

Comune di Quincinetto - Città Metropolitana di Torino - Regione Piemonte

Committente

Comune di Quincinetto

Progetto

***LAVORI DI MIGLIORAMENTO SISMICO
DELLA SCUOLA PRIMARIA "COMM. BUAT ALBIANA"***

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato

Relazione di calcolo

Immobile

Via Comm. Buat Albiana, CAP 10010 (TO)

Foglio 10, Particella 934

STUDIO TECNICO ASSOCIATO START

Sede legale via J. Durandi, 2 - 10144 Torino

P.IVA 11918080018



Responsabile del coordinamento della progettazione

arch. Francesca Puzzello

Progettisti responsabili delle prestazioni specialistiche

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA

arch. Francesca Puzzello

PROGETTAZIONE STRUTTURALE

ing. Fabio Sessa

PROGETTAZIONE IMPIANTI

ing. Fabio Sessa

STUDIO GEOLOGICO

dott. geol. Paolo Vittorio Gelci

**COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE**

geom. Giandomenico Pison

Consulenze specialistiche:

arch. Alberto Orrù

arch. Paola Ciaschetti

Data

OTTOBRE 2024

Cod.

B66

Id.Inc.

Pstr

Fase

E

Id. Elaborato

RT-03

N.

04

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda il progetto di intervento strutturale della scuola elementare Buat Albiana, finalizzato alla riduzione della vulnerabilità sismica del fabbricato, già appurata in precedente studio, e per conseguire un miglioramento strutturale tale da raggiungere il livello minimo di sicurezza strutturale al sisma, previsto per gli edifici rilevanti ad uso scolastico (classe III), (indice di rischio sismico >0.6).

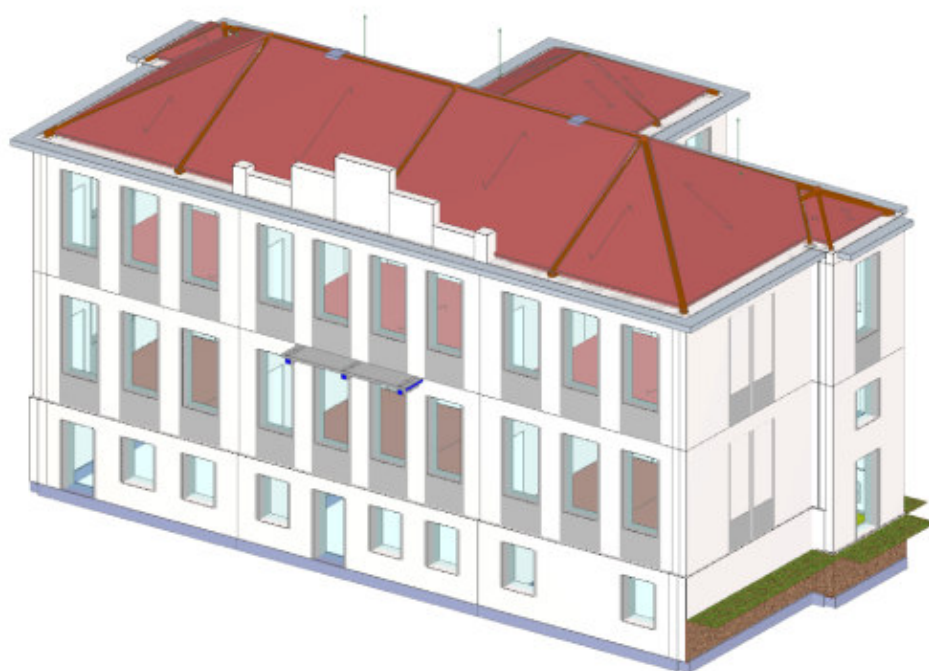
Lo studio di vulnerabilità sismica aveva evidenziato livelli di sicurezza sufficienti rispetto ai carichi di tipo gravitazionale, carenti invece quelli nei confronti delle azioni sismiche con indicazione di capacità di resistenze non superiori al 50% delle azioni sismiche previste per l'area ed il fabbricato in oggetto.

Le carenze riscontrate nello studio di vulnerabilità sono state riverificate nell'ambito del presente progetto, avendo effettuato i necessari sopralluoghi ed indagini in sito per appurare eventuali differenze o modifiche sopraggiunte in periodo successivo allo studio effettuato nel 2018 e per disporre di un modello di calcolo congruente e comparabile per le due condizioni ANTE e POST su cui sono risultati apprezzabili i miglioramenti strutturali conseguiti.

Le carenze più rilevanti appurati nello studio di vulnerabilità sismica e oggi ribaditi ed approfonditi nel nuovo studio riguardano in maniera più generale la tipologia costruttiva della scuola con presenza di grandi aperture finestrate sui prospetti nord e sud, che parzializzano il comportamento scatolare del fabbricato, riducendo i maschi murari ad un comportamento più simile ad un colonnato, creando concentrazioni di sollecitazioni in sezioni resistenti di superficie limitata ed in alcune singolarità costituite dalla conformazione e dalla particolare ubicazione di alcune parti murarie, quali il frontone emergente in copertura sul prospetto principale verso sud, dotato di una massa rilevante posta ad una quota elevata e scarsi vincoli di contrasto alle azioni orizzontali o ancora alla presenza di varchi e nicchie in punti delle murature prossimi agli incastri d'angolo.

La strategia di intervento adottata per il conseguimento del miglioramento strutturale è stata rivolta a due aspetti distinti ma entrambi fondamentali per il conseguimento del risultato finale, riguardanti opere di rinforzo ed aumento della resistenza e duttilità delle murature portanti e opere riguardanti il contenimento dei sovraccarichi permanenti portati, per ridurre sia le sollecitazioni di tipo gravitazionale sia le azioni orizzontali sismiche dipendenti in maniera proporzionale dalle masse eccitate poste alle diverse quote del fabbricato.

Si riportano due immagini tridimensionali del modello strutturale del fabbricato, con vista sul fronte anteriore (lato sud) e sul fronte posteriore (lato nord)





Come si può apprezzare dal modello, il fabbricato è disposto su una pianta approssimativamente rettangolare con una propaggine quadrata posta al centro del fronte posteriore. La pianta è simmetrica rispetto all'asse trasversale (N-S), sul lato anteriore sono presenti tre grandi ambienti destinati alle aule, sul lato posteriore è ubicato il corridoio di collegamento che si estende per tutta la lunghezza del fabbricato, con ingresso dal lato ovest e con il vano scala di collegamento ai piani sull'opposto lato ovest. Il volume che sporge al centro è occupato dai servizi igienici.

Il fabbricato è disposto su tre livelli, di cui il piano rialzato e primo destinati alle aule sono identici e di altezza di interpiano di circa 4.4 m, mentre il primo livello fuori terra che risulta seminterrato è di altezza inferiore (ca. 3.0 m) ed è destinato ai locali cucina, refettorio e magazzino, mantenendo lo stesso impianto planimetrico.

Le strutture portanti del fabbricato sono murature in pietra formate da blocchi irregolari legati da malta di calce in spessori regolari che variano da spessori di 60/70 cm al piano seminterrato/fondazione a 55/50 cm ai piani rialzato e primo. Le murature sono attraversate lungo i paramenti esterni da listature orizzontali in mattoni pieni ma non sono rilevabili elementi di collegamento/diatoni trasversali. Anche le mazzette delle aperture sono di fattura regolare in mattoni pieni e giunto di malta posati di piatto.

Gli orizzontamenti sono di due tipologie differenti: il calpestio del piano rialzato insiste su un solaio in voltine di mattoni pieni su putrelle in acciaio poste ad interasse di circa 1 m e caldana collaborante in cls, i due orizzontamenti superiori sono invece solai in latero cemento costituiti da blocchi laterizi di alleggerimento (pignatte) poste ad interasse di 50 cm su travetti in cls armato gettati in opera e superiore soletta collaborante.

Infine la copertura del tipo a padiglione è costituita da orditura in legno formata da capriate, da travi di colmo e da puntoni in legno massiccio uso fiume e ulteriori puntoni in legno con sezione rettangolare 4 fili di epoca più recente posati per ridurre l'interasse dei puntoni originari. La copertura di tipo ventilata è costituita da tegole laterizie su listellatura secondaria in legno.

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.

Eurocodice 6 - *"Progettazione delle strutture di muratura"* - EN 1996-1-1.

CNR-DT 206 R1/2018 - *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno"*.

Eurocodice 5 - *"Progettazione delle strutture di legno"* - EN 1995-1-1.

CNR-DT 215/2018 *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica"*.

Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale) *"Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti"*

Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale) *"Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM"*

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Al fine di identificare le proprietà meccaniche della muratura in sito si riportano gli esiti della campagna prove eseguita in occasione dello studio di vulnerabilità sismica.

L'indagine è stata condotta conferendo incarico preliminare dagli scriventi al laboratorio ufficiale ASM (Aut. Min. DM 6776 dell'8/8/2013 settore "A" circ. 7617/STC). Le prove sono state eseguite in data 9 e 16 maggio 2018.

La campagna prove ha riguardato

- Identificazione della tessitura muraria
- Identificazione della resistenza meccanica della malta e di alcuni elementi di laterizio della listatura
- Identificazione della resistenza meccanica locale della muratura tramite prova con martinetto piatto doppio.

Le prove sono consegnate dal laboratorio con report n. 20180518-1 del 18/5/2018, ed i risultati sono di seguito descritti ed interpretati.

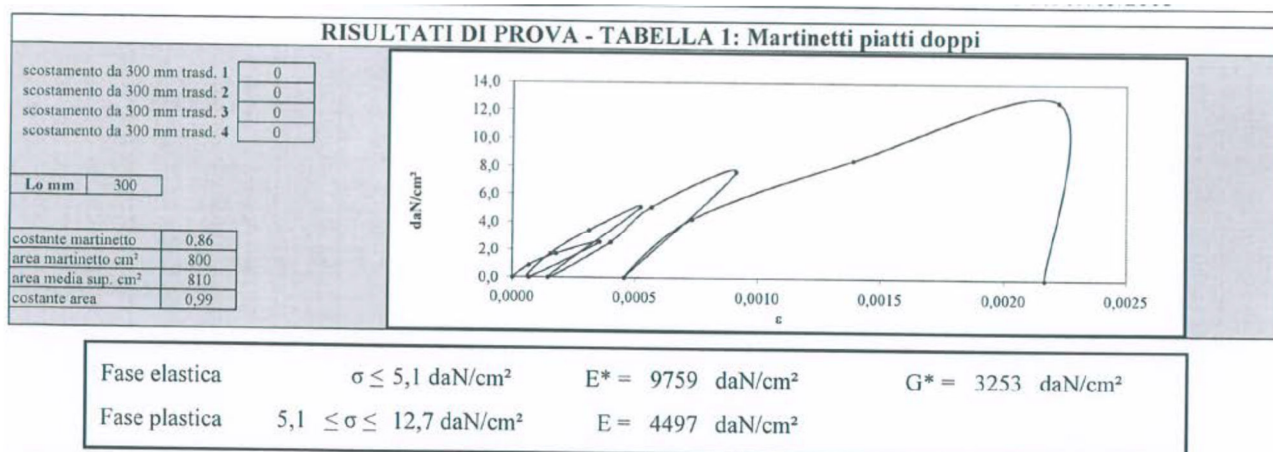
Al fine di identificare la resistenza meccanica della malta sono stati prelevati vari campioni in diversi punti dell'edificio. Dai campioni sono stati ricavati dei micro-prismi soggetti a prova di compressione, i cui risultati sono esposti di seguito:

Dati dichiarati:	Risultati delle prove:					
Identificazione provino (n° - sigla - posizione in opera)	Data di prova	Dimensioni l x l x h [mm]	Massa volumica [kg/m ³]	Resist. [MPa]	Tipo di rott. (1)	Rett. (2)
1 - MAL 1 - Muratura Piano Rialzato	14/05/2018	38 x 31 x 23	1620	4,2	S	SI
2 - MAL 2 - Muratura Piano Rialzato	14/05/2018	20 x 18 x 13	1600	3,9	S	SI
3 - MAL 3 - Muratura Piano Rialzato	14/05/2018	13 x 13 x 11	1610	3,8	S	SI
4 - MAL 4 - Muratura Piano Rialzato	14/05/2018	14 x 14 x 11	1620	3,6	S	SI

Il valore medio della prove porta a $f_{malta} = 3.875 \text{ MPa} = 38.8 \text{ kg/cmq}$ (con frattile 5% pari a 3.46 Mpa).
Tale risultato colloca, mediamente, la malta nella classe intermedia tra M2.5 e M5, per cui si assesta in una fascia medio-basse di resistenza meccanica, risultando quindi determinante per il sistema composto.
Non sono state eseguite prove di caratterizzazione meccanica dei blocchi naturali, mentre sono state eseguite prove meccaniche sulle listature che hanno dato l'esito seguente:

Dati dichiarati:	Risultati delle prove:				
Identificazione provino (n° - sigla - posizione in opera)	Massa volumica [kg/m ³]	Dimensioni l x l x h [mm]	Resist. [MPa]	Tipo di rott. (1)	Rett. (2)
1 - MUR1 - Muratura di spina - Sottotetto	1900	230 x 115 x 56	51,2	S	SI
2 - MUR2 - Muratura di spina - Sottotetto	1900	230 x 115 x 57	48,5	S	SI

La tessitura è attribuibile a una tipologia in pietra squadrata, con giunti verticali sfalsati, a corsi sub-orizzontali con bozze sdoppiate e senza zeppe (tipo 4 classificazione regione Toscana 2003)¹.
Al fine di identificare, quantomeno localmente, la resistenza a compressione della muratura e confrontare tale parametro con quello dedotto da altri fonti, è stata eseguita una prova di compressione tramite la tecnica del martinetto piatto doppio. I risultati ottenuti sono esposti al seguente grafico (curva tensione-deformazione):



La prova ha evidenziato una capacità della muratura in linea con la tipologia entro cui può essere identificata con riferimento alla Tabella C8A.2.1 della Circ. 617/09:

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20

Parametri di riferimento per la tipologia muraria più affine (Circ. 617/08 Istruzioni NTC2008)

La resistenza a compressione rilevata risulta intermedia dell'intervallo identificato. IN realtà le pietre presentano una certa regolarità, conseguente alla lavorazione delle stesse, pertanto il carattere errático della tipologie non è pienamente verificato. Tuttavia in fase di rilievo nella varie sbrecciature eseguite per il prelievo dei campioni di malta si sono notate dei distacchi e in taluni casi anche delle cavità, probabilmente dovute e perdita localizzata della malta. Ciò potrebbe essere la motivazione della differenza di comportamento tra la muratura in esame e quella tipologica della circolare.

La Circ. 21745/1981 riportava la seguente tabella:

Tabella 1

TIPO DI MURATURA	τ_k (t/m ²)	σ_k (t/m ²)
MURATURE NON CONSOLIDATE NON LESIONATE		
Mattoni pieni Malta bastarda	12	300
Blocco modulare (con caratteristiche rispondenti alle prescrizioni DM 3 marzo 75) (29x19; 19 cm) Malta bastarda	8	250
Blocco in argilla espansa o calcestruzzo Malta bastarda	18	300
Muratura in pietra (in presenza di ricorsi di mattoni estesi a tutto lo spessore del muro, il valore rappresentativo di τ_k può essere incrementato del 30%)		
a) pietrame in cattive condizioni	2	50
b) pietrame grossolanamente squadrate e bene organizzato	7	200
c) a sacco in buone condizioni	4	150

Per la muratura più affine (tipo b)) si ritroverebbe un valore di circa 20kg/cm².

