

PROGETTO

**CENTRO PER L' EDUCAZIONE SPORTIVA ED AMBIENTALE MEISINO**  
**Cluster 1 - Cittadella dello Sport**

**CLIENTE**  
Città di Torino  
**Dipartimento Manutenzioni e Servizi Tecnici**  
**Divisione Manutenzioni**  
**Servizio Infrastrutture per il Commercio e lo Sport**  
**Dipartimento Grandi Opere, Infrastrutture e Mobilità**  
**Divisione Verde e Parchi**

**RUP/CP**  
Arch.Maria Vitetta

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Determina D.D. N° 5381 DEL 27/09/2023

SOCIETA' MANDATARIA / Coordinatore del Gruppo di Progettazione / Progettista



**1AX srl**  
Via F.Crispi, 69  
67051 - Avezzano (AQ)  
info@1ax.it

PROGETTISTA IMPIANTI



**Proimpianti srl**  
Via Garibaldi, 89  
67051 - Avezzano (AQ)  
c.granata@proimpianti.it

GEOLOGO

**Dott. Geologo Andrea Piano**  
Via Provenzale 6  
14100 - Asti  
andrea@actispianogeologi.it

CONSULENTI

**PAESAGGIO**  
Arch.Paesaggista Diego Colonna  
**AMBIENTE**  
Studio Biosfera - Dott. Biologo Gianni Bettini  
Myricae s.r.l.- Dott. Agronomo Giordano Fossi  
Dott. Agronomo Tommaso Vai

**CUP**                      **CODICE OPERA**  
**C15B22000090006**    **5056**

FASE PROGETTUALE

**PROGETTO ESECUTIVO**

ELABORATO

Relazione di calcolo strutturale - tettoia

CODICE ELABORATO								REL.CALC.		DATA		SCALA	
COD.LAVORO	FASE DI PROGETTAZIONE	AUTORE	AREA	LIVELLO	TIPO FILE	DISCIPLINA	N. DOCUMENTO	07/06/24					
104-2	ESECUTIVO	1AX	STR		PDF	STR	39	REV.	01				

NOME FILE 39-104\_1\_ESE\_5056\_STR-REL.CALC.-39-01

## SOMMARIO

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>5</b>
1.1. Descrizione degli interventi .....	6
1.2. Caratterizzazione del manufatto esistente.....	7
<b>2. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI.....</b>	<b>9</b>
2.1. Elenco elaborati .....	9
2.2. Normative e documenti di riferimento.....	10
2.3. Codici di calcolo .....	10
2.4. Unità .....	11
<b>3. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>11</b>
3.1. Muratura.....	11
3.2. Calcestruzzo armato.....	12
<b>4. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO</b>	
<b>12</b>	
4.1. Parametri sismici .....	13
4.2. Classe d'uso.....	14
4.3. Periodo di riferimento e di ritorno .....	14
<b>5. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>15</b>
5.1. Schematizzazione delle azioni .....	15
5.2. Modellazione materiali .....	17
5.3. Analisi statica.....	17
5.4. Analisi pushover .....	18
5.5. Analisi fuori dal piano .....	20
<b>6. INTERVENTI PREVISTI .....</b>	<b>Errore. Il segnalibro non è definito.</b>
<b>7. CONSIDERAZIONI SUGLI ELEMENTI INTERNI</b>	<b>Errore. Il segnalibro non è</b>
<b>definito.</b>	

<b>8. VERIFICA DEGLI ELEMENTI INTERNI .....</b>	<b>22</b>
<b>8.1. Analisi statica.....</b>	<b>22</b>
8.1.1. Verifica ai carichi verticali .....	22
8.1.2. Verifica all'azione del vento .....	24
<b>8.2. Analisi Pushover.....</b>	<b>26</b>
8.2.1. Analisi sismica n. 13 Direzione X.....	28
8.2.2. Analisi sismica n. 21 Direzione Y.....	28
<b>8.3. Analisi a pressoflessione.....</b>	<b>29</b>
<b>9. CONCLUSIONI .....</b>	<b>31</b>

## 1. INTRODUZIONE

---

La presente relazione descrive le scelte progettuali e strutturali delle nuove strutture in muratura da realizzare all'interno del fabbricato denominato "Tettoia" presso il parco del Meisino, sito in provincia di Torino (TO).

