



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Comune di Lonato del Garda

FINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA - NEXT GENERATION EU
vincolo PNRR - M2C4 INVESTIMENTO I2.2
Interventi per la resilienza, la valorizzazione del territorio e
l'efficienza energetica dei Comuni

LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA INFANZIA
"FRANCESCO PAPA" IN FRAZIONE CENTENARO

CUP: F89H18000090001

Ing. Pistoni Stefano

Progettista

Dott. Boglioni Davide

Responsabile unico procedimento



studio integrato di progettazione
sede operativa: **ASV** via XX Settembre 24/26 25026 Pontevico (Bs) ph. +39-0309931759
sede operativa: **Linea07** via Leonardo Da Vinci 8/a 25017 Lonato del Garda (Bs) ph. +39-0309133084
mail info@us-studio.it pec

progettazione

**Progetto esecutivo per l'adeguamento sismico
della scuola materna "Francesco Papa" in Frazione Centenaro**

progetto

02

tavola

--

scala

Relazione specialistica

elaborato

SP

esecutore

12/2022

data

--

revisione

Esecutivo

fase

L0202

commessa

Lonato del Garda (Bs)

comune

Via Centenaro

indirizzo cantiere

Comune di Lonato del Garda (Bs)

committente

P.zza Martiri della Libertà n.12

indirizzo committente

A termini di legge, la proprietà di questo disegno è riservata pertanto non può essere quindi utilizzata senza l'autorizzazione del progettista

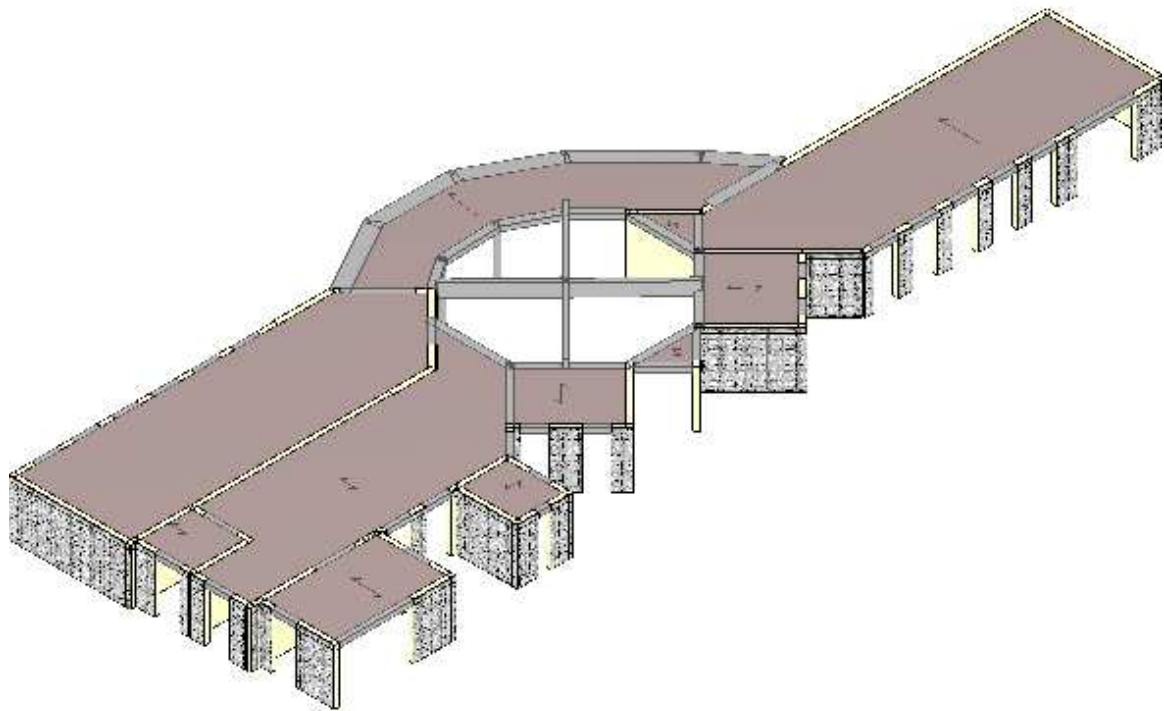
Indice

1	Descrizione Sommaria.....	2
2	Vista tridimensionale della struttura	3
3	Metodo di Calcolo	4
3.1	Impostazioni Sismiche.....	7
4	Normativa di Riferimento	8
5	Caratteristiche dei Materiali	8
1	Caratteristiche dei Materiali	8
1.1	Calcestruzzo per Fondazioni e strutture di Elevazione.....	8
1.2	Acciaio per armatura.....	8
1.3	Strutture in muratura ordinaria	9
1.4	Intonaco armato	10
2	Livelli di Conoscenza.....	12
3	Analisi dei Carichi.....	13
3.1	Combinazione dei Carichi	13
4	Scheda di vulnerabilità sismica	15
4.1	Metodo di analisi	15
4.2	Periodi fondamentali e mass partecipanti	15
4.3	Capacità – Entità dell'azione sismica sostenibile.....	15
4.4	Domanda – Entità dell'azione sismica attesa.....	16
4.5	Indicatori di rischio sismico	16