In conclusione per la verifica sarà utilizzato come della resistenza a compressione il valore medio tra il valore identificato dalla prova diretta (12kg/cm²) e quello medio determinato con l'IQM (21.8kg/cm²):

$f_m = 17.0 \text{ kg/cm}^2$

Per la valutazione della resistenza a taglio delle murature si assume il valore cautelativo $\tau_0 = 0.04 \text{ MPa} = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ (così come determinato nello studio di vulnerabilità sismica)

Sulla base di quanto desunto dalle prove eseguite sopra riportate, nei calcoli della situazione ANTE e POST interventi dell'opera in oggetto, sono stati individuati ed impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI MURATURA

														Caratteristiche Muratura			
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)/} f _{cd,v/} f _{cd,s}	f _{tm(k)/} f _{td,v/} f _{td,s}	f _{cm(k),0/} f _{cd,0,v/} f _{cd,0,s}	f _{vm(k)0/} f _{vd0,v/} f _{vd0,s}	τ _{0/} τ _{0d,v/} τ _{0d,s}	μ	λ	TRT		
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]				M	F
Muratura in pietrame disordinata con listature in mattoni pieni - (Mur)																	
005	19 000	0,00001 0	974	327	60	F	2,50 2,00	2,21	0,036	2,21	0,028	0,036	0,40	20	1		2
								0,74	0,012	0,74	0,009	0,012					
								0,92	0,015	0,92	0,012	0,015					
Muratura in mattoni pieni e malta di calce, con giunti di spessore > 13 mm - (Mur)																	
006	18 000	0,00001 0	1 200	403	60	F	2,50 2,00	2,42	0,063	2,42	0,140	0,063	0,40	20	1		2
								0,81	0,021	0,81	0,047	0,021					
								1,01	0,026	1,01	0,058	0,026					
Muratura in pietrame rinforzata con iniezioni - (Mur)																	
008	19 000	0,00001 0	1 949	654	60	F	2,50 2,00	4,42	0,072	4,42	0,056	0,072	0,40	20	1		2
								1,47	0,024	1,47	0,019	0,024					
								1,84	0,030	1,84	0,023	0,030					
Muratura in mattoni forati - (Mur)																	
009	10 000	0,00001 0	1 100	440	60	F	2,50 2,00	2,50	0,100	2,50	0,100	0,100	0,40	20	1		2
								0,83	0,033	0,83	0,033	0,033					
								1,04	0,042	1,04	0,042	0,042					
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura - (M.P.S.)																	
010	21 000	0,00001 0	2 610	1 004	60	F	2,50 2,00	5,70	0,120	5,70	0,120	0,120	0,40	20	2		2
								1,90	0,040	1,90	0,040	0,040					
								2,38	0,050	2,38	0,050	0,050					

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k	Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
C _{Erid}	Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$\gamma_{m,s}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
$\gamma_{m,v}$	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
$f_{cm(k)}/f_{cd,v}/f_{cd,s}$	$f_{cm(k)}$ = Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,v}$ = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,s}$ = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{tm(k)}/f_{td,v}/f_{td,s}$	$f_{tm(k)}$ = Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{td,v}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{td,s}$ = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{cm(k),0}/f_{cd,0,v}/f_{cd,0,s}$	$f_{cm(k),0}$ = Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{cd,0,v}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{cd,0,s}$ = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$f_{vm(k),0}/f_{vd,0,v}/f_{vd,0,s}$	$f_{vm(k),0}$ = Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $f_{vd,0,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $f_{vd,0,s}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
$\tau_0/\tau_{0d,v}/\tau_{0d,s}$	τ_0 = Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). $\tau_{0d,v}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\gamma_{m,v}$ e LC/FC). $\tau_{0d,s}$ = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di $\gamma_{m,s}$ e LC/FC).
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.
TRT M	Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione.
TRT F	Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

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 _{cfm}	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]		
Clas C20/25_B450C - (C20/25)															
001	25 000	0,000010	30 200	12 583	60	F	25,00	-	0,85	1,50	9,80	0,88	2,27	15	002
Betoncino armato - (BtnArm)															
011	18 000	0,000010	24 665	10 277	60	P	8,00	-	0,85	1,50	3,76	0,49	1,27	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_{cfm}	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}	NCn	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]								
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,SL}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCn = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

MATERIALI LEGNO

Caratteristiche Legno

N _{id}	T _p	γ _k	γ _{mean}	G _{mean}	Stz	f _{m,k}	f _{v,k}	γ _M	γ _{M,e}	β _c	Dir	α _{T, i}	E _{i,05}	G _{i,05}	E _{i,mean}	f _{c,i,k}	f _{t,i,k}
		[N/m ³]	[N/m ³]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]					[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
LM C18 - (C18)																	
003	M	3 200	3 800	560	F	18,00	3,400	1,50	1,00	0,2	0	0,000004	6 000	373	9 000	18,00	11,00
											90	0,000058	-	-	300	2,20	0,40
LM C20 - (C20)																	
004	M	3 300	3 900	590	F	20,00	3,600	1,50	1,00	0,2	0	0,000004	6 400	397	9 500	19,00	12,00

Caratteristiche Legno																	
N _{id}	T _p	γ _k	γ _{mean}	G _{mean}	Stz	f _{m,k}	f _{v,k}	γ _M	γ _{M,e}	β _c	Dir	α _{T, i}	E _{i,05}	G _{i,05}	E _{i,mean}	f _{c,i,k}	f _{t,i,k}
		[N/m³]	[N/m³]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]					[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
											90	0.000058	-	-	320	2.30	0.40

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
T _p	Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 17/01/2018): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.
γ _k	Peso specifico.
γ _{mean}	Peso specifico medio.
G _{mean}	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f _{m,k}	Resistenza a Flessione.
f _{v,k}	Resistenza a taglio.
γ _M	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.
γ _{M,e}	Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.
β _c	Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.
Dir	Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E _{i,05}	Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]
G _{i,05}	Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].
E _{i,mean}	Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].
f _{c,i,k}	Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]
f _{t,i,k}	Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali											
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	f _{rk}	γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	η _I	η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	TP _{stn}	TP _{FRP}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]					
Acciaio - (Fe)											
007	78 500	0,000012	210 000	80 769	100	-	-	-	-	-	-

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 _{rk}	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 _I	Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	Fattore di conversione ambientale: η _{a,I} : 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]
Cls C20/25_B450C	Caratteristica(RARA) Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	10,38
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	7,78
		Trazione Acciaio	300,00

LEGENDA:

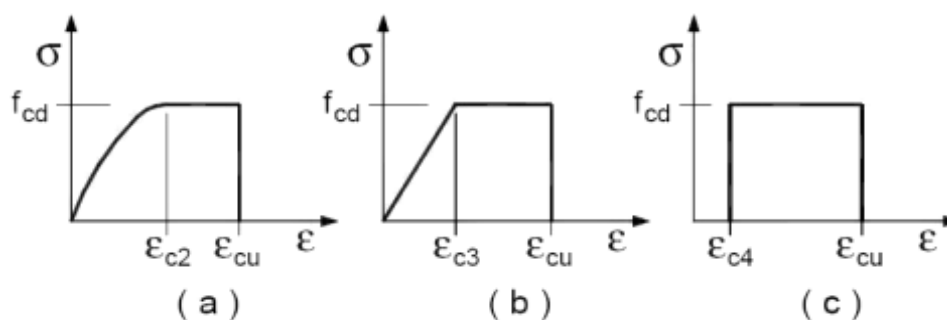
SL	Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
σ _{d,amm}	Tensione ammissibile per la verifica.

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.

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti, nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al §4.5.6.1 del D.M. 2018. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente parziale di sicurezza del materiale γ_m è assunto pari al massimo tra 80% del γ_m in condizioni non sismiche e 2 (cfr. §7.8.1.1 D.M. 2018).

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.

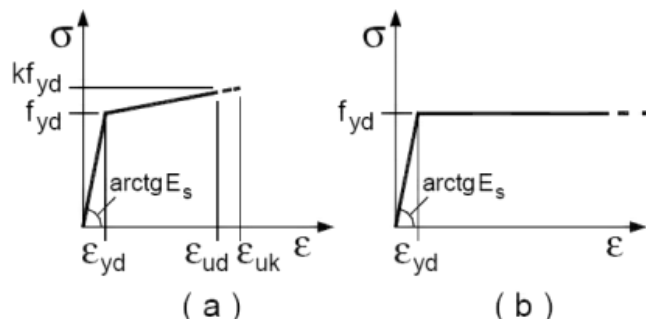
I valori di deformazione assunti sono:

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

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

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 tipo (b) 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.



Per gli elementi esistenti (*di fatto*), le resistenze di progetto dei materiali, nel caso di **meccanismi duttili** e **fragili**, sono calcolate come di seguito riportato.

Tipo di Analisi	Elementi/Meccanismi	
	Duttili	Fragili
Senza Sisma	$R_{m/k}/FC$	
Con Sisma	$R_{m/k}/FC$	$R_{m/k}/(\gamma_m \cdot FC)$

dove:

$R_{m/k}$: resistenza media (ottenute dalle prove in situ e/o da informazioni aggiuntive) o caratteristica;

FC: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto;

γ_m : coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

Per i materiali nuovi o aggiunti s'impiegano le proprietà nominali.

4 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.5.1 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.5.2 - Circolare 2019 NTC 2018);
- sulle PROPRIETÀ DEI MATERIALI (§C8.5.3 - Circolare 2019 NTC 2018);

con riferimento alla Tabella C8.5.IV (Circolare 2019 NTC 2018) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.

Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

4.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

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

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

• Analisi storico-critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Per l'analisi storico-critica riguardante l'edificio si rimanda allo studio riportato nella relazione storico-architettonica allegata al progetto esecutivo.

È stato acquisito che l'edificio è stato realizzato intorno al 1930, utilizzando maestranze e operaio volontari prelevando e lavorando il pietrame locale, abbondante in zona essendo il comune ai piedi di imponenti pareti rocciose alpine.

Infatti, è stata recuperata la seguente foto che identifica pienamente il manufatto nella sua tecnica costruttiva:



La foto mostra quanto effettivamente verificato in sito: presenza di muratura in pietrame con rade listature in mattoni. La tipologia in esame è abbastanza diffusa nel comune in esame, soprattutto per gli edifici più datati. Il pietrame si trova in uno stato legato con malta bastarda (cfr. indagini eseguite sulla malta).

- **Rilievo geometrico-strutturale**

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Nell'ambito dei sopralluoghi e dei rilievi effettuati non sono stati rilevati dissesti, in atto o stabilizzati, tantomeno quadri fessurativi riferibili a meccanismi di danno.

- **Caratterizzazione meccanica dei materiali**

Si fa riferimento alla campagna di indagine e le prove eseguite da laboratorio prove autorizzato ASM (Aut. Min. DM 6776 dell'8/8/2013 settore "A" circ. 7617/STC). Le prove sono state eseguite in data 9 e 16 maggio 2018 ed i risultati sono già stati riportati in sintesi nel precedente paragrafo 3

5 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **B [B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "*Riduzione Automatica*" è dato dalle successive espressioni (*Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "**Tabulati di calcolo**", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

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.

Per quanto riguarda le azioni di calcolo delle membrature in legno, queste sono assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I del D.M. 2018, di cui sotto.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	Più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	Meno di 1 settimana
Istantanea	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "**Tabulati di calcolo**" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

ANALISI CARICHI										Analisi carichi	
N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Caric o Neve	
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA		
001	S	Scala interna scuola	Scale, balconi, ballatoi (Cat. C)	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Rivestimento gradini, formazione del gradino in mattoni, sottofondo e intonaco	2 400	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. C– Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	4 000	0	
002	S	Post_solaio latero cemento - sottotetto	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio H24 (20+4) (rimozione pignatte esistenti)	2 200	Rimozione intonaco inferiore e sostituzione con lastra cartongesso antisfondellamento	50	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	0	
003	S	Post_Solaio latero cemento - scuole bagni	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio H24 (20+4) (rimozione pignatte esistenti)	2 200	Nuova pavimentazione ceramica su sottofondo alleggerito. Rimozione intonaco inferiore e sostituzione con lastra cartongesso antisfondellamento. Incidenza tramezzi in cartongesso	2 300	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	0	
004	S	Post_Solaio latero cemento - Scuola	Scuole	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio H24 (20+4)	2 200	Nuova pavimentazione ceramica su massetto alleggerito. Rimozione intonaco inferiore e sostituzione con lastra	1 300	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	0	

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]
005	S	Copertura esistente con manto in lamiera	Coperture accessibili solo per manutenzione	(rimozione pignatte esistenti) Travi in legno (puntoni) con sezioni variabili 4 fili e uso fiume	225	cartongesso antisfondellamento Manto di copertura pannello grecato coibentato su esistente listellatura	80	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1 287
006	S	Copertura esistente con manto in lamiera + FV	Coperture accessibili solo per manutenzione	Travi in legno (puntoni) con sezioni variabili 4 fili e uso fiume	225	Manto di copertura pannello grecato coibentato su esistente listellatura (si considera peso di impianto fotovoltaico)	200	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1 287
007	S	solaio in putrelle e voltini in mattoni - scuola	Scuole	Putrelle di acciaio ad interasse 80-100 cm, voltino in mattoni e getto collaborante cls	2 700	Intonaco inferiore all'intradosso, massetto e pavimento	1 800	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	0
008	S	Post_solaio in putrelle e voltini in mattoni - scuola	Scuole	Putrelle di acciaio ad interasse 80-100 cm, voltino in mattoni e getto collaborante cls	2 700	Intonaco inferiore all'intradosso, Nuova pavimentazione ceramica su massetto alleggerito	1 300	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	3 000	0
009	S	Cornicione copertura	Coperture accessibili solo per manutenzione	Soletta piena in cls armato sp.20 cm	5 000	intonaco	300	Coperture accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	1 287

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.

N.B. i carichi indicati nella tabella sopra riportata, riguardano la condizione POST intervento con esecuzione delle opere di alleggerimento messe in atto per l'abbattimento dei carichi agenti sulle murature

7 - CLASSI DI SERVIZIO (Aste in Legno)

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II D.M. 2018, di cui sotto.

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

8 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In 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]
45.564055	7.809196	289

8.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento 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.

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	SI
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	NO
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	SI
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	SI
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]	-
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

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.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
NON REGOLARE	NON REGOLARE

8.2 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** 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:

Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c	C_c	T_B	T_c	Parametri di pericolosità sismica	
							T_D	S_s
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0236	2.594	0.183	1.54	0.094	0.283	1.695	1.20
SLD	0.0286	2.648	0.209	1.50	0.105	0.315	1.714	1.20
SLV	0.0526	2.775	0.291	1.41	0.137	0.410	1.810	1.20
SLC	0.0616	2.848	0.309	1.39	0.143	0.429	1.847	1.20

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 X: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.00**;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

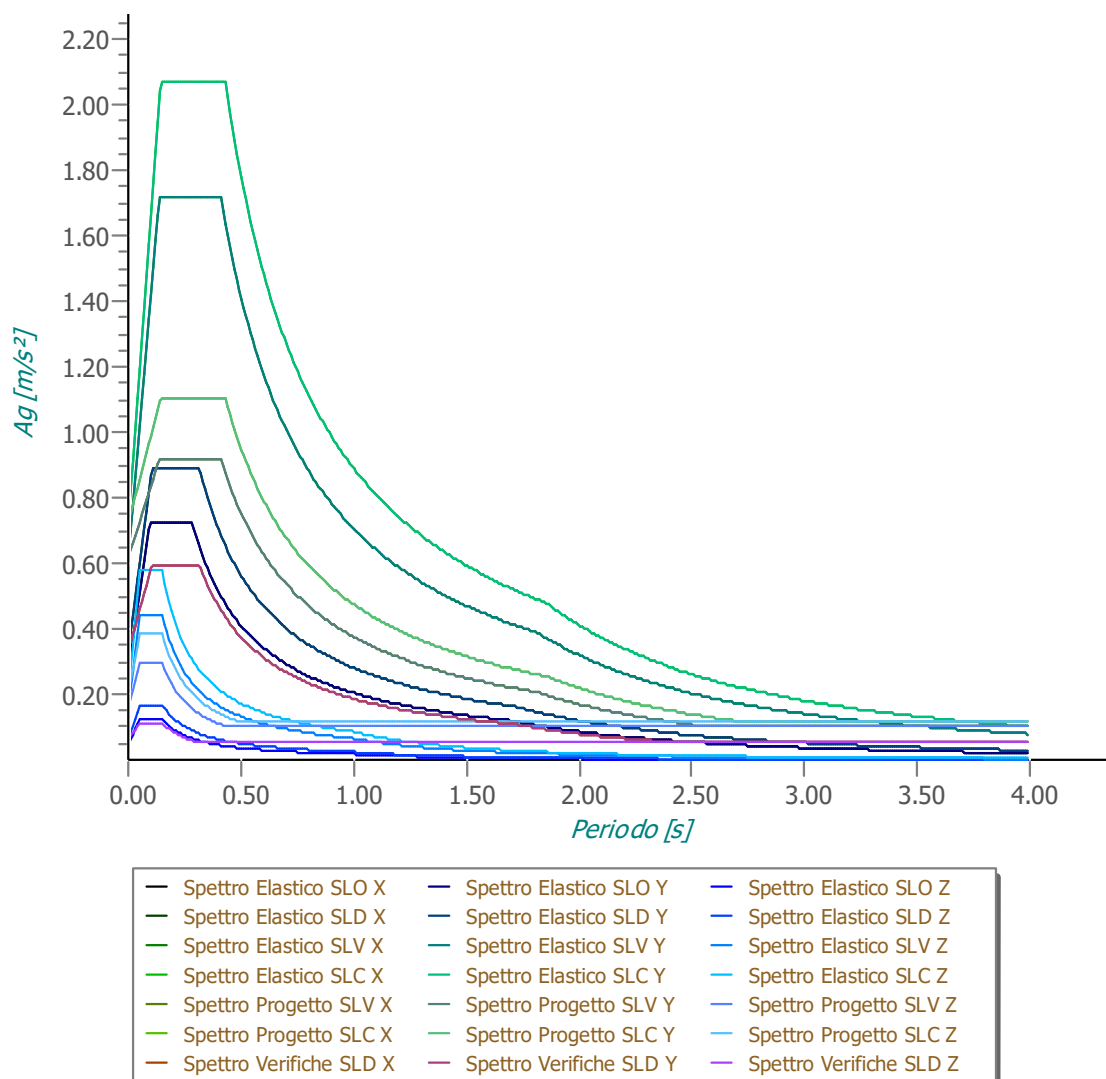
Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.875** ;
 Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.875** ;
 Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di comportamento è calcolato secondo quanto indica la Circolare 2019 delle NTC 2018 al §C8.5.5.1 Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura $> 15\%$ (elementi semipieni, forati, ...);

in cui α_u e α_1 sono definiti al §7.8.1.3 del D.M. 2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%. Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



8.3 Metodo di Analisi

Gli effetti del sisma sono stati valutati convenzionalmente mediante analisi statica della struttura soggetta a:

- un sistema di forze orizzontali parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma, distribuite (sia planimetricamente che altimetricamente) in modo da simulare gli effetti dinamici del sisma.
- un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti.

