI FATTO-STATO DI PROGETTO

In seguito agli interventi di consolidamento progettati e proposti la struttura ha avuto un miglioramento della capacità sismica.

Di seguito si riporta una scheda riepilogativa del confronto delle situazioni ante e post intervento di consolidamento.

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO										
SL	D _{PGA}		C.Min _{PGA}		C.Min _{TR}		Z _E (a _{PGA})		a _{TR}	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
SLO	0.0999	0.0889	0.1390	0.1747	90	152	1.391	1.965	1.329	1.805
SLD	0.1283	0.1153	0.2079	0.2610	233	419	1.620	2.263	1.592	2.219
SLV	0.3050	0.2870	0.0157	0.2863	6	579	0.052	0.998	0.141	1.007

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO

SL	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.
D_{PGA}	Domanda espressa in termini di Accelerazione al suolo
C.Min_{PGA}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Accelerazione al Suolo
C.Min_{TR}	Capacità minima dell'edificio espressa in termini di Periodo di Ritorno
Z_E (a_{PGA})	Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo
a_{TR}	Indicatori di Rischio in termini di Tempo di Ritorno

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO in termini di capacità

SL	Tipo di rottura	Materiale		PGA _c		T _{RC}	
		FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
				[Ag/g]	[Ag/g]	[anni]	[anni]
SLV	Taglio	CA	CA	0.0187	0.2863	7	579
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	-	0.1390	0.1747	90	152
SLV	Rottura del Nodo	CA	-	0.0476	-	18	-
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	-	0.2079	0.2610	233	419
SLV	Carico Limite Terreno	TER	TER	0.6626	0.5826	>2475	>2475
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	CA	0.0157	0.2920	6	614

LEGENDA: Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO in termini di capacità

SL Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite di collasso.

Tipo di rottura Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi

Materiale Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura

PGA_c Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo per lo stato di Fatto e di Progetto

T_{RC} Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno per lo stato di Fatto e di Progetto

18 CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO-STATO DI PROGETTO

Il presente elaborato riporta i risultati ottenuti per la classificazione del rischio sismico della costruzione secondo le “*Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni*” approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017.

Come previsto dalle suddette linee guida, la classificazione sismica è stata effettuata adottando il **metodo convenzionale**, per il quale sono previste otto Classi di Rischio, con rischio crescente da A⁺ a G.

Il metodo convenzionale consente di assegnare una classe di rischio (da A⁺ a G) pari alla minima tra due classi di rischio distinte e funzione di due parametri:

- l’Indice di Sicurezza (**IS-V**);
- la Perdita Annuale Media attesa (**PAM**).

L’Indice di Sicurezza è un parametro di sicurezza strutturale (noto anche come Indice di Rischio), dato da:

$$IS - V = \frac{PGA_c(SLV)}{PGA_D(SLV)};$$

dove:

PGA_c(SLV) e PGA_D(SLV) sono, rispettivamente, le accelerazioni di picco al suolo di *capacità* e di *domanda* corrispondenti al raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Per la struttura in oggetto, dall’analisi si ottiene:

PGA _C (SLV)	PGA _D (SLV)	IS-V
0.2863	0.2870	99.76

In base al valore di IS-V è stato possibile assegnare una **classe di rischio** pari a **A** (cfr. Tabella 1).

Tabella 1 - Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza.

Indice di Sicurezza (IS-V)	Classe IS-V
100 % < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
80 % < IS-V ≤ 100 %	A _{IS-V}
60 % < IS-V ≤ 80 %	B _{IS-V}
45 % < IS-V ≤ 60 %	C _{IS-V}
30 % < IS-V ≤ 45 %	D _{IS-V}
15 % < IS-V ≤ 30 %	E _{IS-V}
IS-V ≤ 15 %	F _{IS-V}

Il PAM è un parametro di tipo economico che dipende dai costi di ricostruzione (CR) associati a ciascuno stato limite. L'indice PAM è pari all'area sottesa alla curva delle percentuali dei costi di ricostruzione in funzione delle frequenze corrispondenti ad ogni stato limite. Vengono definiti gli stati limite indicati nella Tabella 2, con i corrispondenti costi di ricostruzione (CR).