Obiettivo dell'intervento è il recupero ambientale, edilizio e funzionale dell'area a parco (cluster 1) e dell'area ex-Galoppatoio (cluster 2) prevedendo una destinazione d'uso ad attività sportive e ricreative unitamente all'educazione ambientale. L'intervento in oggetto ricade in area cluster 1.

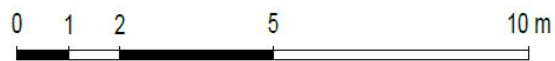
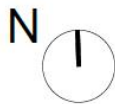


Figura 1 Area di intervento

## 1.1. Descrizione degli interventi

Nell'ambito del presente progetto di recupero ambientale, edilizio e funzionale dell'area a parco del Meisino è prevista la rifunzionalizzazione del manufatto Tettoia come elemento a servizio delle aree sportive contigue.

Nello specifico, all'interno della tettoia verranno ricavati degli ambienti ad uso deposito e servizi igienici tramite la realizzazione di murature portanti in poroton, svincolate dal fabbricato esistente.

Si riporta di seguito la planimetria del progetto della Tettoia:



Figura 2 Planimetria Tettoia - progetto

## 1.2. Caratterizzazione del manufatto esistente

Il manufatto Tettoia si sviluppa planimetricamente su una pianta ad L di lati 20.0 x 16 m.

La quota di gronda è a +5.50 dal piano campagna.