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.

8.4 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:

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

dove

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

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

8.5 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.

8.6 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 $\pm 5\%$ 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.

9 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

9.1 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:

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

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;
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P$ 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 **1380 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:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} Q_{Ki}$$

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;
 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"	

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

9.2 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:

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

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;
 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 tabella di cui allo SLV.

9.3 Stati 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
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

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;
- ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} : 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**" (8) e "**Rara**" (29).

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.

9.4 Azione del Vento

L'applicazione dell'azione del vento sulla struttura si articola in due fasi:

1. calcolo della pressione Normale e Tangenziale lungo l'altezza dell'edificio;
2. trasformazione delle pressioni in forze (lineari/concentrate) sugli elementi (strutturali/non strutturali) dell'edificio.

9.4.1 Calcolo pressione normale e tangenziale

• Pressione Normale

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \quad (\text{relazione 3.3.4 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r : la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\text{relazione 3.3.6 - D.M. 2018});$$

con:

ρ : densità dell'aria (assunta pari a 1,25 kg/m³);

v_r : velocità di riferimento del vento (in m/s), data da (Eq. 3.3.2 - D.M. 2018):

$$v_r = v_b \cdot C_r, \text{ con:}$$

α_R : coefficiente dato dalla seguente relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (\text{relazione 3.3.3 - D.M. 2018});$$

v_b : velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni, data da: $v_b = v_{b,0} \cdot C_a$

dove:

C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0.$$

$$C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m.}$$

$v_{b,0}$, a_0 , k_s : parametri forniti dalla Tab. 3.3.I del §3.3.2 D.M. 2018;

a_s : altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;

T_R : periodo di ritorno espresso in anni [10 anni; 500 anni].

- C_e : coefficiente di esposizione, che per altezza sul suolo (z) non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} C_e(z) &= k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] & \text{per } z \geq z_{\min} \\ C_e(z) &= C_e(z_{\min}) & \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (\text{relazione 3.3.7 - D.M. 2018});$$

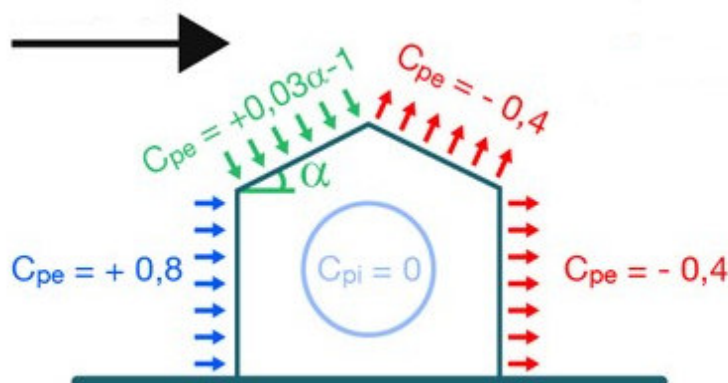
dove:

k_r , z_0 , z_{\min} : parametri forniti dalla Tab. 3.3.II del par. 3.3.7 D.M. 2018 (*funzione della categoria di esposizione del sito e della classe di rugosità del terreno*);

C_t : coefficiente di topografia (assunto pari ad 1).

- C_p : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento (cfr. § 3.3.8 - D.M. 2018).

La valutazione dei coefficienti di forma o coefficienti aerodinamici (C_p), applicati automaticamente dal programma alle superfici esposte al vento indicate dall'utente, è stata formulata nell'ipotesi di costruzioni "stagne" (coefficiente di pressione interna C_{pi} nullo), a pianta rettangolare con coperture piane, inclinate o a falde (si veda la figura di esempio seguente per vento agente da sinistra a destra).



In tutte le altre situazioni in cui tali ipotesi non risultino soddisfatte (coperture multiple, tettoie, pensiline, ecc.), occorre procedere ad una opportuna valutazione dei coefficienti di forma, modificando quanto proposto dal programma.

- c_d : coefficiente dinamico (assunto pari ad 1; par. 3.3.9 - D.M. 2018).

• **Pressione Tangenziale**

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione

$$p_f = q_r \cdot C_e \cdot C_f \quad (\text{relazione 3.3.5 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r , C_e : definiti in precedenza;
- C_f : coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente funzione (valori presi dalla Tab. C3.3.I della Circolare 2018).

Per il caso in esame:

VENTO - CALCOLO PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Vento - calcolo pressione cinetica di riferimento

α [°]	DIR	a_s [m]	Zona	$V_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	V_b [m/s]	T_R [anni]	α_R	q_b [N/m²]
0,00	+X; -X; +Y; -Y	289	1	25	1 000	0,400	25,00	50	1,00	391

LEGENDA:

α	Angolo di inclinazione del vento rispetto all'asse x
DIR	Direzioni locali di calcolo del vento
a_s	Altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;
Zona	Zona di riferimento per il calcolo del vento;
$V_{b,0}$, a_0 , k_s	Parametri per la definizione della velocità base di riferimento
V_b	Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;
T_R	Periodo di ritorno;
α_R	Coefficiente per il calcolo della pressione cinetica di riferimento;
q_b	Pressione cinetica di riferimento.

VENTO - CALCOLO COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Vento - calcolo coefficiente di esposizione

Z [m]	d_{ct} [km]	CIRg	Cat exp	k_r	Z_G [m]	Z_{min} [m]	C_t	C_e
0,00	sulla costa, oltre 30 Km	A	V	0,23	0,70	12,00	1,00	1,48
4,47								1,48
8,80								1,48
12,30								1,50

LEGENDA:

Z	Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
d_{ct}	Distanza dalla costa;
CIR	Classe di rugosità del terreno (A, B, C, D);
g	

Vento - calcolo coefficiente di esposizione								
Z	d _{ct}	CIRg	Cat exp	k _r	Z _G	Z _{min}	C _t	C _e
[m]	[km]				[m]	[m]		

Cat exp Categoria di esposizione del sito (I, II, III, IV, V);
k_r Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione;
Z₀, **Z_{min}**
C_t Coefficiente di topografia;
C_e Coefficiente di esposizione;

VENTO - CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO

Vento - calcolo pressione del vento								
Z	q _b	C _e	C _p	C _d	p	Scz	C _f	p _f
[m]	[N/m ²]				[N/m ²]			[N/m ²]
0,00	391	1,48	1,00	1,00	578	-	-	-
4,47		1,48			578			-
8,80		1,48			578			-
12,30		1,50			584			-

LEGENDA:

- Z** Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;
q_b Pressione cinetica di riferimento.
C_e Coefficiente di esposizione;
C_p Coefficiente di forma/aerodinamico.
 (*) Valorizzato al momento del calcolo della pressione agente sul singolo elemento strutturale ed è funzione della posizione dello stesso (sopravento/sottovento);
C_d Coefficiente dinamico;
p Pressione normale (senza il contributo di C_p);
Scz Scabrezza della superficie (liscia, scabra, molto scabra);
C_f Coefficiente d'attrito;
p_f Pressione tangenziale (senza il contributo di C_p).

9.4.2 Applicazione delle forze sulla struttura

Per ogni superficie esposta all'azione del vento si individua la posizione del baricentro e in corrispondenza di esso, dal diagramma delle pressioni dell'edificio, si ricava la pressione per unità di superficie.

Per gli elementi **strutturali** la pressione è trasformata in:

- forze lineari per i beam (*pilastrini e travi*);
- forze nodali per le shell (*pareti, muri e solette*).

Per gli elementi **non strutturali** (*tamponature, solai e balconi*) la forza totale (pressione nel baricentro x superficie) viene divisa per il perimetro in modo da ottenere una forza per unità di lunghezza che viene applicata sugli elementi strutturali confinanti.

9.5 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/m²]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	a _s ≤ 200 m	a _s > 200 m
I – Alpina	q _{sk} = 1,50 kN/m ²	q _{sk} = 1,39 [1+(a _s /728) ²] kN/m ²
I – Mediterranea	q _{sk} = 1,50 kN/m ²	q _{sk} = 1,35 [1+(a _s /602) ²] kN/m ²

II	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,85 [1 + (as/481)^2] \text{ kN/m}^2$
III	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,51 [1 + (as/481)^2] \text{ kN/m}^2$
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Mappe delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].</p> </div> <div style="width: 50%;"> <p>Zone di carico della neve</p> <p>I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p> <p>I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p> <p>II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p> <p>III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p> </div> </div>		

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

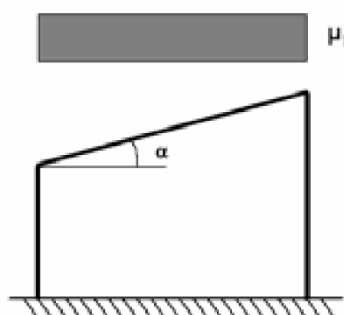
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

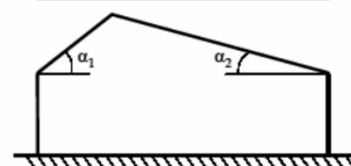
Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 \cdot h / b \leq 2,0$

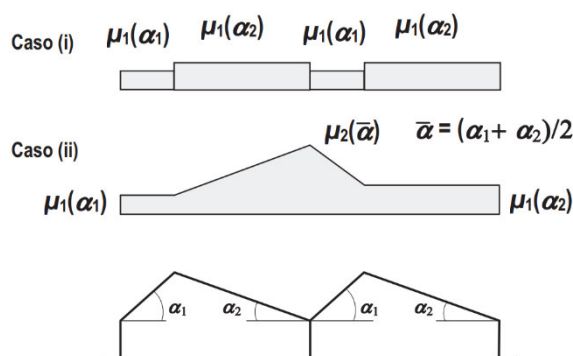
I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



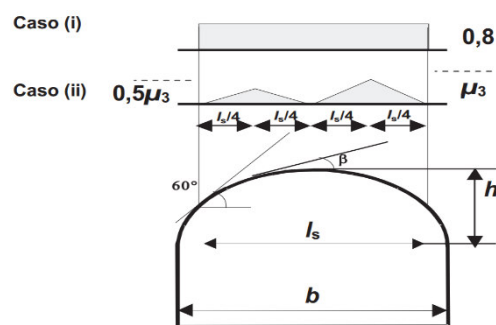
(a)



(b)



(c)



(d)

Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

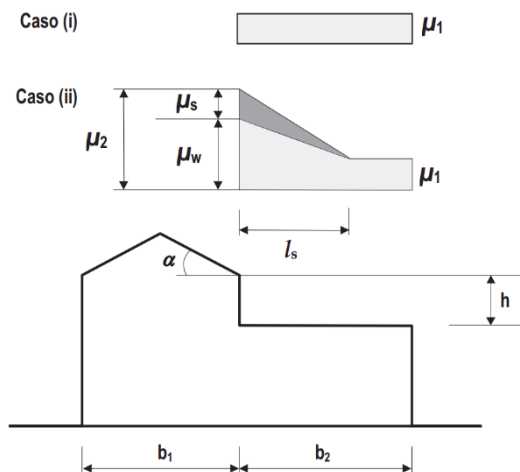
Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

9.5.1 Coperture adiacenti ed effetti locali

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$$\mu_s = 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ$$

$$\mu_s = 0,5 \mu_{sup} \text{ per } \alpha > 15^\circ$$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 \text{ h} \leq \gamma \text{ h} / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della neve

$$l_s = 2 \text{ h}$$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$$

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

10 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

10.1 Denominazione

Nome del Software	EdiLus
Versione	usBIM(e)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	85051092
Intestatario Licenza	PARISI arch. ALESSANDRO
Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

10.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

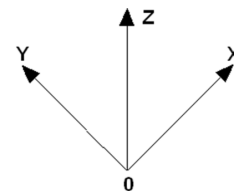
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

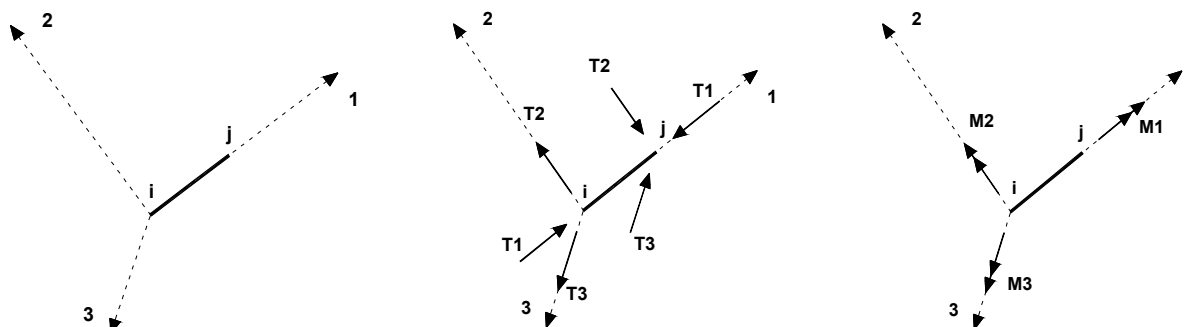
10.3 Sistemi di Riferimento

10.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



10.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

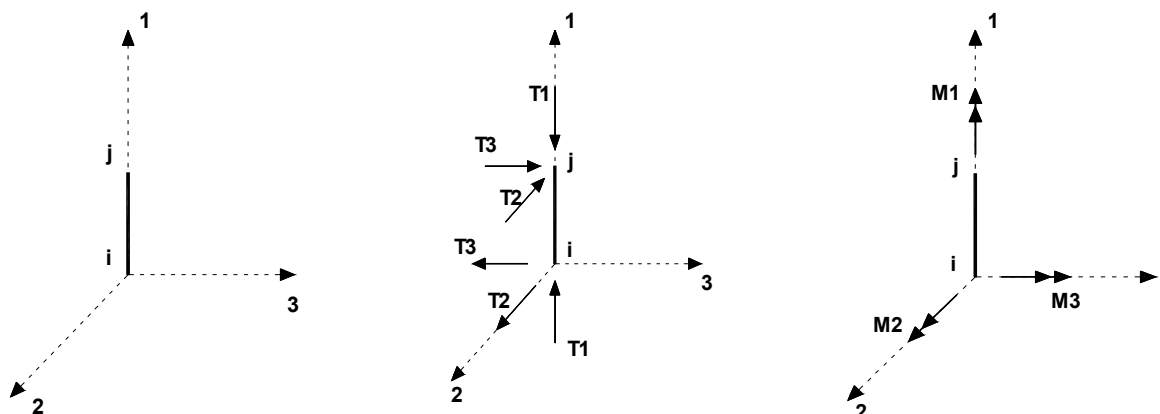
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

10.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j ;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y ;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X .

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X , mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z .