Tabella 2 - Percentuale del costo di ricostruzione (CR), associata al raggiungimento di ciascuno stato limite.

Stato Limite		CR [%]
Stato Limite di Ricostruzione	SLR	100
Stato Limite di Collasso	SLC	80
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	SLV	50
Stato Limite di Danno	SLD	15
Stato Limite di Operatività	SLO	7
Stato Limite di Inizio Danno	SLID	0

Per la determinazione del PAM si percorrono i seguenti passi:

- 1) analisi della struttura e determinazione delle accelerazioni di picco al suolo di capacità e di domanda corrispondenti agli stati limite di salvaguardia della vita [PGA_C(SLV) e PGA_C(SLD)] e di danno [PGA_D(SLV) e PGA_D(SLD)]:

Stato Limite	PGA _C	PGA _D
	[a _g /g]	[a _g /g]
SLV	0.2863	0.2870
SLD	0.2610	0.1153

- 2) calcolo dei periodi (T_{rc}) di ritorno associati a PGA_C(SLV) e PGA_C(SLD) utilizzando la relazione:

$$\begin{array}{c|c} T_{RC}(SLV) & T_{RC}(SLD) \\ \hline \max \left[T_{RD}(SLV) \cdot \left(\frac{PGA_C(SLV)}{PGA_D(SLV)} \right)^\eta ; 10 \text{ anni} \right] & \min \left[T_{RD}(SLD) \left(\frac{PGA_C(SLD)}{PGA_D(SLD)} \right)^\eta ; T_{RC}(SLV) \right] \geq 10 \text{ anni} \end{array}$$

dove:

$\eta = 1/0,490$	se	$a_g > 0,25g$
$\eta = 1/0,430$	se	$0,15g < a_g \leq 0,25g$
$\eta = 1/0,356$	se	$0,05g < a_g \leq 0,15g$
$\eta = 1/0,340$	se	$a_g \leq 0,05g$

3) calcolo delle frequenze medie annue per ognuno dei seguenti stati limite:

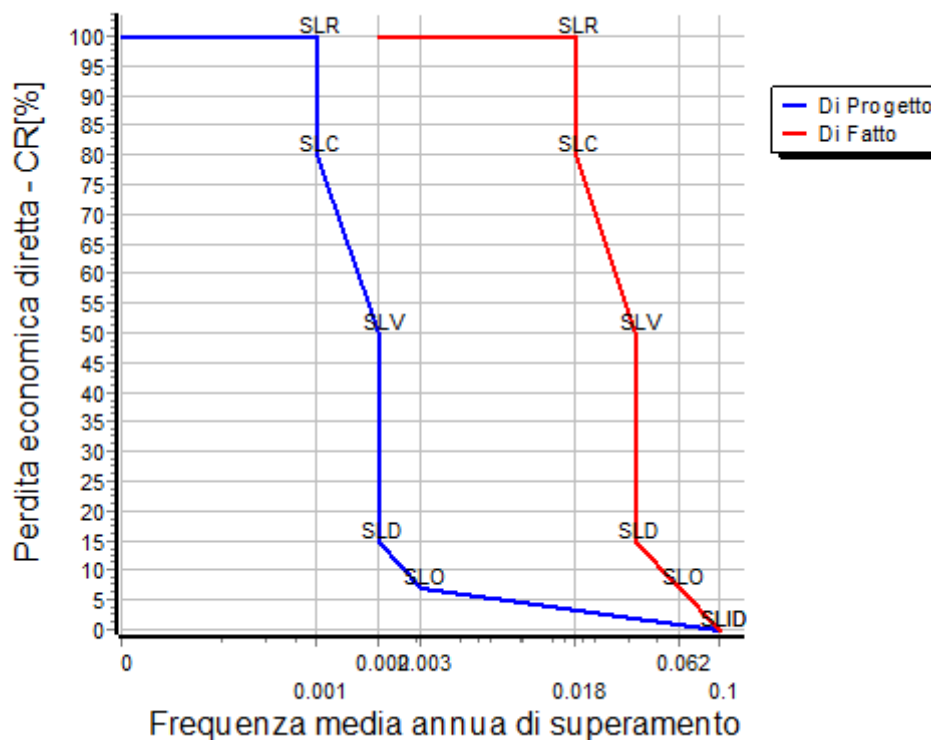
λ (SLID)	λ (SLO)	λ (SLD)	λ (SLV)	λ (SLC)	λ (SLR)
0,1	$\min[1,67 \cdot \lambda \text{ (SLD)}; 0,1]$	$1/T_{rc}(SLD)$	$1/T_{rc}(SLV)$	$0,49 \cdot \lambda \text{ (SLV)}$	$\lambda \text{ (SLC)}$