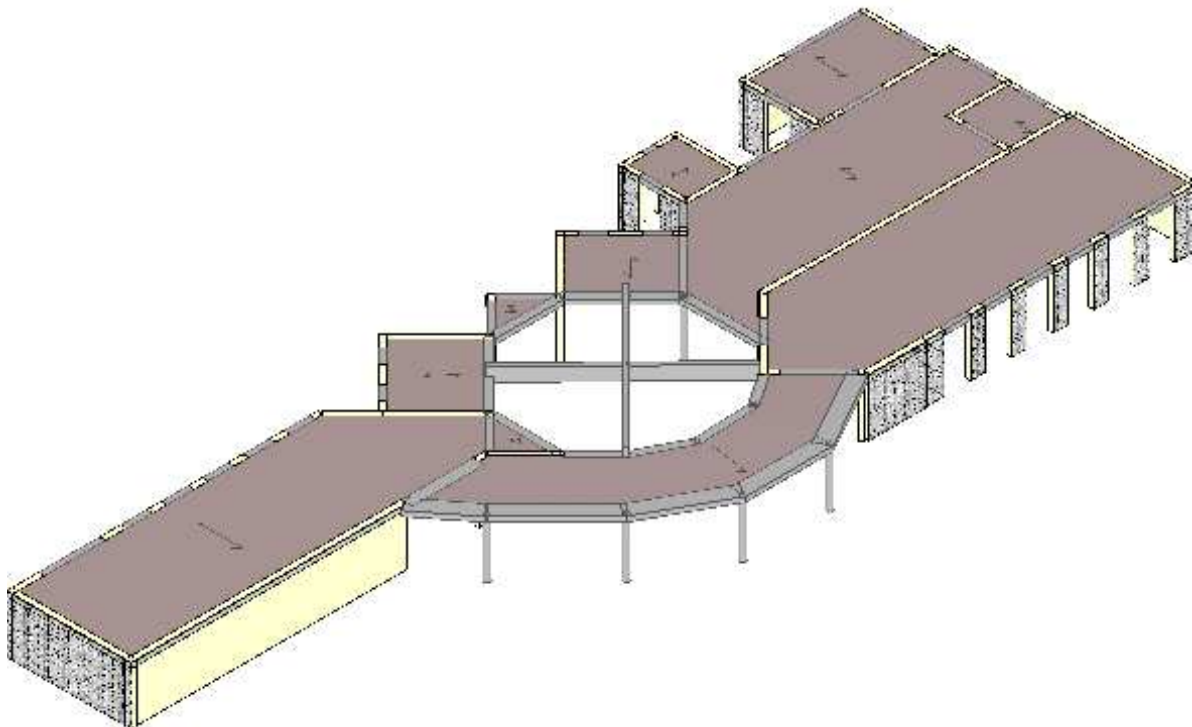
1 Descrizione Sommaria

<i>Descrizione della struttura esistente</i>	<p>L'edificio oggetto del progetto in questione è un'immobile adibito a scuola materna ubicato in Lonato del Garda (Bs) nella frazione Centenaro. Esso si sviluppa su un unico livello fuori terra ed è stato costruito in tempi successivi; una parte durante gli anni '70 del secolo scorso ed una parte alla fine degli anni '90. L'organismo edilizio si configura come un edificio in muratura portante.</p> <p>La porzione di prima edificazione è composta da fondazioni continue in calcestruzzo dalle quali spiccano murature in laterizio con percentuale di buccatura < 40% (Doppio Uni Tabella C8A.5.1), probabilmente Doppio Uni, sulle quali poggia un solaio in laterocemento. Su quest'ultimo si imposta la copertura a due falde composta da muricci e tavelloni privi di cappa in calcestruzzo.</p> <p>Il successivo ampliamento è caratterizzato da una parte, a pianta circolare, addossata al vecchio corpo ed una parte a pianta rettangolare. In questo caso i tamponamenti perimetrali che assolvono come detto a funzioni statiche sono composti da muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45% - Tabella C8A.2.1). Anche qui il tetto è a due falde costruite mediante muricci e tavelloni sempre privi di cappa.</p> <p>Il corpo circolare presenta un nucleo centrale composto da pilastri in calcestruzzo armato e sovrastante trave, sempre in calcestruzzo, con copertura in struttura lignea.</p> <p>Dalla pratica edilizia allegata al progetto dell'ampliamento si rileva che lo stesso ha previsto la demolizione del paramento murario costituente la chiusura del vecchio corpo ed il successivo addossamento della nuova struttura. Tale "punto di contatto" non è stato progettato o realizzato in modo da prevenire fenomeni di martellamento; il distacco rilevato è:</p> <ul style="list-style-type: none"> - nullo a parete; - due centimetri a livello dell'impalcato.
<i>Scelte progettuali</i>	<p>Lo studio preliminare prevedeva la netta separazione dei due corpi attraverso la creazione di un vero e proprio giunto sismico, l'inserimento di portali metallici in corrispondenza di tale separazione e l'utilizzo di betoncini armati su entrambe le facce delle murature collegati mediante diatomi metallici trasversali.</p> <p>Il progetto definitivo, a fronte delle verifiche strutturali condotte in via preventiva, ha dimostrato come l'immobile considerato nella sua interezza avesse un comportamento migliore rispetto all'azione sismica e dunque ha previsto di procedere modificando in parte quanto riportato dallo studio preliminare, ovvero operando interventi volti in prima istanza all'unione strutturale dei due corpi e successivamente intervenendo, ove necessario, sulle porzioni di murature mediante intonaci armati.</p> <p>L'unione degli immobili è stata posta in essere procedendo con attività di "cuci scuci" a livello delle pareti e ristabilendo la continuità della cappa in calcestruzzo degli impalcati generando un unico piano rigido.</p> <p>Come rilevabile dalle viste in tre dimensioni di seguito riportate il modello di calcolo è stato realizzato considerando le gronde e soprattutto i parapetti di copertura come carichi lineari su travi in calcestruzzo armato. Questa semplificazione ha consentito di valutare l'immobile come un edificio ad un unico piano; considerare il "cupolino" presente, centralmente al corpo circolare, avrebbe imposto di modellare un secondo livello snaturando l'effettuale composizione e comportamento dell'organismo edilizio in esame.</p>
<i>Ribaltamento delle vellee</i>	<p>Il corpo di fabbrica più recente è caratterizzato da vellee che eccedono abbondantemente il piano del solaio. Ebbene le stesse, come rilevato dai grafici esecutivi del progetto originario, sono in calcestruzzo armato di spessore 15 cm strutturalmente collegate al cordolo di piano. Questo ne esclude l'eventuale ribaltamento.</p>