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

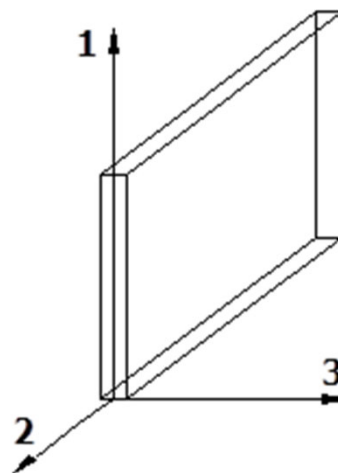
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

10.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z ;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo. Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

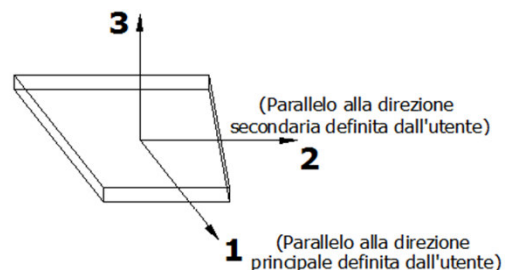
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

10.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



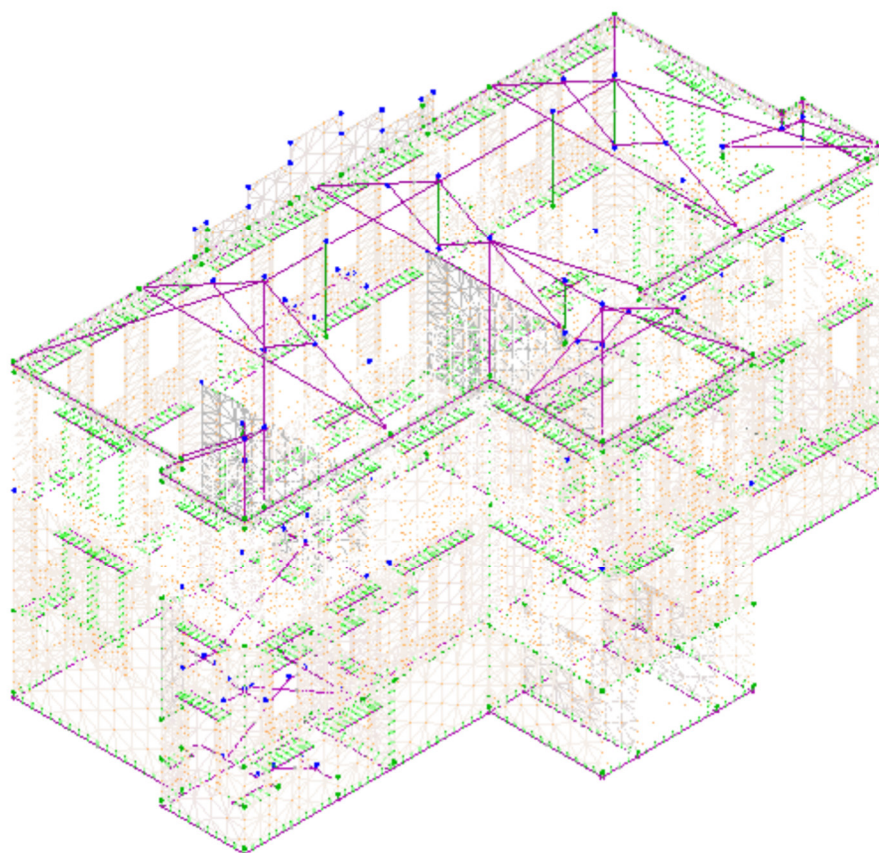
10.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

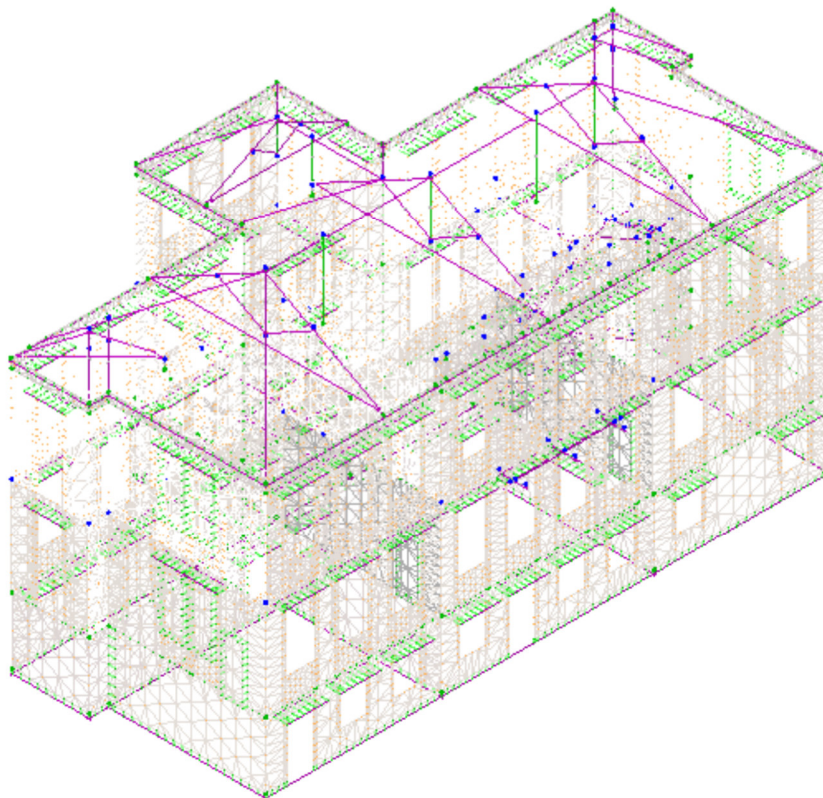
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

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

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Le pareti in **muratura** sono modellate in automatico, a partire dai singoli oggetti "Muro", con una mesh di elementi finiti bidimensionali triangolari di tipo "shell" ai quali è stato assegnato lo spessore ed il materiale pertinente, considerandone anche la deformabilità tagliante, in funzione del modulo di taglio.

Nella modellazione delle pareti in murature vengono considerate, fedelmente con il loro spessore e materiale:

- aperture per la realizzazione di fori, porte e finestre;
- mazzette verticali per il rafforzamento dei bordi delle aperture;
- piattabande per le parti sommitali delle aperture;
- fori, nicchie e sottofinestre.

Ai fini delle verifiche, è stata effettuata una suddivisione di ciascuna parete in:

- **maschi**: elementi a prevalente sviluppo verticale, che si sviluppano tra il bordo della parete ed un'apertura, oppure tra due aperture. Tali elementi sono, a loro volta, suddivisi in elementi detti sub-maschi, che comprendono la parte di maschi confinanti con le aperture;
- **fasce**: elementi a prevalente sviluppo orizzontale, confinanti con i bordi delle aperture e con i lati dei maschi.

Le tensioni calcolate su ciascun elemento maschio e fascia vengono integrate in un numero variabile di sezioni significative tipicamente all'inizio, alla fine e nella mezzeria ottenendo le sollecitazioni Momento nel piano e fuori piano, sforzo assiale e taglio nel piano dell'elemento, con le quali sono effettuate le verifiche di sicurezza richieste dalla normativa, nel piano e fuori piano.

Ciascun pannello in muratura, inoltre, può essere modellato includendo in sommità un elemento "cordolo" in c.a. del quale è possibile specificare le dimensioni, le armature ed il materiale. L'elemento cordolo viene modellato anch'esso con elementi shell in c.a.

La possibile fessurazione delle pareti in muratura 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.

Per gli elementi bidimensionali (shell) in muratura, la linearità o la non linearità del materiale, sia con riferimento al comportamento membranale che flessionale, viene descritta tramite una stratificazione lungo lo spessore della shell. Con riferimento, ad esempio, ad una parete in muratura rinforzata con betoncino, la shell viene descritta come formata dai seguenti strati:

- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di muratura di spessore pari allo spessore totale dell'elemento;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo.

In alternativa al betoncino con armature si può avere uno strato di rinforzo in materiale composito fibrorinforzato, a matrice polimerica, cementizia o simile.

Ognuno degli strati che costituiscono la shell può essere di materiale a comportamento lineare (basta definire E e G) o non lineare (definizione del legame costitutivo del materiale). Nel caso di strato di spessore non nullo a comportamento non lineare il SAP provvede poi a suddividere ulteriormente lo strato in sottostrati per poter cogliere più fedelmente il comportamento non lineare.

Le aste in **c.a.**, in **legno**, 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.

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 C.A.

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.

Successivamente 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.

11.1.1.1 Elementi in C.A. esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

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.

11.1.1.2 Fondazioni superficiali

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

11.1.2 Muratura

Per quanto concerne la verifica degli **elementi in muratura** (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_u), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 17/01/2018. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_m$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.1 del D.M. 2018, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $\varepsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\varepsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

- **Taglio nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 2018. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.2 del D.M. 2018.
- **Pressoflessione fuori piano:** la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari

a $0,85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al §4.5.6.2 del D.M. 2018, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

Φ_t è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

- per le sezioni di **testa/piede** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_i / t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S / N_S + H / 200 \geq 0,05 \cdot t.$$

- per le sezioni di **mezzeria** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.3 del D.M. 2018, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- Snellezza:** la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- Pressoflessione nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del D.M. 2018:

$$M_R = H_p \cdot h / 2 \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

H_p : minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$;

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

- Taglio nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del D.M. 2018:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\} \quad \text{con} \quad \begin{aligned} V_t &= h \cdot t \cdot f_{vd0}; \\ V_p &= H_p \cdot h / L \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)]; \end{aligned}$$

dove

h : altezza della sezione della trave;

$f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$: resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

L : luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di **meccanismi locali**, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.7.1.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018.

Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Vista la centralità nel progetto di miglioramento strutturale degli interventi di rinforzo previsti per le murature portanti del fabbricato si riporta nel presente paragrafo una sintesi delle verifiche effettuate nelle situazioni ANTE e POST intervento, utilizzando grafici con mappatura a colori e didascalie utili ad una comprensione più immediata rispetto all'analisi dei dati di calcolo analitici contenuti nel documento allegato "*Tabulati di calcolo*", parte integrante della presente relazione

Entrando nel merito delle questioni di calcolo e delle carenze riscontrate sul fabbricato esistente nei confronti dell'azione sismica, si riportano di seguito tre grafici esplicativi della capacità di risposta sismica, desunti dal calcolo strutturale del fabbricato nella situazione ANTE intervento e subito dopo gli stessi grafici nella situazione POST intervento

I grafici rappresentano le accelerazioni di collasso per le tre diverse tipologie di meccanismo di collasso a cui sono sottoposte le murature esistenti:

- 1) Pressoflessione nel piano
- 2) Pressoflessione fuori piano
- 3) Taglio nel piano

N.B. Si riporta a lato del grafico la scala cromatica di supporto alla lettura dei risultati, in cui sono indicati i valori di accelerazione sismica per i quali le murature vanno in crisi.

L'indicatore di rischio sismico (ζ_E - **IS-V**) è il rapporto fra la $PGA_{C(min)}$ (accelerazione di collasso minima fra tutti i meccanismi di verifica esaminati) e la PGA_D (accelerazione sismica di progetto del sito). Questo indicatore consente di ricavare la percentuale di azione sismica che un dato elemento strutturale è in grado di assorbire rimanendo verificato ($CS \geq 1$) al meccanismo resistente considerato, per cui fa riferimento solo alle combinazioni sismiche.

Pertanto, l'indicatore di rischio sismico risulta nullo quando uno o più elementi della struttura vanno in crisi già sotto l'effetto della sola parte statica della combinazione sismica. Ciò significa che la verifica di sicurezza per la combinazione $[G_1 + G_2 + \sum_i (Q_{ki} \cdot \psi_{2i})]$ **fornisce un $CS < 1$**

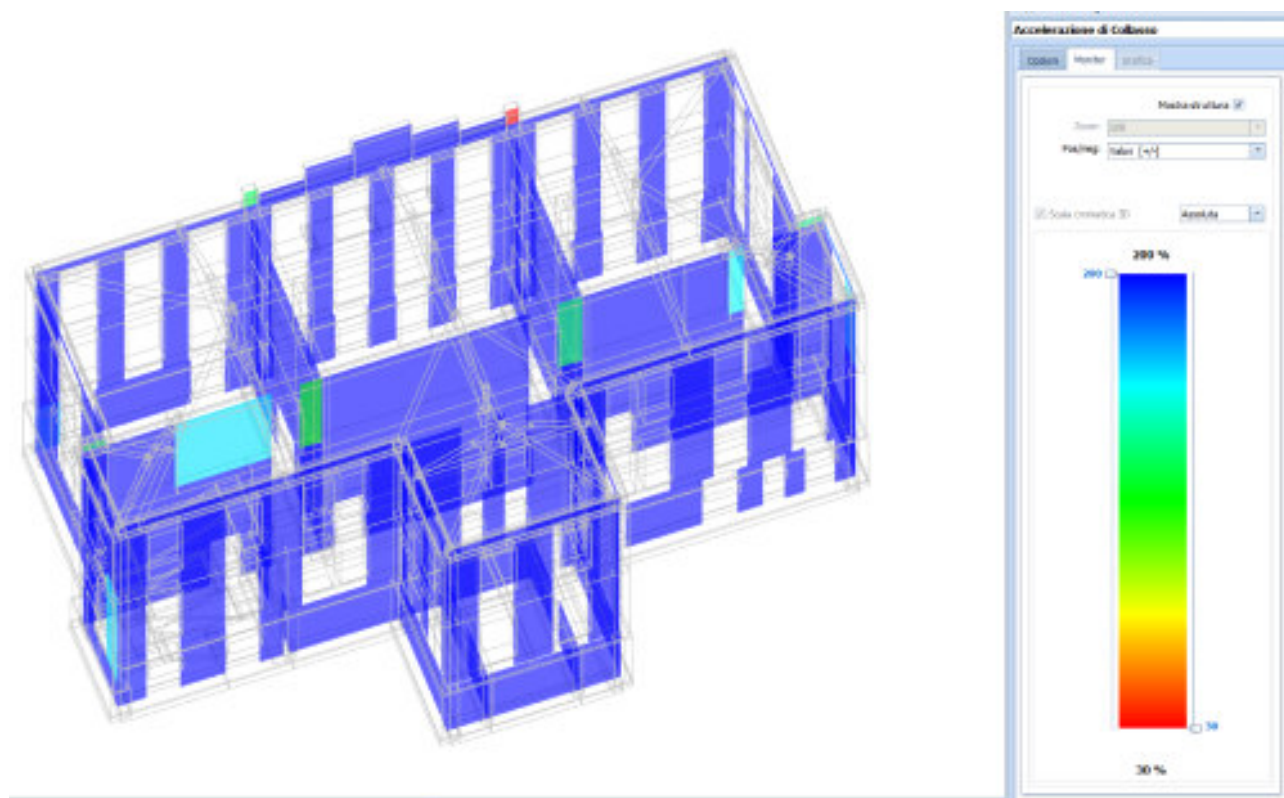


Grafico 1: ANTE interventi_Accelerazione di collasso per Pressoflessione nel Piano della muratura