Nel seguito sono riportati i risultati del calcolo dei periodi e delle frequenze.

Stato Limite	SL	T_{RC}	λ	C_R
		[anni]	[anni] ⁻¹	
Stato Limite di Ricostruzione	SLR	1142	0.000866	100
Stato Limite di Collasso	SLC	1142	0.00866	80
Stato Limite di Salvaguardia della Vita	SLV	559	0.001767	50
Stato Limite di Danno	SLD	559	0.001767	15
Stato Limite di Operatività	SLO	335	0.002952	7
Stato Limite di Inizio Danno	SLID	10	0.100000	0

4) calcolo del PAM:

$$PAM = \frac{1}{2} \sum_{i=2}^5 \left([\lambda(SL_{i-1}) - \lambda(SL_i)] [CR_{\%}(SL_{i-1}) + CR_{\%}(SL_i)] \right) + \lambda(SLC) CR_{\%}(SLR)$$



La classe di rischio associata al PAM viene determinata sulla base della seguente Tabella 3.

Tabella 3 - Attribuzione della Classe di Rischio PAM in funzione dell'entità delle perdite medie annue attese.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,5 \%$	A^+_{PAM}
$0,5 \% < PAM \leq 1,0 \%$	A_{PAM}
$1,0 \% < PAM \leq 1,5 \%$	B_{PAM}
$1,5 \% < PAM \leq 2,5 \%$	C_{PAM}
$2,5 \% < PAM \leq 3,5 \%$	D_{PAM}
$3,5 \% < PAM \leq 4,5 \%$	E_{PAM}
$4,5 \% < PAM \leq 7,5 \%$	F_{PAM}
$7,5 \% < PAM$	G_{PAM}

Per la struttura in oggetto, dall'analisi si ottiene:

PAM	Classe PAM
0.50	A+

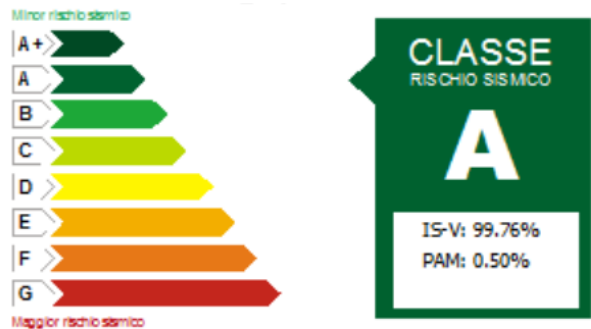
In definitiva, la classe di rischio sismico (CRS) risultante della struttura sarà la minima tra la *classe IS-V* e la *classe PAM*:

Classe IS-V	Classe PAM	CRS
A	A+	A

SITUAZIONE DI FATTO-ANTE INTERVENTO



SITUAZIONE DI PROGETTO



19 VERIFICA ELEMENTI NON STRUTTURALI

La verifica delle tamponature viene effettuata secondo le modalità previste dalle NTC 2018 e dalla relativa circolare per gli “Elementi costruttivi non strutturali”.