2 Vista tridimensionale della struttura



Vista posteriore



Vista anteriore



3 Metodo di Calcolo

Considerata la tipologia strutturale dell'immobile in esame il calcolo è stato eseguito in analisi non lineare statica, ai sensi del § 7.3.4.2 del D.M. 2018, mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Gli elementi verticali in calcestruzzo sono stati considerati come delle bielle elastiche con valenze puramente statiche mentre l'azione sismica è stata affidata totalmente ai paramenti murari perimetrali ed interni. A tal fine i maschi murari con dimensioni ridotte sono stati declassati in termini sismici e sono stati considerati solo ai fini statici.

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. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

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

Il calcolo in analisi non lineare statica viene svolto secondo quanto dettagliato nei seguenti passi.

Passo 1

Definizione di un legame costitutivo non lineare per i materiali, come sopra esposto.

Passo 2

Definizione dei carichi agenti sulla struttura; tali carichi sono costituiti dai carichi verticali, combinati secondo le indicazioni del § 2.5.3, relazione [2.5.5], del D.M. 2018, e da una distribuzione di forze orizzontali come rappresentativa del sisma.

Passo 3

Definizione di un punto di controllo per l'analisi; tale punto di controllo può essere scelto automaticamente tra i nodi strutturali dell'ultimo piano, con le coordinate più prossime (eventualmente coincidenti) a quelle del baricentro delle masse di tale impalcato, oppure manualmente dall'utente.

Passo 4

Soluzione del sistema tridimensionale dell'edificio soggetto ai carichi definiti al punto 2); tale soluzione viene perseguita per 4 direzioni del sisma (+X, -X, +Y e -Y) e per due distribuzioni di forze orizzontali, per un totale di 8 analisi non lineari statiche.

In particolare, devono essere scelte almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, una ricadente tra quelle del "Gruppo 1 (Distribuzioni Principali)", ed un'altra ricadente tra quelle del "Gruppo 2 (Distribuzioni Secondarie)", così come definite nella seguente tabella.

Gruppo 1 – Distribuzioni Principali	Gruppo 2 – Distribuzioni Secondarie
G ₁ -a) Distribuzione proporzionale alle forze dell'analisi lineare statica di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 2018 ⁽¹⁾	G ₂ -a) Distribuzione di forze uniforme lungo l'altezza della costruzione
G ₁ -b) Distribuzione proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrazione, nella direzione considerata	G ₂ -b) Distribuzione di forze adattiva al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura
G ₁ -c) Distribuzione proporzionale alle forze di piano corrispondenti ai modi di vibrazione con partecipazione di massa complessiva almeno pari all'85% della massa sismica totale, nella direzione considerata ⁽²⁾	G ₂ -c) Distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi
⁽¹⁾ Nel caso di utilizzo della G ₁ -a) è obbligatorio l'utilizzo della G ₂ -a)	
⁽²⁾ La distribuzione G ₁ -c) è obbligatoria se il periodo fondamentale di vibrazione della struttura (T ₁) è superiore a 1,3 T _c .	

