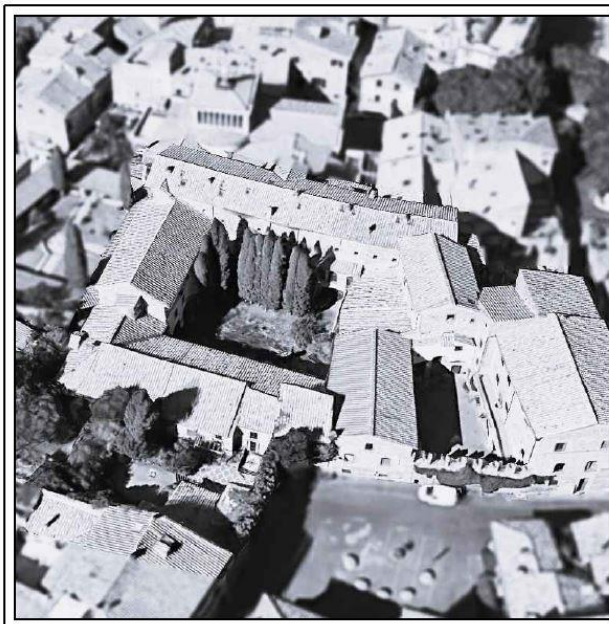
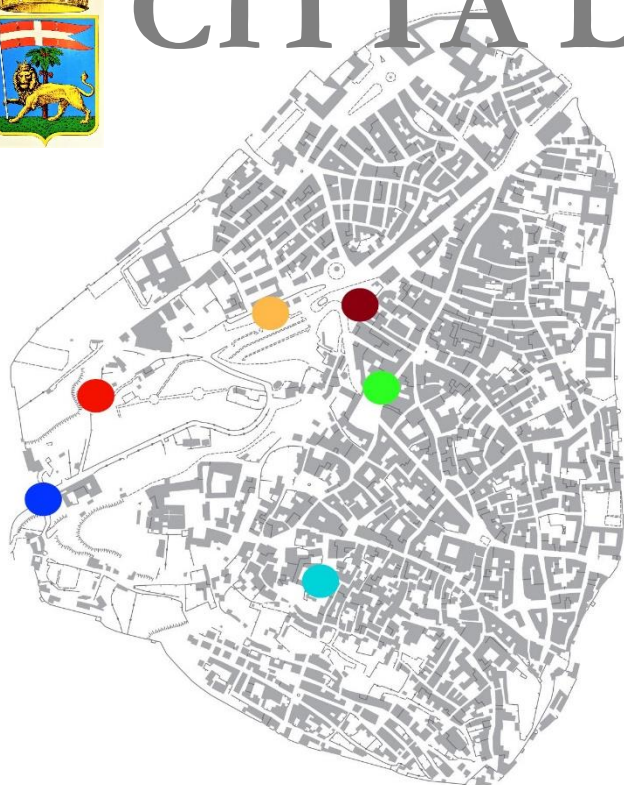




CITTÀ DI VITERBO

Settore VII - Urbanistica e Centro Storico



“RESTAURO ED ADEGUAMENTO FUNZIONALE DEI LOCALI DELL’EX RISTORANTE “LA ZAFFERA”, SITO A PIAZZA SAN CARLUCCIO, NEL QUARTIERE MEDIOEVALE DI SAN PELLEGRINO, PER LA REALIZZAZIONE DI UNO SPAZIO MULTIMEDIALE”

Ambito della prima fase della Strategia Territoriale del PR FERS 2021-2027 - Obiettivo di Policy 5 (OP-5)
CUP: D89D23000210002 - CIG: B5864DF10E

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA - STUTTURALE

Riferimento 04	Elaborato RT-S	Data 21/06/2025	Scala ---
PROGETTAZIONE		UFFICIO URBANISTICA E CENTRO STORICO	
Architetto DANILO PASQUINI		Dirigente del Settore VII Architetto STEFANO PERUZZO	
Collaboratori: Architetto GIUSEPPE BOLDRINI		Responsabile Unico del Procedimento Architetto STEFANO PERUZZO	



DANILO PASQUINI ARCHITETTO

01100 VITERBO - Via Vittorio Veneto n°26 - tel.3382640693 - Codice fiscale PSQ DNL 57R24 M082W - Partita I.V.A. 01287170565

PROGETTAZIONE DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

“RESTAURO ED ADEGUAMENTO FUNZIONALE DEI LOCALI DELL’EX RISTORANTE “LA ZAFFERA”, SITO A PIAZZA SAN CARLUCCIO, NEL QUARTIERE MEDIOEVALE DI SAN PELLEGRINO, PER LA REALIZZAZIONE DI UNO SPAZIO MULTIMEDIALE”

Ambito della prima fase della Strategia Territoriale del PR FERS 2021-2027 - Obiettivo di Policy 5 (OP-5)

CUP: D89D23000210002 - CIG: B5864DF10E

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

D.Lgs. 36/2023 ss.mm.ii. Allegato I.7 Sezione II - D.M. 17 giugno 2016 - D.P.R. 207/2010

RELAZIONE SPECIALISTICA SULLE STRUTTURE



Vista aerea

SOMMARIO

Relazione Illustrativa
Relazione sui materiali
Relazione geotecnica e sulle fondazioni
Relazione di calcolo e verifica della strutture



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

1. Relazione illustrativa

1.1. Premessa

La presente relazione è redatta a supporto del progetto di fattibilità tecnico economica nell'ambito dell'intervento di recupero dell'immobile dell'ex Ristorante "La Zaffera", di proprietà dell'Amministrazione Comunale, ubicato nel centro storico di Viterbo in Piazza San Carluccio. L'intervento, tramite un insieme sistematico di interventi, è volto alla conservazione delle strutture esistenti tramite il loro rinforzo, ove possibile, e/o tramite la sostituzione di alcune porzione di solai di copertura, ove non recuperabili. Contemporaneamente verrà realizzato un vano ascensore finalizzato all'eliminazione delle barriere architettoniche e rimodulata la scala esistente. Ad eccezione del vano ascensore tutto il resto degli interventi è volto al ripristino delle condizioni di sicurezza originarie. Tale tipologia di interventi, interessando i singoli elementi e non modificando il comportamento globale del sistema strutturale, ricade all'interno della sfera degli INTERVENTI LOCALI secondo quanto previsto dal punto 8.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni". Essi sono infatti "interventi che interessano singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducono le condizioni di sicurezza preesistenti" ma anzi che possono risolvere quelle criticità locali la cui importanza "negli edifici esistenti, in termini di danni a persone e cose, ha portato, fra l'altro, a considerare con maggiore attenzione gli interventi locali di rafforzamento e gli interventi di miglioramento" come riportato nella circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici all'inizio del cap. C8. Proprio per questo scopo gli interventi in progetto sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- **ripristinare, rispetto alla configurazione iniziale, le caratteristiche di elementi o parti danneggiate e/o non idonee;**
- **migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti di essi, anche non danneggiati;**

In quest'ottica, mantenendo le configurazioni strutturali attuali e le stesse distribuzioni dei carichi seppur con leggero aumento nella situazione post-intervento si è conseguito l'obiettivo di rendere idonee all'uso tutte le strutture; sono stati progettati interventi di sostituzione degli elementi strutturali della copertura, già oggetto di manutenzione nel tempo, con sostituzione degli elementi lignei e degli elementi di rinforzo con dei nuovi in castagno di provenienza italiana con interposto pianellato in laterizio. Ai fini dell'analisi strutturale sono stati eseguiti **modelli locali per il dimensionamento dei solai da sostituire e per le modifiche delle forometrie delle aperture portanti e modelli globali per il dimensionamento del vano ascensore**, il quale avrà struttura indipendente per mezzo dell'esecuzione di un giunto tecnico dello spessore di cm 3 ($>> 1/100 \cdot H$ moltiplicata per $ag \cdot S / 0.5 \cdot g$, in accordo con quanto previsto dal punto 7.2.2 delle NTC - Caratteristiche generali delle costruzioni – Distanza tra costruzioni contigue e maggiore anche della somma degli spostamenti delle due strutture

calcolati in controfase). Il tutto è meglio evidenziato negli allegati elaborati grafici. Le tamponature perimetrali dell'ascensore 1 saranno realizzate con lastre di vetro temprato stratificato di spessore 8+8 mm con interposto foglio di PVB da 1.52 mm.

1.2. Opere Civili

Gli interventi necessari all'esecuzione dell'opera possono suddividersi in n.5 macrofasi.

- Realizzazione dei nuovi solai di copertura in legno in sostituzione di quelli non idonei
- Realizzazione degli scavi di sbancamento per la collocazione delle strutture di fondazione del nuovo ascensore,
- Realizzazione nuove strutture di fondazione,
- Realizzazione delle strutture metalliche del vano ascensore e della scala
- Realizzazione di cerchiature metalliche per la realizzazione di nuove aperture o riconfigurazione di quelle esistenti nei pannelli di muratura portante

1.3. Descrizione dello stato attuale

Il fabbricato oggetto di intervento ha forma regolare in pianta e rappresenta una porzione di un complesso conventuale; si articola su un unico livello fuori terra e un piano seminterrato, con struttura portante in muratura di pietrame per tutta l'altezza avente spessori variabili ma comunque mai inferiori a cm 40. Il solaio di copertura oggetto di intervento è tipo ligneo a doppia orditura in travi di castagno a sezione variabile e sovrastante tavellinato con manto di copertura in laterizio. Il solaio presenta alcuni elementi danneggiati che non possono essere rinforzati.

1.4. Descrizione dello stato di progetto

Il progetto prevede la sostituzione del solaio di copertura esistente con uno nuovo in legno di castagno con orditura composta costituita da puntone, terzere, orditura secondaria e sovrastante tavelle lisce in cotto, coibentazione, impermeabilizzazione e manto di copertura in laterizio. Nella porzione di solaio A sono previsti puntoni sez. 28x28, terzere sez. 20x20, orditura secondaria sez. 8x8 e sovrastanti tavelle in cotto 50x20x3.5; nella porzione di solaio B sono previsti puntoni sez. 30X30, terzere sez. 20x20, orditura secondaria sez. 8x8 e sovrastanti tavelle in cotto 50x20x3.5; nella porzione di solaio C sono previste terzere sez. 22x22 e orditura secondaria sez. 8x8 con sovrastanti tavelle in cotto 50x20x3.5.

La cerchiature metalliche utilizzate per il ripristino delle rigidità delle pareti murarie sulle quali verranno operati interventi di modifica della forometria verranno realizzate con profili HEB in acciaio S275 di dimensioni variabili. È previsto anche il rifacimento di alcune piattabande di aperture esistenti. La struttura dell'ascensore sarà metallica con piedritti in angolari tipo L120x10 e traversi UNP100 e controventature in tondi F12.

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

1.5. Descrizione dei Modelli Strutturali e dell'azione sismica

L'area di intervento è classificata in base all' O.P.C.M. 3274/2003, relativa alla riclassificazione sismica del territorio italiano ed alla sua adozione e parziale modifica da parte della Regione Lazio (D.G.R. n. 387 del 22/05/2009), come zona sismica di tipo 2B. L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni". Di seguito si riportano, sinteticamente a titolo esemplificativo, i parametri utilizzati per il calcolo e la modellazione delle strutture dell'ascensore.

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Intestazione del lavoro	Struttura Viterbo "la Zaffera" - Castelletto Ascensore
Normativa	NTC/2018
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Dinamica modale
Tipo di soluzione	Lineare

Normativa - NTC D.M. 17/01/2018

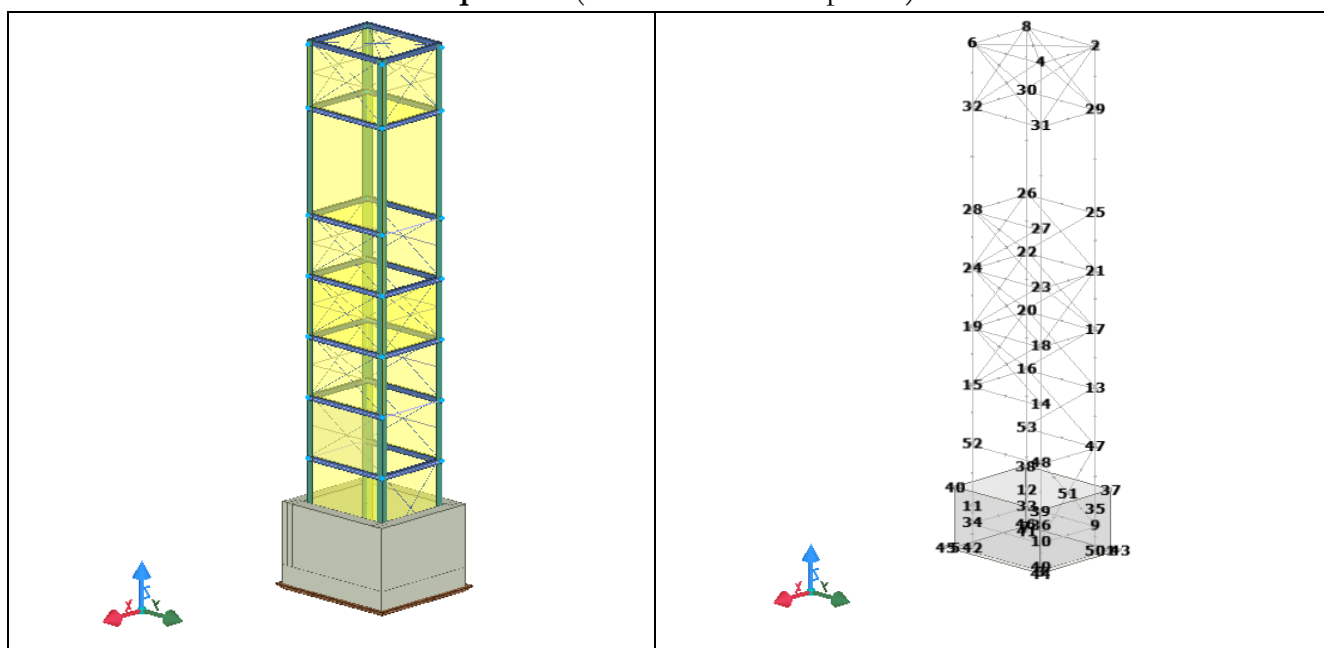
Classe di Duttilità	Struttura non dissipativa			
Classe d'uso costruzione	III			
Vn / Vr	50 anni / 75 anni			
Localita'	Viterbo, (VT)			
Coordinate	42° ,41541 N - 12° ,10482 E			
Normativa - NTC D.M. 17/01/2018				
Cat. e coefficiente di amplificazione topografica	(T1)			
Cat. suolo e coeff. amplificazione stratigrafica	(B)			
DESCRIZIONE “STATO LIMITE”	Tr	Ag	Fo	T*c
Stato Limite Operatività	45	0.055	2.508	0.260
Stato Limite Danno	75	0.068	2.485	0.271
Stato Limite Salvaguardia Vita	712	0.156	2.497	0.291
Stato Limite Prevenzione Collasso	1462	0.193	2.533	0.296
Coefficiente di smorzamento	5%			

Cofinanziato
dall'Unione europea**REGIONE
LAZIO****Città di
Viterbo**

Eccentricità accidentale	5%
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	1.00
Fattore q di struttura per sisma verticale	-

Si è calcolata la struttura come non dissipativa per cui il fattore di struttura assunto è:

q = 1.00 (strutture non dissipative)



Vista del modello solido e vista del modello strutturale dell'ascensore

I modelli di calcolo delle strutture creato dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche, è tridimensionale e rispetta fedelmente la distribuzione di masse e rigidezze. 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 dei modelli solidi al fine di comprendere la modellazione delle strutture rimandando agli elaborati specifici per i vari approfondimenti

1.6. Tabelle riassuntive dei calcoli svolti

Gli interventi di progetto possono essere classificati come riparazione o intervento locale secondo quanto previsto dal punto 8.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni” e Circolare 7/2019 perciò il progetto e la valutazione della sicurezza sono riferiti alle sole parti interessate dall'intervento per le quali si è effettuata una analisi statica considerando le interazioni, le forze e le sollecitazioni trasmesse alle parti restanti della struttura. Sono stati valutati i carichi sugli elementi strutturali interessati nella

configurazione ante e post-intervento a dimostrare come la loro variazione sia minima e comunque inferiore al 10%. Le specifiche possono essere trovate all'interno della relazione di calcolo (R4).

1.7. Conclusioni

Gli interventi in progetto sul solaio di copertura, sul solaio interpiano, sulla muratura portante, per il vano ascensore e vano scala sono finalizzati, come dimostrato, all'aumento della capacità portante e alla riduzione dei pesi, alla riparazione-integrazione-sostituzione di elementi strutturali non più idonei, alla maggiore fruibilità dell'edificio.

1.8. 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 progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

“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 nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.)

“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”

Circolare 7/2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.

Riferimenti tecnici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi:

[3] CNR-DT 206/2007: Consiglio Nazionale delle Ricerche: Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni. "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno", Roma – CNR 28 novembre 2007 – rev. 7 ottobre 2008

EuroCodici strutturali, dei quali in particolare:

[4] EuroCodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

[5] EuroCodice 5 – Progettazione delle strutture in legno

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

2 - Relazione sui materiali

2.1. Materiali esistenti

Si sono previsti, nella fase preliminare, dei saggi e dei rilievi tipologici strutturali che hanno avuto come finalità la determinazione delle seguenti informazioni relative alle strutture portanti principali e secondarie del fabbricato in esame:

- Determinazione della tipologia e della tessitura muraria di tutti i muri portanti interessati dall'intervento al fine di poter caratterizzare l'elemento dal punto di vista strutturale;
- Determinazione della tipologia, orditura, spessore dei solai al fine di conoscere pesi, masse e caratteristiche meccaniche.

Vista la modesta entità dell'intervento non si è ritenuto opportuno procedere ad indagini sperimentali sulla qualità muraria e si è deciso di utilizzare (a favore di sicurezza) un livello di conoscenza LC1 che porta ad amplificare il coefficiente di sicurezza dei materiali tramite un fattore di confidenza FC=1.35.

Le murature portanti dell'edificio esistente sono classificabili secondo la tabella seguente tratta dalla Circolare 7/2019 (circolare applicativa delle NTC 2018) come “Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)”

Tabella C8.5.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm 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)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbalzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16 (**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

I parametri adottati saranno pertanto i seguenti:

$f_m = 140 \text{ N/cm}^2$
 $\tau_0 = 2.8 \text{ N/cm}^2$
 $E = 900 \text{ N/mm}^2$
 $G = 300 \text{ N/mm}^2$
 $w = 16 \text{ kN/m}^3$

Cofinanziato
dall'Unione europea**REGIONE
LAZIO****Città di
Viterbo**

Per il legname di castagno costituente le orditure del primo solaio si è fatto riferimento in via cautelativa al prospetto 3 delle Norme UNI 11119.

prospetto 3 **Tensioni massime per l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili e moduli medi di elasticità a flessione, per le categorie in opera delle principali specie legnose, applicabili per umidità del legno = 12%**

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm ²)					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura ¹⁾	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendicolare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.

I valori indicati nella tabella sono riferiti al metodo alle tensioni ammissibili, per i valori di calcolo allo SLU si considera la seguente relazione:

$$f_k = \sigma_{amm} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{G,Q} / k_{mod}$$

$$\gamma_m = 1.5$$

$$\gamma_{G,Q} = \frac{1.3 + 1.5}{2} = 1.45$$

$$k_{mod} = 0.8$$

2.2. Materiali di progetto

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

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

Per le strutture in C.A.

Calcestruzzo tipo C25/30 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$)

Acciaio tipo B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$)

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati di seguito:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

N _{id}	g _k	a _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	g _c	Caratteristiche calcestruzzo armato				
											f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Classe C25/30 - B450C - (C25/30)															
001	25.000	0,000010	31.447	13.103	60	P	30,00	-	0,85	1,50	14,11	1,19	3,07	15	002

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
g _k	Peso specifico.
a _{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} .
g _c	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f _{cd}	Resistenza di calcolo a compressione.
f _{ctd}	Resistenza di calcolo a trazione.
f _{ctm}	Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac	Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

N _{id}	g _k	a _{T,i}	E	G	Stz	Caratteristiche acciaio									
						f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	g _s	g _{M1}	g _{M2}	g _{M3,SLV}	g _{M3,SLE}	g _{M7} / NCnt / Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
Acciaio B450C - (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.
g _k	Peso specifico.
a _{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).
f _{yk,1}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{yk,2}	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f _{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
g _s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
g _{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
g _{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
g _{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
g _{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
g _{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
f _{yk,1}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{yk,2}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f _{yd,1}	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
f _{yd,2}	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

Cofinanziato
dall'Unione europea**REGIONE
LAZIO****Città di
Viterbo****TENSIONI LIMITE ALLO SLE DEI VARI MATERIALI**

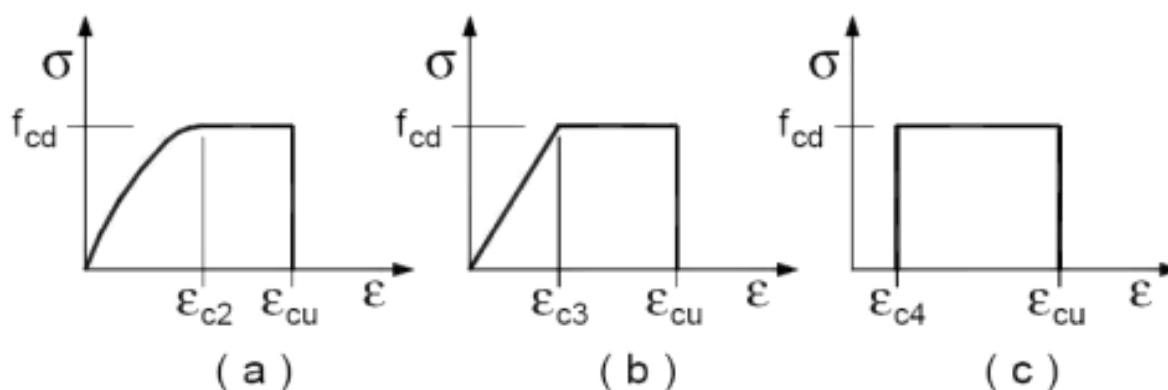
Materiale	SL	Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali	
		Tensione di verifica	S _{d,lim} [N/mm ²]
Cls C25/30_B450C	Caratteristica (RARA) Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	14,94
		Compressione Calcestruzzo	11,21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

LEGENDA:**SL** Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.**S_{d,lim}** Tensione limite per la verifica.

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

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

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



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

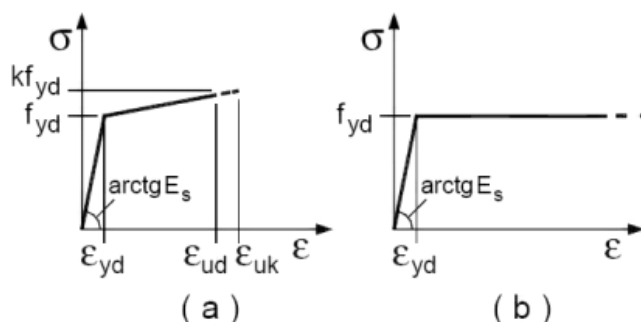
I valori di deformazione assunti sono:

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

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

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

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



Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa. Per quanto riguarda il calcestruzzo si dettano le seguenti prescrizioni riguardanti i materiali da utilizzare per l'impasto ed i relativi dosaggi:



DANILO PASQUINI ARCHITETTO

01100 VITERBO - Via Vittorio Veneto n°26 - tel.3382640693 - Codice fiscale PSQ DNL 57R24 M082W - Partita I.V.A. 01287170565

PROGETTAZIONE DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

INERTI	Sabbia lavata e ben granata	gran mm	
	Ghiaietto vagliato	gran mm	
	Ghiaia vagliata	gran mm	
ACQUA	Potabile e priva di sali (solfuri e cloruri)		
CEMENTO	Tipo Portland 425		

I materiali saranno dosati come di seguito indicato e comunque secondo i migliori standard di qualità:

Sabbia lavata	mc	0.4	per mc di calcestruzzo
Ghiaietto vagliato	mc		per mc di calcestruzzo
Ghiaia vagliata	mc	0.8	per mc di calcestruzzo
Cemento	Kg	300	per mc di calcestruzzo
Acqua	l	150	per mc di calcestruzzo
Acciaio	Come da calcoli e disegni esecutivi		

Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume.

- **Lavorabilità grado SA3 – SA4**
- **Classe di Esposizione XC2**
- **Acciaio per strutture metalliche S275** (Resistenza caratteristica $F_{yk}=275.0 \text{ N/mm}^2$)
La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / g_f .
Il coefficiente di sicurezza g_f si assume pari a 1.05.