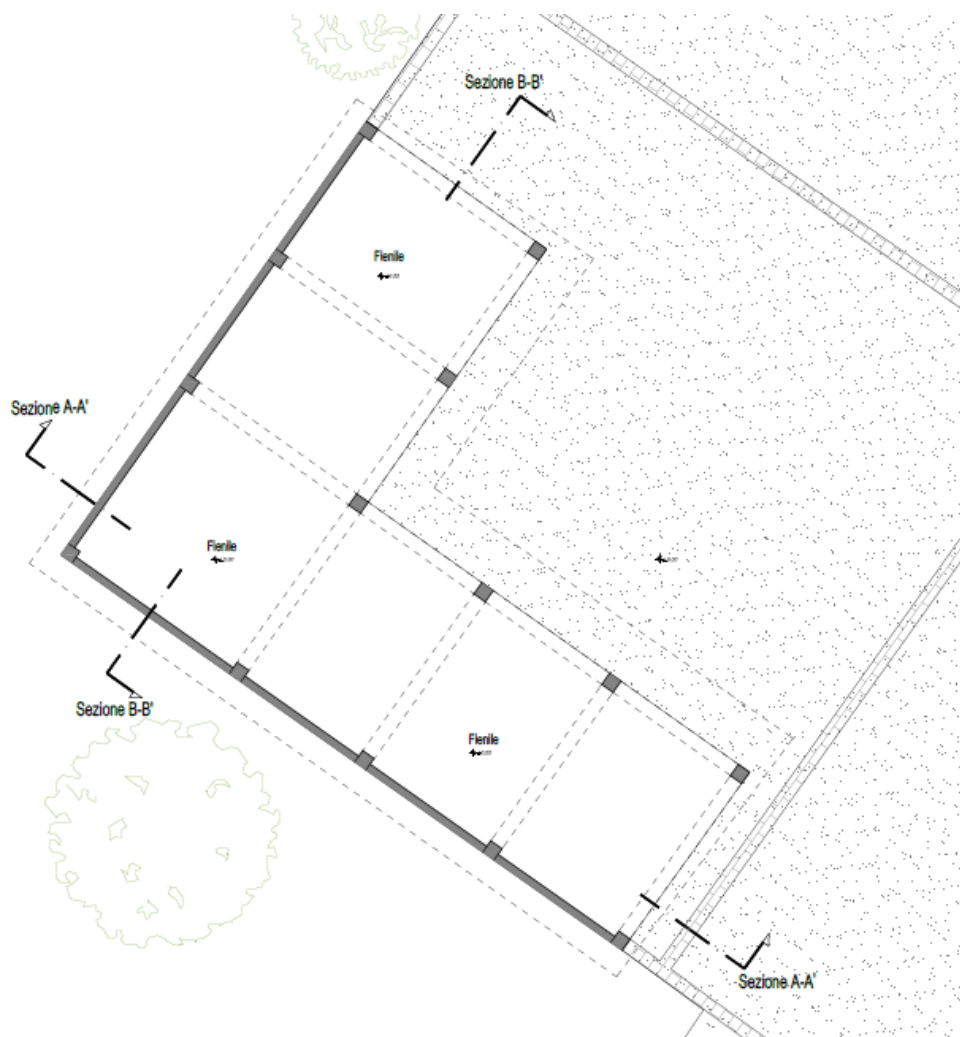
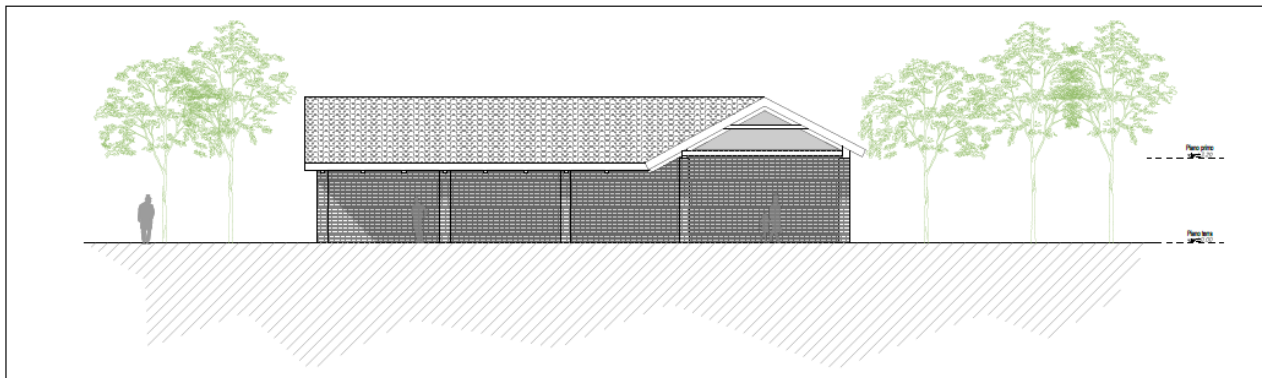


Figura 3 Planimetria Tettoia – stato di fatto

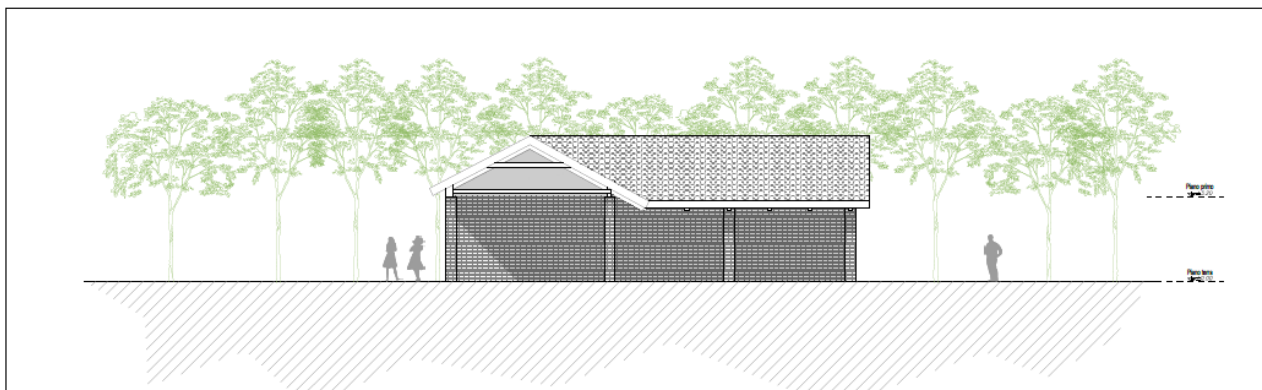
Il manufatto, destinato ad uso deposito, presenta una copertura a doppia falda costituita da una serie di capriate in legno in appoggio su pilastri in muratura a sezione quadrata.