19.1 AZIONE SISMICA

La verifica delle tamponature viene effettuata considerando come azione sismica di progetto quella definita al paragrafo 7.2.3 delle NTC 2018 “Elementi costruttivi non strutturali”.

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a}$$

Dove:

F_a è la forza orizzontale sismica distribuita sull’elemento non strutturale

S_a è l’accelerazione massima adimensionalizzata che subisce l’elemento non strutturale per lo stato limite considerato (SLV).

W_a è il peso dell’elemento non strutturale.

q_a è il fattore di comportamento della struttura.

Nel caso di tamponature per edifici in cemento armato, per la definizione di S_a si può far riferimento alla formulazione semplificata per costruzioni con struttura a telai riportata nella Circolare alle NTC2018 paragrafo C7.2.3.

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq aS & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 < T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq aS & \text{per } T_a > bT_1 \end{cases}$$

Dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

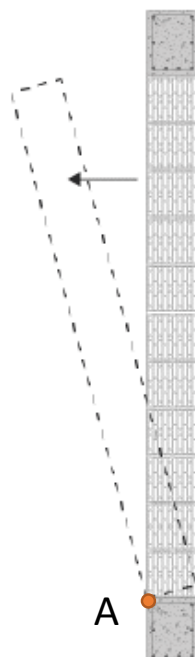
z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

a , b , a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione.

19.2 VERIFICA TAMPONATURA ALLO STATO DI FATTO

La verifica della tamponatura allo stato di fatto considera come schema statico per l'elemento non strutturale una mensola, ipotizza pertanto l'assenza di collegamento tra la tamponatura e il telaio in c.a.



Il meccanismo di rottura considerato è quello di ribaltamento semplice attorno alla cerniera A.

La verifica, pertanto consiste nel controllare che momento ribaltante (M_{RIB}) dovuto alle forze sismiche sia minore del momento stabilizzante (M_{STA}) della parete dovuto alla forza peso.

$$\frac{M_{RIB}}{M_{STA}} < 1.0$$

Le forze sismiche sono calcolate considerando l'accelerazione definita secondo il paragrafo 2, considerando come periodo proprio della struttura quella di una mensola.

Nel caso di parete a doppio paramento, si considerano indipendenti i due paramenti e per entrambi viene effettuata la verifica precedentemente descritta.

19.3 RISULTATI VERIFICHE DELLO STATO DI FATTO

19.3.1 Geometria e Materiale

STRATIGRAFIA DELLA TAMPONATURA

Descrizione degli strati della tamponatura

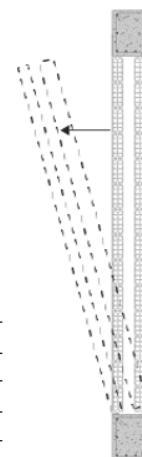
Tipologia di tamponatura	Tamponatura a cassetta	
	Spessore [cm]	Peso [kN/m ³]
Intonaco esterno	1,5	20
Mattone forato esterno	12	8
Intercapedine	6	
Mattone forato interno	8	8
Intonaco interno	1,5	20

Dimensioni del singolo strato da verificare

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento	fbk	7,50 N/mm ²
Resistenza della malta		M5
Resistenza caratteristica a compressione della tamponatura	fk	4,10 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _M	2,00
Resistenza di progetto a compressione della tamponatura	fd	2,05 MPa

Dimensioni del pannello di tamponatura da verificare (la verifica considera una larghezza unitaria della tamponatura)

Altezza della tamponatura	H	3,25 m
Peso del paramento interno	W _{a,int}	3,06 kN/m
Inerzia del paramento interno	I _{int}	0,00004 m ⁴ /m
Peso del paramento esterno	W _{a,est}	4,10 kN/m
Inerzia del paramento esterno	I _{est}	0,00014 m ⁴ /m
Modulo elastico dei paramenti	E	4100 MPa