Caratteristiche acciaio

N _{id}	g _k	a _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	g _s	g _{M1}	g _{M2}	g _{M3,SLV}	g _{M3,SLE}	g _{M7}	NCnt	Cnt
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]								
						80	215,00	360,00	204,76									
S275 - Acciaio per Profilati - (S275)																		
002	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	40	275,00	430,00	261,90	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-	-
						80	255,00	410,00	242,86									

LEGENDA:

- N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
g_k Peso specifico.
a_{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).
g_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
g_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
g_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
g_{M3,SLV} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
g_{M3,SLE} Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
g_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

**Bulloni classe 8.8**

- Caratteristiche dimensionali conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968
- Viti conformi alla norma UNI EN ISO 898-1:2001
- Dadi conformi alla norma UNI EN 20898-2:1994
- Rosette in acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto HRC 32-40
- Piastrine in acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto HRC 32-40

Classe bulloni	Classe dado	f_{yb}	f_{tb}	α_V	γ_{M2}	γ_{M3}	$\gamma_{M6,ser}$	γ_{M7}
		[MPa]	[MPa]					
8.8	8	640.00	800.00	0.6	1.25	1.25	1.00	1.10

Strutture lignee Legno di Castagno cat S/D24**Valori caratteristici delle proprietà del materiale (UNI EN 388:2004)**Tipo di legno utilizzato: **Castagno**

Classe :

S*Massa volumica*Caratteristica ρ_k = 580 daN/m³*Proprietà di resistenza:*Flessione $f_{m,k}$ = 28.00 N/mm²Trazione parallela $f_{t,0,k}$ = 17.00 N/mm²Traz.perpendicolare $f_{t,90,k}$ = 0.60 N/mm²Compressione parallela $f_{c,0,k}$ = 22.00 N/mm²Compressione perpendicolare $f_{c,90,k}$ = 7.30 N/mm²Taglio $f_{v,k}$ = 4.00 N/mm²*Moduli elastici:*Parallelo medio $E_{0,m}$ = 12.5 KN/mm²Parallelo caratteristico $E_{0,05}$ = 10.50 KN/mm²Perpendicolare medio $E_{90,m}$ = 0.83 KN/mm²Tangenziale medio G_m = 0.78 KN/mm²

3. Relazione geotecnica e sulle fondazioni

3.1. Premessa

La presente relazione geotecnica e delle fondazioni, non essendo presente al momento relazione geologica, fa riferimento agli elementi presenti nella bibliografia ed a relazioni geologiche recenti nelle vicinanze del sito realizzate per interventi similari.

3.2. Lineamenti geomorfologici ed idrologici

L'area di intervento si colloca in una zona del centro storico di Viterbo, fittamente antropizzata, la topografia generale dei terreni è caratterizzata da pendii mediamente acclivi con topografia a scendere in direzione Nord-Nord/Ovest, con aree urbanizzate e infrastrutture viarie; spostandosi all'interno dell'area di indagine, la morfologia, entrando dall'ingresso principale, è sub-pianeggiante. L'area in oggetto rientra nell'ambito del bacino imbrifero del Fosso Urcionio, a carattere prevalentemente torrentizio, il bacino idrografico del Fiume Marta rappresenta il bacino idrografico principale.

Non sussistono problematiche legate ad eventuali esondazioni o frane in quanto il territorio rientra nell'ambito del bacino idrografico del Fiume Marta ed è stato sottoposto agli studi per il PSAI e per il PAI. Nell'area al momento dei sopralluoghi per l'esecuzione delle indagini non si sono osservati indizi riconducibili a fenomeni di dissesto in atto.

Da una ricognizione cartografica effettuata sul PAI dell'A.B.R. del Lazio si è rilevato che l'area non ricade nell'ambito di zone di attenzione per rischio frana o inondazioni.

L'idrogeologia dell'area vulcanica viterbese è strettamente correlata alla presenza di un basamento sedimentario Plio-Pleistocenico, di natura argillosa a bassissima permeabilità, che confina inferiormente le falde acquifere.

La falda acquifera principale è contenuta all'interno della formazione del peperino, nei livelli più fratturati, al letto della formazione. In alcuni casi si sviluppa una circolazione idrica anche al contatto tra il peperino ed i sottostanti depositi sedimentari argillo-limosi pliocenici semi-impermeabili. Lo spessore del peperino si stima sia prossimo ai 30m. La falda acquifera principale livella a circa 15 m dal p.c., e comunque a profondità tale da non interferire con le fondazioni, tuttavia in periodi particolarmente piovosi, è generalmente presente una modesta circolazione idrica più superficiale al contatto tra il peperino ed i sovrastanti depositi limo sabbiosi e ghiaiosi.

Dal punto di vista geologico la stratigrafia generale della zona può essere schematizzata come segue:

- Ignimbrite III Vicana: appartenente all'apparato Vicano è databile al Pleistocene. La formazione, si presenta principalmente in tre diverse facies, una di colore dal nerastro al violaceo, semilitoide, con alternanze di livelli da addensati a mediamente addensati, localmente



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

nota come “pozzolana”, una litoide di colore rossastro con scorie nere, nota come tufo rosso a scorie nere, ed una limo sabbiosa di alterazione di colore marrone.

Il valore medio della formazione può essere stimato in $K = 10^{-4}$ cm/sec, mentre la porosità assume valori compresi tra $n = 35-40$ %.

Ignimbrite quarzolitica cimina - Peperino tipico: talvolta giallastro per alterazione; in gran parte lapidea, fratturata, passa in alcuni punti ad un sabbione vulcanico incoerente a seguito di fenomeni di arenizzazione (localmente “cappellaccio”). È una roccia ricca di cristalli di sanidino e biotite e presenta delle vistose “fiamme”, costituite da pomici con colori che variano dal giallo al nero; si rinvencono a luoghi inclusi del substrato sedimentario. La permeabilità è per fratturazione e, nella zona, può essere stimata in $K = 10^{-5}$ cm/sec. Rappresenta il sub-strato litoide dell'area di indagine che si colloca a circa 8-9m di profondità dal piano campagna. Lo spessore della formazione lapidea raggiunge e supera abbondantemente i 30 m da p.c., attestandosi oltre i 40-50 m da p.c.

3.3. Indagini in sito

Le indagini e le osservazioni riportate in relazioni geologiche redatte su siti limitrofi, hanno condotto alle seguenti conclusioni in merito alla stratigrafia:

- Litotipo 1 - L'area interna del chiostro, è interessata da un livello di piroclastiti rimaneggiate di riporto. Questa litologia è ben individuata nell'area interna del chiostro e probabilmente è stata, almeno in parte, generata dallo scavo per la posa in opera delle fondazioni stesse della struttura; tuttavia, è molto probabile che essa costituisca anche la porzione superficiale dei terreni presenti al disotto della sagoma di ingombro del fabbricato. In tal caso sarebbe spiegata la necessita di impostare il piano fondale alle quote rilevate. Tali depositi, sono composti da materiale eterogeneo di scavo, costituito da sabbie limose e clasti tufacei e ignimbritici a diverso grado di addensamento, il cui contributo geotecnico, basso o nullo, andrà valutato con cautela; infatti, si tratta per lo più di materiali sciolti ($\varphi = 20-21^\circ$), che possono essere intervallati a livelli leggermente più addensati.
- Litotipo 2 - Tali depositi, sono composti da piroclastiti sabbiose debolmente limose con pomici ghiaiose e scorie nere a tratti, si tratta di piroclastiti appartenenti alla Formazione dell'Ignimbrite III vicana, in facies sia pozzolanica che di tufo rosso a scorie nere, a diverso grado di arenizzazione, che gli conferisce delle caratteristiche di consistenza più o meno spiccate ($\varphi = 28.5-31^\circ$ o superiori fino 35°).
- Litotipo 3 - Rappresenta il sub-strato litoide dell'area di indagine, costituito dall'Ignimbrite quarzolitica cimina - Peperino tipico. Per il peperino litoide, è possibile adottare le caratteristiche fisico - meccaniche riportate di seguito:
 - Peso specifico 20.54 - 21.41 kN/mc.
 - Porosità 19 - 20 %.

Cofinanziato
dall'Unione europea**REGIONE
LAZIO****Città di
Viterbo**

-Resistenza a compressione uniassiale 19.3 – 24.4 Mpa.

-Resistenza a tensione uniassiale 1.58 – 2.52 Mpa.

La potenza delle vulcaniti, supera abbondantemente i 30m da p.c.

Di seguito una tabella riassuntiva con i dati geotecnici caratteristici.

Numero	LITOTIPO	N	ϕ gradi	C' Kg/c mq	y T/mc	E Kg/cmq	Dr %
1	Terreno di riporto	3	21	0	1.4	210	11
2	Piroclastiti sabbio- limose e ghiaiose med. addensate	12-18	28,5-31	0	1.6	285-330	38-47
3	Ignimbrite quarzolitica cimina	>50	>40	0	2.1	>650	>85

N = numero di colpi medio equivalente a NSPT; *K*: coefficiente di sottofondo (Winkler); ϕ = angolo di attrito interno in cond. drenate; *y*=peso di volume; *E*= modulo deformazione drenato; *Dr*=Densità relativa; *C'*= coesione drenata.

Nel complesso il terreno è dotato di discrete proprietà geotecniche medie negli strati più profondi e data la tipologia del fabbricato e la modesta entità dei carichi indotti il sito si ritiene idoneo alla realizzazione dei manufatti previa realizzazione di fondazioni profonde.

Il terreno in oggetto è classificabile come **TIPO B secondo quanto riportato dalla normativa vigente (NTC - DM 17/01/2018).**

3.4. Carico limite e di esercizio

Le fondazioni del vano ascensore saranno del tipo a platea. È stata condotta la verifica nei confronti degli stati limite ultimi secondo quanto riportato nel punto 6.2.3 delle NTC – DM 17/01/2018, una verifica agli stati limite di esercizio con calcolo dei cedimenti. La verifica allo SLU di tipo geotecnico per collasso per carichi limite dell'insieme fondazione-terreno è stata eseguita secondo l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)**;

Dai tabulati riportati nelle pagine seguenti è possibile notare come la relazione $E_d \leq R_d$ (riportata dalle NTC - DM 17/01/2018) risulta essere ampiamente verificata.

3.5. Conclusioni

Il terreno in sito è da considerarsi, in base alle considerazioni fatte, idoneo agli interventi in progetto.

3.6. Risultati dei calcoli

Si riportano di seguito i risultati dei calcoli riguardanti le tensioni in fondazioni allo Stato Limite Ultimo.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

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 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_k	γ_g	1,00	1,00

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

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione; $g \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

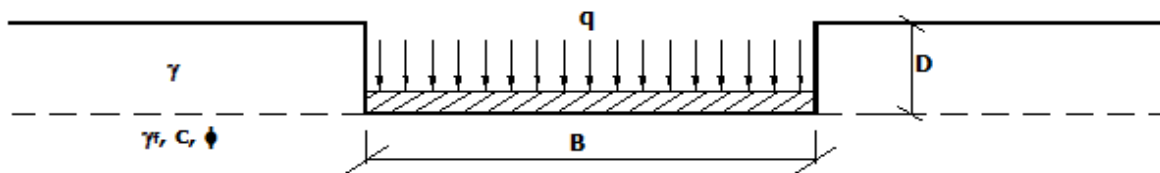
g = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione; = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

 γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione; N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante; d, i, g, b, γ, r = coefficienti correttivi.**NB:** Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di: $B' = B - 2 \cdot e_B$ e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B; $L' = L - 2 \cdot e_L$ e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L;con $B' \leq L'$.

dove:

Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f=0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$N_c = 2 + p$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot f$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{p \cdot \tan f}$
$N_\gamma = 0$ se $w = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin w$ se $w \neq 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan f$

dove:

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \text{ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;}$$

f = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

w = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f=0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f=0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan f \cdot (1 - \sin f)^2 \cdot K$
$d_g = 1$	$d_g = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_g

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$$m = m_q = m_L \cdot \cos^2 q + m_B \cdot \sin^2 q$$

se la forza H forma un angolo q con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi ($c \neq 0, f=0$)	Terreni incoerenti ($c=0, f \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_g = 0$	$i_g = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_g = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione; V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_g

Indicando con w la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f=0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan w)^2 \cdot \cos w$	$b_q = (1 - \tan w)^2 \cdot \cos w$
$b_g = b_q / \cos w$	$b_g = b_q / \cos w$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$w < f;$$

$$w < 45^\circ.$$



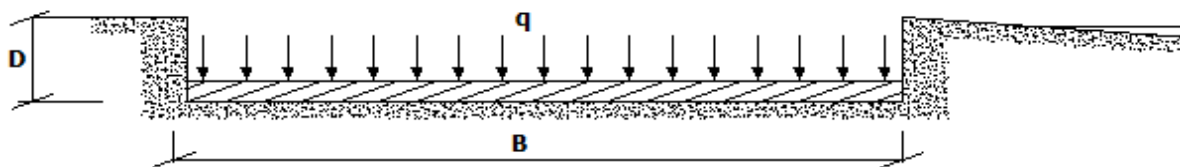
Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo



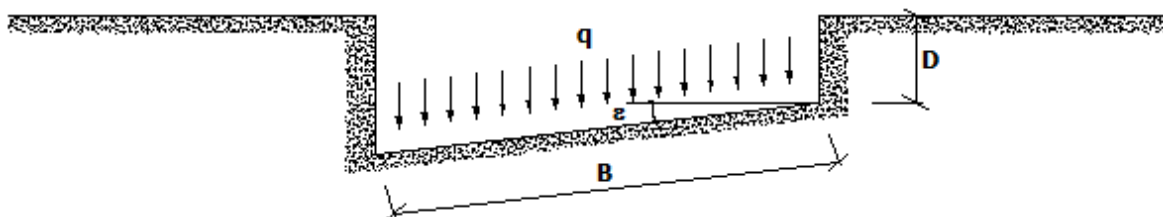
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c , g_q , g_g

Indicando con e la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $f \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot e}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - e \cdot \tan \phi)^2$
$g_g = 1$	$g_g = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$e < 45^\circ$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento y_c , y_q , y_g

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E = modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ = tensione litostatica alla profondità $D+B/2$.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento y_c , y_q , y_g sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidità I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $f \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$Y_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left(0.6 \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$Y_g = 1$	$Y_g = Y_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine “B·N_g”, che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_g:

$$r_g = 1 - 0,25 \cdot \log(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_g al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r _g	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine “B·N_g” è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

g_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito f sia nullo (f = 0).

8.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**). L'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati **K_{hi}** e **K_{hk}**, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_g = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale; g_g = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_g

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente N_g in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = b_s \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g;$$

dove:

b_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito; = accelerazione di gravità; s_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica; r = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di b_s sono riportati nella seguente tabella:

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO		
	A	B,C,D,E
	b _s	b _s
0,2 < a _g (g) ≤ 0,4	0,30	0,28
0,1 < a _g (g) ≤ 0,2	0,27	0,24
a _g (g) ≤ 0,1	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_g è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$c_g = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan \phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan \phi} < 1$, altrimenti $c_g = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_g

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi} . Effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, f = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, f \neq 0$)
$Z_c = Z_q = Z_g = 1$	$Z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hi}$ se $z_c > 0$ altrimenti $z_c = 0$ $z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan \phi}\right)^{0.35}$ se $\frac{K_{hi}}{\tan \phi} < 1$ altrimenti $z_g = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_s \cdot S_r \cdot a_g / g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per $T = 0$ ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d , ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza γ_R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne “*per N_q , per N_c e per N_g* ”, relative ai “*Coef. Cor. Terzaghi*”, viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

$$\begin{aligned} \text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_q &= s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot y_q \cdot z_q \\ \text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_c &= s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot y_c \cdot z_c \\ \text{Coef. Cor. Terzaghi per } N_g &= s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot g_g \cdot b_g \cdot y_g \cdot r_g \cdot z_g \cdot c_g \end{aligned}$$

Parametri sismici e spettri di risposta

Per la determinazione dei parametri sismici di riferimento e degli spettri di risposta, è stata definita l'accelerazione massima orizzontale attesa sul sito di riferimento (ag) mediante il **FOGLIO DI CALCOLO DEL C.S.LL.PP., VERS. 1.03**, secondo quanto esposto nelle pagine seguenti:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

☐ Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☐ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : info

Valori di progetto

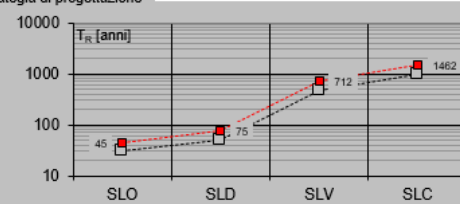
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE

Stati limite ultimi - SLU

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

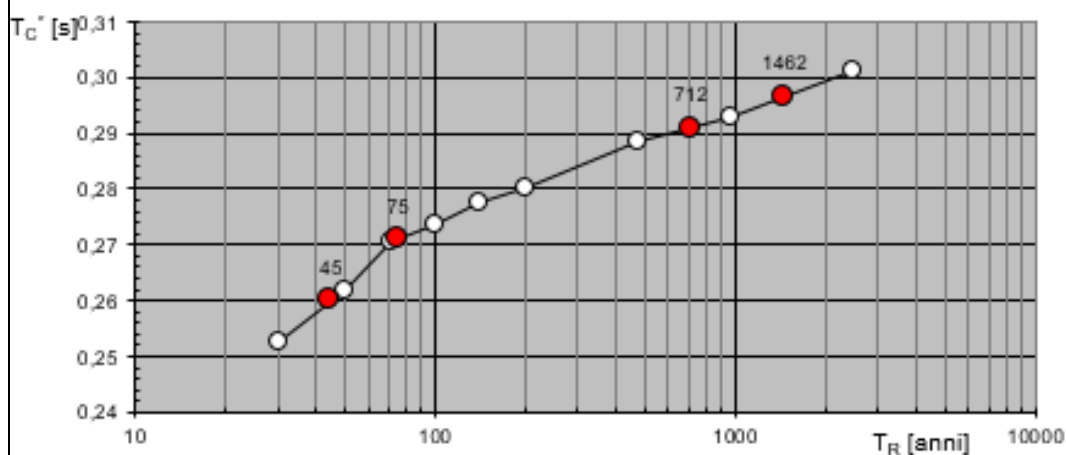
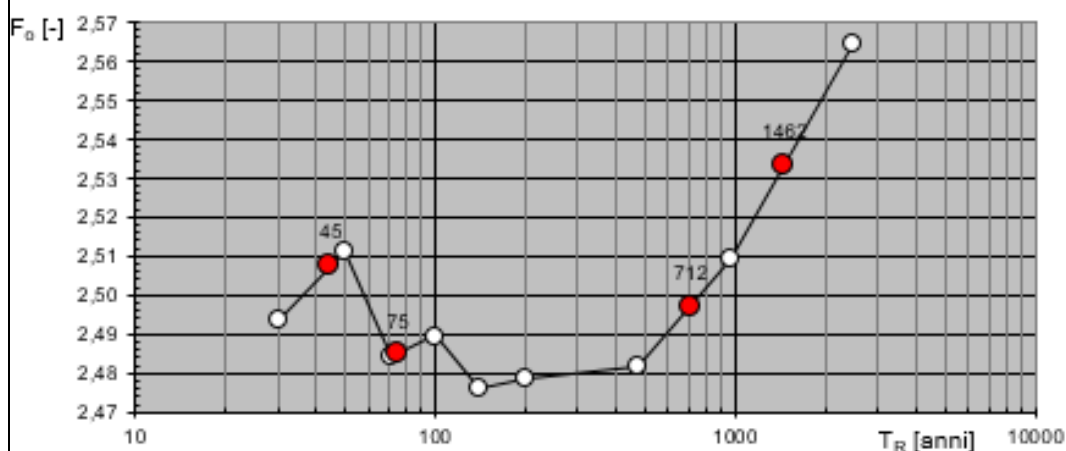
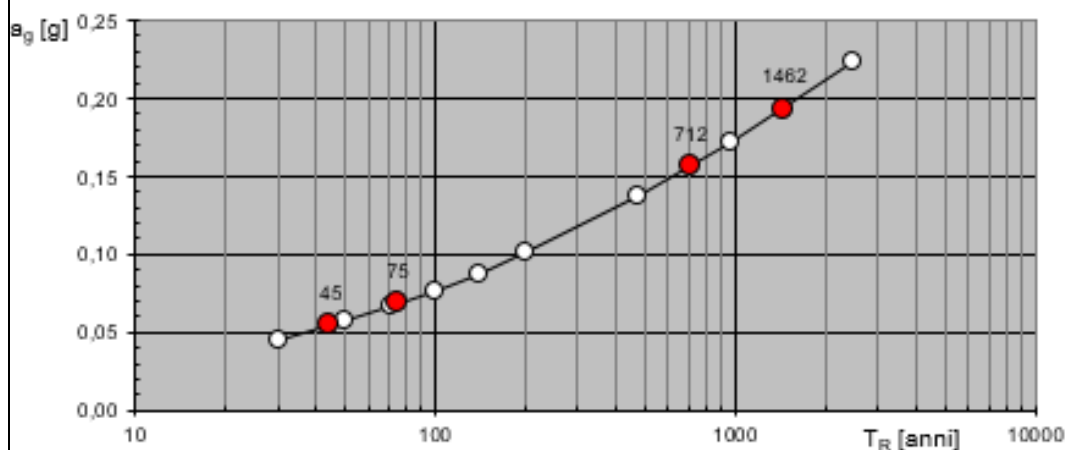
---O--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

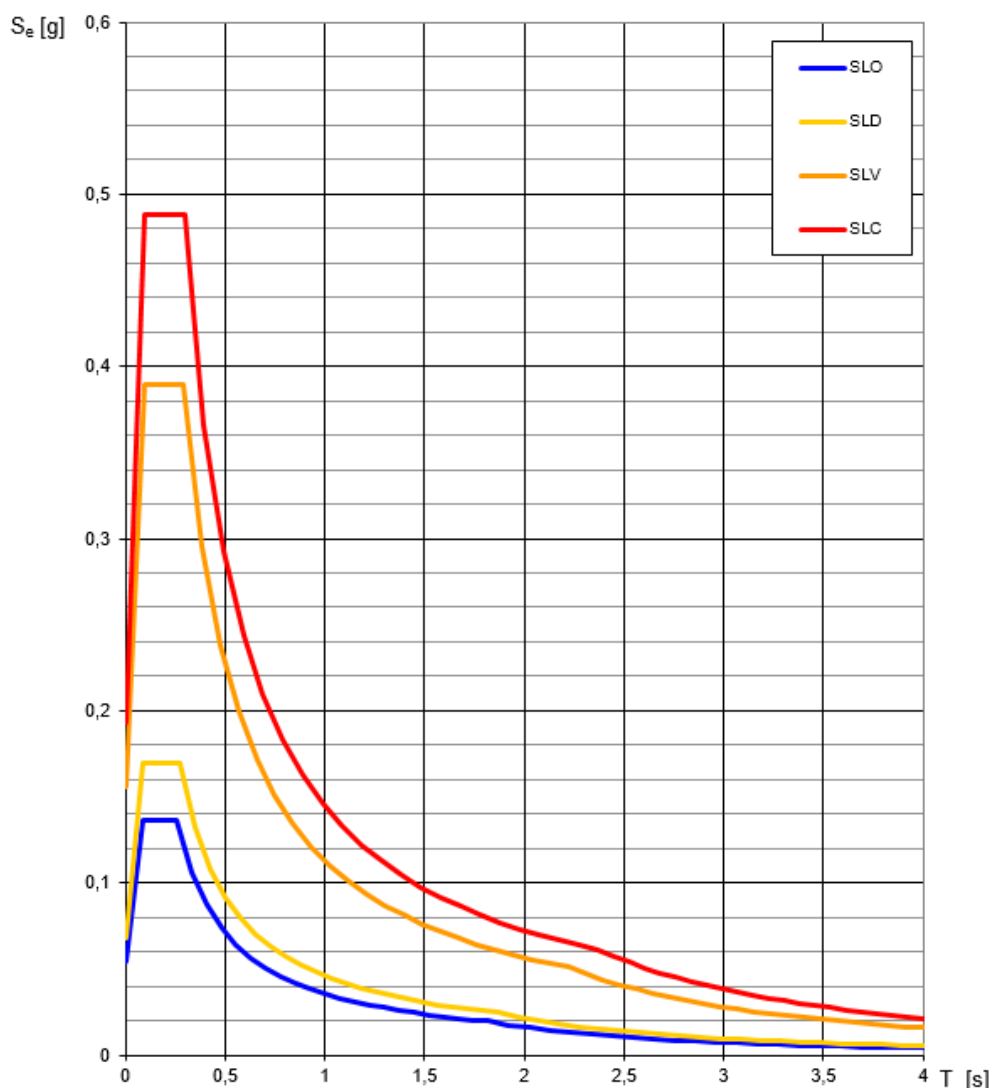


Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R





Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,055	2,508	0,260
SLD	75	0,068	2,485	0,271
SLV	712	0,156	2,497	0,291
SLC	1462	0,193	2,533	0,296



DANILO PASQUINI ARCHITETTO

01100 VITERBO - Via Vittorio Veneto n°26 - tel.3382640693 - Codice fiscale PSQ DNL 57R24 M082W - Partita I.V.A. 01287170565

PROGETTAZIONE DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo **B** info $S_D = 1,200$ $C_D = 1,408$ info
Categoria topografica **T1** info $h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(in quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s **1** Regol. in altezza **sì** info

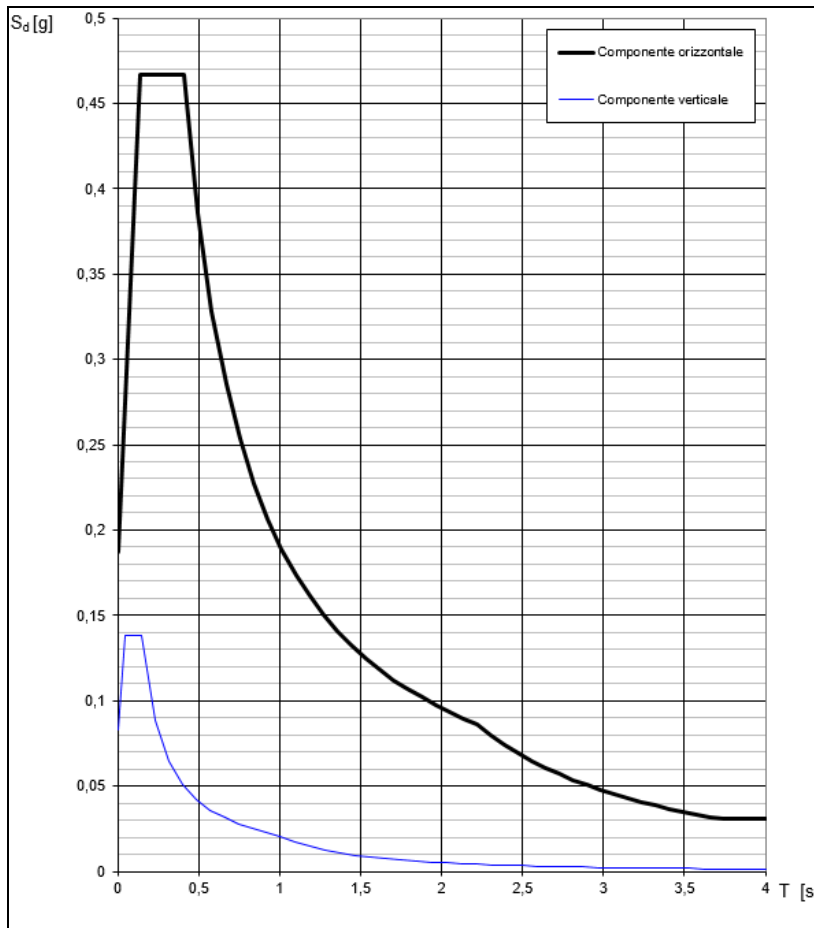
Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q_v **1,5** $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**





Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0,156 g
F_a	2,437
T_c	0,231 s
S_s	1,200
C_c	1,408
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,137 s
T_C	0,410 s
T_D	2,223 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	$T [s]$	$S_e [g]$
	0,000	0,187
$T_B \leftarrow$	0,137	0,467
$T_C \leftarrow$	0,410	0,467
	0,496	0,386
	0,582	0,328
	0,669	0,286
	0,755	0,253
	0,841	0,227
	0,928	0,206
	1,014	0,189
	1,100	0,174
	1,187	0,161
	1,273	0,150
	1,360	0,141
	1,446	0,132
	1,532	0,125
	1,619	0,118
	1,705	0,112
	1,791	0,107
	1,878	0,102
	1,964	0,097
	2,051	0,093
	2,137	0,089
$T_D \leftarrow$	2,223	0,086
	2,308	0,080
	2,392	0,074
	2,477	0,069
	2,562	0,065
	2,646	0,061
	2,731	0,057
	2,815	0,054
	2,900	0,051
	2,985	0,048
	3,069	0,045
	3,154	
	3,239	0,041
	3,323	0,038
	3,408	0,037
	3,492	0,035
	3,577	0,033
	3,662	0,032
	3,746	0,031
	3,831	
	3,915	0,031
	4,000	0,031



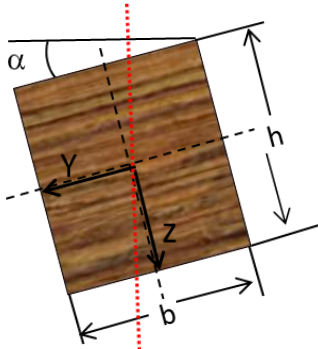
4. Relazione di Calcolo e Verifica delle Strutture

DEFINIZIONE DEI CARICHI					
$G_1 =$	0,20	kN/m ²	Proprio		
$G_2 =$	1,50	kN/m ²	Perm.Portato		
$Q_{k1} =$	0,50	kN/m ²	Azione variabile dominante	(Accidentale)	cat H
$Q_{k2} =$	0,55	kN/m ²	Azione variabile secondaria	(Accidentale)	Neve
$Q_{k3} =$	0,00	kN/m ²	Azione variabile secondaria	(Accidentale)	
$E =$	0,00	kN/m ²	Sisma		
$P =$	0,00	kN/m ²	Pretensione e precompressione		
Combinazione fondamentale (SLU)					
$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$					
Coefficienti :					
$\gamma_{G1} =$	1,30				
$\gamma_{G2} =$	1,50				
$\gamma_{Q1} =$	1,50				
$\gamma_{Q2} =$	1,50				
$\gamma_{Q3} =$	0,00				
$\psi_{02} =$	0,00				
$\psi_{03} =$	0,00				
$\gamma_P =$	1				
		$\rightarrow$	$P_{TOT.} =$	3,26	kN/m ²
Combinazione caratteristica (rara) (SLE)					
$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$					
Coefficienti :					
$\psi_{02} =$	0,50				
$\psi_{03} =$	0,00				
		$\rightarrow$	$P_{TOT.} =$	2,48	kN/m ²
Combinazione frequente (SLE)					
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$					
Coefficienti :					
$\psi_{11} =$	0,00				
$\psi_{22} =$	0,00				
$\psi_{23} =$	0,00				
		$\rightarrow$	$P_{TOT.} =$	1,70	kN/m ²
Combinazione quasi permanente (SLE)					
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$					
Coefficienti :					
$\psi_{21} =$	0,00				
$\psi_{22} =$	0,00				
$\psi_{23} =$	0,00				
		$\rightarrow$	$P_{TOT.} =$	1,70	kN/m ²

Cofinanziato
dall'Unione europea**REGIONE
LAZIO****Città di
Viterbo****Valori caratteristici delle proprietà del materiale (UNI EN 388:2004)**Tipo di legno utilizzato: **Castagno**Classe : **S***Massa volumica*Caratteristica ρ_k = 580 daN/m³*Proprietà di resistenza:*Flessione $f_{m,k}$ = 28,00 N/mm²Trazione parallela $f_{t,0,k}$ = 17,00 N/mm²Traz.perpendicolare $f_{t,90,k}$ = 0,60 N/mm²Compressione parallela $f_{c,0,k}$ = 22,00 N/mm²Compressione
perpendicolare $f_{c,90,k}$ = 7,30 N/mm²Taglio $f_{v,k}$ = 4,00 N/mm²*Moduli elastici:*Parallelo medio $E_{0,m}$ = 12,5 KN/mm²Parallelo caratteristico $E_{0,05}$ = 10,50 KN/mm²Perpendicolare medio $E_{90,m}$ = 0,83 KN/mm²Tangenziale medio G_m = 0,78 KN/mm²**Valori di calcolo delle proprietà del materiale**Classe di servizio **2** γ_m = **1,5** Tab. 4.4.III*Proprietà di resistenza:*

		FONDAM.	RARA	FREQ.	Q. PERM.	
	K_{mod} =	0,70	0,70	0,70	0,70	Tab. 4.4.IV
Flessione	$f_{m,d}$ =	13,52	13,52	13,52	13,52	N/mm ²
Trazione parallela	$f_{t,0,d}$ =	8,21	8,21	8,21	8,21	N/mm ²
Traz.perpendicolare	$f_{t,90,d}$ =	0,29	0,29	0,29	0,29	N/mm ²
Compressione parallela	$f_{c,0,d}$ =	10,62	10,62	10,62	10,62	N/mm ²
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$ =	3,52	3,52	3,52	3,52	N/mm ²
Taglio	$f_{v,d}$ =	1,93	1,93	1,93	1,93	N/mm ²

Cofinanziato
dall'Unione europea**REGIONE
LAZIO****Città di
Viterbo****4.1. Verifica solaio di copertura - porzione A - puntoni sez. 28x28**

DATI				
<u>Dati sezione</u>				
b =	28	cm	Base	
h =	28	cm	Altezza	
Wy =	3658,67	cm ³	Modulo di resistenza rispetto y	
Wz =	3658,67	cm ³	Modulo di resistenza rispetto z	
Jy =	51221,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto y	
Jz =	51221,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto z	
Classe legno	=	S		
<u>Dati schema di carico</u>				
Schema statico = Appoggio/Appoggio				
L =	560	cm	Luce di calcolo	
i _{max} =	342	cm	Interasse travi	
β =	27,00	°	Inclinazione della trave	
α =	0,00	°	Inclinazione della sezione	
				
VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)				
Si considera la combinazione di carico fondamentale				
<u>Carichi</u>				
P _{TOT.fond}	=	3,37	kN/m ²	Carico distribuito totale
P _{ifond}	=	12,11	kN/m	Carico lineare sull'elemento
<u>Sollecitazioni</u>				
M _{max}	=	47,46	kNm	Momento sollecitante
T _{max}	=	33,90	kN	Taglio sollecitante
<u>Verifica a flessione</u>				
σ _{m,d}	=	12,97	N/mm ²	= σ _{m,y,d} + 0,7 σ _{m,z,d}
σ _{m,d}	=	0,96	< 1	Verificato
f _{m,d}				
<u>Verifica a taglio</u>				
τ _d	=	0,65	N/mm ²	
τ _d	=	0,34	< 1	Verificato
f _{v,d}				



VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT, rara} = 2,48$ kN/m² Carico lineare per combinazione di carico **rara**

$P_{irara} = 8,46$ kN/m Carico lineare per combinazione di carico **rara**

$w_{ist,M} = 1,69$ cm Freccia dovuta al momento flettente

$w_{ist,V} = 0,07$ cm Freccia dovuta al taglio

$w_{ist,Tot} = 1,76$ cm Freccia istantanea totale

2) Freccia differita (w_{dif})

$P_{TOT, qperm} = 1,70$ kN/m² Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**

$P_{iqperm} = 5,81$ kN/m Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**

$K_{def} = 0,8$ Coeff. di viscosità del materiale Tab. 4.4.V

$w_{dif,M} = 0,93$ cm Freccia dovuta al momento flettente

$w_{dif,V} = 0,08$ cm Freccia dovuta al taglio

$w_{dif,Tot} = 1,01$ cm Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT, fond} = 1,70$ kN/m² Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**

$P_{ifond} = 5,81$ kN/m Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**

$w_{var,M} = 1,16$ cm Freccia dovuta al momento flettente

$w_{var,V} = 0,04$ cm Freccia dovuta al taglio

$w_{var,Tot} = 1,21$ cm Freccia istantanea totale

Verifiche (Valori limite secondo EC5)

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist} = 1,76$ cm < $L/300 = 1,87$ cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

$w_{fin} = 2,77$ cm < $L/200 = 2,8$ cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

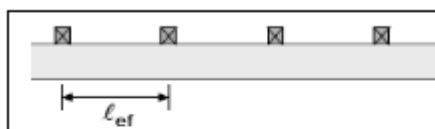
$w_{var} = 1,21$ cm < $L/300 = 1,87$ cm **OK**



Verifica di stabilità allo svergolamento flessorio/torzionale

$$\begin{aligned}l_{eff} &= 560 \text{ cm} \\ \sigma_{m,crit} &= 411,80 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_{rel,m} &= 0,26 \\ K_{crit,m} &= 1,00\end{aligned}$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,96 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$$l_{app} = 25 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,14 < 1 \quad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione	= 95,96 %	Verificato
Sfruttamento a taglio	= 33,59 %	Verificato
Sfruttamento per instabilità	= 95,96 %	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio	= 13,74 %	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea	= $\frac{L}{319}$	Verificato
Freccia finale	= $\frac{L}{202}$	Verificato
Freccia da variabili	= $\frac{L}{464}$	Verificato



VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$$P_{TOT,rara} = 2,28 \text{ kN/m}^2 \text{ Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$P_{irara} = 3,75 \text{ kN/m Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$w_{ist,M} = 0,40 \text{ cm Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{ist,V} = 0,02 \text{ cm Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{ist,Tot.} = 0,42 \text{ cm Freccia istantanea totale}$$

2) Freccia differita (w_{diff})

$$P_{TOT,qperm} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \text{ Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$P_{iqperm} = 2,48 \text{ kN/m Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$K_{def} = 0,8 \text{ Coeff. di viscosità del materiale Tab. 4.4.V}$$

$$w_{diff,M} = 0,21 \text{ cm Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{diff,V} = 0,03 \text{ cm Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{diff,Tot.} = 0,24 \text{ cm Freccia differita totale}$$

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$$P_{TOT,fond} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \text{ Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$P_{ifond} = 2,48 \text{ kN/m Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$w_{var,M} = 0,26 \text{ cm Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{var,V} = 0,01 \text{ cm Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{var,Tot.} = 0,28 \text{ cm Freccia istantanea totale}$$

Verifiche (Valori limite secondo EC5)

A) Verifica della deformazione istantanea

$$w_{ist} = 0,42 \text{ cm} < L/300 = 1,14 \text{ cm OK}$$

B) Verifica della deformazione finale

$$w_{fin.} = 0,66 \text{ cm} < L/200 = 1,71 \text{ cm OK}$$

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$$w_{var.} = 0,28 \text{ cm} < L/300 = 1,14 \text{ cm OK}$$



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO

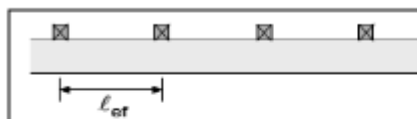


Città di
Viterbo

Verifica di stabilità allo svergolamento flessor-torzionale

$$\begin{aligned}l_{eff} &= 342 \text{ cm} \\ \sigma_{m,crit} &= 481,63 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_{rel,m} &= 0,24 \\ K_{crit,m} &= 1,00\end{aligned}$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,47 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$$\begin{aligned}l_{app.} &= 14 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio} \\ \sigma_{c,90,d} &= 0,29 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} &= 0,08 < 1 \quad \text{Verificato}\end{aligned}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	46,64 %	Verificato
Sfruttamento a taglio =	15,80 %	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	46,64 %	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	8,24 %	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea = $\frac{L}{810}$	Verificato
Freccia finale = $\frac{L}{519}$	Verificato
Freccia da variabili = $\frac{L}{1228}$	Verificato

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

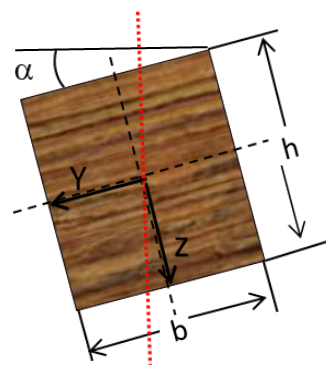
4.3. Verifica solaio di copertura - porzione A - travi secondarie sez. 8x8

DATI

Dati sezione

b =	8	cm	Base
h =	8	cm	Altezza
Wy =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto y
Wz =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto z
Jy =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto y
Jz =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico =			Appoggio/Appoggio
L =	185	cm	Luce di calcolo
i _{max} =	50	cm	Interasse travi
β =	27,00	°	Inclinazione della trave
α =	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

(§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

P _{TOT.fond}	=	2,86	kN/m ²	Carico distribuito totale
P _{ifond}	=	1,48	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M _{max}	=	0,63	kNm	Momento sollecitante
T _{max}	=	1,37	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$$\sigma_{m,d} = 7,42 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{m,y,d} + 0,7 \sigma_{m,z,d}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,55 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$\tau_d = 0,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,17 < 1 \quad \text{Verificato}$$



VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT,rara} = 2,08$ kN/m² Carico lineare per combinazione di carico **rara**

$P_{irara} = 1,04$ kN/m Carico lineare per combinazione di carico **rara**

$w_{ist,M} = 0,37$ cm Freccia dovuta al momento flettente

$w_{ist,V} = 0,01$ cm Freccia dovuta al taglio

$w_{ist,Tot.} = 0,38$ cm Freccia istantanea totale

2) Freccia differita (w_{diff})

$P_{TOT,qperm} = 1,30$ kN/m² Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**

$P_{iqperm} = 0,65$ kN/m Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**

$K_{def} = 0,8$ Coeff. di viscosità del materiale Tab. 4.4.V

$w_{diff,M} = 0,19$ cm Freccia dovuta al momento flettente

$w_{diff,V} = 0,01$ cm Freccia dovuta al taglio

$w_{diff,Tot.} = 0,20$ cm Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT,fond} = 1,30$ kN/m² Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**

$P_{ifond} = 0,65$ kN/m Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**

$w_{var,M} = 0,23$ cm Freccia dovuta al momento flettente

$w_{var,V} = 0,01$ cm Freccia dovuta al taglio

$w_{var,Tot.} = 0,24$ cm Freccia istantanea totale

Verifiche (Valori limite secondo EC5)

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist} = 0,38$ cm < $L/300 = 0,62$ cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

$w_{fin.} = 0,58$ cm < $L/200 = 0,925$ cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

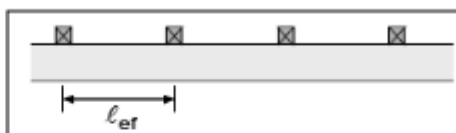
$w_{var.} = 0,24$ cm < $L/300 = 0,62$ cm **OK**



Verifica di stabilità allo svergolamento flessotorsionale

$$\begin{aligned}l_{eff} &= 185 \text{ cm} \\ \sigma_{m,crit} &= 356,15 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_{rel,m} &= 0,28 \\ K_{crit,m} &= 1,00\end{aligned}$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,55 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$$l_{app} = 10 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,05 < 1 \quad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	54,86 %	Verificato
Sfruttamento a taglio =	16,61 %	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	54,86 %	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	4,85 %	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{485}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{319}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{774}$	Verificato

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

4.4. Verifica solaio di copertura – porzione A - travi gronda sez. 8x8

DATI

Dati sezione

b =	8	cm	Base
h =	8	cm	Altezza
Wy =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto y
Wz =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto z
Jy =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto y
Jz =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto z

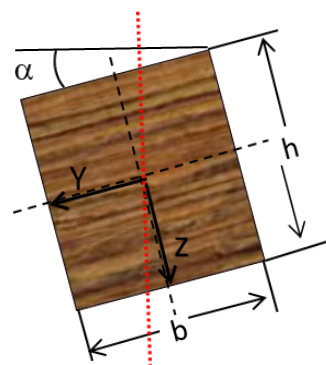
Classe legno = S

Dati schema di carico

Schema statico =

L =	50	cm	Luce di calcolo
i _{max} =	50	cm	Interasse travi
β =	27,00	°	Inclinazione della trave
α =	0,00	°	Inclinazione della sezione

Mensola



VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

(§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

P _{TOT.fond}	=	2,86	kN/m ²	Carico distribuito totale
P _{ifond}	=	1,48	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M _{max}	=	0,18	kNm	Momento sollecitante
T _{max}	=	0,74	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$$\sigma_{m,d} = 2,17 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{m,y,d} + 0,7 \sigma_{m,z,d}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,16 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$\tau_d = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,09 < 1 \quad \text{Verificato}$$

**VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)**

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$$P_{TOT,rara} = 2,08 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$P_{irara} = 1,04 \quad \text{kN/m} \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$w_{ist,M} = 0,02 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{ist,V} = 0,00 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{ist,Tot} = 0,02 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia istantanea totale}$$

2) Freccia differita (w_{dif})

$$P_{TOT,qperm} = 1,30 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$P_{iqperm} = 0,65 \quad \text{kN/m} \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$K_{def} = 0,8 \quad \text{Coeff. di viscosità del materiale} \quad \text{Tab. 4.4.V}$$

$$w_{dif,M} = 0,02 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{dif,V} = 0,00 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{dif,Tot} = 0,02 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia differita totale}$$

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$$P_{TOT,fond} = 1,30 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$P_{ifond} = 0,65 \quad \text{kN/m} \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$w_{var,M} = 0,01 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{var,V} = 0,00 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{var,Tot} = 0,01 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia istantanea totale}$$

Verifiche (Valori limite secondo EC5)

A) Verifica della deformazione istantanea

$$w_{ist} = 0,02 \quad \text{cm} < L/150 = 0,33 \quad \text{cm} \quad \text{OK}$$

B) Verifica della deformazione finale

$$w_{fin} = 0,04 \quad \text{cm} < L/100 = 0,5 \quad \text{cm} \quad \text{OK}$$

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

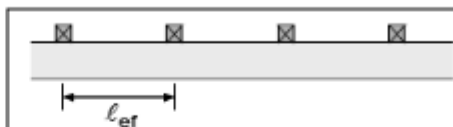
$$w_{var} = 0,01 \quad \text{cm} < L/150 = 0,33 \quad \text{cm} \quad \text{OK}$$



Verifica di stabilità allo svergolamento flessio/torzionale

$$\begin{aligned}l_{eff} &= 50 \text{ cm} \\ \sigma_{m,crit} &= 1317,74 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_{rel,m} &= 0,15 \\ K_{crit,m} &= 1,00\end{aligned}$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,16 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$$\begin{aligned}l_{app.} &= 50 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio} \\ \sigma_{c,90,d} &= 0,01 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} &= 0,00 < 1 \quad \text{Verificato}\end{aligned}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	16,03 %	Verificato
Sfruttamento a taglio =	8,98 %	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	16,03 %	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	0,26 %	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea = $\frac{L}{2632}$	Verificato
Freccia finale = $\frac{L}{1237}$	Verificato
Freccia da variabili = $\frac{L}{4201}$	Verificato

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

4.5. Verifica solaio di copertura – porzione B - puntoni sez. 30x30

DATI

Dati sezione

b =	30	cm	Base
h =	30	cm	Altezza
Wy =	4500,00	cm ³	Modulo di resistenza rispetto y
Wz =	4500,00	cm ³	Modulo di resistenza rispetto z
Jy =	67500,00	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto y
Jz =	67500,00	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto z

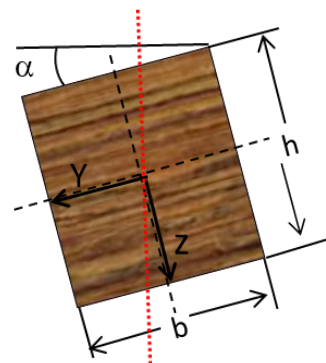
Classe legno = S

Dati schema di carico

Schema statico =

Appoggio/Appoggio

L =	577	cm	Luce di calcolo
i _{max} =	340	cm	Interasse travi
β =	26,00	°	Inclinazione della trave
α =	0,00	°	Inclinazione della sezione



VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

(§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

P _{TOT.fond}	=	3,34	kN/m ²	Carico distribuito totale
P _{ifond}	=	12,03	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M _{max}	=	50,05	kNm	Momento sollecitante
T _{max}	=	34,70	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$$\sigma_{m,d} = 11,12 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{m,y,d} + 0,7 \sigma_{m,z,d}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,82 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$\tau_d = 0,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,30 < 1 \quad \text{Verificato}$$

**VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)****Calcolo delle frecce:****1) Freccia istantanea (w_{ist})** $P_{TOT,rara} = 2,48 \text{ kN/m}^2$ Carico lineare per combinazione di carico **rara** $P_{irara} = 8,42 \text{ kN/m}$ Carico lineare per combinazione di carico **rara** $w_{ist,M} = 1,44 \text{ cm}$ Freccia dovuta al momento flettente $w_{ist,V} = 0,06 \text{ cm}$ Freccia dovuta al taglio $w_{ist,Tot.} = 1,50 \text{ cm}$ Freccia istantanea totale**2) Freccia differita ($w_{dif.}$)** $P_{TOT,qperm} = 1,70 \text{ kN/m}^2$ Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente** $P_{iqperm} = 5,78 \text{ kN/m}$ Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente** $K_{def} = 0,8$ Coeff. di viscosità del materiale Tab. 4.4.V $w_{dif,M} = 0,79 \text{ cm}$ Freccia dovuta al momento flettente $w_{dif,V} = 0,07 \text{ cm}$ Freccia dovuta al taglio $w_{dif,Tot.} = 0,86 \text{ cm}$ Freccia differita totale**3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})** $P_{TOT,fond} = 1,70 \text{ kN/m}^2$ Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili** $P_{lfond} = 5,78 \text{ kN/m}$ Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili** $w_{var,M} = 0,99 \text{ cm}$ Freccia dovuta al momento flettente $w_{var,V} = 0,04 \text{ cm}$ Freccia dovuta al taglio $w_{var,Tot.} = 1,03 \text{ cm}$ Freccia istantanea totale**Verifiche (Valori limite secondo EC5)****A) Verifica della deformazione istantanea** $w_{ist} = 1,50 \text{ cm} < L/300 = 1,92 \text{ cm}$ **OK****B) Verifica della deformazione finale** $w_{fin.} = 2,36 \text{ cm} < L/200 = 2,885 \text{ cm}$ **OK****C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili** $w_{var.} = 1,03 \text{ cm} < L/300 = 1,92 \text{ cm}$ **OK**



Verifica di stabilità allo svergolamento flessorio/torzionale

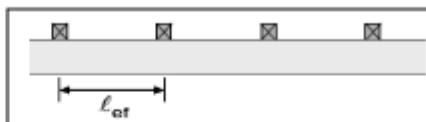
$$l_{eff} = 577 \text{ cm}$$

$$\sigma_{m,crit} = 428,21 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,26$$

$$K_{crit,m} = 1,00$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,82 < 1$$

Verificato

Verifica a compressione dell'appoggio

$$l_{app} = 25 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,13 < 1$$

Verificato

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	82,29 %	Verificato
Sfruttamento a taglio =	29,95 %	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	82,29 %	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	13,13 %	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{385}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{244}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{560}$	Verificato

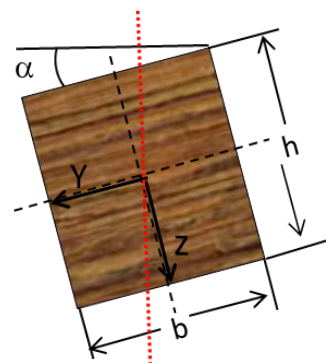
**Verifica solaio di copertura - porzione B - (terzere) sez. 20x20****DATI**Dati sezione

b =	20	cm	Base
h =	20	cm	Altezza
Wy =	1333,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto y
Wz =	1333,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto z
Jy =	13333,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto y
Jz =	13333,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S

Dati schema di carico

	Schema statico =	Appoggio/Appoggio
L =	340	cm Luce di calcolo
i _{max} =	172	cm Interasse travi
β =	0,00	° Inclinazione della trave
α =	26,00	° Inclinazione della sezione

**VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)**

(§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**Carichi

P _{TOT.fond}	=	2,70	kN/m ²	Carico distribuito totale
P _{ifond}	=	4,95	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M _{max}	=	7,15	kNm	Momento sollecitante
T _{max}	=	8,41	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$$\sigma_{m,d} = 6,46 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{m,y,d} + 0,7 \sigma_{m,z,d}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,48 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$\tau_d = 0,32 \text{ N/mm}^2$$
$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,16 < 1 \quad \text{Verificato}$$



VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT,rara} = 2,28$ kN/m² Carico lineare per combinazione di carico **rara**

$P_{irara} = 3,91$ kN/m Carico lineare per combinazione di carico **rara**

$w_{ist,M} = 0,41$ cm Freccia dovuta al momento flettente

$w_{ist,V} = 0,02$ cm Freccia dovuta al taglio

$w_{ist,Tot} = 0,43$ cm Freccia istantanea totale

2) Freccia differita (w_{dif})