Completano la struttura la trave di colmo, i puntoni secondari e un ordito di travi secondarie su cui vengono posate le tegole.

PROSPETTO NORD-EST



PPROSPETTO SUD-EST



La tettoia è stata recentemente oggetto di manutenzione.

Si riportano di seguito alcune foto della Tettoia:



Figura 4 Tettoia - foto da sopralluogo



Figura 5 Tettoia - foto da sopralluogo

Sulla base dei recenti sopralluoghi effettuati, il manufatto si presenta in buone condizioni di conservazione.

## 2. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

### 2.1. Elenco elaborati

Questo documento è collegato e riferito agli elaborati seguenti:

38	REL.SPEC.	Relazione geotecnica	00	05/04/2024	38-104_1_ESE_5056_STR-REL.SPEC.-38-00
39	REL.CALC.	Relazione di calcolo strutturale - tettoia	01	05/04/2024	39-104_1_ESE_5056_STR-REL.CALC.-39-01
40	REL.CALC.	Relazione di calcolo strutturale - passerella	01	05/04/2024	40-104_1_ESE_5056_STR-REL.CALC.-40-01
41	REL.CALC.	Relazione di calcolo strutturale - percorsi area umida	00	05/04/2024	41-104_1_ESE_5056_STR-REL.CALC.-41-00
42	ELAB. GRAF.	Passerella - Inquadramento	00	05/04/2024	42-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-42-00
43	ELAB. GRAF.	Passerella - Pianta e Prospetto	01	05/04/2024	43-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-43-01
44	ELAB. GRAF.	Passerella - Blocco 1	00	05/04/2024	44-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-44-00
45	ELAB. GRAF.	Passerella - Blocco 2	00	05/04/2024	45-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-45-00
46	ELAB. GRAF.	Passerella - Blocco 3	00	05/04/2024	46-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-46-00
47	ELAB. GRAF.	Passerella - Blocco 4	00	05/04/2024	47-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-47-00
48	ELAB. GRAF.	Passerella - Cavalcavia 1/2	01	05/04/2024	48-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-48-01
49	ELAB. GRAF.	Passerella - Cavalcavia 2/2 e tracciamento e armature fondazioni	00	05/04/2024	49-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-49-00
50	ELAB. GRAF.	Passerella - Blocco 5	00	05/04/2024	50-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-50-00
51	ELAB. GRAF.	Passerella - Blocco 6	00	05/04/2024	51-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-51-00
52	ELAB. GRAF.	Passerella - Blocco 7 1/2	00	05/04/2024	52-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-52-00
53	ELAB. GRAF.	Passerella - Blocco 7 2/2	00	05/04/2024	53-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-53-00
54	ELAB. GRAF.	Passerella - Dettagli 1/2	00	05/04/2024	54-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-54-00
55	ELAB. GRAF.	Passerella - Dettagli 2/2	00	05/04/2024	55-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-55-00
56	ELAB. GRAF.	Percorsi area umida - Tracciamento fondazioni	01	05/04/2024	56-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-56-01
57	ELAB. GRAF.	Percorsi area umida - Pianta, viste e sezioni	01	05/04/2024	57-104_1_ESE_5056_STR-ELAB. GRAF.-57-01



## 2.2. Normative e documenti 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 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”. Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:
- **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **Eurocodice 7** - “Progettazione geotecnica” - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

## 2.3. Codici di calcolo

Per quanto concerne la modellazione è stato utilizzato il software di calcolo 3Mmuri Project che adotta il metodo FME (Frame by Macro Elements), cioè quanto di più avanzato ci sia oggi nel settore del calcolo delle murature che si ispira sul metodo a telaio equivalente con macroelementi.