Nella seguente tabella vengono illustrate le distribuzioni prescelte, nel rispetto della condizione di applicabilità seguente:

$$T_{1,x} < 1,3T_c$$

$$T_{1,y} < 1,3T_c$$

dove:



$T_{1,x}$ e $T_{1,y}$ sono i periodi principali di vibrazione nelle direzioni x ed y;

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Dir	$T_{1,x}$	$1,3 T_c$	Gruppo 1 – Distribuzioni Principali	Gruppo 2 – Distribuzioni Secondarie
	[s]	[s]		
X	0.04	0.35	Distribuzione proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrazione	Distribuzione proporzionale alle forze dell'analisi lineare statica di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 2018
Y	0.04	0.35	Distribuzione proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrazione	Distribuzione proporzionale alle forze dell'analisi lineare statica di cui al § 7.3.3.2 del D.M. 2018

Per le quattro direzioni considerate precedentemente e per ciascuna distribuzione di forze è possibile, inoltre:

- aggiungere i contributi delle eccentricità accidentali, traslando il centro di massa di ciascun orizzontamento di una quantità costante, e pari ad almeno il 5% della dimensione media dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione del sisma (cfr. § 7.2.6 D.M. 2018);
- calcolare la risposta del sistema considerando "unitariamente" gli effetti del sisma per il 100% nella direzione principale considerata, e per il 30% nella direzione perpendicolare (cfr. [7.3.10] D.M. 2018):

$$1,00E_x + 0,30E_y$$

dove E_x ed E_y indicano gli effetti del sisma nelle due direzioni. La seguente tabella sintetizza le analisi non lineari statiche ottenute.

N°	Descrizione	N°	Descrizione
1	$\left[+1,00(E_x + ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	17	$\left[+1,00(E_x + ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
2	$\left[+1,00(E_x + ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	18	$\left[+1,00(E_x + ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
3	$\left[+1,00(E_x - ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	19	$\left[+1,00(E_x - ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
4	$\left[+1,00(E_x - ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	20	$\left[+1,00(E_x - ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
5	$\left[-1,00(E_x + ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	21	$\left[-1,00(E_x + ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
6	$\left[-1,00(E_x + ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	22	$\left[-1,00(E_x + ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
7	$\left[-1,00(E_x - ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G1}$	23	$\left[-1,00(E_x - ecc_y) + 0,30(E_y) \right]_{G2}$
8	$\left[-1,00(E_x - ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G1}$	24	$\left[-1,00(E_x - ecc_y) - 0,30(E_y) \right]_{G2}$
9	$\left[+1,00(E_y + ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	25	$\left[+1,00(E_y + ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$
10	$\left[+1,00(E_y + ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G1}$	26	$\left[+1,00(E_y + ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G2}$
11	$\left[+1,00(E_y - ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G1}$	27	$\left[+1,00(E_y - ecc_x) + 0,30(E_x) \right]_{G2}$
12	$\left[+1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G1}$	28	$\left[+1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x) \right]_{G2}$

13	$\left[-1,00(E_y + ecc_x) + 0,30(E_x)\right]_{G1}$	29	$\left[-1,00(E_y + ecc_x) + 0,30(E_x)\right]_{G2}$
14	$\left[-1,00(E_y + ecc_x) - 0,30(E_x)\right]_{G1}$	30	$\left[-1,00(E_y + ecc_x) - 0,30(E_x)\right]_{G2}$
15	$\left[-1,00(E_y - ecc_x) + 0,30(E_x)\right]_{G1}$	31	$\left[-1,00(E_y - ecc_x) + 0,30(E_x)\right]_{G2}$
16	$\left[-1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x)\right]_{G1}$	32	$\left[-1,00(E_y - ecc_x) - 0,30(E_x)\right]_{G2}$

Passo 5

Per ognuna delle varie analisi effettuate al punto 4 viene costruita la curva di capacità dell'edificio, mettendo in ascissa il taglio alla base (F_b), e sulle ordinate lo spostamento del punto di controllo (d_c); da tale curva sono ricavate le caratteristiche di un sistema a un grado di libertà equivalente (*sdo*f, o "single degree of freedom"), ed in particolare la forza allo snervamento (F_y^*) e lo spostamento corrispondente, imponendo l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva e la bilineare equivalente. Definite, quindi, la rigidezza secante e la massa equivalente (m), si ricava il periodo del sistema ad un grado di libertà (T); con tale periodo sono calcolate le domande di spostamento allo SLU (SLV) e allo SLE (SLD), trasformate infine nelle domande del sistema reale, come dettagliato nel seguito. Per quanto esposto al punto 4) è stato necessario preventivamente effettuare un calcolo in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Al sistema strutturale sono stati applicati i carichi gravitazionali e, successivamente, delle forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione. Tali forze sono applicate per ciascuna delle direzioni considerate dell'azione sismica, ed hanno una risultante pari al taglio alla base F_b . Le forze applicate sono state scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento del punto di controllo (d_c), generalmente coincidente con il centro di massa dell'ultimo impalcato della costruzione, esclusi eventuali torrioni. È inoltre possibile considerare punti di controllo alternativi in corrispondenza, ad esempio, con le estremità della pianta dell'ultimo impalcato, allorché ciò sia necessario a causa dell'accoppiamento tra traslazioni e rotazioni dell'impalcato. Il diagramma F_b - d_c così ottenuto costituisce la "curva di capacità" (o "curva di pushover") della struttura.