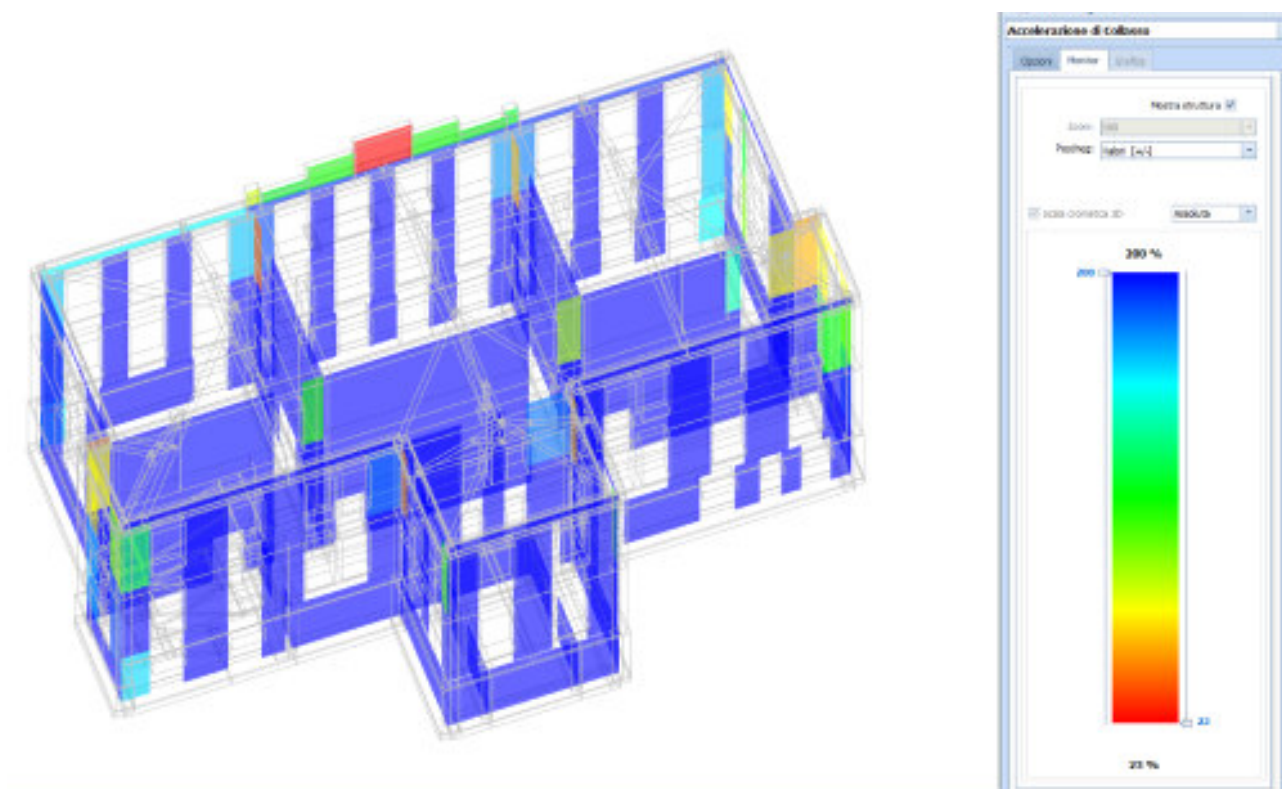


Grafico 2: ANTE interventi_Accelerazione di collasso per Pressoflessione fuori dal Piano della muratura

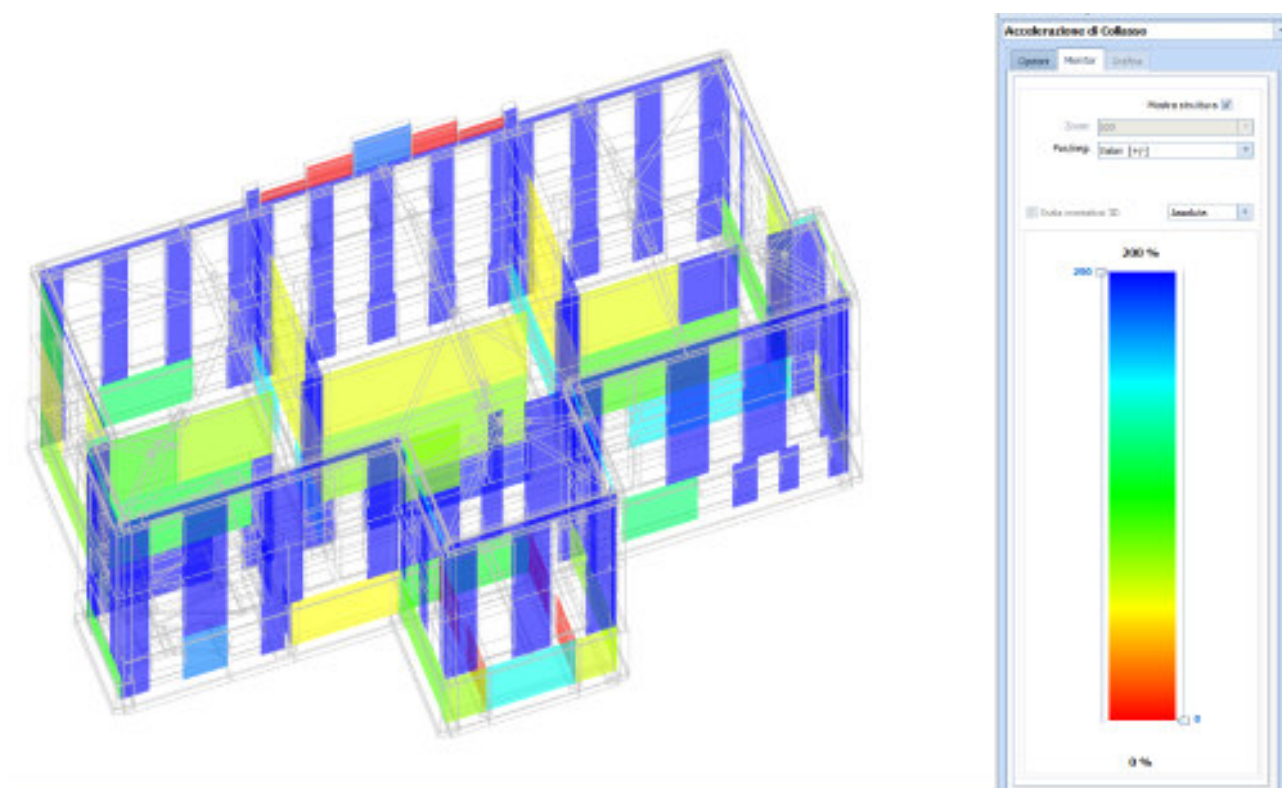


Grafico 3: ANTE interventi Accelerazione di collasso per Taglio nel Piano della muratura

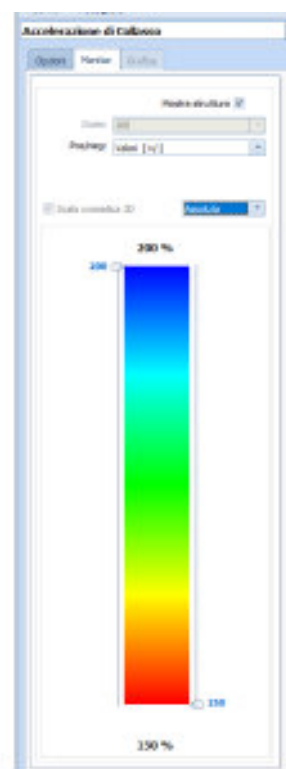
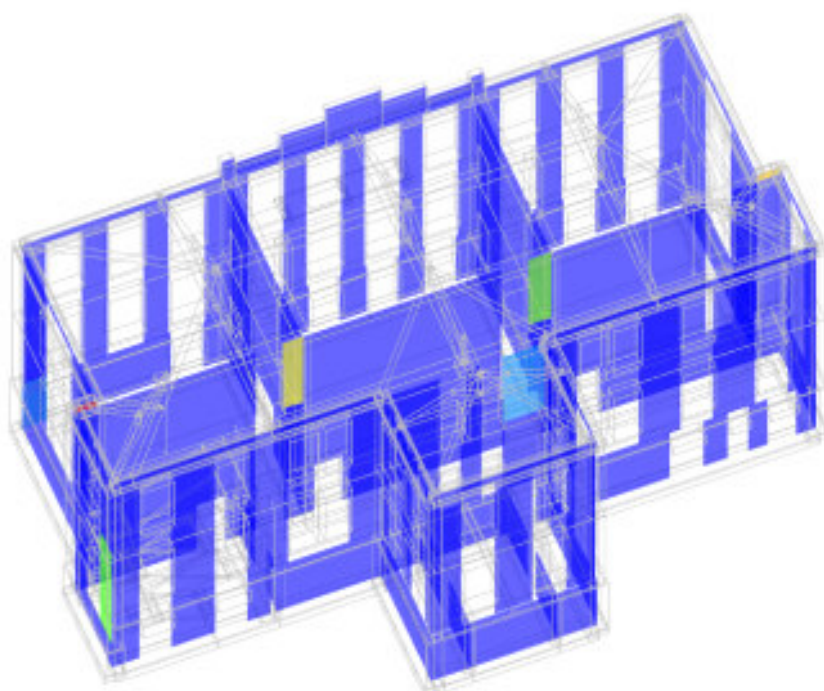


Grafico 4: POST interventi_Accelerazione di collasso per Pressoflessione nel Piano della muratura

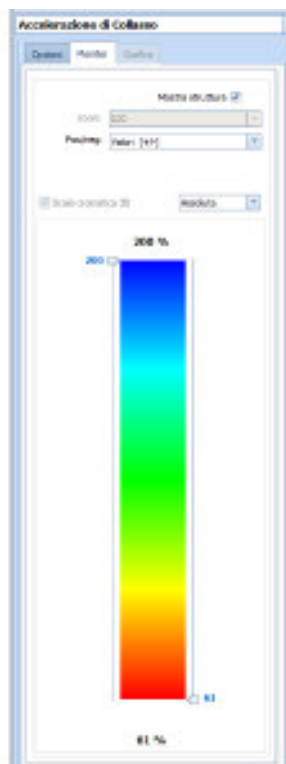
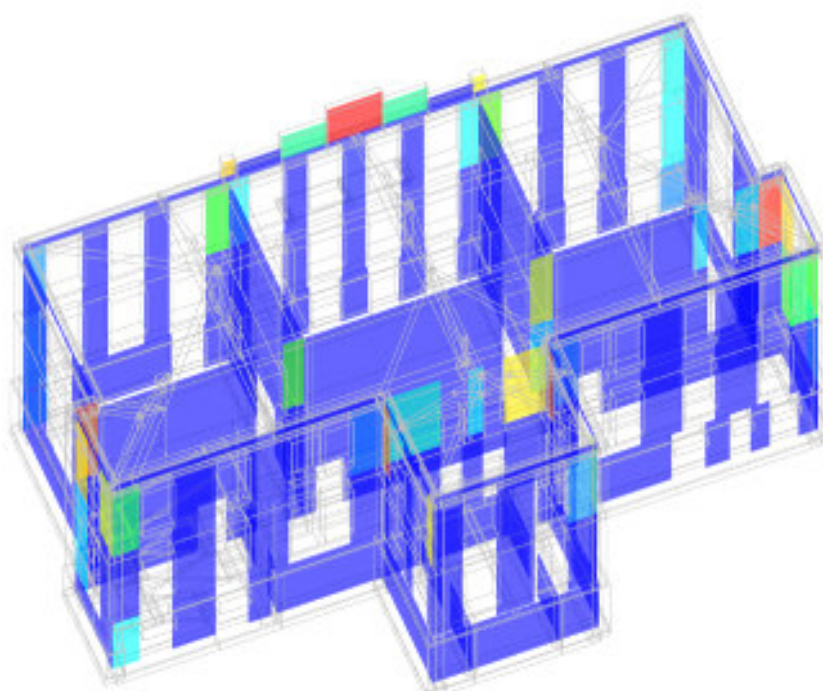


Grafico 5: POST interventi_Accelerazione di collasso per Pressoflessione fuori dal Piano della muratura

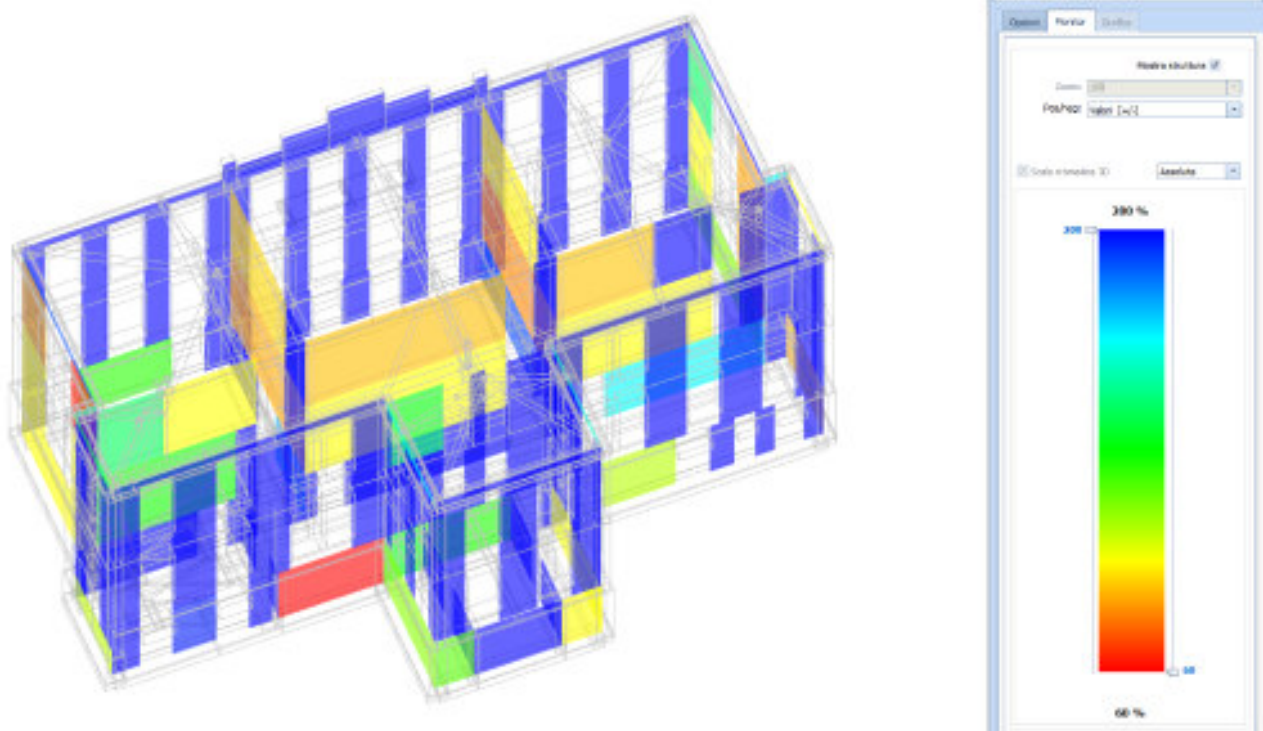


Grafico 6: POST interventi Accelerazione di collasso per Taglio nel Piano della muratura

Come mostrato in ognuno dei grafici sopra riportati, si può apprezzare quale elemento murario raggiunge per primo il collasso, relativamente al meccanismo considerato, e in che percentuale rispetto all'azione sismica sollecitante prevista in progetto. Analizzando la situazione ANTE intervento, nel caso della pressoflessione nel piano della muratura un elemento del frontone in copertura collassa al raggiungimento del 30% dell'azione sismica (grafico 1), mentre nel caso del Taglio nel piano i maschi murari che collassano sono nel locale interrato sotto i servizi igienici e nel frontone in copertura e per valori pari o prossimi allo 0% (grafico 3). In questo caso significa che i maschi murari vanno in sofferenza già sotto l'azione dei carichi gravitazionali.

Comparando con i grafici della situazione POST intervento si può apprezzare come il collasso avvenga nel caso del taglio nel piano al raggiungimento del 60% dell'azione sismica e nel caso della pressoflessione fuori piano al 61% dell'azione sismica, che sono i due valori minimi e che indicano il raggiungimento del **miglioramento sismico $\zeta_E > 0.6$** richiesto dalla normativa per edifici rilevanti di classe III

N.B. Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riportano le sollecitazioni che hanno dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

11.1.2.1 Elementi in muratura esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

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

Maschi	Fasce
<ul style="list-style-type: none"> – Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione – Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio – Rinforzo con Betoncino Armato – Rappezzo 	<ul style="list-style-type: none"> – Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione – Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio – Rinforzo con Betoncino Armato – Rappezzo

Placcaggio e fasciature in materiali compositi (FRP/FRCM)

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in muratura esistenti (di Fatto) è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di maschi e fasce 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 maschi e fasce mediante applicazione di FRP/FRCM 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 maschi e fasce 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/FRCM a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli nodali (intersezione tra maschi e fasce) mediante applicazione di fasce di FRP/FRCM con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP sono state 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). Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati con FRCM sono state applicate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica" (CNR-DT 215/2018), nonché le "Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM", edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

11.1.3 Elementi in Legno

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in **legno**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = (k_{mod} \cdot R_k) / \gamma_M;$$

dove:

R_k : valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , di cui al §11.7.1.1 D.M. 2018.

γ_M : coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III D.M. 2018;
 k_{mod} : coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV D.M. 2018.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.4.8.1 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

Nelle verifiche a taglio, per tener conto delle fessurazioni di lungo termine che determinano una riduzione della larghezza della trave, è stata incrementata il taglio di progetto moltiplicandolo per l'inverso del seguente fattore (cfr. § C4.4.8.1.9 Circolare 2019 delle NTC 2018):

- $k_{cr} = 2,0 / f_{vk}$ per membrature in legno massiccio;
- $k_{cr} = 2,5 / f_{vk}$ per membrature in legno lamellare.

dove f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio del legno in MPa.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d / S_d.$$

11.1.3.1 Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del §4.4.8.2 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per elementi compressi;
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il §6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di flessione.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

11.1.3.2 Verifiche di Deformabilità

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento

di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

Per la verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la deformazione iniziale e la deformazione finale.