$P_{TOT,qperm} = 1,50$ kN/m² Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**

$P_{iqperm} = 2,58$ kN/m Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**

$K_{def} = 0,8$ Coeff. di viscosità del materiale Tab. 4.4.V

$w_{dif,M} = 0,22$ cm Freccia dovuta al momento flettente

$w_{dif,V} = 0,03$ cm Freccia dovuta al taglio

$w_{dif,Tot} = 0,24$ cm Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT,fond} = 1,50$ kN/m² Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**

$P_{ifond} = 2,58$ kN/m Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**

$w_{var,M} = 0,27$ cm Freccia dovuta al momento flettente

$w_{var,V} = 0,01$ cm Freccia dovuta al taglio

$w_{var,Tot} = 0,28$ cm Freccia istantanea totale

Verifiche (Valori limite secondo EC5)

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist} = 0,43$ cm < $L/300 = 1,13$ cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

$w_{fin} = 0,67$ cm < $L/200 = 1,7$ cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var} = 0,28$ cm < $L/300 = 1,13$ cm **OK**



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

Verifica di stabilità allo svergolamento flessio/torzionale

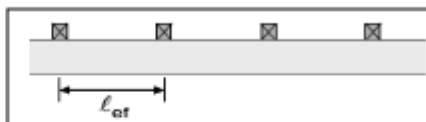
$$l_{eff} = 340 \text{ cm}$$

$$\sigma_{m,crit} = 484,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,24$$

$$K_{crit,m} = 1,00$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,48 < 1$$

Verificato

Verifica a compressione dell'appoggio

$$l_{app} = 15 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,08 < 1$$

Verificato

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	47,81 %	Verificato
Sfruttamento a taglio =	16,33 %	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	47,81 %	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	7,95 %	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea = $\frac{L}{790}$	Verificato
Freccia finale = $\frac{L}{506}$	Verificato
Freccia da variabili = $\frac{L}{1198}$	Verificato

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

4.6. Verifica solaio di copertura - porzione B - travi secondarie sez. 8x8

DATI

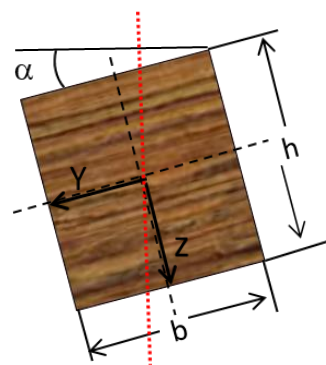
Dati sezione

b =	8	cm	Base
h =	8	cm	Altezza
Wy =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto y
Wz =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto z
Jy =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto y
Jz =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S

Dati schema di carico

Schema statico =			Appoggio/Appoggio
L =	192	cm	Luce di calcolo
i _{max} =	50	cm	Interasse travi
β =	26,00	°	Inclinazione della trave
α =	0,00	°	Inclinazione della sezione



VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

(§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

P _{TOT.fond}	=	2,84	kN/m ²	Carico distribuito totale
P _{ifond}	=	1,47	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M _{max}	=	0,68	kNm	Momento sollecitante
T _{max}	=	1,41	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$$\sigma_{m,d} = 7,92 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{m,y,d} + 0,7 \sigma_{m,z,d}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,59 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$\tau_d = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,17 < 1 \quad \text{Verificato}$$

**VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)****Calcolo delle frecce:****1) Freccia istantanea (w_{ist})**

$$P_{TOT,rara} = 2,08 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$P_{irara} = 1,04 \quad \text{kN/m} \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$w_{ist,M} = 0,43 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{ist,V} = 0,01 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{ist,Tot} = 0,44 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia istantanea totale}$$

2) Freccia differita (w_{diff})

$$P_{TOT,qperm} = 1,30 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$P_{iqperm} = 0,65 \quad \text{kN/m} \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$K_{def} = 0,8 \quad \text{Coeff. di viscosità del materiale} \quad \text{Tab. 4.4.V}$$

$$w_{diff,M} = 0,22 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{diff,V} = 0,01 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{diff,Tot} = 0,23 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia differita totale}$$

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$$P_{TOT,fond} = 1,30 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$P_{ifond} = 0,65 \quad \text{kN/m} \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$w_{var,M} = 0,27 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{var,V} = 0,01 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{var,Tot} = 0,28 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia istantanea totale}$$

Verifiche (Valori limite secondo EC5)**A) Verifica della deformazione istantanea**

$$w_{ist} = 0,44 \quad \text{cm} < L/300 = 0,64 \quad \text{cm} \quad \text{OK}$$

B) Verifica della deformazione finale

$$w_{fin} = 0,67 \quad \text{cm} < L/200 = 0,96 \quad \text{cm} \quad \text{OK}$$

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$$w_{var} = 0,28 \quad \text{cm} < L/300 = 0,64 \quad \text{cm} \quad \text{OK}$$



Verifica di stabilità allo svergolamento flessorio-torzionale

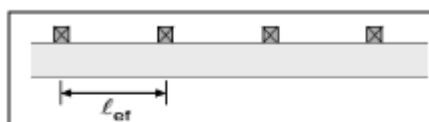
$$l_{eff} = 192 \text{ cm}$$

$$\sigma_{m,crit} = 343,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,29$$

$$K_{crit,m} = 1,00$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,59 < 1$$

Verificato

Verifica a compressione dell'appoggio

$$l_{app.} = 10 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,18 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,05 < 1$$

Verificato

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

$$\text{Sfruttamento a flessione} = 58,60 \% \quad \text{Verificato}$$

$$\text{Sfruttamento a taglio} = 17,09 \% \quad \text{Verificato}$$

$$\text{Sfruttamento per instabilità} = 58,60 \% \quad \text{Verificato}$$

$$\text{Sfruttamento compr. appoggio} = 4,99 \% \quad \text{Verificato}$$

Verifiche di deformazione:

$$\text{Freccia istantanea} = \frac{L}{435} \quad \text{Verificato}$$

$$\text{Freccia finale} = \frac{L}{286} \quad \text{Verificato}$$

$$\text{Freccia da variabili} = \frac{L}{694} \quad \text{Verificato}$$

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

4.7. Verifica solaio di copertura – porzione B - travetti gronda sez. 8x8

DATI

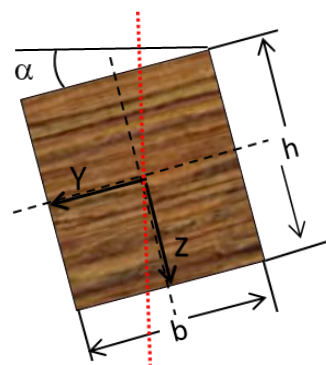
Dati sezione

b =	8	cm	Base
h =	8	cm	Altezza
Wy =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto y
Wz =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto z
Jy =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto y
Jz =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S

Dati schema di carico

Schema statico =			Mensola
L =	50	cm	Luce di calcolo
i _{max} =	50	cm	Interasse travi
β =	26,00	°	Inclinazione della trave
α =	0,00	°	Inclinazione della sezione



VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

(§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

P _{TOT.fond}	=	2,84	kN/m ²	Carico distribuito totale
P _{ifond}	=	1,47	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M _{max}	=	0,18	kNm	Momento sollecitante
T _{max}	=	0,73	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$$\sigma_{m,d} = 2,15 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{m,y,d} + 0,7 \sigma_{m,z,d}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,16 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$\tau_d = 0,17 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,09 < 1 \quad \text{Verificato}$$

**VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)****Calcolo delle frecce:****1) Freccia istantanea (w_{ist})**

$$P_{TOT,rara} = 2,08 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$P_{irara} = 1,04 \quad \text{kN/m} \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$w_{ist,M} = 0,02 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{ist,V} = 0,00 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{ist,Tot} = 0,02 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia istantanea totale}$$

2) Freccia differita (w_{diff})

$$P_{TOT,qperm} = 1,30 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$P_{iqperm} = 0,65 \quad \text{kN/m} \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$K_{def} = 0,8 \quad \text{Coeff. di viscosità del materiale} \quad \text{Tab. 4.4.V}$$

$$w_{diff,M} = 0,02 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{diff,V} = 0,00 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{diff,Tot} = 0,02 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia differita totale}$$

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$$P_{TOT,fond} = 1,30 \quad \text{kN/m}^2 \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$P_{ifond} = 0,65 \quad \text{kN/m} \quad \text{Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$w_{var,M} = 0,01 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{var,V} = 0,00 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{var,Tot} = 0,01 \quad \text{cm} \quad \text{Freccia istantanea totale}$$

Verifiche (Valori limite secondo EC5)**A) Verifica della deformazione istantanea**

$$w_{ist} = 0,02 \quad \text{cm} < L/150 = 0,33 \quad \text{cm} \quad \text{OK}$$

B) Verifica della deformazione finale

$$w_{fin} = 0,04 \quad \text{cm} < L/100 = 0,5 \quad \text{cm} \quad \text{OK}$$

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$$w_{var} = 0,01 \quad \text{cm} < L/150 = 0,33 \quad \text{cm} \quad \text{OK}$$



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

Verifica di stabilità allo svergolamento flessorio/torzionale

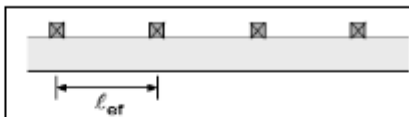
$$l_{eff} = 50 \text{ cm}$$

$$\sigma_{m,crit} = 1317,74 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,15$$

$$K_{crit,m} = 1,00$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,16 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$$l_{app} = 50 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,01 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,00 < 1 \quad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	15,90 %	Verificato
Sfruttamento a taglio =	8,90 %	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	15,90 %	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	0,26 %	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea = $\frac{L}{2632}$	Verificato
Freccia finale = $\frac{L}{1237}$	Verificato
Freccia da variabili = $\frac{L}{4201}$	Verificato

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

4.8. Verifica solaio di copertura - porzione C - (terzere) sez. 22x22

DATI

Dati sezione

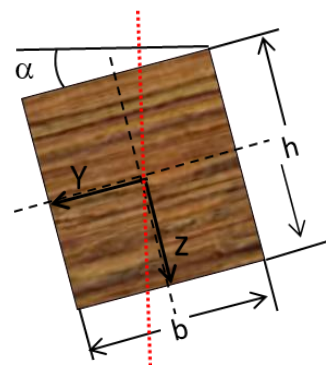
b =	22	cm	Base
h =	22	cm	Altezza
Wy =	1774,67	cm ³	Modulo di resistenza rispetto y
Wz =	1774,67	cm ³	Modulo di resistenza rispetto z
Jy =	19521,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto y
Jz =	19521,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S

Dati schema di carico

Schema statico = Appoggio/Appoggio

L =	480	cm	Luce di calcolo
i _{max} =	179	cm	Interasse travi
β =	0,00	°	Inclinazione della trave
α =	26,00	°	Inclinazione della sezione



VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

(§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

P _{TOT.fond}	=	2,70	kN/m ²	Carico distribuito totale
P _{ifond}	=	5,20	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M _{max}	=	14,97	kNm	Momento sollecitante
T _{max}	=	12,48	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$$\sigma_{m,d} = 10,17 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{m,y,d} + 0,7 \sigma_{m,z,d}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,75 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$\tau_d = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,20 < 1 \quad \text{Verificato}$$



VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$$P_{TOT,rara} = 2,28 \text{ kN/m}^2 \text{ Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$P_{lrara} = 4,07 \text{ kN/m Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$w_{ist,M} = 1,15 \text{ cm Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{ist,V} = 0,04 \text{ cm Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{ist,Tot} = 1,19 \text{ cm Freccia istantanea totale}$$

2) Freccia differita (w_{diff})

$$P_{TOT,qperm} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \text{ Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$P_{iqperm} = 2,69 \text{ kN/m Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$K_{def} = 0,8 \text{ Coeff. di viscosità del materiale Tab. 4.4.V}$$

$$w_{diff,M} = 0,61 \text{ cm Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{diff,V} = 0,04 \text{ cm Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{diff,Tot} = 0,65 \text{ cm Freccia differita totale}$$

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$$P_{TOT,ford} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \text{ Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$P_{lfond} = 2,69 \text{ kN/m Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$w_{var,M} = 0,76 \text{ cm Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{var,V} = 0,02 \text{ cm Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{var,Tot} = 0,79 \text{ cm Freccia istantanea totale}$$

Verifiche (Valori limite secondo EC5)

A) Verifica della deformazione istantanea

$$w_{ist} = 1,19 \text{ cm} < L/300 = 1,60 \text{ cm OK}$$

B) Verifica della deformazione finale

$$w_{fin} = 1,84 \text{ cm} < L/200 = 2,4 \text{ cm OK}$$

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$$w_{var} = 0,79 \text{ cm} < L/300 = 1,60 \text{ cm OK}$$



Verifica di stabilità allo svergolamento flessotorsionale

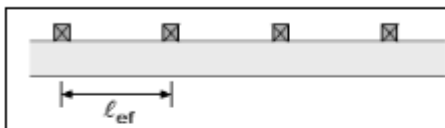
$$l_{eff} = 480 \text{ cm}$$

$$\sigma_{m,crit} = 377,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,27$$

$$K_{crit,m} = 1,00$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,75 < 1$$

Verificato

Verifica a compressione dell'appoggio

$$l_{app.} = 25 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,06 < 1$$

Verificato

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	75,24 %	Verificato
Sfruttamento a taglio =	20,02 %	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	75,24 %	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	6,44 %	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{403}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{260}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{611}$	Verificato

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

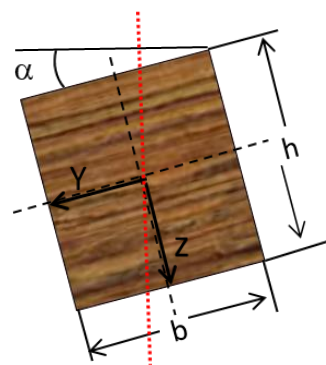
4.9. Verifica solaio di copertura - porzione C - travi secondarie sez. 8x8

DATI

Dati sezione

b =	8	cm	Base
h =	8	cm	Altezza
Wy =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto y
Wz =	85,33	cm ³	Modulo di resistenza rispetto z
Jy =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto y
Jz =	341,33	cm ⁴	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico =	Appoggio/Appoggio		
L =	195	cm	Luce di calcolo
i _{max} =	50	cm	Interasse travi
β =	26,00	°	Inclinazione della trave
α =	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU)

(§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

P _{TOT.fond}	=	2,84	kN/m ²	Carico distribuito totale
P _{ifond}	=	1,47	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M _{max}	=	0,70	kNm	Momento sollecitante
T _{max}	=	1,43	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$$\sigma_{m,d} = 8,17 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{m,y,d} + 0,7 \sigma_{m,z,d}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 0,60 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a taglio

$$\tau_d = 0,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,17 < 1 \quad \text{Verificato}$$



VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$$P_{TOT,rara} = 2,08 \text{ kN/m}^2 \text{ Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$P_{lrara} = 1,04 \text{ kN/m Carico lineare per combinazione di carico rara}$$

$$w_{ist,M} = 0,46 \text{ cm Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{ist,V} = 0,01 \text{ cm Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{ist,Tot} = 0,47 \text{ cm Freccia istantanea totale}$$

2) Freccia differita (w_{dif})

$$P_{TOT,qperm} = 1,30 \text{ kN/m}^2 \text{ Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$P_{lqperm} = 0,65 \text{ kN/m Carico lineare per combinazione di carico quasi permanente}$$

$$K_{def} = 0,8 \text{ Coeff. di viscosità del materiale Tab. 4.4.V}$$

$$w_{dif,M} = 0,23 \text{ cm Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{dif,V} = 0,01 \text{ cm Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{dif,Tot} = 0,24 \text{ cm Freccia differita totale}$$

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$$P_{TOT,fond} = 1,30 \text{ kN/m}^2 \text{ Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$P_{lfond} = 0,65 \text{ kN/m Carico lineare per combinazione di carico frequente variabili}$$

$$w_{var,M} = 0,29 \text{ cm Freccia dovuta al momento flettente}$$

$$w_{var,V} = 0,01 \text{ cm Freccia dovuta al taglio}$$

$$w_{var,Tot} = 0,29 \text{ cm Freccia istantanea totale}$$

Verifiche (Valori limite secondo EC5)

A) Verifica della deformazione istantanea

$$w_{ist} = 0,47 \text{ cm} < L/300 = 0,65 \text{ cm} \text{ OK}$$

B) Verifica della deformazione finale

$$w_{fin} = 0,71 \text{ cm} < L/200 = 0,975 \text{ cm} \text{ OK}$$

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$$w_{var} = 0,29 \text{ cm} < L/300 = 0,65 \text{ cm} \text{ OK}$$



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO

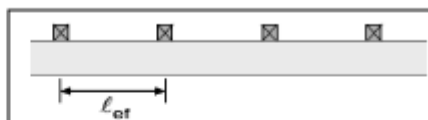


Città di
Viterbo

Verifica di stabilità allo svergolamento flessorio/torzionale

$$\begin{aligned}l_{eff} &= 195 \text{ cm} \\ \sigma_{m,crit} &= 337,88 \text{ N/mm}^2 \\ \lambda_{rel,m} &= 0,29 \\ K_{crit,m} &= 1,00\end{aligned}$$

distanza tra gli elementi di rinforzo



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} \cdot f_{m,d}} = 0,60 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$$l_{app.} = 11 \text{ cm} \quad \text{Lunghezza dell'appoggio}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,05 < 1 \quad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	60,44 %	Verificato
Sfruttamento a taglio =	17,36 %	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	60,44 %	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	4,61 %	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{415}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{274}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{663}$	Verificato

4.10. Verifica Cerchiature Metalliche

VERIFICA MODIFICHE PARETI PORTANTI

Calcolo dei pannelli murari – calcolo eseguito con il Software AC.M-Aperture e Cerchiature in Murature portanti, Vers.2018

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

[D.M. 17.1.2018 e Normative in vigore a partire dal 22/03/2018](#)

D.M. 17.1.2018: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2018.

Circolare 2019, n.7: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.1.2018.

Edifici monumentali: Direttiva P.C.M. del 12.10.2007: "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.24 del 29 gennaio 2018.

Riferimenti tecnici: Euro Codici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.17.1.2018, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari
UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano
UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica
UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700
UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio
UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali
UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere - Ciminiere
UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos
UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi
UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte
UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole
UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici
UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti

Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature
UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti
UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte
UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio

UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali
UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica
UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo
UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

Norme Italiane precedenti al D.M. 17.1.2018:

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi in vigore fino al 30/06/2009 e quindi superate dal D.M.17.1.2018; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

D.M. 14.9.2005: "Norme Tecniche per le Costruzioni" (ex Testo Unico)

In campo antisismico, il D.M. 14.9.2005 definisce l'azione sismica [§3.2] e fissa i livelli di sicurezza. Nel rispetto di tali presupposti, il D.M.14.9.2005 può fare riferimento all'OPCM 3274 e s.m.i. [§5.7.1.1] per le indicazioni attuative sulle verifiche di sicurezza.

Sismica: Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni:

Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005

Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003: "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".

Norme strutturali precedenti all'OPCM 3274 (per la Sismica) e al D.M. 14.9.2005:

Legge n.64 del 2.2.1974: "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20.6.1977: "Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura."

Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34: "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."

D.M. 2.7.1981: "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."

Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981: "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."

D.M. 16.1.1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

Circolare Min.LL.PP. n.65 del 10.4.1997: "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996."

Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.): "Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.", coord. F.Braga, 1998

D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98: "Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall'art.4 della Legge 61/98 - Allegato B".

Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale: "Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98", coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

Murature D.M. 20.11.1987: “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.”

Circolare Min.LL.PP. n.30787 del 4.1.1989: “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.”

Carichi D.M. 16.1.1996: “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.”

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

D.M. 17.1.2018: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale”, n.29 del 4 febbraio 2018.

[1] F. Pugi: **Progettazione di Costruzioni in Muratura**, ALINEA Editrice, Firenze, 2000.

In questo volume viene trattato il Metodo Por, oltre all'assetto normativo precedente l'Ordinanza 3274 del 20.3.2003.

[2] F. Pugi: **Edifici in Muratura e nuova Normativa Sismica. L'analisi Pushover come evoluzione del Metodo Por**, ALINEA Editrice, Firenze, 2006.

[3] G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di): **Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura**, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000. Il volume è reperibile on line all'indirizzo:
gndt.ingv.it/Pubblicazioni/Monografie_disponibili_con_intestazione.htm

[4] G. C. Beolchini, G. Di Pasquale, L. Gizzarelli: **La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle Linee Guida NEHRP**, Roma, Dicembre 2002. In particolare: Capitolo 4. Analisi statiche non lineari. Il volume è reperibile on line all'indirizzo
ssn.protezionecivile.it/RT/rtindex.html

[5] G. Magenes, G.M. Calvi: **Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie**, Atti del Convegno Nazionale: "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 settembre 1996.

[6] L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi: **Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici**, IUSS Press, Pavia, 2004.

Come dichiarato dagli Autori, il volume “(...) fa parte di una collana editoriale che si propone di chiarire e rendere di più facile consultazione le “norme tecniche” allegate all'Ordinanza n.3274 (...)”. Questo volume si riferisce ai primi 4 capitoli delle norme tecniche per gli edifici, capitoli che costituiscono la parte comune alle varie tipologie costruttive, trattate singolarmente nei capitoli successivi. Indirizzo Internet: www.iusspress.it

[7] AICAP: **Progettazione di strutture in calcestruzzo armato**, Voll. 1 e 2, Guida all'uso dell'EuroCodice 2 con riferimento alle Norme Tecniche D.M. 17.1.2018, Roma, 2018.

Dati PROGETTO

Numero di Cerchiature = numero di cerchiature da analizzare

Numero di Pareti = numero di pareti piene e/o forate da analizzare

Coefficienti Sismici:

- Per Analisi secondo D.M. 16.1.1996:

Grado di Sismicità S = ha valore 6, 9 o 12 a seconda della classificazione sismica del Comune dove l'edificio corrente e' ubicato.

C = (S-2) / 100 = coefficiente di intensità sismica.

Coefficiente di risposta R = coefficiente dipendente dal periodo fondamentale di vibrazione. Per le strutture in muratura, si assume implicitamente R = 1.

Coefficiente di fondazione (eps) = assume valore > = 1.00 in dipendenza delle caratteristiche geotecniche del terreno.

Coefficienti di struttura (beta)₁ e (beta)₂ = i coefficienti di struttura, secondo la Normativa vigente, assumono normalmente seguenti valori per gli edifici esistenti:

(beta)₁ = 2 tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;

(beta)₂ = 2 tiene conto delle modalità di verifica a rottura.

Il valore: (beta) = (beta)₁ * (beta)₂ = 4 e' inoltre prescritto dalla Circ.Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981, punto 3.1.1, in accordo quindi con il metodo di verifica sismica, dove si adotta una ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità. In AC.M, il valore (beta)=4 viene assunto implicitamente.

Protezione sismica I = per le opere la cui resistenza al sisma sia di importanza primaria per le necessità della protezione civile, deve porsi: I = 1.4. Per le opere che presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso, si pone: I = 1.2. In tutti gli altri casi, si assume I = 1.0.

Livello di protezione sismica I_{ps} = assume valori <=1.00 (ad es. 0.65 per l'attuazione dei progetti di ricostruzione antisismica in Umbria e Marche).

K di calcolo = coefficiente moltiplicatore della massa sismica di piano per ottenere la forza sismica:

F_{sism} = K W = C * R * (eps) * (beta)₁ * (beta)₂ * I * W, e dunque: K = C * R * (eps) * (beta)₁ * (beta)₂ * I (a meno del coefficiente gamma di distribuzione delle forze sismiche).

- Per Analisi secondo OPCM 3274/2003 - NTC D.M. 14.9.2005:

Accelerazione al suolo a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (accelerazione al suolo di progetto). Secondo OPCM, il territorio italiano è suddiviso in 4 zone, caratterizzate da a_g=0.35, 0.25, 0.15, 0.05 g.

Periodi di spettro T_B, T_C, T_D = periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

Fattore di Importanza = assume valori compresi fra 1 e 1.4 in dipendenza della categoria dell'edificio (analogamente al coefficiente di protezione I).

OPCM 3274 fornisce i valori in Tab. 4.3. In D.M. 14.9.2005 non è presente il fattore di importanza, che deve quindi qui essere posto = 1.0, ma i valori di a_g risultano opportunamente amplificati a seconda della Classe d'uso dell'edificio, e per la Classe 2 corrispondono ai seguenti valori (§ 3.2.2.3. D.M.

14.9.2005: 0.49, 0.35, 0.21, 0.07 g, risultando quindi amplificati di 1.4 rispetto ai valori corrispondenti alla Classe 2).



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

Il Fattore di Importanza si intende comprensivo dell'eventuale fattore di alterazione dovuto al livello di protezione sismica (pari ad esempio a 0.65 per l'attuazione dei progetti di ricostruzione antisismica in Umbria e Marche).

Fattore di Suolo S (include S,T) = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione. I suoi valori sono (OPCM): 1.0 per suolo di categoria A, 1.25 per suolo di categoria B C o E, 1.35 per suolo di categoria D. In AC.M nel suo valore si considera incluso l'eventuale coefficiente di amplificazione topografica ST (presente in OPCM ma non in NTC; consultare § 3.2.3. di OPCM 3274).

Fattore di Confidenza FC = fattore dipendente dal Livello di Conoscenza per la riduzione delle resistenze di progetto. FC=1.35 per LC1, 1.20 per LC2 e 1.00 per LC3 (§ 11.5.3. All.2 OPCM 3431).

- Per Analisi secondo D.M. 17.1.2018:

(il simbolo § indica i paragrafi di riferimento)

Categoria di sottosuolo: § 3.2.2.

Categoria topografica: § 3.2.2.

a_g (SLV) = accelerazione al suolo a_g (P,VR=10%) per Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo) (accelerazione orizzontale massima al sito) (§ 3.2).