Per ciascuna delle analisi di pushover effettuate è stata ottenuta la curva di capacità del sistema reale F_b (tagliante alla base) vs. d_c (spostamento del punto di controllo). La verifica globale di sicurezza viene condotta con il "principio di uguali spostamenti" o "uguale energia", di cui al § C7.3.4.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018, basata sui seguenti step:

- 1) calcolo della curva di capacità ideale del sistema *sdo*f equivalente, scalando la curva di pushover del sistema reale:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}; \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove Γ è il "fattore di partecipazione modale", funzione della direzione del sisma, della massa del sistema reale e della forma del modo di vibrazione principale del sistema reale;

- 2) calcolo della curva bilineare (elastica – perfettamente plastica) del sistema equivalente, caratterizzata da un tratto elastico con rigidezza k^* , forza di snervamento F_y^* e spostamento ultimo d_u^* . Quest'ultimo è calcolato imponendo l'uguaglianza delle aree sottese alla curva ideale del sistema *sdo*f equivalente (ottenuta scalando la curva reale del sistema strutturale del fattore di partecipazione modale) e della curva bilineare ed imponendo una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$ (dove F_{bu}^* è il picco della curva di capacità reale del sistema *sdo*f equivalente). Per ciascuna delle curve di capacità ottenuta, la verifica globale di sicurezza viene effettuata con il principio di uguali spostamenti o uguale energia:

$$d_{c,\max} = d_{e,\max}^* \Gamma \leq d_{c,u} = d_u^* \Gamma \quad \text{se: } T^* \geq T_c$$

$$d_{c,\max} = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \Gamma \leq d_{c,u} = d_u^* \Gamma \quad \text{se: } T^* < T_c$$

dove:



- T^* è dato da (cfr. [C7.3.6] Circolare 02-02-2009 n. 617):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

- $d_{e,\max}^*$ è lo spostamento elastico del sistema *sdo* equivalente (cfr. § 3.2.3.2 D.M. 2018):

$$d_{e,\max}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

essendo $S_e(T^*)$ l'accelerazione spettrale del sistema *sdo* in corrispondenza del periodo T^* ;

- q^* è il rapporto seguente:

$$q^* = \frac{m^* S_e(T^*)}{F_y^*}$$

Si noti che, nel caso in cui $q^* \leq 1$ si deve assumere sempre $d_{e,\max} = d_{e,\max}^* \Gamma$.

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.

3.1 Impostazioni Sismiche

Per quanto riguarda i parametri sismici sono qui brevemente riportati:

Brescia, Lonato del Garda, loc. Centenaro - Latitudine 45,429458°; Longitudine 10,550559°

- Zona 2
- Tipo di Costruzione: 3
- V_N : 100
- Classe d'Uso: III
- Categoria del Suolo: C – S_S : 1,36
- Categoria Topografica: T1 – S_T : 1,00
- Tipologia: Edificio in muratura ordinaria, Non Dissipativa

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T_c^* [s]	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0738	2.504	0.251	1.66	0.139	0.416	1.895	1.50
SLD	0.0958	2.464	0.258	1.64	0.141	0.424	1.983	1.50
SLV	0.2315	2.450	0.284	1.59	0.151	0.452	2.526	1.36
SLC	0.2824	2.408	0.290	1.58	0.153	0.458	2.729	1.29



4 Normativa di Riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative

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 progettuali 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 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"*

5 Caratteristiche dei Materiali

1 Caratteristiche dei Materiali

1.1 Calcestruzzo per Fondazioni e strutture di Elevazione

Classi di Resistenza pavimento in calcestruzzo

Classe	$f_{ck}=0,83 \cdot R_{ck}$ [N/mm ²]	$f_{cm}=f_{ck}+8$ [N/mm ²]	R_{ck} [N/mm ²]
C20/25	20,75	28,75	25

1.2 Acciaio per armatura

Classe	f_{yk} N/mm ²	f_{tk} N/mm ²
FeB44k	430	540

Tipo	Impiego	Diametri		T. Rottura	T. Snerv.	Allungamento
		Barre	Rotoli reti & Tralicci	f_{tk}	f_{yk}	$A_{gt,k}$
FeB44k	Barre Rotoli, Reti & Tralicci	Ø 6-40	Ø 6-16	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$	$\geq 430 \text{ N/mm}^2$	$\geq 12\%$

1.3 Strutture in muratura ordinaria

Tabella C8A.5.1 (Circ. 2019) - Tabella C8A.2.1 (Circ. 2009)