Per il calcolo della deformazione iniziale (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (u_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

In via semplificata la deformazione finale u_{fin} , relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$u_{fin} = u_{in} + u_{dif}$$

dove:

u_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;

$u_{dif} = u'_{in} \cdot k_{def}$ è la deformazione differita, nella quale:

u'_{in} : deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;

k_{def} : coefficiente riportato nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

La verifica di deformabilità per gli elementi inflessi è eseguita come indicato nel §6.4.3 della CNR-DT 206/2007. I relativi risultati sono riportati nei "Tabulati di calcolo".

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.

11.3 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

12 - PROGETTAZIONE DEI SOLAI

Il solaio è un elemento strutturale fondamentale la cui funzione principale è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi verticali alla struttura portante. In zona sismica il solaio assume anche la funzione di trasferire le forze inerziali di piano alla struttura principale, nell'ipotesi che esso sia dotato di sufficiente rigidità nel proprio piano. Il balcone, invece, è descrivibile come un elemento che sporge dalla struttura principale portante ed ha la funzione di trasferire i carichi verticali gravanti su di esso all'elemento strutturale a cui è collegato.

La vigente normativa per le costruzioni in cemento armato individua le seguenti tipologie di solai (e balconi):

- Solai in getto pieno (Tipo I);
- Solai misti in c.a. e c.a.p. con elementi di alleggerimento (Tipo II);
- Solai con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. (Tipo III).

Nella struttura oggetto della presente relazione, in considerazione delle caratteristiche geometriche e dei sovraccarichi, si è deciso di adottare solai e balconi di tipo:

Solai/balconi latero-cementizi gettati in opera

I solai e i balconi latero-cementizi *gettati in opera* sono costituiti da blocchi di laterizio, muniti di alette laterali o accompagnati da fondelli sempre in laterizio, che vengono posizionati su un impalcato di sostegno provvisorio. Quest'ultimo viene smontato non appena il conglomerato ha raggiunto una resistenza meccanica sufficiente. Dopo aver sistemato tutti i blocchi e prima di procedere con il getto dei travetti e della soletta in

calcestruzzo, si posizionano i ferri di armatura ricorrendo all'uso di distanziatori o di sistemi equivalenti in modo da assicurare che, nella fase di getto, i ferri mantengano una corretta disposizione.

Modello di calcolo

Il solaio è composto da un'alternanza di travetti in cemento armato (precompresso o non) con elementi di alleggerimento in laterizio e da una soletta di completamento in cemento armato che, coprendone tutta la superficie ed inglobando una opportuna armatura di ripartizione, rende i vari elementi tra loro solidali.

La presenza della soletta fa sì che il solaio sia per certi versi assimilabile ad una piastra caricata in direzione perpendicolare al piano stesso (ricordiamo che una piastra è in grado di trasferire i carichi alle strutture portanti perimetrali diffondendoli lungo la propria superficie).

Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in direzione ortogonale ai travetti.

Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli)* comprensiva anche di sbalzi (balconi) in continuità.

Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata. Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate in dettaglio, per ciascun appoggio, negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

I balconi non inseriti nello schema di calcolo del solaio, oppure non in continuità con esso, sono modellati come delle travi a mensola, con estremo incastrato nella sezione di appoggio e l'altro libero.

Per quanto non espressamente riportato in questo paragrafo, ed in particolare per le analisi dei carichi, la determinazione delle azioni agenti sulla struttura, la definizione del modello strutturale agli elementi finiti e le verifiche, può farsi riferimento a quanto illustrato nella restante parte della presente relazione e negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

13 - SPINTA DEL TERRENO

Il calcolo della spinta del terrapieno, in condizioni **statiche**, viene effettuato con:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2 ;$$

in cui:

- γ : peso unità di volume del terreno;
- H: altezza del terrapieno;
- K: coefficiente di spinta.

In condizioni **sismiche** la formula precedente diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 ;$$

con:

- $K_v = \pm 0,5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismico verticale;
- $K_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot a_g / g$ = coefficiente di intensità sismico orizzontale;
- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- S_T = coefficiente di amplificazione topografico;
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafico;
- a_g / g = coefficiente di accelerazione al suolo.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede (*spostamenti consentiti*), si assume che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare delle tensioni). In questo caso il coefficiente β_m assume i valori indicati al §7.11.6.2.1 del D.M. 2018.

Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (*spostamenti non consentiti*), il coefficiente β_m assume valore unitario. In questo caso si assume che la spinta sia applicata a metà altezza del muro (andamento costante delle tensioni).

Il calcolo del coefficiente di spinta K può essere effettuato, a scelta dell'utente, nei seguenti modi:

Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Attiva Passiva Riposo Utente	Attiva Passiva

Spinta Attiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{per } \beta \leq \phi - \theta);$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \quad (\text{per } \beta > \phi - \theta);$$

dove:

ϕ = angolo di attrito del terreno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (assunto pari a 90°);

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (assunto pari a zero);

δ = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro (assunto pari a zero);

θ = angolo definito dalla seguente espressione (pari a zero in condizioni **statiche**):

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}.$$

Spinta Passiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) App. E]:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}.$$

Spinta a Riposo

Viene calcolato secondo la formulazione:

$$K = 1 - \sin \phi.$$

Spinta Utente

Va infine ricordato che il coefficiente di spinta K può essere altresì liberamente indicato dall'utente.

• Terreno con Sovraccarico

In caso di terreno in cui a tergo della parete agisce un sovraccarico (Q), viene calcolato il contributo:

$$\Delta \sigma_Q = K \cdot Q.$$

• Terreno con Coesione

In caso di terreno dotato di coesione (c), viene calcolato il contributo:

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K}.$$

che può essere additivo (spinta passiva) o sottrattivo (spinta attiva/a riposo).

14. PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI

13.1 Collegamenti in acciaio

Sono state verificate le seguenti tipologie di Collegamenti in acciaio:

- Ripristino; Ripristino flangiato.
- Trave-Colonna flangiato; Trave-Colonna squadretta.
- Colonna-Trave flangiato; Colonna-Trave squadretta; Colonna-Fondazione.
- Asta con elemento in c.a.; Asta principale-Asta secondaria; Asta reticolare.

Per ogni collegamento sono state ricavate le massime sollecitazioni agenti sugli elementi componenti (Bulloni, Tirafondi, Piastre, Costole e Cordoni di Saldatura) considerando appropriati modelli di calcolo e quindi sono state effettuate le relative verifiche. In particolare:

- Per i bulloni sono state effettuate verifiche a Taglio e Trazione sia per la singola sollecitazione che per presenza contemporanea di tali sollecitazioni.
- Per le piastre sono state effettuate verifiche a Rifollamento, a Flessione con la presenza eventuale di costole, a Punzonamento e alle Tensioni nel piano della piastra.
- Per le costole è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni parallele e ortogonali al piano della costola.
- Per i cordoni di saldatura è stata effettuata la verifica controllando la tensione ideale massima calcolata considerando le tensioni tangenziali parallele e ortogonali alla lunghezza del cordone e la tensione normale ortogonale alla lunghezza.
- Per i tirafondi sono state effettuate verifiche a sfilamento per trazione.
- Per le piastre d'attacco con le fondazioni e gli elementi in c.a. è stata effettuata la verifica del calcestruzzo di base.
- Le saldature, ai sensi di quanto previsto al § 4.2.8.2 del D.M. 2018, sono state realizzate della tipologia a completa o parziale penetrazione, oppure a cordoni d'angolo, in funzione dell'angolo formato tra le parti collegate. In particolare, per angoli tra le parti collegate compresi tra 60° e 120°, le UNI EN 1993-1-8 consigliano la tipologia a cordoni d'angolo (punto 4.3.2.1(1)).

Nei tabulati, per ogni collegamento presente nella struttura, sono riportate le indicazioni geometriche e le relative verifiche.

13.2 Collegamenti in legno

13.2.1 Verifiche degli appoggi legno-legno

Le unioni legno-legno sono rappresentate da intagli opportunamente sagomati per consentire la realizzazione, ad esempio di travature reticolari e simili. Un'asta può pertanto presentare alle estremità diverse facce variamente orientate, per le quali vengono effettuate verifiche a compressione generalmente inclinata rispetto alle fibre, previa ripartizione della componente di sforzo normale tra le facce stesse. maniera analoga si procede per gli elementi appoggiati, per i quali si valuta la resistenza a compressione inclinata rispetto alle fibre.

13.2.2 Verifiche delle connessioni con mezzi di unione metallici

Il D.M. 2018 disciplina le connessioni in legno al §4.4.9 prevedendo la possibilità di riferirsi a normative di comprovata validità, tra le quali gli Eurocodici Strutturali del CEN (cfr. Capitolo 12 del D.M. 2018). Per le connessioni con mezzi di unione metallici, quindi, si farà riferimento alle prescrizioni contenute nella Sezione 8 delle UNI EN 1995-1-1:2014 (*Eurocodice 5, nel seguito EC5*). Nel caso di ulteriori prescrizioni non contenute nell'EC5 si ricorrerà al documento CNR-DT 206/2018 - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno". risultati delle verifiche delle connessioni in legno sono riportati nei "Tabulati di calcolo" allegati.

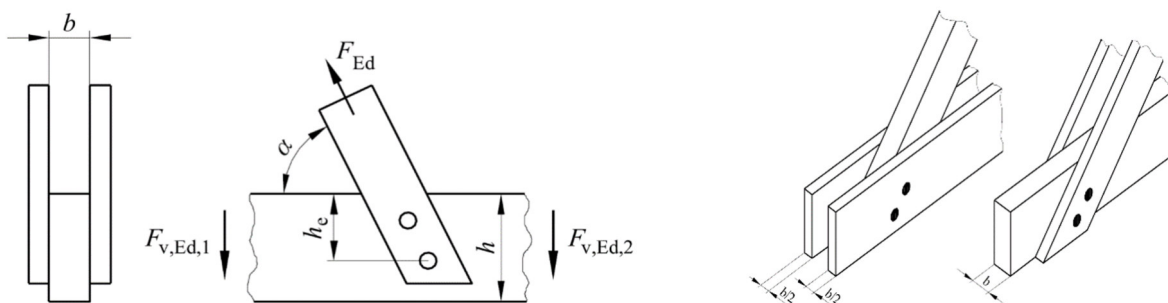
13.2.2.1 Verifiche a spacco delle connessioni

Le verifiche a spacco delle connessioni sono condotte nel caso in cui una delle membrature collegate, generalmente inclinata di un angolo α rispetto alla direzione della fibratura, trasmette una componente di trazione che può portare al collasso della membratura nella direzione ortogonale alla fibratura. Questa verifica viene condotta applicando la relazione (8.2) dell'EC5 e verificando che il taglio massimo sui due lati della connessione sia inferiore o al più uguale alla capacità di rottura per spacco di progetto (vedi Fig. 8.1 dell'EC5):

$$F_{V,Ed} = \max(F_{V,Ed,1}; F_{V,Ed,2}) \leq F_{90,Rd};$$

dove:

- $F_{V,Ed,1}$ e $F_{V,Ed,2}$ sono le forze a taglio di progetto su ciascun lato della connessione;
- $F_{90,Rd}$ è la capacità a rottura per spacco di progetto.



Forza inclinata trasmessa da una connessione [cfr. Fig. 8.1 a) e b) dell'EC5].

13.2.2.2 Verifiche di resistenza dei connettori

I connettori (chiodi, bulloni, viti e spinotti) sono stati verificati per carichi **assiali** (sforzo normale) e per carichi **laterali** (taglio). La capacità portante laterale delle connessioni è stata valutata considerando le modalità di collasso illustrate nelle Figure 8.2 e 8.3 dell'EC5, che si riportano nel seguito. Tali modalità di collasso tengono in considerazione, nelle espressioni da (8.6) a (8.13) dell'EC5, della teoria dello snervamento di **Johansen** e dell'effetto cordata.

13.2.2.2.1 Connessioni Legno-Legno

Per connessioni di tipo **legno-legno**, si riportano le capacità portanti caratteristiche dei connettori per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione:

- **per mezzi di unione a taglio singolo** (espressione 8.6 dell'EC5)

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (a) \\ f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (b) \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1 + 2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

- **per mezzi di unione a taglio doppio** (espressione 8.7 dell'EC5)

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d} & (g) \\ 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1 + \beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2 + \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (j) : \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{array} \right.$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}};$$

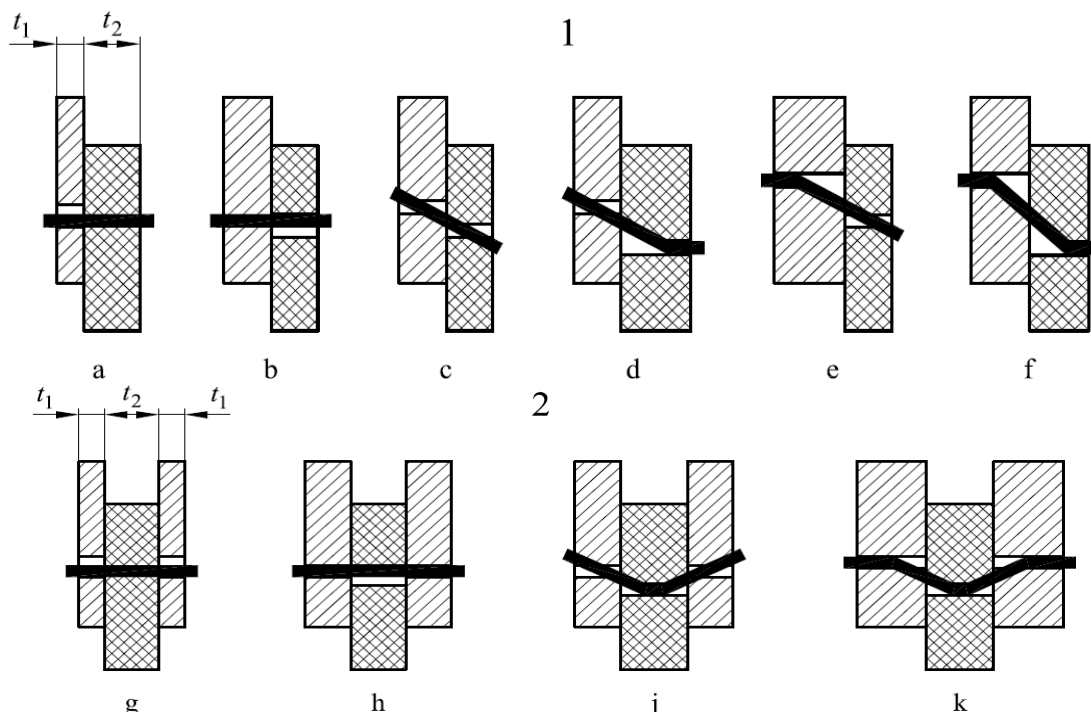
t_i spessore del legno o del pannello, oppure la profondità di penetrazione, con i uguale a 1 oppure 2;

$f_{h,i,k}$ resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo i -esimo;

d diametro del mezzo di unione;

$M_{y,Rk}$ momento caratteristico di snervamento del mezzo di unione [valutato secondo espressione (8.14) EC5 per i chiodi, (8.30) per i bulloni];

$F_{ax,Rk}$ capacità caratteristica assiale a estrazione del mezzo di unione.



Modi di rottura per connessioni di legno e pannelli: (1) taglio singolo, (2) taglio doppio (cfr. Fig. 8.2 dell'EC5).