19.3.2 Azione Simica

Definizione dell'azione sismica

Accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo di tipo A	ag/g	0,245
Coefficiente	F ₀	2,335
Categoria di sottosuolo	Ss	1,17
Condizione topografica	St	1
Coefficiente	S	1,17
Fattore di comportamento della parete non strutturale (Circolare n°7 - Tab. C7.2.I)	qa	2
Altezza dell'edificio	H	24,25 m
Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione	Z	7,60 m
Coefficiente (Circolare NTC2018 paragrafo C7.3.3.2 formula C.7.3.2)	C1	0,075
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	T1	0,82 sec
Paramento interno		
Massa della muratura	m	0,31 daN/massa
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale	Ta	0,450 sec
Parametro (Circolare n°7_C7.2.3-Tab. C7.2.II)	a	0,3
Parametro (Circolare n°7_C7.2.3-Tab. C7.2.II)	b	1,2
Parametro (Circolare n°7_C7.2.3-Tab. C7.2.II)	ap	4
Accelerazione massima (Circolare n°7_C7.2.3)	Sa(ta)	1,5059 g
Forza Orizzontale (Domanda sismica) (NTC 2018 _ §7.2.3)	Fa	2,30 kN
Paramento esterno		
Massa della muratura	m	0,42 daN/massa
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale	Ta	0,284 sec
Parametro (Circolare n°7_C7.2.3-Tab. C7.2.II)	a	0,3
Parametro (Circolare n°7_C7.2.3-Tab. C7.2.II)	b	1,2
Parametro (Circolare n°7_C7.2.3-Tab. C7.2.II)	ap	4
Accelerazione massima (Circolare n°7_C7.2.3)	Sa(ta)	1,51 g
Forza Orizzontale (Domanda sismica) (NTC 2018 _ §7.2.3)	Fa	3,08 kN/m

19.3.3 Esito verifica e calcolo dell'indicatore di rischio sismico

VERIFICA A RIBALTAMENTO SEMPLICE - paramento interno		
Momento ribaltante (domanda)	M _{RIB}	3,74 kN*m/m
Momento stabilizzante (capacità)	M _{STA}	0,12 kN*m/m
Rapporto M _{RIB} /M _{STA}	D/C	30,59 NON VERIFICATO
VERIFICA A RIBALTAMENTO SEMPLICE - paramento esterno		
Momento ribaltante (domanda)	M _{RIB}	5,01 kN*m/m
Momento stabilizzante (capacità)	M _{STA}	0,25 kN*m/m
Rapporto M _{RIB} /M _{STA}	D/C	20,39 NON VERIFICATO
CALCOLO INDICATORE DI RISCHIO		
Calcola indicatore di rischio Stato di Fatto	α _u	3,27%
Accelerazione sismica corrispondente all'indicatore di rischio	a _g	0,0080 g

19.4 VERIFICA TAMPONATURA ALLO STATO DI PROGETTO

Nel caso di parete non verificata allo stato di fatto, si prevede un intervento di rinforzo differente a seconda dalla tipologia di tamponatura.

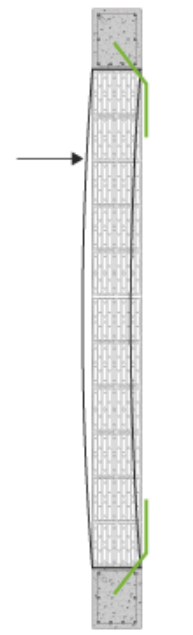
19.4.1 Verifica tamponatura singolo paramento allo stato di progetto

Nel caso di tamponatura a singolo paramento si prevede un intervento di rinforzo che consiste nel:

- collegare la parete al telaio in c.a. mediante connettori del tipo Steel DryFix;
- rinforzare la parete per azioni fuori piano verso l'esterno attraverso l'applicazione della rete tipo Geo Grid 120 in abbinamento all'intonaco-rasante tipo GeoCalce Multiuso.