La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti;

## 2.4. Unità

Le unità di misura utilizzate, dove non espressamente specificato vanno intese come di seguito:

Lunghezza:	m
Tempo:	s
Massa:	kg
Forza:	kN
Tensione:	MPa
Momenti:	kNm
Area:	m <sup>2</sup>
Modulo elastico/plastico:	m <sup>3</sup>
Momento d'inerzia:	m <sup>4</sup>
Sezioni trasversali:	m <sup>2</sup>

## 3. PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI

---

Le proprietà meccaniche successive vengono usate nei calcoli per la carpenteria metallica inerente alla passerella

### 3.1. Muratura

Per i blocchi in muratura si farà riferimento alle seguenti caratteristiche meccaniche, considerando una malta strutturale M10.

- Resistenza caratteristica a compressione caratteristica del blocco  $f_{bk}$  = 8.00 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a compressione orizzontale del blocco  $f'_{bk}$  = 1.50 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a compressione muratura  $f_k$  = 4.66 N/mm<sup>2</sup>
- Resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali  $f_{vk}$  = 0.30 N/mm<sup>2</sup>

Per l'armatura invece si farà riferimento ad acciaio B450C, per cui

- resistenza a trazione caratteristica  $f_{tk}$  = 5400 kg/cm<sup>2</sup>
- tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk}$  = 450 kg/cm<sup>2</sup>
- tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd}$  = 391 kg/cm<sup>2</sup>
- modulo elastico medio  $E_{sm}$  = 210000 kg/cm<sup>2</sup>

### 3.2. Calcestruzzo armato

#### Strutture di fondazione - calcestruzzo classe C25/30

- resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck}$	=	300	kg/cm <sup>2</sup>
- resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	=	250	kg/cm <sup>2</sup>
- resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd}$	=	142	N/mm <sup>2</sup>
- modulo elastico secante	$E$	=	312000	kg/cm <sup>2</sup>
- coefficiente riduttivo per le resistenze a lunga durata	$\alpha_{cc}$	=	0.85	
- coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_c$	=	1.50	
- classe di esposizione XC2, copriferro 4 cm				

Sarà inoltre prevista una boiaccia cementizia da iniettare con resistenza cubica pari a 45Mpa a 28 giorni, con pompaggio a massimo 20bar. Le caratteristiche sono le seguenti

#### Acciaio B 450 C

- resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk}$	=	5400	kg/cm <sup>2</sup>
- tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	=	450	kg/cm <sup>2</sup>
- tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd}$	=	391	kg/cm <sup>2</sup>
- modulo elastico medio	$E_{sm}$	=	210000	kg/cm <sup>2</sup>
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	=	1.15	

## 4. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Con riferimento alla normativa vigente (NTC 2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_{c^*}$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per la zona sismica di riferimento in cui ricade l'opera. La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

#### 4.1. Parametri sismici

Per quanto riguarda la pericolosità sismica, l'Ordinanza P.C.M. n° 3519 del 28/04/2006 riferita a sua volta all'Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003, come aggiornata dalla Regione Piemonte ai sensi della DGR n. 6-887 del 30/12/2019 classifica il Comune di Torino (TO) in Zona sismica 3.

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di **categoria E** [Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m"].

**La categoria topografica** ai sensi del punto 3.2.2 NTC 2018 è la **T1**, definita come "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ".

## 4.2. Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per il caso in esame si considera una classe d'uso I, ovvero un coefficiente d'uso  $C_U=0.7$ .

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

## 4.3. Periodo di riferimento e di ritorno

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :  
 $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50$  anni (periodo di riferimento).

Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{V_R}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = - \frac{C_U \cdot V_s}{\ln(1 - P_{V_s})}$$

da cui si ottiene la seguente Tabella:

STATO LIMITE		Probabilità di superamento PVR	Valori in anni del periodo di ritorno
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%	30
	SLD - Stato Limite di Danno	63%	50
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%	475
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%	975

Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

Per il sito in esame, le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

Vita nominale dell'opera $V_N$	Periodo di riferimento $V_R$	Periodo di ritorno allo SLV
50 anni	50 anni	475 anni

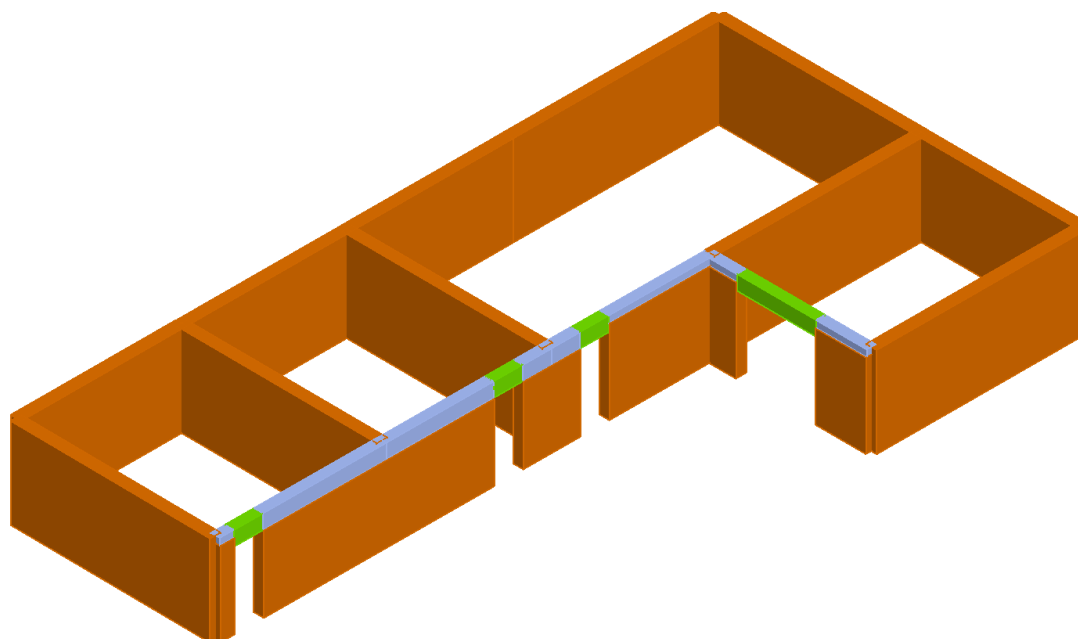
## 5. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

---

Ai fini della verifica della muratura portante è stato realiccato un modello a telaio equivalente. Gli elementi divisorii interni previsti da progetto sono da intendersi come elementi strutturali non interagenti con le strutture esistenti. Tali elementi avranno un'altezza di 250 cm dal piano di calpestio e saranno realizzati in muratura armata con mattoni semipieni.

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.



### 5.1. Schematizzazione delle azioni

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura principale
- azione del vento
- azione sismica

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica e di un'analisi statica non lineare.

## 5.2. Modellazione materiali

Per quanto concerne il materiale muratura, essendo questa nuova e regolare, si fa riferimento al legame di Mohr-Coulomb.

Nome	Condizione del materiale	Tipo legame	E [N/mm <sup>2</sup> ]	Eh [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	fm [N/mm <sup>2</sup> ]
P800	Nuovo	Muratura regolare nuova (Mohr/Columb)	4 660.00	4 660.00	1 864.00	8.60	6.66

Nome	f <sub>hm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>k</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>b</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>v0</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	γ <sub>m</sub>
P800	3.33	4.66	8.00	0.43	3.00

## 5.3. Analisi statica

Per l'analisi statica le verifiche richieste si concretizzano nel confronto fra il valore del carico verticale agente ed il carico verticale resistente. Questa valutazione viene effettuata prendendo in esame i valori di snellezza ed eccentricità [Norme Tecniche 2018 §4.5.6].

### Verifiche

Le verifiche statiche eseguite sulla struttura in questione sono le seguenti:

#### Snellezza della muratura

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.4. delle NTC 2018.

Si definisce snellezza di una muratura il rapporto  $h_0/t$  in cui:

$h_0$ : lunghezza libera di inflessione del muro pari a  $\rho \cdot h$ ;

t: spessore del muro.

h: l'altezza interna di piano;

$\rho$ : il fattore laterale di vincolo.