13.2.2.2 Connessioni Acciaio-Legno

Analogamente, per connessioni del tipo **acciaio-legno**, si riportano le capacità portanti caratteristiche per chiodi, bulloni, spinotti e viti, per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione:

- **per piastra di acciaio sottile, a taglio singolo** [espressione 8.9 - figura 8.3 a) e b) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d & (a) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (b) \end{array} \right.$$

- **per piastra di acciaio spessa, a taglio singolo** [espressione 8.9 - figura 8.3 c), d) ed e) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (c) \\ f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \end{array} \right.$$

- **per una piastra di acciaio interna, a doppio taglio** [espressione 8.9 - figura 8.3 f), g) ed h) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \quad (f) \\ f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (g) \\ 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (h) \end{array} \right.$$

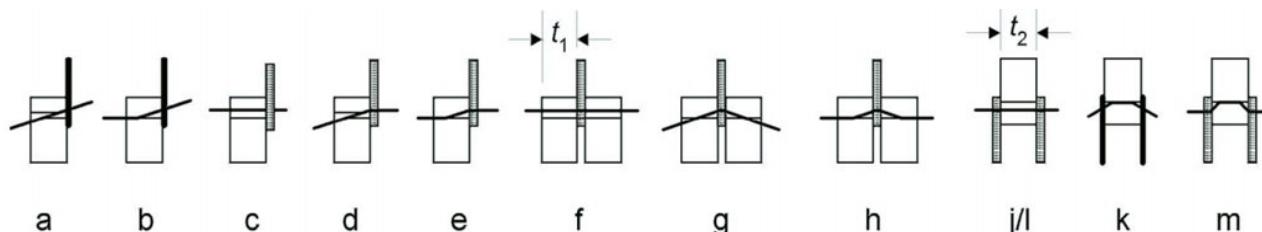
- **per una piastra di acciaio esterna, a doppio taglio** [espressione 8.9 - figura 8.3 j/l) e k) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot f_{h,2,k} \cdot t_2 \cdot d \quad (j) \\ 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,2,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right.$$

- **per una piastra di acciaio spessa esterna, a doppio taglio** [espressione 8.9 - figura 8.3 m) - EC5]

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

$f_{h,k}$ resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo;
 t_1 più piccolo degli spessori dal lato legno;
 t_2 spessore dell'elemento ligneo centrale.



Modi di rottura per connessioni acciaio-legno (cfr. Fig. 8.3 dell'EC5).

• CONNESSIONI CON CHIODI

Per quanto riguarda i chiodi sono state condotte, in base alla tipologia di sollecitazione:

- **Verifiche a carichi laterali** (cfr. Parr. 8.2.1 e 8.3.1 EC5)

I mezzi di unione caricati lateralmente (a taglio) sono stati verificati valutando la loro capacità portante in base alla tipologia di connessione (legno-legno, legno-pannello e acciaio-legno) ed in base alla modalità di rottura (cfr. Figg. 8.2 e 8.3 EC5). La verifica consiste nell'accertarsi che la massima sollecitazione tagliente di progetto ($F_{V,Ed}$) sia inferiore alla capacità portante di progetto a taglio ($F_{V,Rd}$):

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd}$$

- **Verifiche a carichi assiali** (cfr. Par. 8.3.2 EC5)

Vengono condotte stimando la capacità caratteristica a estrazione dei chiodi (sia per chiodature ortogonali alle fibre che per chiodature oblique rispetto alla fibratura) con le seguenti relazioni:

- per chiodi non a gambo liscio

$$F_{ax,Rk} = \min(f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen}; f_{head,k} \cdot d_h^2);$$

- per chiodi a gambo liscio

$$F_{ax,Rk} = \min(f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen}; f_{ax,k} \cdot d \cdot t + f_{head,k} \cdot d_h^2);$$

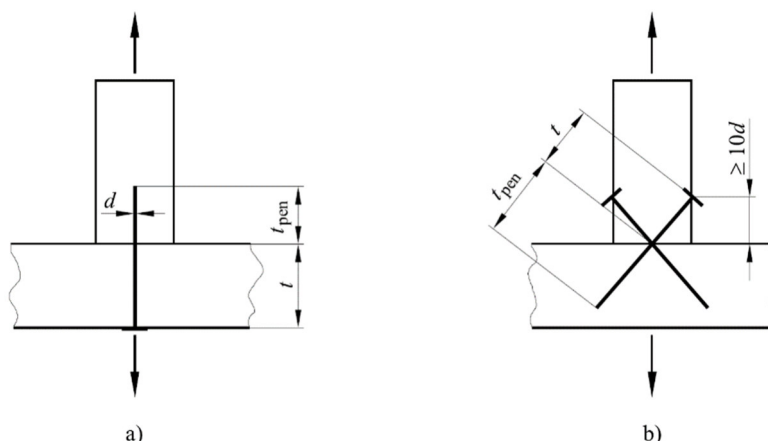
dove:

- $f_{ax,k}$ è la resistenza caratteristica a estrazione, sul lato della punta;
- $f_{head,k}$ è la resistenza caratteristica all'attraversamento dell'elemento da parte della testa;
- d è il diametro del chiodo (definito al punto 8.3.1.1 dell'EC5);
- t_{pen} è la lunghezza di penetrazione dal lato della punta, *omissis*;
- t è lo spessore dell'elemento dal lato della testa;
- d_h è il diametro della testa del chiodo.

Le resistenze caratteristiche all'estrazione e all'attraversamento dell'elemento da parte della testa del chiodo sono pari a, per chiodi a gambo liscio con penetrazione di almeno $12d$ dal lato della punta:

- $f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$
- $f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$

dove ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno in kg/m^3 .



(a) Chiodatura perpendicolare alla fibratura e (b) chiodatura obliqua (cfr. Fig. 8.8 dell'EC5).

- **Verifiche combinate a carichi laterali ed assiali** (cfr. Par. 8.3.3 EC5)

Nel caso in cui il chiodo è sollecitato sia da carichi laterali che assiali, la verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} + \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \leq 1 \quad \text{per chiodi a gambo liscio;}$$

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad \text{per chiodi diversi da quelli a gambo liscio.}$$

dove:

$F_{ax,Ed}$ e $F_{V,Ed}$ sono le sollecitazioni di progetto della connessione rispettivamente assiale e laterale;

$F_{ax,Rd}$ e $F_{V,Rd}$ sono le capacità portanti di progetto della connessione caricata rispettivamente con carico assiale e laterale.

• CONNESSIONI CON VITI

Analogamente, per le connessioni a viti, sono state condotte:

- **Verifiche a carichi laterali** (cfr. Parr. 8.2.1 e 8.7.1 EC5)

Nelle verifiche a carichi laterali delle connessioni con viti si è tenuto conto della riduzione di sezione dovuta alla filettatura della vite. Infatti, è stato utilizzato un diametro efficace d_{ef} per la determinazione delle capacità portanti delle viti.

- **Verifiche a carichi assiali** (cfr. Par. 8.7.2 EC5)

Le verifiche a carichi assiali delle connessioni con viti sono state condotte valutando un numero efficace di connessioni come indicato al punto 8.7.2(8) dell'EC5. La capacità caratteristica a estrazione è stata calcolata come:

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{n_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha};$$

dove:

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8};$$

$$k_d = \min\left(\frac{d}{8}; 1\right);$$

l_{ef} lunghezza di penetrazione della parte filettata;

ρ_k massa volumica caratteristica;

α angolo tra l'asse della vite e la direzione della fibratura, con $\alpha \leq 30^\circ$.

- **Verifiche combinate a carichi laterali ed assiali** (cfr. Par. 8.3.3 EC5)

Si vedano le relazioni adottate per le connessioni con chiodi (vedi 11.2.2.3).

• **CONNESSIONI CON BULLONI E VITI**

Per i bulloni e gli spinotti, sono state condotte:

- **Verifiche a carichi laterali** (cfr. Parr. 8.2.1 e 8.5.1 EC5)

Le verifiche dei bulloni caricati lateralmente sono state condotte secondo le prescrizioni contenute nel Par. 8.5.1 dell'EC5. In particolare, sono state valutate le resistenze a rifollamento come definite nelle equazioni: (8.31) per connessioni legno-legno e da (8.9) a (8.13) per connessioni acciaio-legno.

- **Verifiche a carichi assiali** (cfr. Par. 8.5.2 EC5)

Sono condotte valutando la capacità portante assiale del bullone e la capacità a estrazione come la minore tra: la capacità a trazione del bullone, la capacità portante della rondella oppure (per connessioni acciaio-legno) quella della piastra in acciaio.

- **Verifiche combinate a carichi laterali ed assiali** (cfr. Par. 7.8.7.3 del CNR DT 206/2007)

La verifica dei bulloni per carichi combinati laterali ed assiali viene condotta riferendosi all'equazione (7.36) del CNR DT 206/2007. Tale equazione corrisponde anche alla verifica condotta per i chiodi non a gambo liscio, condotta precedentemente.

13.2.2.3 Verifica delle distanze minime

Sono state condotte delle verifiche sulle spaziature tra i connettori (a_1 , a_2) e sulle distanze minime dalle estremità (a_3) e dai bordi (a_4) e delle membrature collegate (vedi Figure 8.7 ed 8.11a dell'EC5 per la definizione delle distanze suddette).

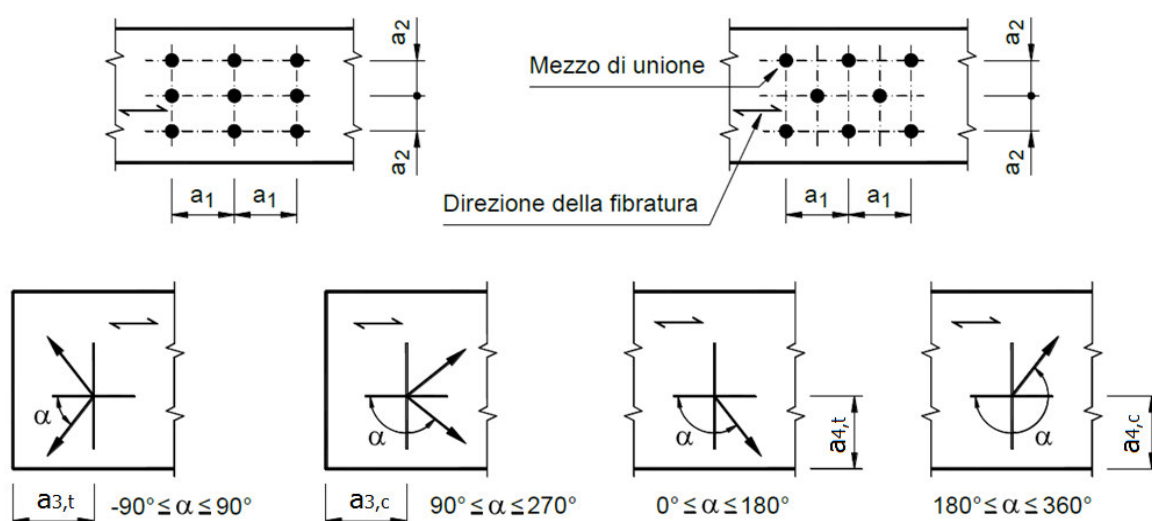


Figura 8.7 EC5 - Spaziature e distanze da estremità e bordi: (a) Spaziatura parallela alla fibratura in una fila, e perpendicolare alla fibratura fra file diverse, (b) Distanze da bordi ed estremità.

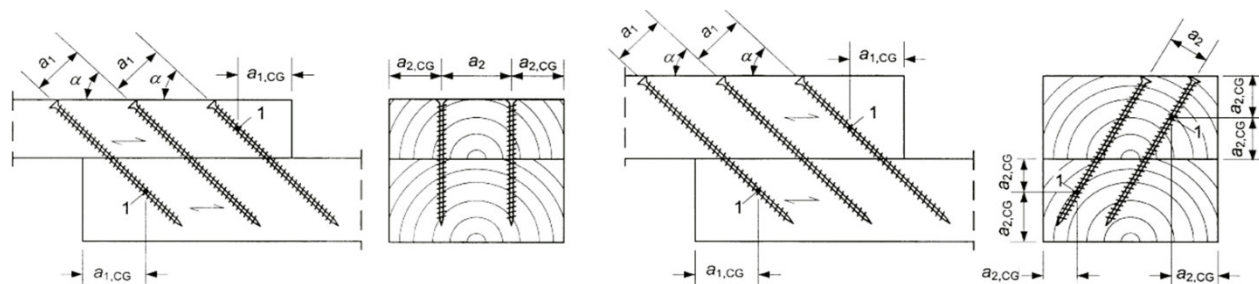


Figura 8.11 a EC5 - Spaziature e distanze da estremità e dal bordo per le viti ("1" Baricentro della parte filettata della vite nell'elemento).

Le verifiche sulle distanze tra i connettori sono state effettuate rispettando le prescrizioni riportate nei prospetti 8.2 (per i chiodi), 8.4 (per i bulloni), 8.5 (per gli spinotti) e 8.6 per le viti caricate assialmente (riportati nel seguito cfr. EC5). In particolare, sono state tenute in considerazione le prescrizioni su: interassi tra i connettori nella direzione parallela ed ortogonale alla fibratura, distanze dei connettori dalle estremità delle membrature collegate (sia scariche che sollecitate), distanze dei connettori dai bordi (sia scarichi che sollecitati).

Prospetto 8.2 EC5 - Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi per chiodi

Spaziatura o distanza (vedere figura 8.7 EC5)	Angolo α	Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi		
		senza preforatura		con preforatura
		$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$	
Spaziatura a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5+5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5+7 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(7+8 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(4+ \cos \alpha) \cdot d$
Spaziatura a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$(3+ \sin \alpha) \cdot d$
Distanza $a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10+5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(15+5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	$(7+5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
Distanza $a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10 \cdot d$	$15 \cdot d$	$7 \cdot d$
Distanza $a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5+2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5+5 \cdot \sin \alpha) \cdot d$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(7+2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(7+5 \cdot \sin \alpha) \cdot d$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(3+2 \cdot \sin \alpha) \cdot d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(3+4 \cdot \sin \alpha) \cdot d$
Distanza $a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5 \cdot d$	$7 \cdot d$	$3 \cdot d$

Prospetto 8.4 EC5 - Valori minimi di spaziature e distanze da bordi ed estremità, per bulloni

Spaziature e distanze da bordi/estremità (vedere figura 8.7 EC5)	Angolo rispetto alla fibratura	Minima spaziatura o distanza bordo/estremità
--	--------------------------------	---

a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) \cdot d$
a_2 (perpendicolare alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 \cdot d$
$a_{3,t}$ (estremità caricata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 \cdot d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (estremità non caricata)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(1 + 6 \cdot \sin \alpha) \cdot d$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4 \cdot d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \cdot \sin \alpha) \cdot d$
$a_{4,t}$ (bordo caricata)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$
$a_{4,c}$ (bordo non caricata)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$

Prospetto 8.5 EC5 - Valori minimi di spaziature e distanze da bordi ed estremità, per spinotti

Spaziature e distanze da bordi/estremità (vedere figura 8.7 EC5)	Angolo rispetto alla fibratura	Minima spaziatura o distanza bordo/estremità
a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cdot \cos \alpha) \cdot d$
a_2 (perpendicolare alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$
$a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7 \cdot d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$a_{3,t} \cdot \sin \alpha $
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$\max(3,5 \cdot d; 40 \text{ mm})$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$a_{3,t} \cdot \sin \alpha $
$a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$
$a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$

Prospetto 8.6 EC5 - Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi per viti

Spaziatura minima della vite in un piano parallelo alla fibratura	Spaziatura minima della vite perpendicolare a un piano parallelo alla fibratura	Distanza minima dall'estremità del baricentro della parte filettata della vite nell'elemento	Distanza minima dal bordo del baricentro della parte filettata della vite nell'elemento
a_1	a_2	$a_{1,CG}$	$a_{2,CG}$
$7 \cdot d$	$5 \cdot d$	$10 \cdot d$	$4 \cdot d$

Spaziature e distanze da bordi ed estremità, valori minimi per viti (cfr. Prospetto 8.6 dell'EC5).

13.2.2.4 Verifiche di resistenza dei gruppi di connettori

I gruppi di mezzi di unione disposti in file lungo la direzione della fibratura sono stati verificati seguendo il principio generale al Par. 8.1.2(4) dell'EC5. All'uopo, è stato calcolato un numero efficace di connessioni (n_{ef}) inferiore a quello nominale, e la capacità portante caratteristica efficace in direzione parallela alla fila è stata calcolata come:

$$F_{V,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{V,Rk};$$

dove $F_{V,Rk}$ è la capacità portante caratteristica di ciascun mezzo di unione, parallelamente alla direzione della fibratura.

I gruppi di connettori sono stati verificati alla resistenza laterale ed assiale secondo le prescrizioni al Par. 8.3.1.1(8) dell'EC5 per i gruppi di *chiodi*, e le prescrizioni al Par. 8.5.1.1(4) dell'EC5 per i gruppi di *bulloni*. particolare, il numero efficace di mezzi di unione nel caso dei *chiodi* è stato valutato come [Eq. (8.17) dell'EC5]:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}}$$

dove n è il numero totale di chiodi nella connessione, e k_{ef} è un coefficiente fornito nel prospetto 8.1 dell'EC5.