A seguito di questo intervento lo schema statico della parete diventa quello di una trave appoggiata/trave in semincastro. Le azioni sollecitanti sulla parete sono quelle di una trave sottoposta a carico uniformemente distribuito. La verifica consiste nel controllare che il momento sollecitante M_{sd} nella sezione di mezzeria della parete sia minore del relativo momento resistente M_{rd} valutato secondo il paragrafo 7.8.2.2.3 delle NTC2018.

Per le azioni fuori piano verso l'esterno il momento resistente tiene conto della presenza della rete.



Oltre alla verifica della sezione di mezzeria è necessario effettuare un controllo sui connettori e controllare che il taglio resistente dei connettori V_{rd} sia maggiore del taglio sollecitante V_{sd} .

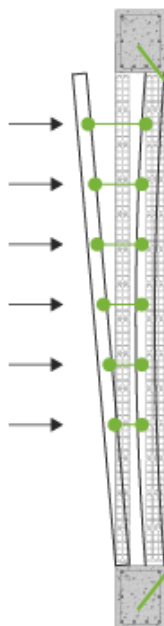
Il taglio resistente dei connettori viene ottenuto attraverso l'elaborazione di dati numerici ottenuti da prove sperimentali e correlazioni di letteratura scientifica considerando un fattore di sicurezza pari a 2.

La verifica della tamponatura si può ritenere soddisfatta qualora l'esito delle due verifiche di cui sopra sia positivo.

19.4.2 Verifica tamponatura doppio paramento allo stato di progetto

Nel caso di tamponatura a doppio paramento si prevede un intervento di rinforzo che consiste nel:

- collegare la parete esterna al telaio in c.a. mediante connettori del tipo Steel DryFix;
- collegare i due paramenti attraverso l'inserimento di connettori del tipo Steel DryFix;
- rinforzare la parete per azioni fuori piano verso l'esterno attraverso l'applicazione della rete tipo Geo Grid 120 in abbinamento all'intonaco-rasante GeoCalce Multiuso.



A seguito di questo intervento lo schema statico della parete diventa quello di una trave appoggiata/trave in semincastro per il paramento più esterno al quale è parzialmente appeso il paramento interno.

La verifica diventa quindi doppia, da un lato si verifica il paramento esterno considerando un incremento di peso pari al 30% del peso del paramento interno, dall'altro si effettua la verifica delle barre che collegano i due pannelli.

La verifica del paramento esterno viene eseguita secondo quanto indicato al paragrafo 19.4.1.

La verifica delle barre di connessione si effettua controllando che la forza F_{sd_conn} agente sui connettori dovuta alle azioni di ribaltamento del paramento interno sia minore rispetto alla resistenza a trazione del connettore F_{rd} . La trazione resistente dei connettori viene ottenuto attraverso l'elaborazione di dati numerici ottenuti da prove sperimentali elaborate da Kerakoll considerando un fattore di sicurezza pari a 1.5.

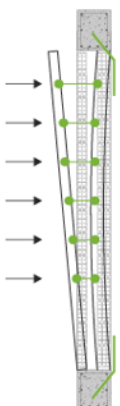
Anche per il rinforzo di tamponature a doppio paramento è necessario effettuare un controllo sui connettori di connessione tra il telaio in cls e il paramento così come spiegato al paragrafo 19.4.1.

La verifica della tamponatura si può ritenere soddisfatta qualora l'esito delle tre verifiche di cui sopra sia positivo.