F_o = amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (§ 3.2).

TC* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (§ 3.2).

I valori di a_g F_o e TC* sono forniti dalle Norme (D.M. 17.1.2018).

Periodi di spettro TB, TC, TD = risultano dai dati precedenti.

Fattore di Importanza = (gamma)_I = fattore moltiplicativo delle azioni sismiche; 1.00 per NON ridurre le azioni [Direttive PCM 12.10.2007, §2.4].

Fattore di Confidenza FC = fattore dipendente dal Livello di Conoscenza per la riduzione delle resistenze di progetto. FC=1.35 per LC1, 1.20 per LC2 e 1.00 per LC3 (D.M. 17.1.2018, Tab. § C8A.1).

DATI PROGETTO

Numero di Cerchiature: 2

Numero di pareti: 2

Edificio: Numero di piani: 2

Coefficienti sismici

D.M. 17.1.2018:

Categoria di sottosuolo = B

Categoria topografica = T1

Accelerazione al suolo (SLV): a_g = 0.155 g

Fattore di amplificazione spettrale massima F_o = 2.490

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro TC* (sec) = 0.291

Periodi di spettro (sec): TB = 0.137, TC = 0.410, TD = 2.220

Coefficiente di sottosuolo S_S = 1.20

Coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1.0

Coefficiente C_C per TC dipendente dal sottosuolo = 1.4

Fattore di Importanza I = 1.00

Fattore di Confidenza: FC = 1.35

Dati CERCHIATURE

GEOMETRIA E VINCOLI:

Vano utile B, H = dimensioni del vano utile dell'apertura. Le dimensioni del corrispondente pannello di muratura eliminato vengono determinate automaticamente in base all'occupazione fisica del telaio di cerchiatura, e pertanto risultano maggiori delle dimensioni del vano utile.

Spessore parete = spessore della parete muraria oggetto d'intervento.

Tipologia = indica se l'analisi si riferisce ad un telaio completo oppure ad una sola architrave.

Vincolo in sommità della parete muraria = tipo di vincolamento della parete. Si distinguono due casi notevoli: rigido (doppio incastro) e flessibile (mensola), che determinano rispettivamente un valore del coefficiente di rigidità alla traslazione pari a 12 e 3. E' possibile comunque specificare anche un valore intermedio tra 3 e 12.

Rigidità alla traslazione (componente flessionale) = componente flessionale della rigidità alla traslazione, variabile in dipendenza dello schema statico della parete muraria. E' possibile infatti scegliere un comportamento rigido, flessibile o intermedio selezionando la corrispondente opzione di vincolo in sommità della parete muraria.

Per il **telaio cerchiante** inserito all'interno della parete, AC.M procede nel seguente modo:

- il traverso superiore (architrave) viene sempre considerato infinitamente rigido (traslazione 'solidale' con le strutture sovrastanti); ne consegue che in sommità ai piedritti è sempre ipotizzabile un vincolo di incastro;

- nel caso di traverso inferiore costituito da una lastra metallica, cioè da un piatto in acciaio, i vincoli al piede dei pilastri del telaio sono assimilabili a cerniere, ed il comportamento statico equivale a quello di una mensola; pertanto il coefficiente flessionale di rigidità alla traslazione vale 3;

- in tutti gli altri casi (altri telai in acciaio e tutti i telai in c.a.), i vincoli al piede dei pilastri sono considerati incastri, e viene assunto il coefficiente 12 (rigidità alla traslazione flessionale di un'asta doppiamente incastrata).

Nel caso di traverso inferiore costituito da un piatto, AC.M consente comunque di applicare lo schema di aste doppiamente incastrate per il calcolo della rigidità alla traslazione dei piedritti del telaio, attraverso un apposito comando presente nella scheda 'Criteri': è sufficiente che non sia attivata l'opzione 'Rigidità flessionale 3EJ/h³ per cerniere alla base'.

MURATURA:

Tipologia = descrizione di identificazione del tipo di materiale per il pannello entro cui è inserita la cerchiatura.



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

Parametri rappresentativi del materiale: tensione tangenziale caratteristica; moduli di elasticità tangenziale G e modulo di Young E; duttilità (data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico); peso specifico.

STRUTTURE IN ACCIAIO:

Tipo di Acciaio Fe = tipo di acciaio. La corrispondenza fra normative differenti può rivedersi nel seguente modo:

(per D.M. 17.1.2018: § 11.3.4.1)

acciaio S235 = equivalente a Fe 360; S275 = Fe410; S355 = Fe510 [nel D.M. 17.1.2018 l'acciaio strutturale è espresso come S(fyk), mentre precedentemente si aveva: Fe(fyk)].

Sezione Architrave = tipo e numero di profili costituente l'architrave; a fianco, la specifica sul **verso** (a inerzia massima o minima), e la **lunghezza di appoggio oltre il pilastro**, entro la muratura.

Sezione Piedritto = tipo e numero di profili costituenti il piedritto; a fianco, la specifica sul **verso** (a inerzia massima o minima) e sull'eventuale raddoppio della sezione. Il profilo L definisce un **pilastro calastrellato con 4 angolari**, posti tra loro alla distanza indicata a lato, dall'apposito parametro.

Sezione Traverso inferiore = tipo e numero di profili costituenti il traverso inferiore; a fianco, **diametro e passo degli ancoraggi**, che collegano il traverso inferiore alla muratura sottostante.

CARICHI:

I carichi agenti sull'architrave del telaio di cerchiatura sono distinti in **Distribuito 'q'** e **Concentrato 'P'**. Poiché il carico distribuito può provenire da un solaio impostato superiormente all'architrave, due appositi parametri (**Carico di solaio** e **Area d'influenza**) definiscono, a puro titolo di riferimento, una valutazione di carico distribuito; nei calcoli viene comunque utilizzato il valore del carico 'q'.

Posizione verticale di 'q' e 'P' e **orizzontale** di 'P' individuano i punti di applicazione dei carichi.

I **limiti d'influenza** dipendono dalla geometria dell'architrave, e sono calcolati secondo le modalità d'influenza dei carichi sull'architrave, in base alla norma DIN 1053 (dicembre 1952).

Si ipotizza che sopra all'architrave si generi un effetto di volta scaricantesi ai lati: pertanto, si considera gravante sull'architrave solo il peso del muro incluso in un triangolo equilatero avente come base la luce dell'architrave 'b'. Se entro il detto triangolo agiscono sulla muratura dei carichi uniformemente distribuiti (ad es. solai), questi vengono considerati solo per la parte che si trova entro i limiti del triangolo.

Se entro la luce della trave agiscono carichi concentrati essi dovranno essere considerati ammettendo una distribuzione del carico a 60°, anche se il loro punto d'applicazione è al di fuori del triangolo, ma sia tuttavia al di sotto della linea orizzontale posta 25 cm. al di sopra della sommità del triangolo stesso.

Dovrà essere inoltre aggiunto il peso della muratura la cui proiezione verticale interseca il triangolo di riferimento.

In ogni caso, l'influenza o meno del **carico triangolare di muratura sovrastante l'architrave è specificata dall'apposito parametro**. Ad esempio, nei casi di aperture sotto o quasi alla sommità della parete muraria (cioè sotto solaio) ovviamente non è fisicamente presente questo carico. In ogni caso, attraverso la specifica del carico distribuito è possibile definire compiutamente il carico agente sull'architrave prescindendo dal triangolo di muratura sovrastante.

CRITERI:

- Per la **Verifica di deformabilità dell'architrave**, viene definito il **grado di incastro** nella muratura ($5/384$ = appoggio; $1/384$ = incastro; valori intermedi = semincastro); inoltre, si specifica se deve o meno essere considerata la **luce netta** dell'architrave (in caso negativo, la luce di calcolo corrisponde alla larghezza del pannello di muratura eliminato);

- **Ignora Verifica di Rigidezza** = in caso affermativo, significa che viene trascurata la verifica di rigidezza alla traslazione della cerchiatura in sé, vista cioè come confronto con la rigidezza del pannello murario tolto. Questa opzione può essere utilizzata nel caso che si voglia analizzare pareti contenenti cerchiature, e considerare per la verifica di rigidezza le pareti globali e non le cerchiature. Si osservi infatti che, dal punto di vista della rigidezza, la verifica della parete globale è sempre più corretta della verifica della cerchiatura in sé, perché anziché limitarsi al pannello murario tolto si estende a tutta la parete dove è ubicata la cerchiatura;

- **Rigidezza flessionale $3EJ/h^3$ per cerniere alla base** = in caso affermativo, consente di considerare una rigidezza a 'mensola' dei piedritti della cerchiatura per il calcolo della rigidezza alla traslazione. Questo parametro ha influenza solo nel caso di presenza di cerniere ai vincoli di base: ciò avviene solo per telai in acciaio aventi come traverso inferiore un piatto; per tutti gli altri casi di telai, questo parametro è ininfluente. Esso viene utilizzato per il calcolo della rigidezza sia della cerchiatura in sé, sia della parete contenente questa cerchiatura.

Dati PARETI

I dati Pareti sono relativi allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto. Per ognuna delle due configurazioni, sono raggruppati nel seguente modo: Geometria, Muratura, Aperture-Maschi, Carichi, Criteri.

GEOMETRIA:

Dimensioni parete B, H, s = dimensioni globali della parete. La parete può essere piena oppure contenere fori definiti dalla scheda Aperture/Maschi. Lo spessore è considerato costante in tutta la parete; nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio murario saranno considerati i propri dati geometrici, derivanti direttamente dalla scomposizione della parete globale oppure opportunamente modificati.

Vincolo in sommità della parete muraria = tipo di vincolamento della parete. Si distinguono due casi notevoli: rigido (doppio incastro) e flessibile (mensola), che determinano rispettivamente un valore del coefficiente di rigidezza alla traslazione pari a 12 e 3. E' possibile comunque specificare anche un valore intermedio tra 3 e 12. Questo tipo di vincolo compete a tutti i maschi murari.

Rigidezza alla traslazione = formula contenente il coefficiente di rigidezza, variabile in dipendenza dello schema statico della parete muraria. E' possibile infatti scegliere un comportamento rigido, flessibile o intermedio selezionando la corrispondente opzione di vincolo in sommità della parete muraria.

Per eventuali **cerchiature** inserite all'interno della parete, attraverso la definizione nella scheda Aperture/Maschi, A.C.M. considera generalmente un coefficiente pari a 12 (piedritto doppiamente incastrato), eccetto il caso di presenza di cerniere alla base (telaio con piatto in acciaio come traverso inferiore) con contemporanea attivazione del parametro 'Rigidezza flessionale $3EJ/h^3$ per cerniere alla base' presente nella scheda Criteri della finestra Cerchiature. Gli elementi in c.a./acciaio dei telai cerchianti vengono considerati in fase elastica fino al raggiungimento di un momento ultimo, che per i pilastri in acciaio viene valutato in base alla tensione di snervamento, mentre per i pilastri in c.a. è calcolato secondo il metodo agli stati limite considerando, a favore di sicurezza, la sola flessione. Lo spostamento ultimo viene fatto coincidere con il massimo spostamento degli elementi in muratura.



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

MURATURA:

Tipologia = descrizione di identificazione del tipo di materiale costituente la parete.

Parametri rappresentativi del materiale: tensione tangenziale e resistenza a compressione caratteristiche; moduli di elasticità tangenziale G e modulo di Young E; duttilità (data dal rapporto tra spostamento ultimo e spostamento al limite elastico); peso specifico.

Nei calcoli di elaborazione, per ogni maschio murario saranno considerati i propri dati sulla muratura che lo costituisce, derivanti direttamente dal riferimento alla parete globale oppure opportunamente modificati.

APERTURE - MASCHI:

Per ogni **apertura** prevista nella parete muraria:

Dimensioni d, z = distanza dell'apertura dal bordo sinistro e inferiore della parete.

Dimensioni B, H = larghezza e altezza dell'apertura. Queste dimensioni hanno il significato di **superficie non muraria**. Nel caso di cerchiatura, generalmente:

B = larghezza vuoto + larghezza d'ingombro dei piedritti;

H = altezza vuoto più altezza d'ingombro di architrave e traverso inferiore.

Nel caso quindi **porte cerchiate** presenti nella parete, il **traverso inferiore** viene sempre considerato ai fini dell'**ingombro del telaio nella parete**; pertanto la muratura che si è schematizzata deve considerare anche l'eventuale porzione, per esempio sotto quota solaio, corrispondente all'ingombro del traverso inferiore.

Cerchiatura n° = se presente, indica il tipo di telaio previsto per l'apertura.

Per ogni **maschio murario** presente nella parete, la cui base è definita dalle aperture limitrofe, sono definiti i dati su: **geometria** (base B, altezza H, spessore s), **carichi** (sforzo normale agente in sommità N, tensioni di precompressione orizzontale e verticale), **materiali** (tipologia, tensione tangenziale caratteristica TauK, resistenza caratteristica a compressione SigmaK, moduli di elasticità tangenziale G e longitudinale E, duttilità, peso specifico). Questi dati possono derivare direttamente dal riferimento alla parete globale oppure essere stati opportunamente modificati in modo da rappresentare correttamente le disomogeneità presenti nella parete nel suo complesso.

CARICHI:

Nella scheda Carichi vengono specificati i carichi agenti **globalmente** sulla parete muraria.

Il carico considerato in questa scheda presuppone una distribuzione omogenea del carico nella parete, che conduce a una tensione media costante sulla sezione trasversale 'piena' della parete.

Nel caso di pareti molto estese caricate diversamente, è possibile che il carico sia stato uniformizzato oppure che la parete sia stata suddivisa in sottostrutture più semplici.

Poiché il **P_{somm}** (carico applicato in sommità della parete) può provenire da un solaio impostato superiormente alla parete, due appositi parametri (Carico di solaio **q sol.** e Area d'influenza **A_{infl.}**) aiutano a valutare un carico risultante che è però un semplice riferimento (cioè non corrisponde necessariamente al carico applicato in sommità).

Il **Peso proprio** della parete è automaticamente calcolato in base alla geometria e al materiale.

La **tensione media** nella muratura viene valutata considerando la sezione trasversale 'piena', senza le aperture, proiettata in pianta: essa coincide con la somma delle sezioni trasversali dei maschi murari. Il calcolo della tensione media è effettuato in due sezioni notevoli della parete:

- **a metà altezza**, ai fini del calcolo delle forze ultime dei singoli maschi murari definenti la parete. Questa scelta dipende dall'origine del criterio di calcolo di resistenza a taglio della parete muraria (Turnsek-Cacovic), che ipotizza la formazione di fessurazione diagonale al centro del pannello (cioè a metà altezza) all'atto del raggiungimento del taglio ultimo;

- **alla base**, ai fini della valutazione dello stato di tensione nella parete, per operare un confronto con la tensione ammissibile della muratura (pari - come indicato dal D.M. 20.11.1987 - a 1/5 della resistenza caratteristica a compressione, definita nella scheda Muratura)

I valori presenti in questa scheda possono essere considerati come utile riferimento per la parete nella sua globalità, e come gli effettivi valori di calcolo per pareti regolari ed omogenee. In ogni caso, nei calcoli di elaborazione vengono utilizzati i carichi agenti sui maschi murari, come definito nella scheda Aperture/Maschi, e quindi attraverso l'opportuna modifica di tali valori è possibile rappresentare tutte le disomogeneità presenti nella parete nel suo complesso.

CRITERI:

Moltiplicatore 0.9 = se sì, significa che nel calcolo viene operata una riduzione del valore del taglio ultimo moltiplicando per il coefficiente 0.9 (ed operando così a favore di sicurezza, come indicato nell'Appendice alla Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30/07/81). Questo parametro viene applicato soltanto in caso di analisi secondo D.M. 16.1.1996.

Maschi snelli non reagenti = con riferimento a parametri presenti nella Normativa vigente (D.M. 16.1.1996 e D.M. 20.11.1987), questi parametri consentono di evitare di considerare il contributo statico di componenti murarie troppo snelle per essere in grado di sviluppare un'adeguata resistenza al taglio.

Massa Sismica: metà altezza parete = consente la valutazione della forza sismica corrispondente al carico verticale includendo solo metà peso proprio. Ciò equivale a ritenere non idoneo pensare agente la forza sismica totale (corrispondente a tutto il peso: carico in sommità + peso proprio completo) sulla sommità della parete, ipotizzando che metà fascia (metà peso proprio di parete) sia solidarizzata con il vincolo di base. Attivando questa opzione, diminuisce quindi il valore della forza sismica ed aumenta la probabilità che l'intervento di Miglioramento possa essere considerato anche di Adeguamento, nel senso che la parete sviluppa una forza ultima superiore alla forza sismica applicata.

In analisi sismica secondo OPCM 3274 / D.M. 14.9.2005 o D.M. 17.1.2018, può essere specificato il criterio con cui si definisce lo Stato Limite Ultimo secondo la riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

RISULTATI ANALISI PARETI secondo D.M. 17.1.2018

L'intervento locale su una parete di un edificio esistente in muratura che preveda aperture nuove o modificate con eventuali inserimento di telai metallici o in c.a. e/o consolidamento della muratura, deve essere soggetto a verifica sismica.

Gli interventi sugli edifici esistenti sono classificati in 3 tipologie (§8.4):

- Intervento di Adeguamento (§8.4.3)
- Intervento di Miglioramento (§8.4.2)
- Riparazione o Intervento locale (§8.4.1).

L'intervento sulla parete può rientrare nell'ambito della **'Riparazione o Intervento locale'** alle condizioni previste dal punto §C8.4.3: *Riparazione o intervento locale*, Circolare 2.2.2009 n.617:

"Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.

(...) interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'**apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi**) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la **rigidezza** dell'elemento variato non cambi significativamente e che la **resistenza** e la **capacità di deformazione, anche in campo plastico**, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali."

Per verificare che rigidezza, resistenza e capacità di spostamento non peggiorino occorre analizzare la parete allo Stato Attuale e allo Stato di Progetto, e confrontare i corrispondenti parametri.

Per accertare che la rigidezza "non cambi significativamente" occorre fissare un limite di riferimento per la variazione della rigidezza (necessariamente in aumento, non essendo la diminuzione accettabile poiché si deve evitare il peggioramento): in AC.M viene assunto un valore di riferimento pari al 10% di incremento, in conformità al punto f) di §7.2.2, dove è appunto dichiarato tale valore come limite sotto il quale la variazione è considerata tale da non indurre bruschi cambiamenti nel comportamento strutturale. Se la rigidezza in aumento supera il 10%, l'intervento non può essere classificato come

Riparazione o intervento locale, ed entra nell'ambito degli *Interventi di Miglioramento*.

La qualifica di **'Intervento di Miglioramento'** si applica nei seguenti casi:

- quando l'intervento irrigidisce troppo la parete (variazione di rigidezza ad es. superiore al 10%);
- quando l'intervento costituisce un 'peggioramento' (non si riesce in alcun modo a 'migliorare' il comportamento locale) e quindi la parete non può essere vista come oggetto di intervento locale ma solo come parte di una riorganizzazione complessiva della struttura che necessariamente richiede un'analisi globale dell'edificio.

Se l'intervento rientra nell'ambito della 'Riparazione o intervento locale', la verifica di confronto Stato Attuale / Stato di Progetto su Rigidezza, Resistenza e Capacità di spostamento è esaustiva.

Se invece si tratta di un 'Intervento di Miglioramento', all'analisi della parete dovrà essere affiancata una verifica della struttura nel suo insieme:

§8.4.2: *Intervento di Miglioramento*, D.M.14.1.2008:

"(...) Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme."

Con riferimento all'orizzontamento sovrastante la parete, possono distinguersi i casi di **impalcato rigido** o di **impalcato deformabile** (quest'ultimo frequentemente presente negli edifici esistenti: ad es. solai in legno, o in putrelle, o senza soletta di calcestruzzo adeguatamente armata).

Nel caso di **impalcato rigido** si rende sempre necessaria un'analisi globale, che potrà essere condotta con i metodi previsti dalla Norma (analisi lineare o non lineare); nello schema statico complessivo della struttura, la parete oggetto di intervento potrà essere rappresentata con una parete 'equivalente' dal punto di vista della rigidezza.

AC.M fornisce, fra i risultati dell'analisi, anche lo 'spessore' della parete piena equivalente alla 'forata' che, a parità di base e altezza, fornisce la stessa rigidezza (base e altezza vengono mantenute invariate per fare in modo che nei modelli strutturali siano rispettate le reali relazioni dimensionali planometriche).

Nel caso di **impalcato deformabile** sovrastante la parete, si può considerare che la variazione locale di rigidezza abbia un effetto limitato sul comportamento strutturale globale: la ripartizione delle azioni sismiche, infatti, avviene non in base alle rigidzze ma alle masse locali. Nel caso di impalcato deformabile, pertanto, la verifica 'globale' può intendersi soddisfatta con la sola analisi della parete, senza studiare lo schema globale, ma prendendo in considerazione anche la verifica in base all'accelerazione al suolo PGA sostenibile allo stato limite ultimo. Ciò rispetta infatti quanto previsto dal D.M. 17.1.2018 in §8.7.5 (è richiesta la determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU).

N.B.: ovviamente si richiede che la parete localmente soddisfi il miglioramento, cioè la variazione di rigidezza sia in senso positivo, pur se con incremento superiore al limite di riferimento, p.es. al 10%; se invece mostra un peggioramento: come già osservato, occorre in ogni caso rivedere l'intervento come parte di un progetto complessivo di riorganizzazione strutturale.

§8: *Costruzioni esistenti* - §8.7: *Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche* - §8.7.5: *Progetto dell'intervento*

"Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere:

- **verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU** (e SLE se richiesto); [N.B.: da §4.5.6.3: Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (...)].



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- **analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;**
- **verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto)."**

Altri contenuti normativi relativi agli interventi locali sulle pareti sono i seguenti:

§C8A.5.5: *Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti*, Circ. 2.2.2009, n.617

(...) La realizzazione di nuove aperture, se non strettamente necessaria, va preferibilmente evitata; nel caso in cui la conseguente riduzione di rigidità risulti problematica per la risposta globale, sarà disposto un **telaio chiuso**, di rigidità e resistenza tali da ripristinare per quanto possibile la condizione preesistente.

Un incremento della rigidità delle pareti murarie, con conseguente modifica del comportamento sismico, si ottiene attraverso la chiusura di nicchie, canne fumarie o altri vuoti, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti attraverso la tecnica dello scuci e cucì. La chiusura di queste soluzioni di continuità nella compagine muraria rappresenta anche un intervento positivo nei riguardi dei collegamenti.

§C8A.5.8: *Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture*

Negli interventi di inserimento di architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidità e resistenza, occorre curare il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente.

Comportamento strutturale delle pareti in muratura

I **diagrammi di comportamento** dei singoli elementi murari sono assunti **elastoplastici** (bilineari), con forza ultima determinata dalla minima forza resistente fra PressoFlessione e Taglio; lo spostamento ultimo viene generalmente assunto pari a 0.4%H in caso di crisi per taglio ($F_u = F_{u,Taglio}$) e 0.6 %H in caso di crisi per PressoFlessione ($F_u = F_{u,PressoFlessione}$) (in AC.M i valori dei drift di piano dei singoli maschi murari possono essere comunque modificati dall'Utente in relazione alla natura della parete e ad eventuali particolari interventi di consolidamento; H viene assunta pari alla luce deformabile del maschio (che in AC.M coincide con l'altezza di calcolo della parete esaminata). L'altezza di calcolo del maschio può essere inferiore all'altezza complessiva a causa delle zone rigide di intersezione fra maschi e fasce di piano, seguendo in tal modo le indicazioni sulla modellazione 'a telaio' riportate in §7.8.1.5.2:

"(...) In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.(...)"

Se in uno Stato Attuale si considera una parete piena ed in uno Stato di Progetto si pratica un'apertura con irrigidimento del traverso sovrastante l'architrave, è possibile che i modelli corrispondenti presentino una parete con altezza di calcolo pari all'altezza di interpiano nello Stato Attuale, e maschi adiacenti all'apertura con altezza di calcolo pari all'altezza dell'apertura nello Stato di Progetto.

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale murario costituente la parete vengono descritte in §C8A.2, dove la Tab.C8A.2.1 fornisce valori di riferimento per parametri meccanici (resistenze e moduli di elasticità) e peso specifico; i parametri possono essere modificati dall'applicazione dei coefficienti correttivi proposti in Tab.C8A.2.2 (N.B.: ex Tab.11.D.2 di OPCM 3431/2005: da quest'ultima Norma vengono desunti i coefficienti correttivi per le murature presenti in Tab.C8A.2.1 ma non riportate in Tab.C8A.2.2).

Seguendo un'indicazione riportata in §C8A.2, AC.M consente opzionalmente di ridurre i moduli di elasticità E e G, considerando rigidità fessurate pari al 50% rispetto ai valori non fessurati (in tal caso, in pratica, E e G vengono ridotti della metà).

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

(D.M. 17.1.2018, § 7.8.2.2.1- § C8.7.1.5)

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$M_u = (I^2 t s_o / 2) (1 - s_o / 0.85 f_d)$, dove:

M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione; se F è la forza orizzontale agente in sommità alla parete, alla base il momento è pari $Fh/2$ nello schema a doppio incastro (con incastro scorrevole in sommità); a Fh nello schema a mensola ed in altri schemi statici diversi dal doppio incastro (a favore di sicurezza);

I = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t = spessore della zona compressa della parete;

s_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P / It$, con P forza assiale agente positiva se di compressione).

Se P è di trazione, $M_u = 0$;

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

In Analisi Non Lineare la resistenza di calcolo è data da: $f_d = f_m$, dove f_m è il valore medio della resistenza a compressione della muratura (se f_m non è nota, si pone: $f_m = f_k / 0.7$); inoltre, non si applica il coefficiente γ_m .

La formulazione riportata in §7.8.2.2.1 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab. C8A.2.1). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; inoltre, γ_m deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza F_C (§C8.7.1.5): $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$ rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per f_m).