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se risulta verificata la seguente:

$$h_0/t < 20$$

#### Eccentricità dei carichi

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC 2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le seguenti condizioni:

$$e_1/t \leq 0.33$$

$$e_2/t \leq 0.33$$

in cui:

t: spessore del muro



$$e_1 = |e_s| + |e_a| ; e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

$e_s$ : eccentricità totale dei carichi verticali

$e_a$ :  $h/200$

$e_v$ : eccentricità dovuta al vento  $e_v = M_v / N$

### Verifica a carichi verticali

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. delle NTC 2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente:

$$N_d \leq N_r$$

in cui:

$N_d$ : carico verticale agente

$N_r$  : carico verticale resistente;  $N_r = \phi f_d A$

$A$ : area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$f_d$ : resistenza di calcolo della muratura;

$\phi$ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro

Queste verifiche sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore).

I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte.

### 5.4. Analisi pushover

Per l'analisi pushover le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

#### Stato limite Vita (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

$D_{max}^{SLV}$  : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

$D_u^{SLV}$  : Spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di 0.75

$\cdot D_u^{SLC}$

$$q^* < 3.0$$

$q^*$ : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

### Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

$D_{max}^{SLD}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

$D_u^{SLD}$ : Spostamento minore tra:

- 1) quello corrispondente al raggiungimento della massima forza
- 2) quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.0020).

Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio  $\alpha$  ( $\alpha_{SLC}$ ,  $\alpha_{SLV}$ ,  $\alpha_{SLD}$ ,  $\alpha_{SLO}$ ). Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} ;$$

$$\alpha_{SLD} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} ;$$

Accelerazioni di capacità: l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere.

- $PGA_{CLV}$ : accelerazione di capacità corrispondente a SLV
- $PGA_{CLD}$ : accelerazione di capacità corrispondente a SLD

Accelerazioni di domanda: Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica

Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro.

#BSLC#

- $PGA_{DLC}$ : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLC #ESLC#
- $PGA_{DLV}$ : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV
- $PGA_{DLD}$ : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLD

## 5.5. Analisi fuori dal piano

Per quanto riguarda l'analisi fuori dal piano nel caso specifico di analisi statica non lineare non si trova alcun riferimento a procedure per eseguire verifiche fuori piano della muratura, per trovare maggiori informazioni è necessario fare riferimento ai capitoli di analisi lineare statica e analisi dinamica modale che suggeriscono l'utilizzo del metodo di calcolo attualmente impiegato per gli elementi non strutturali.

Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente assumendo  $q_a = 3$ . Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale pari a  $S_a/q_a$  volte il carico verticale.

Per le pareti resistenti al sisma si può assumere per  $S_a$  la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [1.5 \cdot (1 - Z/H) - 0.5] \geq \alpha \cdot S$$

dove:

$\alpha$  : rapporto tra accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A per lo stato limite in esame e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

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

Z: quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione

H : altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

Si assume quindi una forza orizzontale  $F_h$  definita  $F_h = N \cdot S_a/q_a$  dove N è il peso del maschio murario.

Tale forza deve però essere assunta uniformemente distribuita lungo l'altezza del pannello murario calcolata

come  $q_h = F_h/h_e$

Ipotezzando che il pannello murario sia incernierato in corrispondenza dei solai, il momento sollecitante

massimo sarà a metà altezza del maschio definito come  $M_{ed} = q_h \cdot h_e^2 / coef$  dove  $h_e$  è l'altezza equivalente di calcolo del maschio pari all'altezza del livello e  $coef=8$ .