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) (Tabella C8A.5.1)	100	200	1,8	3,2	690	1050	230	350	19
Muratura a conci sbozzati con paramento di spessore disomogeneo (Tabella C8A.5.1)	200	200	3,5	5,1	1020	1440	340	480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura (Tabella C8A.5.1)	260	380	5,6	7,4	1500	1980	500	660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (Tabella C8A.5.1)	140	220	2,8	4,2	900	1260	300	420	14,5
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (Tabella C8A.5.1)	200	320	4	8	1200	1620	400	500	14,5
Muratura a blocchi lapidei squadrati (Tabella C8A.5.1)	580	820	9	12	2400	3300	800	1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (Tabella C8A.5.1)	260	430	5	13	1200	1800	400	600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura < 40%) (Tabella C8A.5.1)	500	800	24	32	3500	5600	875	1400	15
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) (Tabella C8A.2.1)	100	180	2	3,2	690	1050	230	350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno (Tabella C8A.2.1)	200	300	3,5	5,1	1020	1440	340	480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura (Tabella C8A.2.1)	260	380	5,6	7,4	1500	1980	500	660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (Tabella C8A.2.1)	140	240	2,8	4,2	900	1260	300	420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati (Tabella C8A.2.1)	600	800	9	12	2400	3200	780	940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (Tabella C8A.2.1)	240	400	6	9,2	1200	1800	400	600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura £ 40%) (Tabella C8A.2.1)	500	800	24	32	3500	5600	875	1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura <45%) (Tabella C8A.2.1)	400	600	30	40	3600	5400	1080	1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%) (Tabella C8A.2.1)	300	400	10	13	2700	3600	810	1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%) (Tabella C8A.2.1)	150	200	9,5	12,5	1200	1600	300	400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (perc. foratura <45%) (Tabella C8A.2.1)	300	440	18	24	2400	3520	600	880	14

1.4 Intonaco armato

1.4.1 Malta strutturale

Dati tecnici

Aspetto	polvere chiara
Peso specifico della polvere	1.350 g/l
Granulometria	< 3 mm
Spessore minimo e massimo	10-50 mm
Acqua d'impasto	20-22%
Resa	ca. 15,6 kg/m ² per cm di spessore
Tempo di lavorazione	45 minuti a 20°C
Massa volumica malta fresca (EN 1015-6)	ca. 1.900 kg/m ³
Densità malta indurita (EN 1015-10)	ca. 1.750 kg/m ³
Resistenza a flessione a 28 giorni (EN 1015-11)	≥ 3 N/mm ²
Resistenza a compressione a 28 giorni (EN 1015-11)	≥ 10 N/mm ²
Adesione al supporto per trazione diretta (EN 1015-12)	≥ 0,8 N/mm ²
Coefficiente di assorbimento d'acqua per capillarità (EN 1015-18)	≤ 0,5 kg/m ² ·min ^{0,5}
Modulo elastico statico (EN 13412 - Metodo 2)	≥ 7.000 N/mm ²
Permeabilità al vapore acqueo (EN 1015-19)	μ ≤ 13
Contenuto di cloruri (EN 1015-17)	< 0,005%
Coefficiente di conducibilità termica (EN 1745)	λ = 0,77 W/m ² K (valore tabulato)
Conforme alla Norma EN 998-1	GP-CSIV-W0
Conforme alla Norma EN 998-2	M10

1.4.2 Rete d'armatura bidirezionale in fibra di vetro

Dati tecnici

Caratteristiche	Metodo di prova	Prestazioni del prodotto
Composizione fibra di vetro AR	ISO 11667:1997	in peso ca. 84%
		in volume ca. 68%
Composizione resina epossidica termoindurente	-	in peso ca. 16%
		in volume ca. 32%
Tipo di fibra	EN15422	Fibra di vetro alcali resistente
Densità della fibra vetro AR	ISO 1183-1:2004	2,68 g/cm ³
Densità della resina epossidica termoindurente	ISO 1183-1:2004	1,1 g/cm ³
Temperatura di transizione vetrosa della resina epossidica (ISO 11537-2:2013)	ISO 11537-2:2013	51°C
Grammatura ISO 3374 (rete apprettata)	ISO 3374	305 g/m ² (± 10%)
Grammatura ISO 3374 (rete greggia)	ISO 3374	255 g/m ² (± 10%)
Ampiezza della maglia (trama e ordito)	-	38 ± 0,2 mm
Sezione nominale delle barre (trama)	CNR DT 203:2006	1,831 mm ²
Sezione nominale delle barre (ordito)	CNR DT 203:2006	1,814 mm ²
Area nominale delle fibre (trama)	CNR DT 200:2004 e CNR DT 203:2006	0,91 mm ²
Area nominale delle fibre (ordito)	CNR DT 200:2004 e CNR DT 203:2006	0,45 mm ²
Resistenza ultima a trazione delle fibre (trama)	Linee Guida Ministeriali CRM	1173 Mpa (medio)
		1056 Mpa (caratteristico)
Valore medio del modulo elastico riferito alla sezione complessiva del campione (trama)	Linee Guida Ministeriali CRM	68060 MPa
Valore medio della deformazione ultima (trama)	Linee Guida Ministeriali CRM	1,71%
Resistenza ultima a trazione delle fibre (ordito)	Linee Guida Ministeriali CRM	1095 Mpa (medio)
		1006 Mpa (caratteristico)
Valore medio del modulo elastico riferito alla sezione complessiva del campione (ordito)	Linee Guida Ministeriali CRM	78460 MPa
Valore medio della deformazione ultima (ordito)	Linee Guida Ministeriali CRM	1,43%