In Analisi Non Lineare, non si applica γ_m , e la resistenza di calcolo è data da: $f_d = f_m / F_C$.

Poiché in AC.M viene eseguita un'Analisi Non Lineare, consistente nella determinazione del diagramma Forza-Spostamento del sistema (costruito considerando i contributi dei singoli elementi, maschi e telai cerchianti), si ha che $f_d = f_m / F_C$.

In AC.M, F_C si applica alla resistenza media a compressione f_m definita nei dati sui Materiali.



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

CALCOLO DELLA FORZA ULTIMA PER TAGLIO (TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE)

(§ C8.7.1.5)

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata per mezzo di una formulazione esprimibile nel modo seguente:

$V_t = 1 t \cdot f_{vd}$, dove:

$f_{vd} = t_{od} \cdot \bar{\sigma} [1 + s_o / (b t_{od})] = (f_{td} / b) \cdot \bar{\sigma} [1 + s_o / f_{td}]$

essendo:

s_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P / I_t$, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale

t_{od} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale) per fessurazione diagonale

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.

Si ha: $f_t = b t_o$. Si osservi che in AC.M. le relazioni fornite nella Circolare al D.M. 17.1.2018 in §C8.7.1.5 sono precisate secondo quanto riportato nei riferimenti bibliografici sulla formulazione della resistenza a taglio per fessurazione diagonale (N.Augenti, "Il calcolo sismico degli edifici in muratura", UTET, giugno 2000, pagg. 280-281).

Secondo §C8.7.1.5 i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_c (Analisi Lineare e Non Lineare) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_m (solo Analisi Lineare). Il Fattore di Confidenza F_c è pari a 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per t_o). I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab. C8A.2.1).

In AC.M, F_c si applica alla resistenza media a taglio t_o definita nei dati sui Materiali.

Nel caso di presenza di precompressione, la formulazione della resistenza a taglio si modifica nel seguente modo

(s_{po} precompressione orizzontale, s_{pv} precompressione verticale):

$f_{vd} = t_o \cdot \bar{\sigma} [1 + (s_o + s_{po} + s_{pv}) / (b t_o) + (s_o + s_{pv}) \cdot s_{po} / (b t_o)^2]$

Modalità di esecuzione dell'analisi, e calcolo dell'accelerazione al suolo sostenibile

Il comportamento della parete muraria, composta da uno o più maschi murari con eventuali telai di rafforzamento nelle aperture, viene adeguatamente studiato tramite analisi statica non lineare, considerando i diagrammi di comportamento dei singoli elementi costitutivi della parete.

COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO

Consideriamo il singolo maschio sottoposto all'azione di una forza orizzontale (fig. 1).

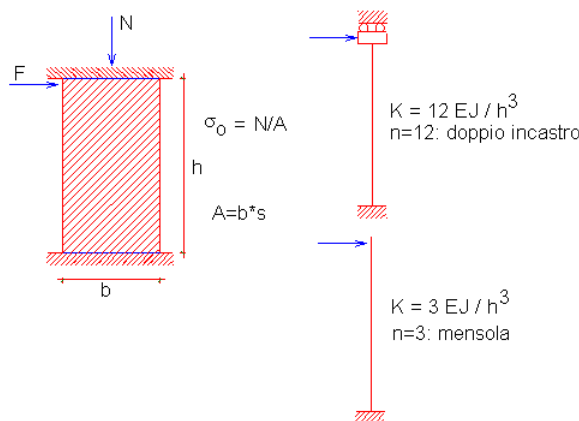


Fig. 1.

Lo spostamento in sommità, componendo la deformazione flessionale e tagliente, è dato dalla

$$(1) \quad d = d_M + d_T = F h^3 / (n E J) + c F h / (G A), \quad c = 1.2, \quad 3 \leq n \leq 12$$

Ponendo lo spostamento uguale a 1, si ottiene il valore della rigidezza alla traslazione:

$$(2) \quad K = 1 / [h^3 / (n E J) + 1.2 h / (G A)]$$

dove $n=3$ per il caso della mensola, e $n=12$ per la parete doppiamente incastrata.

La rigidezza elastica alla traslazione è uno dei tre parametri necessari per la definizione del comportamento strutturale del maschio murario. Infatti, assumendo una legge costitutiva elasto-plastica (rappresentata dal diagramma Forza-Spostamento (fig. 2), occorrono i seguenti tre parametri:



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

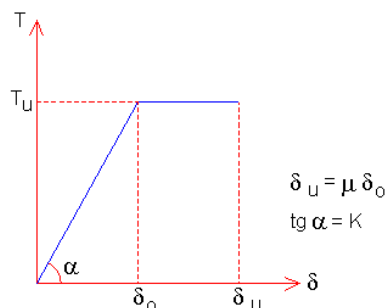


Fig. 2.

- la rigidità elastica K , espressa dalla (2), che fornisce la pendenza del tratto inclinato del diagramma (campo elastico);
- la forza ultima T_u , che rappresenta il valore minimo fra la resistenza a taglio e la resistenza a pressoflessione del maschio;
- la duttilità m , pari al rapporto tra spostamento ultimo δ_u e spostamento al limite elastico δ_0 . Secondo il D.M. 17.1.2018, la deformazione ultima è espressa come drift di piano (percentuale dell'altezza deformabile del maschio).

COSTRUZIONE DELLA CURVA DI CAPACITÀ (ANALISI STATICA NON LINEARE): COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLA PARETE COMPOSTA DA PIÙ MASCHI MURARI

Il comportamento strutturale della parete, costituita da più maschi in parallelo, viene definito a partire da quello dei singoli maschi. Sotto l'azione di una forza orizzontale agente globalmente, la parete presenta uno spostamento comune a tutti i maschi. Ognuno reagisce con una forza dipendente dalla propria rigidità alla traslazione. Pertanto, il diagramma Forza-Spostamento della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascun maschio (fig. 3).

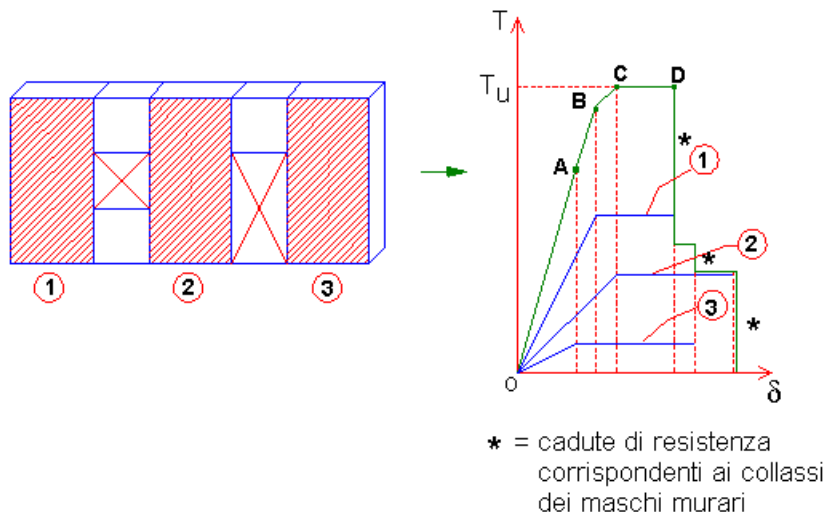


Fig. 3. Diagramma Forza-Spostamento globale.

Grazie al diagramma globale Forza-Spostamento, è possibile, noto il valore della forza orizzontale, ricavare il corrispondente spostamento della parete, mentre i vari contributi resistenti dei maschi murari vengono letti sui rispettivi diagrammi.

Per fissare le idee, si faccia riferimento al diagramma in fig. 3, costruito per l'esempio di 3 maschi. Supponiamo che i singoli diagrammi Forza-Spostamento dei maschi siano quelli riportati in figura; vogliamo costruire il diagramma complessivo che descrive il comportamento della parete.

Fino al punto A si sommano i contributi resistenti elastici dei tre maschi. La fine della fase elastica è determinata dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n.3.

Il punto B è caratterizzato dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n.1; il punto C è determinato dal limite elastico del maschio n.2.

Successivamente, inizia un tratto orizzontale (fase perfettamente plastica): la forza corrispondente è la massima sviluppabile dalla parete nel suo complesso, ed è quindi la resistenza ultima della parete stessa.

Il tratto orizzontale termina in D, dove viene a mancare il contributo del maschio n.1, giunto a rottura. Proseguendo oltre questo punto, il diagramma presenta scalini corrispondenti alle successive cadute di resistenza degli altri due maschi.



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

I PIEDRITTI DEI TELAI

Per la costruzione del diagramma globale Forza-Spostamento della parete occorrono i corrispondenti diagrammi dei singoli componenti. Per quanto riguarda i maschi murari, la procedura è già stata illustrata. Nel caso di elementi in c.a. o acciaio, occorre definirne il comportamento elasto-plastico attraverso opportuni criteri di costruzione del diagramma.

In questo paragrafo, facciamo riferimento al caso dei piedritti dei telai, che possono essere presenti nella parete ad esempio come componenti di cerchiature per aperture.

La rigidezza alla traslazione del piedritto è espressa da:

$$(3) \quad K = 12 EJ / h^3$$

dove:

J = momento d'inerzia della sezione trasversale del piedritto nella direzione della sollecitazione (cioè della forza orizzontale). Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, il momento d'inerzia deve ovviamente essere moltiplicata per 'n';

h = altezza del piedritto.

Per la costruzione del diagramma Forza-Spostamento del piedritto è necessario definire un limite elastico; a tal fine, per i telai in acciaio, è possibile procedere nel seguente modo.

L'espressione della tensione normale per un piedritto sottoposto a carico verticale N e forza orizzontale F, vincolato in sommità con un incastro scorrevole (per cui: $M = F h / 2$) è:

$$(4) \quad s = N/A + M/W = N/A + F h / (2 W)$$

dove:

A = area della sezione trasversale del piedritto;

W = modulo di resistenza della sezione del piedritto nella direzione della sollecitazione. Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, il modulo di resistenza deve ovviamente essere moltiplicata per 'n'.

Nella (4) si prescinde da fenomeni di instabilità, poiché nella pratica la membratura in c.a. o in acciaio verrà collegata alla muratura con vincoli diffusi.

Il termine a compressione risulta in genere sensibilmente inferiore rispetto a quello flessionale, in considerazione del fatto che si vuole determinare un limite elastico e quindi la forza orizzontale che produce flessione avrà un valore elevato.

Per semplicità quindi si prescinde dal termine a compressione; ne segue l'espressione della forza orizzontale in funzione della tensione normale:

$$(5) \quad F = 2 W s / h$$

Per i **piedritti in acciaio**, considerando la tensione di progetto f_d fornita dalla tensione di snervamento f_y (tensione che segna il limite elastico), divisa per il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio strutturale ($\gamma_M = 1.05$ per le verifiche di resistenza plastica) si ottiene quindi la seguente espressione della Forza ultima:

$$(6) \quad F_u = 2 W f_d / h$$

dove:

W = modulo di resistenza del profilato utilizzato, nella direzione di sollecitazione. Nel caso di piedritto composito, formato da 'n' ritti aventi stessa sezione, ugualmente orientata, la forza ultima deve ovviamente essere moltiplicata per 'n'.

Per i vari tipi di acciaio si ha:

S 235: $f_y = 235 \text{ N/mm}^2 = 2400 \text{ kg/cm}^2$ e quindi $f_d = 2285 \text{ kg/cm}^2$

S 275: $f_y = 275 \text{ N/mm}^2 = 2800 \text{ kg/cm}^2$ e quindi $f_d = 2666 \text{ kg/cm}^2$

S 355: $f_y = 355 \text{ N/mm}^2 = 3600 \text{ kg/cm}^2$ e quindi $f_d = 3428 \text{ kg/cm}^2$

Note la rigidezza (3) e la forza ultima (6), lo spostamento al limite elastico è dato da:

$$(7) \quad d_{el} = F_u / K$$

Nel diagramma di comportamento del pilastro in acciaio, oltre lo spostamento al limite elastico si considera un tratto orizzontale indefinito. In pratica ciò corrisponde a non individuare uno spostamento di collasso, dal momento che il pilastro in acciaio si trova inserito in un organismo murario che presenta valori ben più bassi di spostamento al limite di collasso.

Riassumendo: l'acciaio si considera in fase elastica fino al raggiungimento del punto di coordinate (d_{el} - F_u), oltre il quale avrà comportamento indefinitamente plastico (F_u costante per spostamenti in aumento), e cesserà di fornire il contributo alla resistenza al momento in cui si verifica il collasso degli elementi murari con cui il pilastro in acciaio si trova ad interagire.

Adottando per l'acciaio questa schematizzazione, senza riferimento allo spostamento ultimo di collasso, non ha significato definire una 'duttilità'.

Per i **piedritti in cemento armato** la procedura più corretta è rendere la forza ultima dipendente dall'armatura, considerando il momento ultimo nello schema a doppio incastro (verifica di sezione rettangolare pressoinflessa allo stato limite ultimo).

$$(8) \quad M_u = f(\text{sezione rettangolare in c.a., armatura})$$



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

A favore di sicurezza è anche possibile considerare la sezione semplicemente inflessa, ipotizzando che il carico sovrastante alla parete muraria sia sostanzialmente portato dalle murature, ritenendo il contributo dei pilastri della cerchiatura prevalente in fase sismica, sotto azioni orizzontali. Risultata:

$$(9) \quad F_u = 2 M_u / h$$

Per quanto riguarda la rigidezza alla traslazione, conviene utilizzare la formula completa del contributo a flessione e a taglio, considerando $n=12$ per l'ipotesi di vincolo di doppio incastro (ovviamente, G ed E devono essere i valori corrispondenti al cemento armato). Lo spostamento al limite elastico, infine, è analogo alla (7).

VERIFICA DI SICUREZZA

Da §7.8.1.6: “(...) Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3.0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta. La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.”

In A.C.M., conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui in §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Nel modello di A.C.M., riferito ad un'analisi locale di 1 interpiano, è possibile adottare l'ipotesi shear-type, trascurando gli effetti connessi alla variazione delle forze verticali dovuta all'azione sismica. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

Criteri generali:

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Nel caso di A.C.M., dove viene studiata una singola parete di 1 interpiano, la curva di capacità può essere immediatamente ottenuta assemblando le curve di comportamento dei singoli elementi (maschi murari e telai cerchianti), come è stato illustrato ai paragrafi precedenti.

Si tratta di un sistema ad un unico grado di libertà, coincidente con lo spostamento orizzontale del traverso superiore. La curva di capacità viene poi ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà (oscillatore monodimensionale bilineare elastoplastico), rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale 1-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico $S_e(T)$ e degli spettri di progetto a SLV (stato limite di salvaguardia della vita, che è un tipo di stato limite ultimo) è fornita dalla Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da: $S_{De}(T) = S_e(T) * (T / 2p)^2$

Alle ordinate dello spettro di risposta $S_e(T)$ viene inoltre applicato, qualora abbia valore diverso da 1.0, il coefficiente di importanza g_i (definito nella Direttiva P.C.M. 12.10.2007 per i beni monumentali).

Sulla curva pushover (curva forza-spostamento), lo **Stato Limite Ultimo** coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

L'analisi viene condotta separatamente sia per lo **Stato Attuale**, sia per lo **Stato di Progetto**, e in ognuno dei due casi viene costruita la curva forza-spostamento.

La curva consente la definizione dei parametri necessari per la **verifica di sicurezza**:

- la **rigidezza** è pari alla rigidezza elastica iniziale del sistema reale (oscillatore reale monodimensionale elastoplastico, non necessariamente bilineare: sarà tale solo nel caso di un solo maschio murario costituente la parete);
- la **resistenza** è pari alla forza massima sostenibile dal sistema reale prima del raggiungimento dello Stato Limite Ultimo;
- la **capacità di deformazione**, considerando anche il campo plastico, è pari al massimo spostamento mostrato dal diagramma.

I risultati sono esprimibili sotto forma di **Coefficienti di Sicurezza**, dati dal rapporto tra valore nello Stato di Progetto e valore nello Stato Attuale: un coefficiente ≥ 1 esprime verifica soddisfatta. Per la rigidezza, il superamento di 1.1 (incremento di rigidezza di oltre il 10%) viene segnalato da A.C.M. come possibile situazione che richiede l'inquadramento nell'ambito degli Interventi di Miglioramento e non della Riparazione o intervento locale.

La curva forza-spostamento consente inoltre la definizione della **PGA_{DS}**, massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale viene raggiunto lo Stato Limite Ultimo (Danno Severo) (rif.: D.P.C.M. 21.10.2003, attuazione OPCM 3274/2003 per la verifica degli edifici strategici). PGA_{DS} viene calcolata ricercando per iterazioni il valore di a_g che rende uguale la richiesta di spostamento secondo lo spettro di risposta e la capacità di spostamento allo stato limite ultimo mostrata dal sistema reale. Confrontando la PGA_{DS} con a_g di progetto è possibile rilevare se l'accelerazione sostenibile è superiore o meno rispetto all'accelerazione al suolo prevista per l'edificio.

Per il calcolo corretto di PGA_{DS} occorre tenere conto della **posizione in elevazione della parete**.

La parete sottoposta ad intervento può infatti essere posta ad un qualunque piano dell'edificio.

Affinché la verifica di sicurezza dipenda dalla posizione in elevazione della parete, occorre definire una metodologia idonea a considerare la deformabilità della struttura sottostante, che si traduce in un'amplificazione dell'accelerazione al suolo.

A tal fine, può essere utilizzata un'analogia con le formulazioni riportate in §C8A.4.2.3 nell'ambito dello studio dei cinematici di macroelementi murari (analisi dei meccanismi di collasso in edifici esistenti in muratura).

Nelle formule dell'accelerazione spettrale, per le strutture che interessano una porzione della costruzione poste ad una certa quota, (ag) è sostituita da: $S_e(T_i) * \gamma(Z) * g$, dove:



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

T_1 = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione esaminata, che può essere posto pari a: $0.05 \cdot H^{0.75}$ ((7.3.5) in §7.3.3.2), essendo H l'altezza totale del fabbricato (altezza della costruzione rispetto alla fondazione);

$y(Z) = Z/H$ dove Z è l'altezza rispetto alla fondazione della quota di base della parete;

g è il coefficiente di partecipazione modale, che può essere assunto pari a $3N/(2N+1)$, con N =numero di piani dell'edificio.

Pertanto, conformemente alle indicazioni normative, se la parete è posta al piano i -esimo sopra al piano terreno ($i > 1$), ponendo: 'piano terreno' = 'piano 1'), l'accelerazione al suolo viene amplificata: il termine (ag S) viene sostituito da: $S_e(T_1) \cdot y(Z) \cdot g$.

E' quindi possibile definire un 'fattore amplificativo F ' dato da:

$$F = [S_e(T_1) \cdot y(Z) \cdot g / (ag S)]$$

Se la parete ha quota di base zero, cioè si imposta sul piano di fondazione (essa appartiene quindi al piano '1' di calcolo), il fattore amplificativo non deve essere considerato: la parete riceve l'input sismico alla sua base direttamente dal suolo; la PGA, DS calcolata dal diagramma pushover è direttamente la reale PGA sostenibile.

Se invece la parete è posta a livelli superiori (quota di base > 0), il fattore amplificativo può assumere valori maggiori di 1. In tal caso, la PGA reale si ottiene dalla PGA di calcolo divisa per F : tale fattore va infatti a ridurre la PGA che diventa più bassa, cioè è sufficiente una minore accelerazione al suolo per condurre allo stato limite la parete posta ai piani superiori. Per conseguenza, il confronto con l'accelerazione di progetto diviene più sfavorevole.

SINTESI DEI RISULTATI DI A.C.M

STATO ATTUALE:

Sono riportati i parametri riguardanti i maschi murari e le eventuali cerchiature presenti nello Stato Attuale della parete: rigidità K , forza ultima F_u a taglio e a pressoflessione, Spostamento al limite elastico, Spostamento ultimo (dipendente dal drift di piano).

STATO DI PROGETTO:

Sono riportati i parametri riguardanti i maschi murari e le eventuali cerchiature presenti nello Stato di Progetto della parete: rigidità K , forza ultima F_u a taglio e a pressoflessione, Spostamento al limite elastico, Spostamento ultimo (dipendente dal drift di piano).

COEFFICIENTI DI SICUREZZA:

Viene riportato il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, definendo i seguenti coefficienti di sicurezza:

* **rigidezza** (rapporto tra rigidità elastiche iniziali);

* **resistenza** (rapporto tra forze massime prima dello stato limite ultimo);

* **capacità di spostamento** (rapporto tra spostamenti massimi);

tutti e 3 i coefficienti devono essere maggiori o uguali a 1.000 affinché la verifica sia soddisfatta. Se il coefficiente di rigidità supera il valore 1.100 (più del 10% di incremento di rigidità nel passaggio da Stato Attuale a Stato di Progetto), A.C.M segnala la possibilità che l'intervento debba essere inquadrato nell'ambito del Miglioramento sismico e non della Riparazione o intervento locale.

E' inoltre disponibile un ulteriore coefficiente:

* **accelerazione al suolo** (rapporto tra PGA, DS sostenibili)

A.C.M non riporta questo coefficiente qualora i valori teorici di PGA, DS desumibili dall'analisi locale della parete risultino molto elevati (≥ 1.000 g).

Aspetti complementari sulla modellazione

La revisione dei parametri meccanici proposta dalla nuova Normativa rispetto ai valori tradizionalmente utilizzati per le pareti in muratura (cfr. Circ. 21745/1981 e OPCM 3431/2005), può condurre a casi di pareti notevolmente rigide per le quali la realizzazione di un'apertura comporta teoricamente strutture intelaiate aventi sezioni trasversali di grandi dimensioni, o addirittura casi in cui l'intervento appare non praticabile.

Ferma restando la considerazione che in alcuni casi tali tipi di interventi non siano consigliabili, A.C.M rende disponibili una serie di parametri che consentono la corretta calibrazione dell'intervento evitando sovradimensionamenti. Essi sono i seguenti:

- è possibile definire con precisione un'altezza di calcolo singolarmente per ogni maschio murario, diversa dall'altezza della parete, in modo da valutare correttamente la sua rigidità, tenendo conto della zona rigida superiore (in caso di porta, e inferiore, in caso di finestra) dovuta alle fasce di piano qualora queste assicurino continuità di spessore con i maschi adiacenti;

- il vincolo flessionale in sommità alla parete è modificabile: può essere assunto a doppio incastro ($K=12 EJ/H^3$) o a mensola

($3 EJ/H^3$) a seconda anche della condizione di collegamento fra parete e impalcato sovrastante; questo aspetto influisce, ovviamente, sulla rigidità dei maschi murari;

- è possibile ridurre i moduli di elasticità E e G per tenere conto di condizioni fessurate (secondo §C8A.2), influenzando in tal modo sulle rigidità;

- è possibile modificare adeguatamente i drift di piano per la definizione dello spostamento massimo a taglio e a pressoflessione per ogni singolo maschio murario, influenzando sulla capacità di spostamento; ad esempio, nel caso di una muratura nuova inserita nella parete il drift a pressoflessione diviene $0.8\%H$ invece che $0.6\%H$; analogamente può variare nel caso di pareti rafforzate con armature o nastri in FRP (per pannelli armati: $1.2\%H$ a pressoflessione e $0.6\%H$ a taglio);

- è possibile intervenire sul materiale applicando i coefficienti correttivi previsti in §C8A.2: in questo ambito si collocano anche gli interventi di iniezioni cementizie e intonaco armato, nonché la qualifica di muratura di caratteristiche migliori o scarse.

NORMATIVA di riferimento per ANALISI SISMICA: D.M. 17.1.2018

RISULTATI ANALISI PARETE n° 1

Parametri sismici:

Categoria di sottosuolo = B

Categoria topografica = T1

Accelerazione al suolo (SLV): $a_g = 0.155$ g

Fattore di amplificazione spettrale massima $F_0 = 2.490$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* (sec) = 0.291

Periodi di spettro (sec): $T_B = 0.137$, $T_C = 0.410$, $T_D = 2.220$



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

Coefficiente di sottosuolo $S_s = 1.20$
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$
Coefficiente C_C per TC dipendente dal sottosuolo = 1.4
Fattore di Importanza $I = 1.00$
Fattore di Confidenza: $FC = 1.35$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.463 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 3.32$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kg)} = 23044$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* \text{ (kg)} = 53318$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.432$
Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$, e quindi: $d^*_{e,max} = d^*_{e,max}$
Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*_{e,max} \text{ (mm)} = 3.32$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: $(\text{mm}) = 3.32$
Capacità di spostamento a SLV: $(\text{mm}) = 16.08$

Rapporto: Capacità/Domanda = 4.836: Capacità > Domanda

Accelerazione al suolo sostenibile allo Stato Limite Ultimo $PGA_{DS} = 0.625$

Rapporto: $PGADS / a_g = 4.032$: $PGA_{DS} > a_g$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA [K:kg/cm, F:kg, Spost:mm]

	Attuale	Progetto	Rapporto
K)	79805	82488	1.034 > 1 (+3.4%)
Fult)	21036	53704	2.553 > 1 (+155.3%)
Cap.Sp.)	16.08	16.08	1.000 = 1 (=)
PGA_{DS})	0.486	0.625	1.286 > 1
- Accelerazione di Progetto			$= 0.155 < 0.625$ (*g)

VERIFICA SODDISFATTA

L'intervento locale rispetta il requisito di miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti (§8.4.3), su: rigidezza e: resistenza e capacità di deformazione, anche in campo plastico (come richiesto da §C8.4.3).