Prospetto 8.1 EC5 - valori di k_{ef}

Passo ^{a)}	k_{ef}	
	Non preforati	Preforati
$a_1 \geq 14 \cdot d$	1,00	1,00
$a_1 = 10 \cdot d$	0,85	0,85
$a_1 = 7 \cdot d$	0,70	0,70
$a_1 = 4 \cdot d$	-	0,50

a) Per passi intermedi, è ammessa l'interpolazione lineare di k_{ef}

Nel caso di *bulloni*, infine, il numero efficace di connessioni è pari a [Eq. (8.34) EC5]:

$$n_{ef} = \min \left(n; n^{0.9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \right)$$

dove:

- a_1 è la spaziatura fra i bulloni in direzione della fibratura;
- d è il diametro del bullone;
- n è il numero di bulloni nella fila.

14.2.2.5 Ulteriori dettagli strutturali

Sono state rispettate le prescrizioni nella Sezione 10 dell'EC5. In particolare:

- il diametro di eventuali prefori per connessioni chiodate è non maggiore di $0,8 \cdot d$, essendo d il diametro del chiodo;
- il diametro dei fori per bulloni nel legno non è maggiore di 1 mm, rispetto al diametro del bullone;
- il diametro dei fori per bulloni nelle piastre d'acciaio non è maggiore del massimo tra 2 mm e $0,1 \cdot d$, rispetto dal diametro del bullone d ;
- le rondelle devono avere diametro minimo di $3 \cdot d$ e spessore minimo di $0,3 \cdot d$;
- per bulloni utilizzati in connessioni assieme a connettori per legno, sono state rispettati i diametri minimi e massimi riportati al prospetto 10.1 dell'EC5;
- per gli spinotti il diametro minimo è 6 mm, la tolleranza sul diametro dello spinotto è $\pm 0,1$ mm, il diametro delle preforature negli elementi in legno non può superare il diametro dello spinotto stesso;
- per le viti di diametro $d \leq 6$ mm non è necessaria preforatura. Per viti con diametro $d > 6$ mm, i fori-guida devono rispettare i seguenti requisiti: (i) il diametro e la lunghezza del foro-guida devono essere gli stessi di quelli del gambo della vite, (ii) il diametro del foro-guida per la porzione di vite filettata deve essere approssimativamente il 70% del diametro del gambo, (iii) per viti autoperforanti il diametro del foro-guida non deve superare il diametro del filetto interno.

Prospetto 10.1 EC5 – Requisiti per diametri di bulloni utilizzati con connettori per legno

Tipo di connettore EN 912	d_c [mm]	d_{minimo} [mm]	$d_{massimo}$ [mm]
A1-A6	≤ 130	12	24
A1, A4, A6	> 130	$0,1 \cdot d_c$	24
B		$d_1 - 1$	d_1

LEGENDA

d_c è il diametro del connettore;

d è il diametro del bullone;

d_1 è il diametro del foro centrale del connettore.

16. SCHEDA DI VULNERABILITA' SISMICA SITUAZIONE POST-INTERVENTO

16.1 - EDIFICIO

Classe d'uso	V_N	V_R	Materiale Principale	Coordinate geografiche ED 50		Categoria Sottosuolo	Condizioni Topografiche	
				Latitudine	Longitudine		Categoria	S_T
Classe 3	50	75	mu	45.564055	7.809196	B	T1	1.00

LEGENDA: Edificio

V_N Vita nominale dell'edificio

V_R Periodo di riferimento per l'azione sismica.

Materiale Principale [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura.

Latitudine Longitudine geografica del sito.

Longitudine Longitudine geografica del sito.

Categoria Sottosuolo Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m.

Categoria Topografica [T1] = Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$ - [T2] = Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ - [T3] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ = i = 30^\circ$ - [T4] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

S_T Coefficiente di amplificazione topografica.

16.2 - PERICOLOSITA' SISMICA

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	0.0236	2.594	0.183	1.54	0.094	0.283	1.695	1.20
SLD	0.0286	2.648	0.209	1.50	0.105	0.315	1.714	1.20
SLV	0.0526	2.775	0.291	1.41	0.137	0.410	1.810	1.20
SLC	0.0616	2.848	0.309	1.39	0.143	0.429	1.847	1.20

LEGENDA: Pericolosità sismica

Stato Limite [SLC] = stato limite di collasso - [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

a_g Accelerazione di picco al suolo.

F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T^*_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

C_c Coefficienti di amplificazione di T^*_c .

T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

T_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.

T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

S_s Coefficiente di amplificazione stratigrafica.

16.3 - SISTEMA RESISTENTE

Sistema resistente			
Tipologia Struttura	Telai Multicampata	Pareti Accoppiate	Distribuzione Tamponature in Pianta
Muratura Esistente	-	-	-

LEGENDA: Sistema resistente

Cemento armato: Telaio - Pareti - Mista telaio-pareti - Due pareti per direzione non accoppiate - Deformabili torsionalmente - Pendolo inverso;

Muratura: Un solo piano - Più di un piano;

Acciaio: Telaio - Controventi concentrici diagonale tesa - Controventi concentrici a V - Mensola o pendolo invertito - Telaio con tamponature

16.4 - REGOLARITA' DELLA STRUTTURA

Regolarità della struttura	
REGOLARITA' 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	NO

rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidità 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	
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidità nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidità 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	NO
REGOLARITA' 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	SI
Massa e rigidità 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 rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità 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	SI
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

16.5 - LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.

Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

16.6 - 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 _{cfm}	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]		
Clas C20/25_B450C - (C20/25)															
001	25 000	0,000010	30 200	12 583	60	F	25,00	-	0,85	1,50	9,80	0,88	2,27	15	002
Betoncino armato - (BtnArm)															
012	18 000	0,000010	24 665	10 277	60	P	8,00	-	0,85	1,50	3,76	0,49	1,27	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_{cfm} Resistenza media a trazione per flessione.

n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI MURATURA

													Caratteristiche Muratura			
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)/} f _{cd,v/} f _{cd,s}	f _{tm(k)/} f _{td,v/} f _{td,s}	f _{cm(k),0/} f _{cd,0,v/} f _{cd,0,s}	f _{vm(k),0/} f _{vd,0,v/} f _{vd,0,s}	τ _{0/} τ _{0d,v/} τ _{0d,s}	μ	λ	TRT	
	[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]			M	F
Muratura in pietrame disordinata con listature in mattoni pieni - (Mur)																
005	19 000	0,00001 0	974	327	60	F	2,50 2,00	2,21	0,036	2,21	0,028	0,036	0,40	20	1	2
								0,74	0,012	0,74	0,009	0,012				
								0,92	0,015	0,92	0,012	0,015				
Muratura in mattoni pieni e malta di calce, con giunti di spessore > 13 mm - (Mur)																
006	18 000	0,00001 0	1 200	403	60	F	2,50 2,00	2,42	0,063	2,42	0,140	0,063	0,40	20	1	2
								0,81	0,021	0,81	0,047	0,021				
								1,01	0,026	1,01	0,058	0,026				
Muratura in pietrame rinforzata con iniezioni - (Mur)																
008	19 000	0,00001 0	1 949	654	60	F	2,50 2,00	4,42	0,072	4,42	0,056	0,072	0,40	20	1	2
								1,47	0,024	1,47	0,019	0,024				
								1,84	0,030	1,84	0,023	0,030				
Muratura in mattoni forati - (Mur)																
009	10 000	0,00001 0	1 100	440	60	F	2,50 2,00	2,50	0,100	2,50	0,100	0,100	0,40	20	1	2
								0,83	0,033	0,83	0,033	0,033				
								1,04	0,042	1,04	0,042	0,042				
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura - (M.P.S.)																
010	21 000	0,00001 0	2 610	1 004	60	F	2,50 2,00	5,70	0,120	5,70	0,120	0,120	0,40	20	2	2
								1,90	0,040	1,90	0,040	0,040				
								2,38	0,050	2,38	0,050	0,050				

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).
γ _{m,s}	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
γ _{m,v}	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
f _{cm(k)} / f _{cd,v} / f _{cd,s}	f _{cm(k)} = Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). f _{cd,v} = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{cd,s} = Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f _{tm(k)} / f _{td,v} / f _{td,s}	f _{tm(k)} = Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f _{td,v} = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{td,s} = Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f _{cm(k),0} / f _{cd,0,v} / f _{cd,0,s}	f _{cm(k),0} = Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f _{cd,0,v} = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{cd,0,s} = Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
f _{vm(k),0} / f _{vd,0,v} / f _{vd,0,s}	f _{vm(k),0} = Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f _{vd,0,v} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). f _{vd,0,s} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
τ ₀ / τ _{0d,v} / τ _{0d,s}	τ ₀ = Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). τ _{0d,v} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ _{m,v} e LC/FC). τ _{0d,s} = Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di γ _{m,s} e LC/FC).
μ	Coefficiente di attrito.
λ	Snellezza.
TRT M	Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione.
TRT F	Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = 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,SLE}	γ _{M7}	NCn t
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																	
002	78 500	0,00001 0	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 - NCn = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

MATERIALI LEGNO

Caratteristiche Legno																	
N _{id}	T p	γ _k	γ _{mean}	G _{mean}	Stz	f _{m,k}	f _{v,k}	γ _M	γ _{M,e}	β _c	Dir	α _{T, i}	E _{i,05}	G _{i,05}	E _{i,mean}	f _{c,i,k}	f _{t,i,k}
		[N/m³]	[N/m³]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]					[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
LM C18 - (C18)																	
003	M	3 200	3 800	560	F	18,00	3,400	1,50	1,00	0,2	0	0,000004	6 000	373	9 000	18,00	11,00
											90	0,000058	-	-	300	2,20	0,40
LM C20 - (C20)																	
004	M	3 300	3 900	590	F	20,00	3,600	1,50	1,00	0,2	0	0,000004	6 400	397	9 500	19,00	12,00
											90	0,000058	-	-	320	2,30	0,40

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
Tp Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 17/01/2018): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.
γ_k Peso specifico.
γ_{mean} Peso specifico medio.
G_{mean} Modulo elastico tangenziale.
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
f_{m,k} Resistenza a flessione.
f_{v,k} Resistenza a taglio.
γ_M Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.
γ_{M,e} Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.
β_c Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.
Dir Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.
α_{T, i} Coefficiente di dilatazione termica.
E_{i,05} Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]
G_{i,05} Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].
E_{i,mean} Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].
f_{c,i,k} Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]
f_{t,i,k} Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].

ALTRI MATERIALI

Caratteristiche altri materiali											
N _{id}	γ _k [N/m ³]	α _{T,i} [1/°C]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	C _{Erid} [%]	f _{rk} [N/mm ²]	γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T} / γ _{Rd,C}	η _I	η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	TP _{stn}	TP _{FRP}
Acciaio - (Fe)											
007	78 500	0,000012	210 000	80 769	100	-	-	-	-	-	-

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 _{rk}	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 _I	Fattore di conversione per effetti di lunga durata.
η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	Fattore di conversione ambientale: η _{a,I} : 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 = "arammidica/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]
Cls C20/25_B450C	Caratteristica(RARA) Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	10,38
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	7,78
		Trazione Acciaio	300,00

LEGENDA:

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

RINFORZO FRCM

Rinforzo FRCM												
N _{id}	γ _k [N/m ³]	α _{T,i} [1/°C]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Stz	σ _{lim,conv} [N/mm ²]	γ _m	η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	γ _{Rd,F}	γ _{Rd,T}	TP _{FRCM}	α _T
Rinforzo FRCM - (FRCM)												
011	16 000	0,000001	220 000	88 000	P	1 250,00	1,50	0,90	2,00	2,00	S	0,80
								0,80				
								0,70				

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico della matrice.
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).
σ _{lim,conv}	Resistenza caratteristica limite convenzionale dell'FRCM.
γ _m	Coefficiente parziale di sicurezza.
η _{a,I} / η _{a,E} / η _{a,AA}	Fattore di conversione ambientale: η _{a,I} : esposizione "interna"; η _{a,E} : esposizione "esterna"; η _{a,AA} : esposizione "Ambiente Aggressivo"
γ _{Rd,F} / γ _{Rd,T}	Coefficiente parziale di modello di resistenza. γ _{Rd,F} : "Flessione/Pressoflessione"; γ _{Rd,T} : "Taglio"
TP _{FRCM}	Tipologia di fibra: S = "acciaio galvanizzato"; PBO = "basalto e acciaio"; GA = "vetro e aramide"; G = "vetro "; A = "arammide"; C = "carbonio "; "-" = "Altro".
α _T	Coefficiente di riduzione della resistenza delle fibre per taglio nel piano

16.7 - METODO DI ANALISI

Analisi	Metodo di analisi	
	Fattore di comportamento q nella direzione del sisma	
	Sisma orizzontale in direzione X	Sisma orizzontale in direzione Y
Statica lineare con fattore di struttura q	1.875	1.875

LEGENDA: Metodo di analisi

Analisi Tipo di analisi usata per la verifica sismica e il calcolo degli indicatori di rischio sismico.
Fattore di comportamento q [-] = Non significativo per il tipo di analisi usata.

16.8 - CAPACITA' - ENTITA' 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)	-	0.0994	>2475
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.4873	>2475
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.2019	>2475
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.0385	108
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.0378	102

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+Σ_i(ψ_{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.

16.9 - DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	PGA _D	T _{RD}	
	[a _g /g]	[anni]	
SLO	0.0284	45	
SLD	0.0343	75	
SLV	0.0631	712	
SLC	0.0740	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·S_r·a_g/g).
T_{RD} Domanda in termini di periodo di ritorno.

16.10 - TEMPO DI INTERVENTO

Tempo di intervento		
C _u	T _{R,SLV}	T _{int}
	[anni]	[anni]
1.5	102	7

LEGENDA: Tempo di intervento

C_u Coefficiente d'uso.
T_{R,SLV} Periodo di ritorno allo SLV.
T_{int} Tempo di intervento o Vita nominale residua.

16.11 - INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

		Indicatori di rischio sismico	
Stato Limite	$\zeta_B (\alpha_{PGA})$	α_{TR}	
SLO	17.171		10.701
SLD	2.894		4.522
SLV	0.600		0.451

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.

$\zeta_B (\alpha_{PGA})$ 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.

ζ_B : simbologia NTC18;

α_{PGA} : 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.

17 – SCHEDA INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO (CONFRONTO STATO DI FATTO E DI PROGETTO)

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO

Tabella di confronto dati di FATTO - dati di PROGETTO										
SL	D _{PGA}		C.Min _{PGA}		C.Min _{TR}		ζ _B (α _{PGA})		α _{TR}	
	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO	FATTO	PROGETTO
SLO	0.0284	0.0284	0.3121	0.4873	>2475	>2475	10.998	17.171	8.914	10.701
SLD	0.0343	0.0343	0.0865	0.0994	>2475	>2475	2.520	2.894	4.273	4.522
SLV	0.0631	0.0631	0.0000	0.0378	0	102	0.000	0.600	0.000	0.451

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
ζ_B (α_{PGA})	Indicatori di Rischio in termini di Accelerazione al Suolo
α_{TR}	Indicatori di Rischio in termini di Tempo di Ritorno

CONFRONTO STATO DI FATTO - STATO DI PROGETTO IN TERMINI DI CAPACITÀ

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	Deformazione Ultima Maschio	MU	MU	0.1705	0.2019	>2475	>2475
SLV	Pressoflessione nel Piano del Maschio	MU	MU	0.0189	0.0946	24	>2475
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	-	0.0865	0.0994	>2475	>2475
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	-	0.3121	0.4873	>2475	>2475
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	MU	0.0145	0.0385	18	108
SLV	Taglio nel Piano del Maschio	MU	MU	0.0000	0.0378	0	102

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 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

Torino, 18/10/2024

Il progettista strutturale

INDICE DELLA RELAZIONE ILLUSTRATIVA DI CALCOLO

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	pag.1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	pag.3
3. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	pag.3
4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	pag.10
5. TERRENO DI FONDAZIONE	pag.12
6. ANALISI DEI CARICHI	pag.13
7. CLASSI DI SERVIZIO	pag.14
8. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	pag.14
9. AZIONI SULLA STRUTTURA	pag.19
10. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	pag.27
11. PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	pag.32
12. PROGETTAZIONE DEI SOLAI	pag.43
13. SPINTA DEL TERRENO	pag.44
14. PROGETTO E VERIFICA DEI COLLEGAMENTI	pag.46
15. TABULATI DI CALCOLO	pag.54
16. VULNERABILITA' SISMICA (<i>POST-INTERVENTO</i>)	pag.55
17. SCHEDA INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO (<i>CONFRONTO STATO DI FATTO E DI PROGETTO</i>)	pag.62
18. TABULATI DI CALCOLO	pag.63