1.4.3 Connettore preformato a forma di L costituito da fibre di vetro

Dati tecnici

Caratteristiche	Metodo di prova	Prestazioni del prodotto
Composizione fibra di vetro AR (EN 15422)	ISO 11667:1997	in peso ca. 81%
		in volume ca. 65%
Composizione resina epossidica termoindurente	-	in peso ca. 19%
		in volume ca. 35%
Lunghezza	-	200, 380, 500, 700 mm
Forma	-	ad L
Area resistente complessiva (resina + fibra)	-	20 mm ²
Area equivalente della sezione	CNR-DT 203/2006	48 mm ²
Diametro equivalente della barra	CNR-DT 203/2006	7,8 mm
Temperatura di transizione vetrosa della resina	ISO 11357-2:2013	106°C
Carico di rottura medio	Linee Guida Ministeriali CRM	22400 N
Resistenza ultima a trazione delle fibre	Linee Guida Ministeriali CRM	1120 MPa (medio)
		1062 MPa (caratteristico)
Modulo di rigidezza a trazione medio	Linee Guida Ministeriali CRM	44.713 MPa
Allungamento a rottura	Linee Guida Ministeriali CRM	2,5%

1.4.4 Fissaggio chimico a base di resina

Dati tecnici

Consumo	vedere tabelle 1 e 2
Tempi di posa	vedere tabella 3
Dati di installazione	vedere tabelle 4÷10
Dati di carico	vedere tabelle 11÷26
Densità	1,6 – 1,8 g/cm ³
Temperatura di transizione vetrosa	>65°C
Temperatura di applicazione	da +5°C a +30°C

1.4.5 Elemento angolare preformato in fibra di vetro

Dati tecnici

Caratteristiche	Metodo di prova	Prestazioni del prodotto
Composizione fibra di vetro AR	ISO 11667:1997	in peso ca. 85%
		in volume ca. 70%
Composizione resina epossidica termoindurente	-	in peso ca. 15%
		in volume ca. 30%
Tipo di fibra	EN15422	Fibra di vetro alcali resistente
Densità della fibra vetro AR	ISO 1183-1:2004	2,68 g/cm ³
Densità della resina epossidica termoindurente	ISO 1183-1:2004	1,17 g/cm ³
Temperatura di transizione vetrosa della resina epossidica	ISO 11537-2:2013	72°C
Grammatura	ISO 3374	450 g/m ² (± 10%)
Ampiezza della maglia (trama e ordito)	-	38,5 ± 0,5 mm
Dimensione lati	-	250x250 mm
Altezza	-	200 cm
Sezione nominale delle barre (trama)	CNR DT 203:2006	2,78 mm ²
Sezione nominale delle barre (ordito)	CNR DT 203:2006	2,78 mm ²
Resistenza ultima a trazione delle fibre	Linee Guida Ministeriali CRM	885 MPa (medio)
		811 MPa (caratteristico)
Valore medio del modulo elastico riferito alla sezione complessiva del campione	Linee Guida Ministeriali CRM	49.230 MPa
Valore medio della deformazione ultima	Linee Guida Ministeriali CRM	1,82%

2 Livelli di Conoscenza

I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%).

Per determinare i fattori di confidenza per i diversi elementi strutturali o loro insiemi si deve tener conto che essi includono, oltre alle incertezze nella stima della resistenza dei materiali, anche le incertezze relative all'individuazione dei dettagli costruttivi.

Il livello di conoscenza acquisito in base ai rilievi, alle indagini sui dettagli strutturali e alle prove sui materiali, determina i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, anche in maniera differenziata per elementi strutturali o gruppi di elementi, e suggerisce il metodo di analisi più appropriato.

In assenza di valutazioni specifiche, ci si può riferire alla Tabella C8.5.IV.

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

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

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

A titolo esclusivamente orientativo, nelle tabelle C8.5.V e C8.5.VI si lega il livello (limitato, esteso, esaustivo) delle indagini alla quantità di rilievi dei dettagli costruttivi e di prove per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Rimane inteso che il piano delle indagini deve essere opportunamente calibrato in funzione dell'analisi preliminare (v. § C8.5.2.2 e C8.5.3.2) e quindi, in relazione al livello di conoscenza da raggiungere, orientato agli approfondimenti necessari nelle zone della costruzione ove risulti opportuno, sia in relazione all'impegno statico delle diverse membrature e al loro ruolo riguardo alla sicurezza della struttura, sia in relazione al grado di omogeneità dei risultati delle prove preliminari e al loro accordo con quanto previsto dai documenti originari.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)/(c)/(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella C8.5.VI – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di acciaio

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei collegamenti) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)/(c)/(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro...)	
<i>limitato</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