RISULTATI ANALISI PARETE n° 2

Parametri sismici:

Categoria di sottosuolo = B
Categoria topografica = T1
Accelerazione al suolo (SLV): $a_g = 0.155 \text{ g}$
Fattore di amplificazione spettrale massima $F_o = 2.490$
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $TC^* \text{ (sec)} = 0.291$
Periodi di spettro (sec): $T_B = 0.137$, $T_C = 0.410$, $T_D = 2.220$
Coefficiente di sottosuolo $S_s = 1.20$
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.0$
Coefficiente C_C per TC dipendente dal sottosuolo = 1.4
Fattore di Importanza $I = 1.00$
Fattore di Confidenza: $FC = 1.35$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:
- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.463 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*_{e,max} = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 13.59$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kg)} = 19096$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* \text{ (kg)} = 9090$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 2.101$
Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:
risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 14.96

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 14.96

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 21.80

Rapporto: Capacità/Domanda = 1.457: Capacità > Domanda

Accelerazione al suolo sostenibile allo Stato Limite Ultimo PGA_{DS} = 0.238

Rapporto: $PGADS / a_g = 1.445: PGA_{DS} > a_g$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA [K:kg/cm, F:kg, Spost:mm]

Attuale Progetto Rapporto

K) 31367 33137 **1.056** > 1 (+5.6%)

Fult) 9467 9941 **1.050** > 1 (+5.0%)

Cap.Sp.) 21.80 21.80 **1.000** = 1 (=)

PGA_{DS}) 0.224 0.238 **1.065** > 1

- Accelerazione di Progetto = 0.155 < 0.224 (*g)

VERIFICA SODDISFATTA

L'intervento locale rispetta il requisito di miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti (§8.4.3), su: rigidezza e resistenza e capacità di deformazione, anche in campo plastico (come richiesto da §C8.4.3).

4.11. Verifica vano ascensore

4.11.1. Descrizione della struttura

La struttura in progetto è del tipo a controventi concentrici ed è costituita da piedritti di acciaio S275 aventi sezione ad "L" 120x10 e traversi costituiti da profili UPN100 laddove si posizioneranno i sistemi di sollevamento dell'ascensore (come meglio evidenziato negli elaborati grafici). I collegamenti tra traversi e montanti saranno del tipo bullonato e costituiscono dei vincoli tipo cerniera. Il passo dei traversi è variabile lungo l'altezza in funzione del posizionamento delle porte, è prevista inoltre la controventatura dei campi di telaio sui quattro lati come indicato negli elaborati progettuali realizzata tramite tondi F12. La fondazione è del tipo a platea con nervature che vanno a realizzare la fossa del macchinario. La struttura metallica verrà vincolata verticalmente al livello dello sbarco del piano primo in corrispondenza della muratura nella sezione della cerchiatura. Tale collegamento verrà realizzato in modo da non avere interferenza tra le strutture e far lavorare la barra solo a trazione. Tale risultato si ottiene praticando dei fori asolati sulla piastra saldata in testa alle UPN e non inserendo il controdado nella parte verso il solaio. Con tale tipo di vincolo il castelletto si comporta in maniera indipendente per azioni dirette lungo x, e per azioni dirette verso y nel verso del solaio, mentre nel caso di azioni dirette in verso x opposto al solaio trasferisce carico allo stesso. La fondazione è del tipo a platea. Le tamponature perimetrali della zona aperta al pubblico saranno

realizzate con lastre di vetro stratificato. È già stata fornita nei precedenti paragrafi una rappresentazione grafica del modello solido al fine di comprendere la modellazione delle strutture rimandando agli elaborati specifici per i vari approfondimenti.

Il modello di calcolo delle strutture creato dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche, è tridimensionale e rispetta fedelmente la distribuzione di masse e rigidezze. 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.

4.11.2. Azioni sulla costruzione

Azioni ambientali e naturali

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (S.L.O.)
- Stato Limite di Danno (S.L.D.)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite PVR :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17/01/2018 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale del fabbricato → 50 anni
- Classe d'Uso del fabbricato → III
- Categoria del Suolo → B
- Coefficiente Topografico → T1
- Latitudine e Longitudine del sito(ED50) → 42,41541 / 12,10482



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve e vento dal secondo quanto previsto dal cap. 3 del D.M. 14/01/08 e dalla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 17/01/2018 in funzione della destinazione d'uso

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

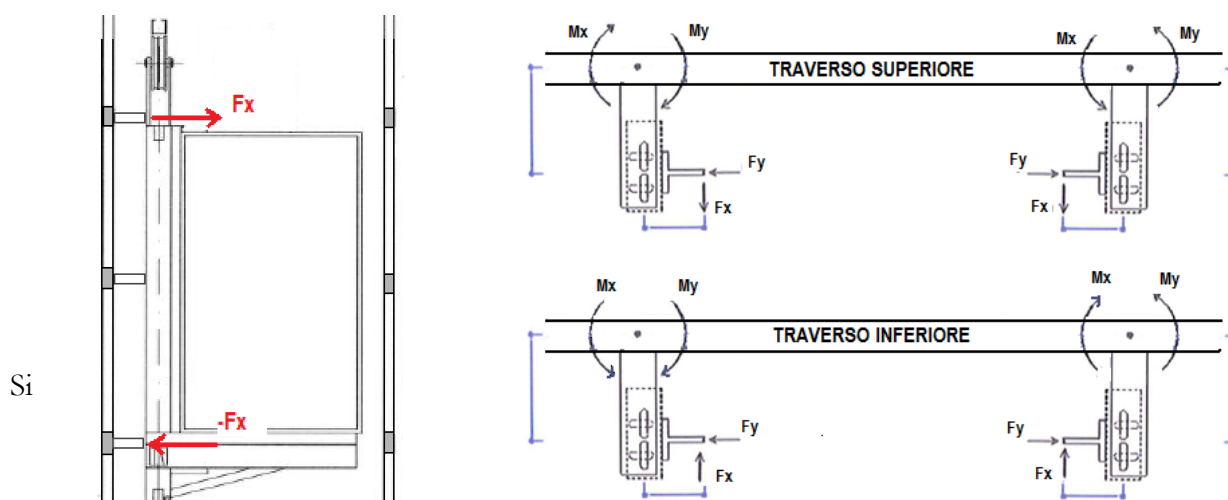
- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Categ.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale.			
	Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici.			
	Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento.			
	Cat. C1 – Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 – Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 – Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sporte relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 – Negozi Cat. D2 – Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	Cat. E1 – Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 – Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	> 6,00 -	6,00 -	1,00* -
F – G	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G – Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN, da valutarsi caso per caso	2,50 -	2 x 10,00 -	1,00** -
H	Coperture e sottotetti.			
	Cat. H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 – Coperture praticabili Cat. H3 – Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 - -	1,20 - -	1,00 - -
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

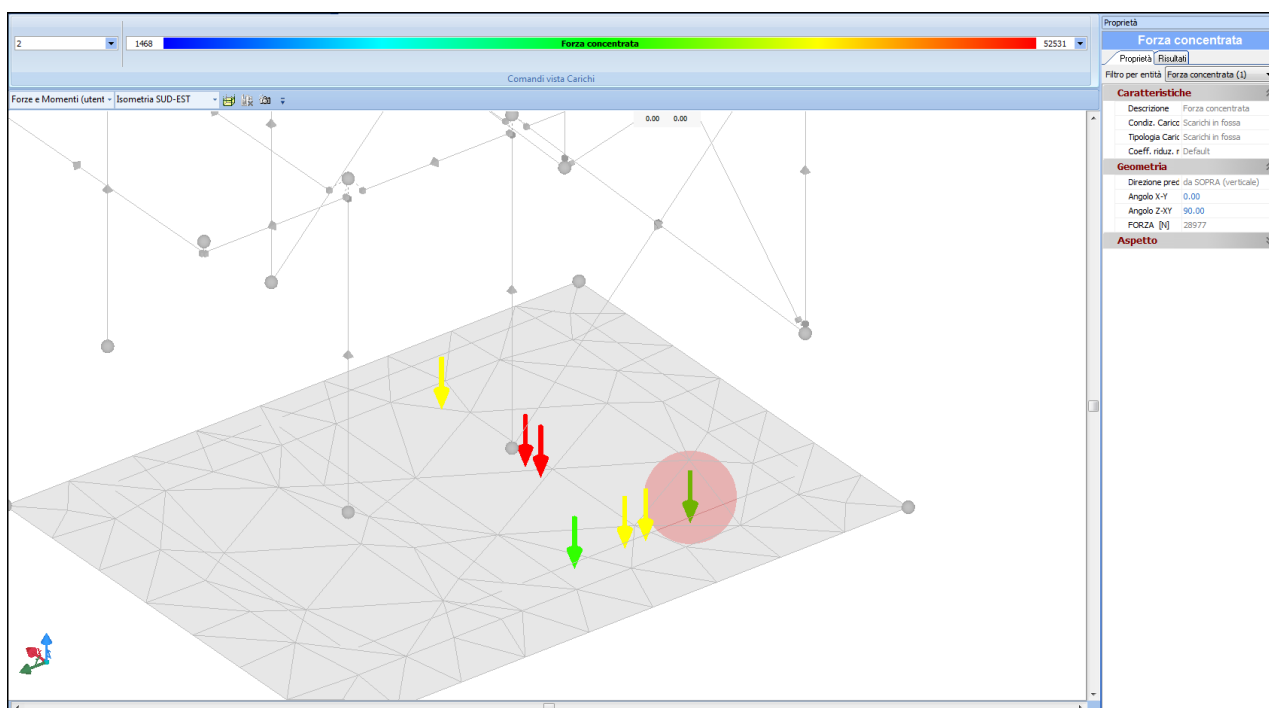
Tabella – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Le azioni T_x (FF2) avranno verso opposto sui due traversi ma uguale sulle due guide collegate ad uno stesso traverso. Le azioni T_y (FF1) avranno invece verso uguale sui due traversi ma opposto sulle due guide collegate ad uno stesso traverso.

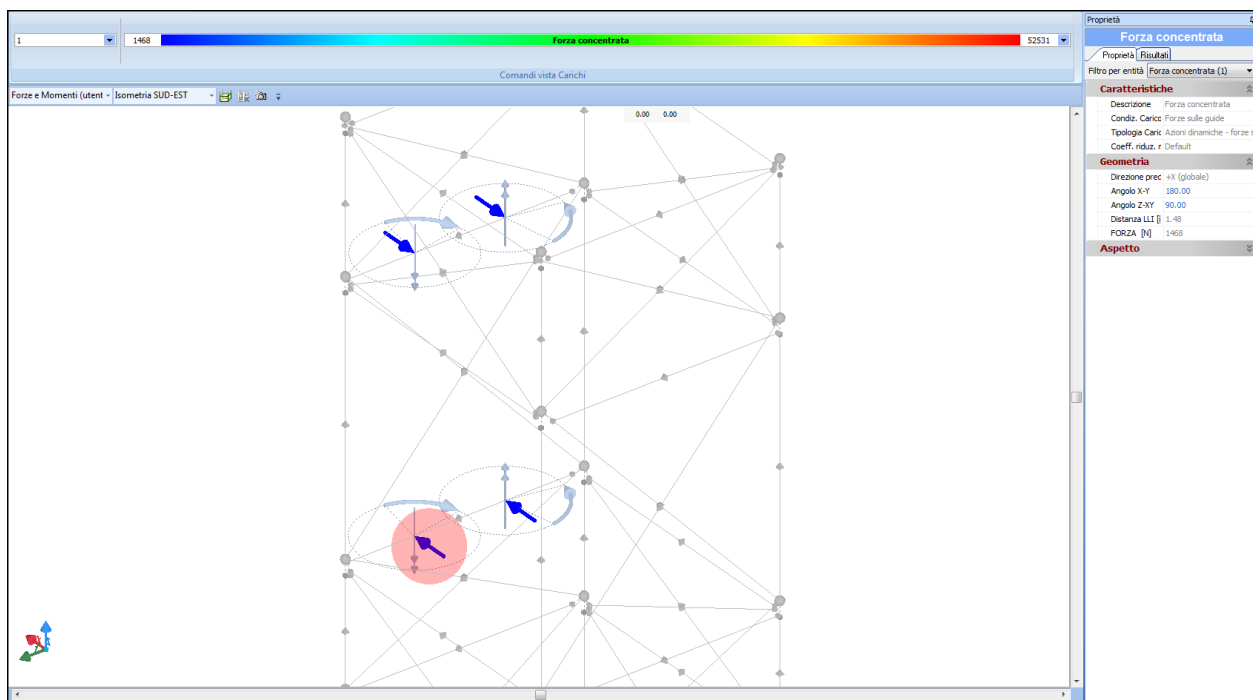
Tali forze provocheranno sui traversi anche dei momenti concentrati che, nel caso più sfavorevole, vanno a sommarsi. Quanto detto è rappresentato nelle figure sotto



riporta di seguito una vista degli scarichi in fossa e delle azioni agenti sui traversi nella struttura analizzata:



Carichi applicati - scarichi in fossa dovuti all'ascensore



Carichi applicati – azioni sui traversi derivanti trasmessi dalle guide dell'ascensore

Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 “Norme tecniche per le Costruzioni”

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, (attraverso il **FOGLIO DI CALCOLO DEL C.S.LL.PP., VERS. 1.03**), sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si è calcolata la struttura come non dissipativa per cui il fattore di struttura assunto è:

$q = 1.00$ (strutture non dissipative)

4.11.3. Metodo di Analisi

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

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	94.86
salvaguardia della vita	Y	97.57
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

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

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

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati;

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

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

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

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

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

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

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

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 $\mu_d \leq 5q - 4$.

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.

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.

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.

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:

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

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;

g_g, g_q, g_p coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

y_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **8 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:

$$G_1 + G_2 + P + E + S_{j2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

y_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_K + S_{j2i} \cdot Q_{ki}$$

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

Categoria/Azione	y_{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. Per le fondazioni su pali, i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.II del D.M. 2018.

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.

Stato Limite di Danno

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

$$G_1 + G_2 + P + E + S_{ij2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

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

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

$$G_K + S_{ij2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori dei coefficienti y_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

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:

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

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

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
 P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
 Q_{kl} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
 Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
 y_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
 y_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
 y_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

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

Azione	y_{0i}	y_{1i}	y_{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" (2) e "Rara" (1).

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.

4.11.4. Presentazione del modello strutturale e sue proprietà

Il calcolo è stato effettuato con il software Edilus USBIM - software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows. 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).

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. Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento. 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.



Cofinanziato
dall'Unione europea



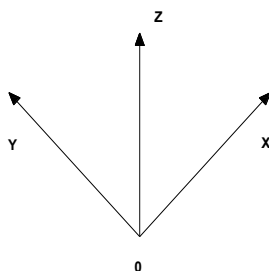
REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

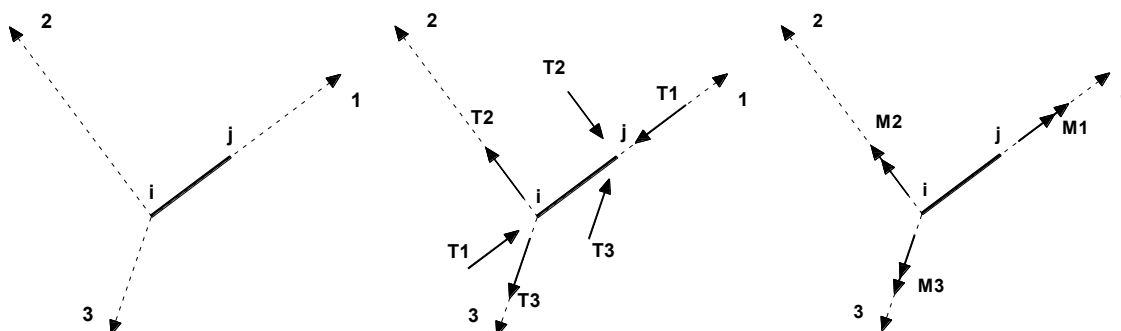
Sistemi di Riferimento

Riferimento globale



Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (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).

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 i 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:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione T1 (agente nella direzione i-j);
- Sollecitazioni taglienti T2 e T3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M2 e M3);
- Sollecitazione torcente M1.



Cofinanziato
dall'Unione europea

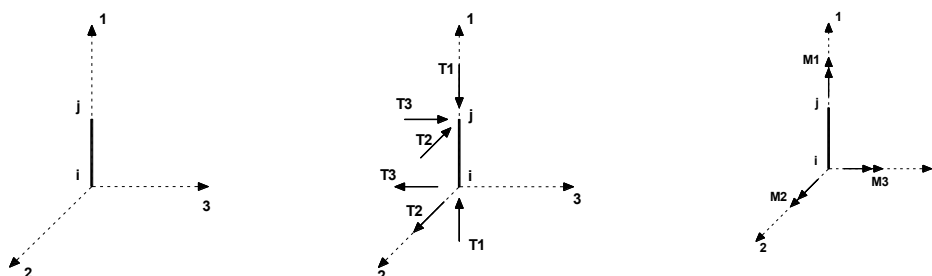


REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

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:

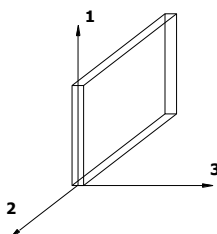
- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

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 taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento(flet) 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.

Riferimento locale per pareti e muri



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 XYZ oppure rispetto al riferimento locale 123 appena definito.

Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

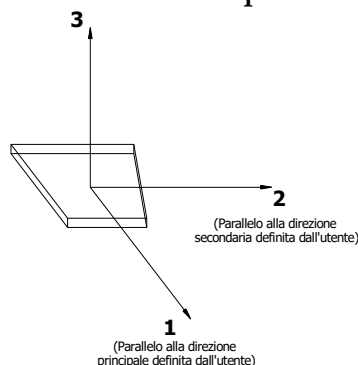
Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente 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.

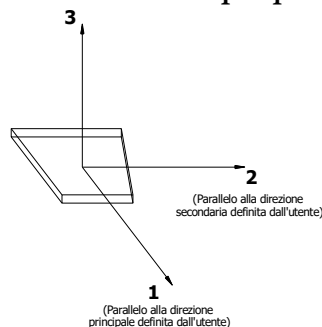
Riferimento locale per solette



In maniera analoga a quanto avviene per i setti, ciascuna soletta 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.

Riferimento locale per platee



Anche per le platee, analogamente a quanto descritto per le solette, è definito un sistema di riferimento locale 1,2,3:

- 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.

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.

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

Il vincolo offerto dai pali è del tipo incastro cedevole con rigidezze traslazionali e rotazionali in direzione X,Y,Z date dalle seguenti relazioni (EC8 parte 5 e testo Viggiani):

Legge di Variazione di E			
	Nulla	Lineare	Radice Quadrata
$K_{X,i} = K_{Y,i}$	$1,08 \cdot D \cdot E_{d,i} \cdot \left(\frac{E_{pl}}{E_{d,i}} \right)^{0,21}$	$0,60 \cdot D \cdot E_{d,i} \cdot \left(\frac{E_{pl}}{E_{d,i}} \right)^{0,35}$	$0,79 \cdot D \cdot E_{d,i} \cdot \left(\frac{E_{pl}}{E_{d,i}} \right)^{0,28}$
$K_{Z,i}$	$E_{d,i} \cdot L_p / I_{W,i}$		
$R_{X,i} = R_{Y,i}$	$0,16 \cdot D^3 \cdot E_{d,i} \cdot \left(\frac{E_{pl}}{E_{d,i}} \right)^{0,75}$	$0,14 \cdot D^3 \cdot E_{d,i} \cdot \left(\frac{E_{pl}}{E_{d,i}} \right)^{0,80}$	$0,15 \cdot D^3 \cdot E_{d,i} \cdot \left(\frac{E_{pl}}{E_{d,i}} \right)^{0,77}$
$R_{Z,i}$	$\max(K_{CD,i} \cdot p \cdot D^2 / 2; 100)^{(*)}$		

$$^{(*)} K_{CD,i} = \frac{[H_{Str,i} \cdot (c'_i + \tan(f_i) \cdot s_{LTMd,i})]}{(H_{Str,i} \cdot c_{u,i})}$$

Condizioni Drenate
Condizioni Non Drenate

dove:

- $i = 1, \dots, n$: numero di strati a contatto con il palo;
- D = diametro del palo;
- L_p = lunghezza del palo;
- E_{pl} = modulo elastico del materiale del palo;
- $H_{Str,i}$ = altezza/spessore dello strato i-esimo (= L_p per terreno monostrato);
- c'_i = coesione efficace dello strato i-esimo;
- f_i = angolo di attrito del terreno dello strato i-esimo;
- $s_{LTMd,i}$ = tensione litostatica media, calcolata al centro dello strato i-esimo;
- $c_{u,i}$ = coesione non drenata dello strato i-esimo;
- $E_{d,i}$ = modulo edometrico dello strato i-esimo;
- $I_{W,i}$ = coefficiente di influenza (tabellato) funzione di D e di $H_{Str,i}$.

Nel caso di stratigrafia le rigidezze utilizzate nel calcolo (K_X , K_Y , K_Z , R_X , R_Y , R_Z) si ottengono come **MEDIA** delle corrispondenti rigidezze calcolate lungo il fusto del palo [es. $K_X = (K_{X,1} + \dots + K_{X,n})/n$].

i. 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.

6. Verifiche di Resistenza

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.

Per le strutture, o parti di strutture, progettate con comportamento strutturale **non dissipativo**, come il caso in esame, la capacità delle membrature soggette a flessione o pressoflessione è stato calcolato, a

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

livello di sezione, al raggiungimento della curvatura f_{yd} di cui al § 4.1.2.3.4.2 del DM 2018, a cui corrisponde il momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

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.

Verifica di punzonamento dei nodi

I nodi in c.a. sono stati verificati a punzonamento ai sensi dei §§ 6.4 e 9.4.3 dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1:2015). La verifica è stata eseguita nel modo illustrato nel seguito.

STEP 1: verifica dell'idoneità geometrica

In primo luogo è stato verificato che l'elemento punzonante e quello punzonato siano dimensionati correttamente. Per effettuare questo controllo viene individuato un perimetro di verifica (detto u_0) pari al perimetro utile dell'elemento punzonante (es. perimetro del pilastro) in funzione della posizione (interna, di bordo o d'angolo). Nella figura che segue vengono illustrati alcuni casi tipici.

interno	di bordo	d'angolo
$u_0 = 2(c_1 + c_2)$	$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$	$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$

Si noti che, nella tabella precedente, d rappresenta l'altezza utile dell'elemento punzonato, pari alla media delle altezze utili nelle due direzioni armate (d_y e d_z):

$$d = \frac{d_y + d_z}{2};$$

dove:

- $d_y = h - c - \frac{\Phi_y}{2}$ è l'altezza utile lungo y ;
- $d_z = h - c - \Phi_y - \frac{\Phi_z}{2}$ è l'altezza utile lungo z ;
- c è il copriferro, ovvero il ricoprimento delle armature;
- Φ_y e Φ_z sono i diametri delle barre delle armature longitudinali della soletta nelle direzioni principale e secondaria. La verifica lungo il perimetro caricato consiste nel controllare che (eq. (6.53)



UNI EN 1992-1-1:2015):

$$v_{Ed,0} = b \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) \leq v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

dove:

- β è un coefficiente che dipende dall'eccentricità (rapporto tra momento flettente e sforzo normale) del carico applicato all'elemento punzonante. In via semplificata, questo fattore può essere stimato in relazione alla posizione in pianta del pilastro (si veda la seguente Fig. 6.21N della UNI EN 1992-1-1:2015 e la relativa tabella);
- V_{Ed} è lo sforzo di punzonamento di progetto allo SLU;
- $v = 0,6 (1 - f_{ck}/250)$.

posizione elemento punzonante	β
interna	1,15
di bordo	1,4
d'angolo	1,5

STEP 2: Verifica lungo il perimetro critico in assenza di armature

La verifica di punzonamento si esegue normalmente in corrispondenza del perimetro critico (indicato con u_1) lungo il quale si assume che possa verificarsi, allo stato limite ultimo, la rottura a punzonamento. Il perimetro critico di pilastri in elevazione, ai sensi della UNI EN 1992-1-1:2015, è ad una distanza $2d$ dal perimetro convesso dell'elemento punzonante, eventualmente escludendo i limiti della soletta (per pilastri di bordo e d'angolo, cfr. Figg. 6.13 e 6.15 UNI EN 1992-1-1:2015):

pilastro Interno	pilastro di Bordo	pilastro d'Angolo
$u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 4 \cdot p \cdot d$	$u_1 = c_2 + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot p \cdot d$	$u_1 = c_1 + c_2 + p \cdot d$

Nel caso di elementi di fondazione, invece, il perimetro critico è da individuarsi in modo iterativo tra tutti quelli con il minore coefficiente di sicurezza, fino ad una distanza di $2d$ dal pilastro. Similmente a quanto avviene per gli elementi non armati a taglio con una specifica armatura trasversale (si pensi ai solai), è possibile assumere una resistenza intrinseca dell'elemento punzonato anche in assenza di armature (trattandosi di un meccanismo a taglio):

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

dove:

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$;
- $k = \min \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d [mm]}}; 2 \right]$;
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$;
- $\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{(c_1 + 6d)d}$ e $\rho_{lz} = \frac{A_{slz}}{(c_2 + 6d)d}$ sono le armature longitudinali nelle due direzioni che attraversano la dimensione colonna (c_1 o c_2) maggiorata di $3d$ su ciascun lato;
- $k_1 = 0,1$

Cofinanziato
dall'Unione europeaREGIONE
LAZIOCittà di
Viterbo

- $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$ è la tensione normale media nelle direzioni y e z del piano della soletta (per esempio dovute alla precompressione);
- $\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}$ $\sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$;
- $v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} [MPa]$.

STEP 3: Progetto delle armature a punzonamento

Qualora non sia possibile, con il solo contributo del calcestruzzo, assorbire la totalità dello sforzo punzonante, vengono disposte delle armature a punzonamento di area totale, lungo il perimetro critico, pari ad A_{sw} . Siccome non è nota a priori la reale posizione della superficie critica di rottura a punzonamento, la norma prevede di “replicare” queste armature in modo concentrico rispettando i limiti dimensionali indicati nel prosieguo. Vengono, quindi, disposte un certo numero di “file”, tutte di area totale A_{sw} e concentriche al pilastro e via via più distanti da questo. L’armatura totale a punzonamento di una fila (A_{sw}) deve essere scelta in modo tale che sia soddisfatta la seguente verifica:

$$V_{Ed,1} \leq V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \sin \alpha / (u_1 \cdot d);$$

dove:

- s_r è l’interasse radiale dell’armatura a punzonamento (ovvero la distanza tra due file di armature concentriche);
- $f_{ywd,ef}$ è la tensione di snervamento di progetto efficace delle armature a punzonamento:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd};$$

- α è l’angolo di inclinazione dell’armatura a punzonamento con l’orizzontale.