19.5 RISULTATI VERIFICHE DELLO STATO DI PROGETTO

19.5.1 Geometria

STRATIGRAFIA DELLA TAMPONATURA		
Descrizione degli strati della tamponatura	Spessore [cm]	Peso [kN/m ³]
Intonaco esterno	1,50	20,00
Mattone forato	12,00	8,00
Interapedine	6,00	0,00
Mattone forato	8,00	8,00
Intonaco Interno	1,50	20,00
Spessore totale della tamponatura	29,00	
Riepilogo dimensioni geometriche e caratteristiche meccaniche della tamponatura (la verifica considera una larghezza unitaria della tamponatura)		
Altezza del pannello murario	H	3,25 m
Lunghezza pannello murario	L	1,00 m
Peso della muratura totale	W _a	7,15 kN/m
Modulo elastico	E	4100,00 N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione della muratura	f _d	2,05 MPa



19.5.2 Caratteristiche del sistema di rinforzo

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL RINFORZO		
Connettori tra paramento esterno e paramento interno		
Passo verticale dei connettori al m	s _v	0,5 m
Passo orizzontale dei connettori al m	s _h	0,5 m
Diametro dei connettori	Ø	Steel Dry Fix 10
Resistenza di progetto a trazione dei connettori		0,33 kN
Rinforzo paramento esterno con rete Geo Grid 120 e GeoCalce Multiuso		
Rimozione di intonaco esterno		NO
Tensione di progetto della rete	σ _d	213,33 Mpa
Connettori tra paramento esterno e telaio in ca.		
Diametro dei connettori	Ø	Steel Dry Fix 10
Resistenza a taglio di progetto dei connettori		0,76 kN
Passo orizzontale dei connettori al m	s _h	0,3 m
Lunghezza inghisaggio connettori	L _{con}	100 mm

19.5.3 Azione Simica

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA		
Accelerazione massima del terreno ag su sottosuolo di tipo A	ag/g	0,245
Coefficiente	F ₀	2,335
Categoria di sottosuolo	Ss	1,17
Condizione topografica	St	1
Coefficiente	S	1,17
Fattore di comportamento della parete non strutturale (Circolare n°7 - Tab. C7.2.I)	qa	2
Altezza dell'edificio	H	24,25 m
Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione	Z	7,6 m
Coefficiente	C1	0,075
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata	T1	0,82 sec
Massa della muratura	m	0,73 daN/massa
FORMULAZIONE SEMPLIFICATA PER COSTRUZIONI CON STRUTTURA A TELAI - CIRCOLARE n°7 21/01/2019 - C7.2.3		
Parametro	a	0,3
Parametro	b	1,2
Parametro	ap	4
Momento d'inerzia efficace del paramento esterno	I _{eff}	0,000244 m ⁴ /m
Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale	Ta	0,056 sec
Accelerazione massima	Sa(Ta)	0,538 g

19.5.4 Esito verifica e calcolo dell'indicatore di rischio sismico

VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO DEL PARAMENTO ESTERNO			
Definizione della domanda			
Peso della tamponatura al metro lineare di altezza	Wa/m	1,65 kN/m/m	
Forza Orizzontale (Domanda sismica) (NTC 2018 _ §7.2.3)	Fa	0,44 kN/m/m	
Schema Statico		SEMINCASTRO	Nell'hp di semincastro è necessario prevedere le Steel DryFix anche alla base del pannello
Momento sollecitante con forza distribuita	M _{sd_tot_est}	0,29 kN*m/m	
Sforzo normale agente paramento esterno	N _{sd_tot_est}	2,67 kN/m	
Definizione della capacità del paramento verso l'interno			
Area paramento esterno	A	0,14 m ² /m	
Tensione di compressione sul paramento esterno	σ _{0_est}	0,019 Mpa/m	
Momento resistente a pressoflessione fuori dal piano verso l'interno	M _{rd_est}	0,15 kN*m/m	
Rapporto Domanda/Capacità	D/C	1,93	MIGLIORAMENTO SISMICO
VERIFICA DEI CONNETTORI DI COLLEGAMENTO TRA I DUE PARAMENTI -Azioni per ribaltamento del paramento interno			
Definizione del numero di connettori			
Forza di trazione massima agente sui connettori	F _{sd_con}	0,118	kN/m
Resistenza connettore	F _{rd}	0,33	kN/m
Rapporto Domanda/Capacità	D/C	0,35	VERIFICATO
VERIFICA A TAGLIO DEI CONNETTORI DI ANCORAGGIO _TELAIO-TAMPONATURA			
Definizione del numero di connettori			
Interasse orizzontale dei connettori	i _{con}	0,3	m
Numero di connettori al metro	n°/m	3	
Numero totale di connettori	n° _{TOT}	3	
Forza di taglio totale agente sul lato superiore/inferiore della trave	V _{sd}	0,72	kN/m
Resistenza a taglio del singolo connettore	R ₁	0,76	kN
Resistenza al taglio totale	V _{Rsd}	2,52	kN/m
Rapporto Domanda/Capacità	D/C	0,29	VERIFICATO