Nel caso in esame, seppur per parte della struttura si abbia la disponibilità della denuncia cementi armati, per le murature in esame sono stati considerati i seguenti parametri:

Livello di conoscenza LC1 - Fattore di confidenza: FC = 1,35



3 Analisi dei Carichi

Solaio Copertura

Permanente Strutturali

Funzione	Descrizione	Peso Unit.	Sp.	Peso
Solaio	Solaio latero-cemento	3,25 kN/mq	20+5cm	3,25 kN/mq
Rivestimento Inferiore	Intonaco in malta di calce	20,0 kN/mc	3 cm	0,50 kN/mq
Isolanti	Isolante			0,10 kN/mq
Muricci	Tramezza 12x25x25 10 fori orizz F/A=60%, senza intonaco			0,90 kN/mq
Tavelloni	Tavellonato in tavelloni (sp. 6cm)			0,35 kN/mq
Manto di copertura	Lastre traslucide di resina artificiale, ondulate o nervate			0,15 kN/mq
<i>Totale</i>				5,25 kN/mq

Permanente Portati

Tipo	Descrizione	Peso Unit.	Altezza	Peso
Assente	Assente	0,00 kN/mq	--	0,00 kN/mq
Variabile				
Categoria	Descrizione	Peso Unit.	Altezza	Peso
Copertura	Carico Neve			1,20 kN/mq

Vedette

Vedetta perimetrale in cls + rivestimento in mattoni	9,00 kN/m	carico lineare
Vedetta in cls delimitante la cupola centrale	20,00 kN/m	Carico lineare

Gronde

Gronde	3,75 kN/mq	carico lineare
--------	------------	----------------

3.1 Combinazione dei Carichi

Combinazione **fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione **caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

- $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$

Combinazione **frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

- $G_1 + G_2 + P + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$

Combinazione **quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

- $G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$

Combinazione **sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Combinazione **eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

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

Di seguito è riportata la tabella riassuntiva dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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
Categoria I Coperture praticabili	Da Valutarsi		
Categoria K Coperture per Usi speciali (impianti-eliporti...)	Da Valutarsi		
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

Tabella 2.5.1

Le NTC fanno riferimento a tre principali stati limite ultimi:

- Lo stato limite di equilibrio, **EQU**, considera la struttura, il terreno o l'insieme terreno-struttura come corpi rigidi. Questo stato limite è da prendersi a riferimento, ad esempio, per le verifiche del ribaltamento dei muri di sostegno.
- Lo stato limite di resistenza della struttura, **STR**, che riguarda anche gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno, è da prendersi a riferimento per tutti i dimensionamenti strutturali. Nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve far riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.
- Lo stato limite di resistenza del terreno, **GEO**, deve essere preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e, più in generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno, oltre che per le verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura.

		Coefficiente γ_f	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non str.	favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 2.6.1

4 Scheda di vulnerabilità sismica

4.1 Metodo di analisi

Metodo di analisi		
Analisi	Fattore di comportamento q nella direzione del sisma	
	Sisma orizzontale in direzione X	Sisma orizzontale in direzione Y
Statica NON lineare	2.188	2.188

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.

4.2 Periodi fondamentali e mass partecipanti

Periodi fondamentali e masse partecipanti				
Direzione	Periodo [s]	Modo di vibrare	Masse partecipanti [%]	Coefficiente di partecipazione
X	0.059	2	87.24	644.32
Y	0.089	1	85.63	638.36

LEGENDA: Periodi fondamentali e masse partecipanti

Periodo Periodo di vibrazione nella direzione considerata.

Modo di vibrare Modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.

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

Coefficiente di partecipazione Coefficiente di partecipazione massimo, in valore assoluto, nella direzione considerata.

4.3 Capacità – Entità dell'azione sismica sostenibile

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA _c [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.5793	>2475
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.8520	>2475
SLV	Pressoflessione Fuori-piano del Maschio	MU	0.7183	>2475
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.7183	>2475
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	2.7518	>2475
SLD	Capacità Globale	-	0.7004	>2475
SLV	Capacità Globale	-	0.7183	>2475

LEGENDA: Capacità – Entità dell'azione sismica sostenibile

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

Materiale Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.

Tipo di rottura Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.

PGA_c Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGA_c=0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum(\psi_{2i} Q_{ki})]$. Se PGA_c=NS -> Non significativo per valori di PGA_c >= 1000.

T_{RC} Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.



4.4 Domanda – Entità dell'azione sismica attesa

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa		
Stato Limite	PGA ₀ [a _g /g]	T _{RD} [anni]
SLO	0.1107	90
SLD	0.1436	151
SLV	0.3147	1424
SLC	0.3648	2475

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.
PGA₀	Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_1 \cdot a_g / g$).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

4.5 Indicatori di rischio sismico

Indicatori di rischio sismico		
Stato Limite	$\zeta_E (\alpha_{PGA})$	α_{TR}
SLO	5.231	4.425
SLD	4.875	3.869
SLV	2.282	1.622

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
$\zeta_E (\alpha_{PGA})$	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_c / PGA_0 - [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_E : 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.