È possibile scegliere tra due possibili tipologie di armature a punzonamento:

- 1) *cuciture verticali* (pioli o perni tipo “stud”): in questo caso, trattandosi di armature verticali, sarà possibile assumere $\alpha = 90^\circ$;
- 2) *ferri piegati*: in questo caso, la piegatura potrà avvenire con un angolo α compreso tra 30° e 45° e si potrà assumere, nel caso di un’unica fila di armature:

$$(d/s_r) = 0,67.$$

STEP 4: Dettagli esecutivi

La disposizione delle armature a punzonamento deve essere fatta seguendo i dettagli esecutivi indicati nel § 9.4.3 della UNI EN 1992-1-1:2015. In primo luogo occorrerà calcolare il perimetro u_{out} oltre il quale non sono più richieste armature. Quest’ultimo è pari a:

$$u_{out,ef} = b \cdot V_{Ed} / (V_{Rd,c} \cdot d).$$

I dettagli esecutivi possono essere così riassunti (cfr. Fig. 9.10 UNI EN 1992-1-1:2015):



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

- 1) *per cuciture verticali*: la prima fila deve partire ad una distanza compresa tra 0,3 d e 0,5 d dalla faccia del pilastro; le file devono essere distanziate tra loro di una quantità $\leq$ di 0,75 d; l'ultima fila deve essere disposta ad una distanza $\leq$ di 1,5 d dal perimetro u_{out} ;
- 2) *per ferri piegati*: la prima fila deve partire ad una distanza minore di 0,5 d dalla faccia del pilastro; le barre possono essere disposte in pianta ad una distanza dalle facce del pilastro minore o uguale a 0,25 d; le file devono essere distanziate tra loro di una quantità minore o uguale a 0,75 d; l'ultima fila deve essere disposta ad una distanza minore o uguale a 1,5 d dal perimetro u_{out} .

Infine, l'area minima della singola armatura a punzonamento deve risultare:

$$A_{sw,1} \geq A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}}{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r s_t)};$$

dove s_t è la distanza tangenziale massima tra le armature lungo una stessa fila, pari ad almeno 1,5 d per file interne al perimetro u_1 e 2 d per file esterne al perimetro u_1 .

Fondazioni superficiali

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

Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche di stabilità delle membrature secondo le indicazioni del §4.2.4.1.3 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per compressione semplice, con controllo della snellezza.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi.
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi.

Le verifiche sono effettuate considerando la possibilità di instabilizzazione flessotorsionale.

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

Verifiche di Deformabilità

Sono state condotte le verifiche definite al §4.2.4.2 del D.M. 2018 e in particolare si citano:

- Verifiche agli spostamenti verticali per i singoli elementi (§4.2.4.2.1 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti laterali per i singoli elementi (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).
- Verifiche agli spostamenti per il piano e per l'edificio (§4.2.4.2.2 D.M. 2018).

I relativi risultati sono riportati nei "**Tabulati di calcolo**".

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.

4.11.5. 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.

Progetto e verifica dei collegamenti

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 omessi in questa fase progettuale.

4.11.6. Verifiche elementi non strutturali ed impianti

La progettazione degli elementi secondari e degli elementi non strutturali e degli impianti rispetta i criteri di cui al par. 7.2.3 e 7.2.4 delle NTC2018. In particolare si specifica che nella costruzione in oggetto non sono presenti tramezzature interne e non sono presenti impianti che eccedono il 30% del carico permanente totale del solaio su cui sono collocati o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura, inoltre si ritiene, data la tipologia, che le deformazioni degli stessi siano compatibili con gli spostamenti massimi della struttura, sotto l'azione sismica. Il calcolo dei tamponamenti in vetro viene allegato di seguito.

4.11.7. Verifica dei collegamenti

Si riportano di seguito le verifiche dei collegamenti tra le varie aste, considerando gli elementi maggiormente sollecitati.

Le verifiche riguardano:

1. Collegamento Montante – Traverso
2. Collegamento Montante – Fondazione
3. Collegamento Montante – Controvento
4. Collegamento Montante – Montante

Si ricorda che nei collegamenti bullonati verranno utilizzati viti e ulloni di classe 8.8 le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nella seguente tabella.

Classe	f_b	f_{yb}	g_{M2}
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
8.8	800	649	1,25

1. Collegamento Montante – Traverso

La connessione viene realizzata in modo da avere vincoli di estremità dei traversi di tipo cerniera.

La bullonatura sarà quindi sottoposta esclusivamente a sollecitazioni taglianti.

Si considera l'elemento più sollecitato che in base alle elaborazioni eseguite risultano essere le aste spaziali n.74,38,8 che, per la combinazione di carico 15, è soggetta ad un valore del taglio di estremità pari a:

$$V_{Ysd} = 163 \text{ daN}$$

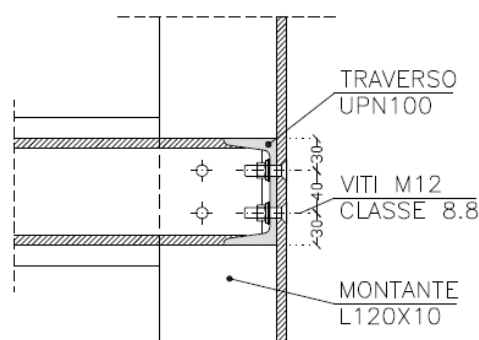
La bullonatura è costituita da n.ro 2 bulloni M12, l'azione sollecitante ciascun bullone vale quindi:

$$V_{sd} = 81,5 \text{ daN}$$

Il taglio resistente del bullone è dato da:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_b A_{res} / g_{M2} = 3237,1 \text{ daN} > V_{sd}$$

dove $A_{res} = 84,3 \text{ mm}^2$





Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

si traslascia la verifica a rifollamento degli elementi collegati poiché ritenuta trascurabile.

2. Collegamento Montante – Fondazione

La connessione viene realizzata in modo da avere vincoli di tipo cerniera.

La bullonatura sarà quindi sottoposta esclusivamente a sollecitazioni taglianti.

Si considera l'elemento più sollecitato che in base alle elaborazioni eseguite risultano essere le aste spaziali n.2 e 3, vincolate nei nodi 11 e 15 nei quali, per la combinazione di carico 10, le reazioni vincolari risultano essere pari a:

$$V_{Xsd} = 14 \text{ daN}$$

$$V_{Ysd} = 29 \text{ daN}$$

La bullonatura è costituita da n.ro 3 bulloni M12, l'azione sollecitante ciascun bullone vale quindi:

$$V_{Xsd} = 4,7 \text{ daN}$$

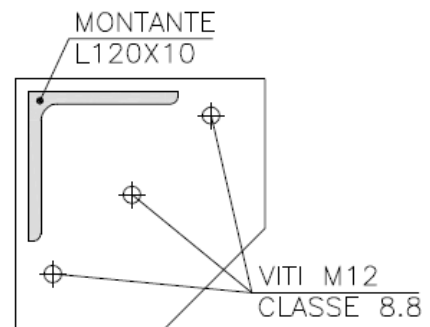
$$V_{Ysd} = 9,7 \text{ daN}$$

Il taglio resistente del bullone è dato da:

$$F_{V,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 3237,1 \text{ daN} > V_{sd}$$

$$\text{dove } A_{res} = 84,3 \text{ mm}^2$$

si traslascia la verifica a rifollamento degli elementi collegati e la verifica della saldatura del montante alla piastra di base poiché ritenuta trascurabile.



3. Collegamento Montante – Controvento

Il controvento viene collegato alla piastra d'angolo tramite saldatura a cordoni d'angolo, la piastra è invece collegata ai montanti sempre tramite saldature a cordoni d'angolo.

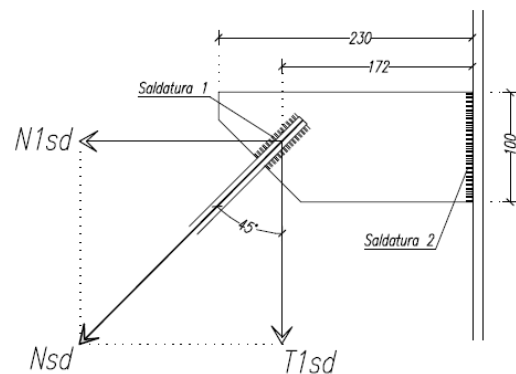
Si considera l'elemento più sollecitato che in base alle elaborazioni eseguite risulta essere l'asta spaziale n.40 che, per la combinazione di carico 10, è soggetta ad un valore di trazione pari a:

$$N_{sd} = 1378 \text{ daN}$$

Per la verifica della saldatura tra la barra di controvento ed il piatto (*Saldatura 1*) si assume:

$$a = 5 \text{ mm (altezza della sezione di gola)}$$

$$L = 50 \text{ mm (lunghezza della saldatura)}$$



La verifica della saldatura a trazione fornisce i seguenti risultati:



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

UNIONE A TRAZIONE - cordoni paralleli all'azione		
	INPUT	VERIFICA (D.M. 2008)
	Definizione dell'azione di trazione	Metodo direzionale EN10210 - S275 H/NH/NLH
	$N = 6890$ [N]	$\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_2^2 + \tau_1^2)} \leq \frac{f_k}{\beta \gamma_{M2}}$ 23,87 < 404,71 Verificato
	Definizione della geometria dell'unione	Metodo semplificato EN10210 - S275 H/NH/NLH
	$I_1 = 50$ [mm]	$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_k}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$ 68,90 < 1168,29 Verificato
	$a_w = 5$ [mm]	
	$A_w = 250$ [mm ²]	

La saldatura tra il piatto ed il montante L120x10 (*Saldatura 2*) è soggetta a trazione, taglio e momento.

Scomponendo l'azione agente sul controvento nelle sue due componenti:

$$N_{1sd} = N_{sd} \sin 45^\circ = 975,4 \text{ daN}$$

$$V_{1sd} = N_{sd} \cos 45^\circ = 975,4 \text{ daN}$$

N_{1sd} sottopone le saldature a trazione, dalla verifica si ha:

UNIONE A TRAZIONE - cordoni paralleli all'azione		
	INPUT	VERIFICA (D.M. 2008)
	Definizione dell'azione di trazione	Metodo direzionale EN10210 - S275 H/NH/NLH
	$N = 9754$ [N]	$\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_2^2 + \tau_1^2)} \leq \frac{f_k}{\beta \gamma_{M2}}$ 33,79 < 404,71 Verificato
	Definizione della geometria dell'unione	Metodo semplificato EN10210 - S275 H/NH/NLH
	$I_1 = 50$ [mm]	$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_k}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$ 97,54 < 1168,29 Verificato
	$a_w = 5$ [mm]	
	$A_w = 250$ [mm ²]	

T_{1sd} sottopone le saldature, ed il piatto, a taglio e momento pari a $M_{1sd} = 975,4 \times 17,2 \text{ cm} = 16773,4 \text{ daNcm}$;

la verifica a flessione e taglio fornisce i seguenti risultati:

UNIONE A FLESSIONE E TAGLIO - cordoni paralleli all'azione			
	INPUT	OUTPUT	VERIFICA (D.M. 2008)
	Definizione dell'azione	$\tau_{vj} = 9,75$ [N/mm ²] $\sigma_{Lmax} = 100,66$ [N/mm ²]	Metodo direzionale EN10210 - S235 H
	$V = 9754$ [N] $e = 172$ [mm]		$\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_2^2 + \tau_1^2)} \leq \frac{f_k}{\beta \gamma_{M2}}$ 102,07 < 360,00 Verificato
	Definizione della geometria dell'unione		Metodo semplificato EN10025 - S275 / S275 N/NL/M/ML
	$h = 100$ [mm] $a_w = 5$ [mm] $A_w = 500$ [mm ²]		$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_k}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$ 48,77 < 1168,29 Verificato

Si verifica poi il piatto di collegamento a trazione, flessione e taglio.

Per quanto concerne la verifica a trazione si ha che la resistenza del piatto è pari a:

$$N_{Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} = 600 \times 27,5 / 1,05 = 17325 \text{ daN} > N_{1sd}$$

Dove:



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

$$A = 6 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} = 600 \text{ mm}^2$$

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$g_{M0} = 1,05$$

Per quanto concerne la verifica a flessione e taglio si ha che la resistenza di calcolo a taglio del piatto è pari a:

$$V_{c,Rd} = A_t f_{yk} / (\sqrt{3} g_{M0}) = 600 \times 27,5 / (\sqrt{3} 1,05) = 9075,9 \text{ daN} > V_{1Sd}$$

Il taglio sollecitante T_{1Sd} è quindi inferiore della metà del taglio resistente, si può quindi trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione che vale:

$$M_{c,Rd} = W f_{yk} / g_{M0} = 10000 \times 27,5 / 1,05 = 26190 \text{ daNm} > M_{1Sd}$$

$$\text{dove } W = 60 \times 100^2 / 6 = 10000 \text{ mm}^3$$

Poiché risulta:

$$h_w / t = 100 / 6 = 16,66 < 72 \sqrt{(235 / f_{yk})} = 66,58$$

non occorre effettuare la verifica dell'instabilità della sezione soggetta a taglio.

4. Collegamento Montante – Montante

Si considerano le azioni sollecitanti più gravose ricavate dal programma di calcolo, esse sono relative al nodo n.352 di connessione tra le aste n. 33 e 119.

Le sollecitazioni, relative alla combinazione n.15, valgono all'incirca:

$$N_{Sd} = 2680 \text{ daN}$$

$$V_{Sd} = 700 \text{ daN}$$

$$M_{Sd} = 320 \text{ daNm}$$

Considerando che taglio e momento siano assorbiti dalla bullonatura su un'unica faccia del profilo L120x10 costituente il montante si ha che il taglio provocato dal momento sul bullone più sollecitato varrà:

$$S_{bSd} = M_{Sd} y / \Sigma y_i^2 = 3510 \text{ daN circa}$$

Il taglio agente sul singolo bullone varrà:

$$V_{bSd} = V_{Sd} / n_b = 350 \text{ daN}$$

(si considerano reagenti solo i bulloni del giunto fissati allo stesso profilo quindi $n_b = 2$)

Il taglio totale in direzione x sul singolo bullone varrà quindi:

$$V_{bxSd} = S_{bSd} + V_{bSd} = 3860 \text{ daN}$$

A vantaggio di sicurezza si considera che lo sforzo assiale sui montanti produca taglio nei bulloni del giunto, quindi il taglio in direzione y dato da N_{Ed} sul singolo bullone sarà:

$$V_{bySd} = N_{Sd} / n_b = 335 \text{ daN}$$

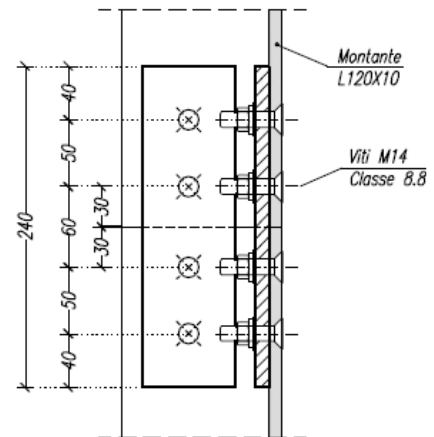
(si considerano reagenti tutti i bulloni del giunto $n_b = 8$)

Il taglio risultante agente sul singolo bullone sarà:

$$V_{TotSd} = \sqrt{(V_{bxSd}^2 + V_{bySd}^2)} = 3875 \text{ daN}$$

Il taglio resistente del bullone M14 è dato da:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / g_{M2} = 4416 \text{ daN} > V_{TotSd}$$





Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

4.11.8. Verifica degli ancoraggi

Si verificano di seguito gli ancoraggi della struttura metallica allo scatolare in c.a. e all'edificio esistente.
Le sollecitazioni da usare nelle verifiche sono le reazioni vincolari riportate precedentemente.

Entrambe le connessioni verranno realizzate tramite barre ancorate con resina epossidica bi componente alla struttura alla quale connettersi e bullonate al castelletto.

Le massime sollecitazioni di calcolo sono quelle relative al nodo n.164 e valgono:

$$N_{sd} = 1285 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2306 \text{ daN}$$

Si utilizzeranno ancoranti chimici tipo Hilty HIT-HY150+barre HIT-V M16 classe 8.8.

Le verifiche a trazione e taglio della barra forniscono i seguenti risultati:

$$N_{v,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / g_{M2} = 9043 \text{ daN} > N_{sd}$$

$$V_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / g_{M2} = 6029 \text{ daN} > V_{sd}$$

L'ancorante assicura lo snervamento della barra per lunghezze di ancoraggio $\geq 80 \text{ mm}$.

Si verifica inoltre a rifollamento la piastra saldata alle mensole UPN100 in corrispondenza degli ancoraggi ai cordoli di piano dell'edificio esistente.

La piastra, in acciaio S275, ha spessore 6 mm.

Dalla verifica a rifollamento si ha:

$$F_{b,Rd} = k a f_{tk} d t / g_{M2} = 8296 \text{ daN} > V_{sd}$$

con : $a = 1$ e $k = 2,5$; $t = 6 \text{ mm}$; $d = 16 \text{ mm}$; $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$.

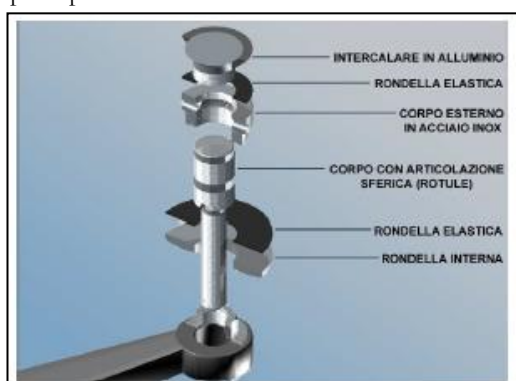
4.11.9. Relazione calcolo vetri e sistemi di fissaggio

Premessa

Le verifiche delle lastre di vetro di tamponatura del vano ascensore sono state eseguite mediante l'utilizzo di modelli locali descritti nel seguito della presente relazione e sviluppati secondo le indicazioni delle Istruzioni del CNR-DT 210/2012. In particolare il calcolo è stato effettuato mediante il metodo "Enhanced Effective Thickness" secondo il quale la verifica del comportamento globale del pannello può essere svolta considerando lo stratificato come un vetro monolitico di spessore pari ad uno spessore efficace, che tenga conto degli effetti sul trasferimento del taglio prodotti dalla presenza dell'intercalare polimerico. Una volta calcolati gli spessori effettivi, si sono valutati per via analitica e tramite un modello FEM a piastra la massima tensione e la massima deformazione delle lastre monolitiche equivalenti.

Sistema costruttivo

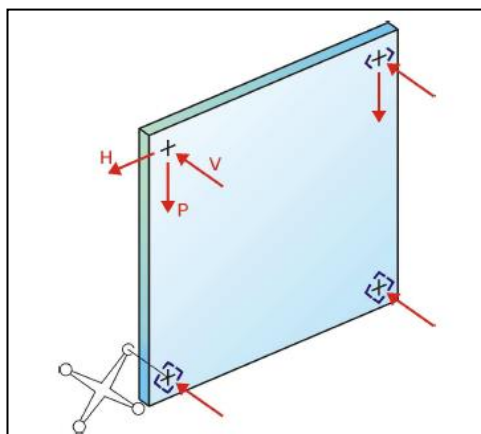
La soluzione costruttiva scelta è quella di un pannello vetrato appeso per punti tramite un sistema Rotulle fissato alle lastre in prossimità degli angoli mediante opportuni fori svasati ricavati nel vetro; le Rotulle sono poi vincolate alla struttura principale retrostante. Il sistema Rotulle è contraddistinto da uno snodo sferico interno al corpo della lastra in vetro. Tale



snodo è libero di ruotare attorno al suo perno di connessione con il supporto intermedio. In questo modo vengono lasciati liberi gli spostamenti reciproci di ogni singolo elemento e gli effetti flessionali sono trasferiti al di fuori del piano vetrato. Come mostrato nella figura accanto, in un sistema a Rotulle si individuano tre componenti fondamentali: il corpo sferico centrale, inserito in un cilindro di acciaio; l'anello di serraggio, avente la funzione di bloccare la rotulle contro il vetro; e l'anello intercalare in alluminio trattato, che compensa le eventuali differenze geometriche tra elemento in acciaio e foro praticato

nel vetro.

Schema statico



Dal punto di vista statico, il sistema di pannelli appesi per punti prevede una trasmissione dei carichi iperstatica fuori dal piano del pannello e isostatica per i carichi nel piano. L'esempio tipico è mostrato nella figura sotto. Dei due attacchi superiori, uno rimane fisso e saldamente vincolato alla struttura, l'altro consente liberi spostamenti in senso orizzontale nel piano della vetrata. Il loro compito essenziale è quello di supportare i carichi del peso proprio della lastra e parte dei carichi laterali esterni. Gli altri due vincoli inferiori risultano liberi di spostarsi nella direzione verticale e orizzontale del piano della lastra e hanno funzione di assorbire i movimenti differenziali sul piano della facciata dovuti a dilatazioni termiche e movimenti della struttura

Cofinanziato
dall'Unione europea**REGIONE
LAZIO****Città di
Viterbo**

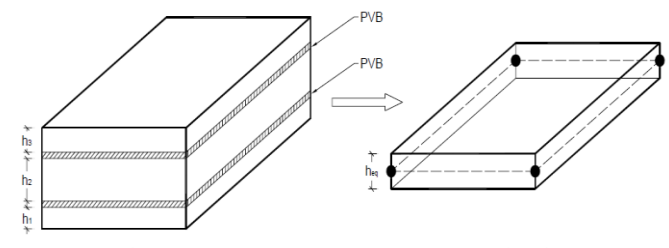
di sostegno. Per permettere gli spostamenti riportati in figura i fori nei pannelli, così come nei supporti intermedi, vengono realizzati con opportune svasature o leggermente più grandi delle dimensioni del perno passante come nella figura riportata accanto. Queste opportune forature e la corretta disposizione degli elementi di supporto intermedio tra le varie lastre risultano fondamentali per evitare l'insorgere di sovratensioni conseguenti ad effetti termici o per via dei carichi applicati.

Verifica lastra facciata ascensore

La lastre del rivestimento della facciata del vano ascensore saranno realizzate da vetro denominato SECURGLASS 88.4T costituito da due lastre float temprate chimicamente di spessore pari a 8 mm con interposto strato di PVB da 1.52 mm, esse hanno varie dimensioni pertanto si modella e si verifica la tipologia più limitativa che risulta essere quella di maggiore dimensione pari a 201x144 cm. Per questo tipo di lastre stratificate si calcola lo spessore equivalente da assegnare nelle verifiche sia per le verifiche di resistenza che per la verifica di deformazione. In particolare si ottiene:

Vetro stratificato		
strati	spessore effettivo	h_{eq}^s
h_1 [mm]	8	11.31
h_2 [mm]	8	11.31
h_3 [mm]	0	0.00
h_4 [mm]	0	0.00
Spessore equivalente per gli spostamenti h_{eq}^D		10.08

N.B: Per gli strati non presenti immettere il valore 0

$$h_{s,eq} = \left(\sum \left(\frac{h_i^3}{h_k} \right) \right)^{1/2}$$
$$h_{deq} = (h_1^3 + h_2^3 + \dots)^{1/3}$$


elemento fisico elemento finito

Per cui nelle verifiche si assumerà:

Spessore equivalente per le verifiche allo **SLC** (una sola lastra resistente) = **8 mm**

Spessore equivalente per le verifiche allo **SLV** (due lastre resistenti) = **11.31 mm**

Spessore equivalente per le verifiche allo **SLE** (due lastre resistenti) = **10.08 mm**

Il valore di progetto della resistenza a trazione per flessione del vetro f_{gd} , da considerare per le verifiche agli SLU e SLC come da indicazioni delle Istruzioni CNR-DT 2102/2012 è data dalla formula:



Cofinanziato
dall'Unione europea



REGIONE
LAZIO



Città di
Viterbo

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v \cdot (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M,v} \gamma_{M,v}}$$

in cui i valori dei coefficienti sono desunti di volta in volta dalle tabelle di cui ai cap. 2-5-7 del CNR-DT 210/2012.

Il valore di resistenza a trazione del vetro float temprato chimicamente rispetto ai carichi vento-folla per la situazione in progetto risulta essere **60 N/mm²** come si può osservare dalla tabella seguente

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gA} \lambda_{gl} f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M,v} \gamma_{M,v}}$$

							classe 2
fg;k	Kmod	Ked	Ksf	lgA	lgi	K'ed	RM
N/mm2							
45	0.85	0.8	1	1	1	0.8	1
gM	fb;k	Kv	RM,v	gM,v	fg;d	E	
N/mm2					N/mm2	N/mm2	
1.35	150	1	1	2.25	60	75000	
calcolo tensioni a mano							
l	h	s	I	w	P	M	s
m	m	m	m ⁴	m ³	KN	KNm	N/mm2
2.72	1.54	0.008	0.000000066	0.000016427	3	0.88935	54.140625

Verifica di resistenza allo slc

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza si esegue la sola verifica allo SLC che risulta la più gravosa. Come già detto, per tale verifica si considera che una delle due lastre del vetro sia inefficace e si calcolano le tensioni massime considerando una sola lastra di spessore pari a 8 mm. La tensione principale massima di trazione che si ottiene considerando il carico orizzontale dovuto alla folla pari a 2 kN/m risulta essere pari a $31.25 < 60 \text{ N/mm}^2$.

Viterbo, 21 giugno 2025

Il Progettista
Architetto Danilo Pasquini