CALCOLO INDICATORE DI RISCHIO		
Calcolo Indicatore di rischio Stato di Progetto		
Valutazione della sicurezza per azioni fuori dal piano verso l'interno		
Momento resistente fuori dal piano verso l'interno della tamponatura	Mrd	0,15 kNm/m
Indicatore di rischio	α_u	52%
Accelerazione corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0,127 g
MIGLIORAMENTO SISMICO		
Valutazione della sicurezza per azioni fuori dal piano verso l'esterno		
Momento resistente fuori dal piano verso l'esterno della tamponatura	Mrd	0,87 kNm/m
Indicatore di rischio	α_u	297%
Accelerazione corrispondente all'indicatore di rischio	a_g	0,729 g
ADEGUAMENTO SISMICO		

19.6 SINTESI DEI RISULTATI

STATO DI FATTO	
<u>ag[g]</u>	0,008
Indicatore di rischio Stato di Fatto	3%
STATO DI PROGETTO	
<i>Verso l'interno</i>	
<u>ag[g]</u>	0,13
Indicatore di rischio Stato di Progetto	52%
MIGLIORAMENTO SISMICO	
Incremento in percentuale rispetto lo SDF	1586%
<i>Verso l'esterno</i>	
<u>ag[g]</u>	0,73
Indicatore di rischio Stato di Progetto	297%
ADEGUAMENTO SISMICO	
Incremento in percentuale rispetto lo SDF	9097%

20 INTERVENTI LOCALI SULLA SCALA ESTERNA IN ACCIAIO

Relativamente al degrado strutturale, tale condizione è particolarmente significativa nelle scale esterne in acciaio che pertanto risultano essere non idonee alla loro funzione. Si denota l'evidente corrosione presente in tutta la sua estensione ed in modo particolare nell'ultimo livello.



Vista scala esterna in acciaio in cui si osserva il forte fenomeno di corrosione dell'ultimo livello

In particolare gli interventi proposti sono:

- Sostituzione delle lamiera dei pianerottoli;
- Sostituzione di un'aliquota di bulloni;
- Trattamento antiruggine;
- Verniciatura ignifuga;
- Rinforzo dell'acciaio.

21 CONCLUSIONI

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale della struttura allo Stato di Fatto hanno restituito esito negativo allo SLV per condizioni sismiche per il corpo di fabbrica in oggetto.

Allo stato attuale, la classe di rischio sismico determinata secondo le “*Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni*” approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017 è G (Massimo Rischio Sismico).

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale della struttura allo Stato di Progetto hanno restituito esito positivo allo SLU per condizioni statiche e allo SLV per condizioni sismiche.

In particolare, allo Stato di Progetto, la classe di rischio sismico determinata secondo le “*Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni*” approvate con D.M. n. 58 del 28/02/2017 è “A”. Il miglioramento del comportamento sismico ottenuto grazie agli interventi proposti risulta essere pari al 95%. La struttura allo Stato di Progetto è dunque da ritenersi adeguata sismicamente, in accordo con quanto previsto al punto 8.4.3 del D.M. 7 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Le verifiche eseguite in merito alla stabilità globale e locale della struttura sono state eseguite nel rispetto del D.M. Min. LL. PP., 17 Gennaio 2018.

Il Progettista