Per procedere al calcolo del momento ultimo  $M_{Rd}$  è necessario che sia superata la verifica a compressione centrata:

$$N \leq N_{Rd} = 0.85 \cdot f_d \cdot l \cdot t$$

Dove:

$f_d$ : resistenza di progetto della muratura

l: lunghezza del pannello murario

t: spessore della muratura

Il momento ultimo sarà calcolato con la seguente formulazione:

$$M_{Rd} = \left( t^2 \cdot l \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

$\sigma_0$  è definita come la tensione media nel maschio

La verifica viene condotta mediante il confronto  $M_{ed} \leq M_{Rd}$ , il corrispondente coefficiente di sicurezza sarà individuato mediante il rapporto  $M_{Rd}/M_{ed}$ . La verifica sarà pertanto da ritenersi superata qualora il coefficiente di sicurezza risulti maggiore di uno.

Con PGAc si intende l'accelerazione di capacità che porterebbe al raggiungimento della condizione limite il maschio in esame.

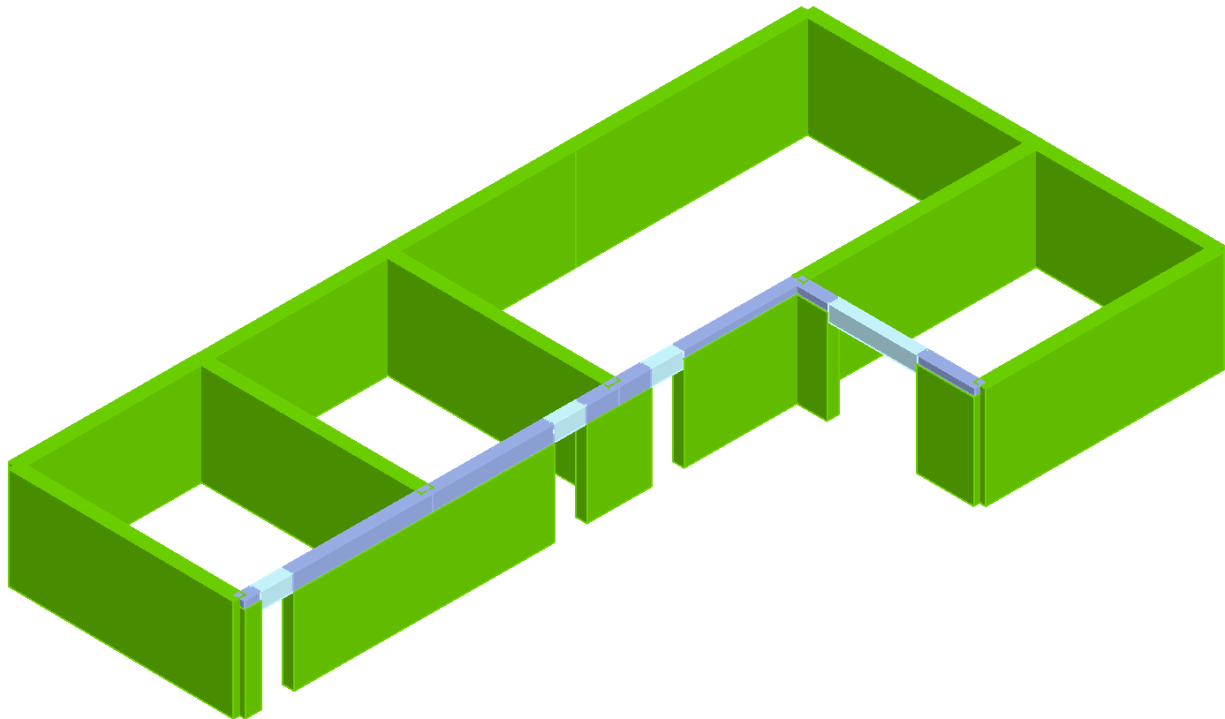
## 6. VERIFICA DELLA MURATURA

Si riportano nel seguito i tabulati di calcolo e verifica degli elementi divisori interni.

### 6.1. Analisi statica

#### 6.1.1. Verifica ai carichi verticali

Riportiamo nel seguito i dettagli di verifica per le singole pareti.



Parete : 1

Maschio	ho [m]	t [m]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
1	2.48	0.25	9.920	0.050	0.050	0.050	Sì
2	2.48	0.25	9.920	0.050	0.050	0.050	Sì
3	2.48	0.25	9.920	0.050	0.050	0.050	Sì
4	2.50	0.25	10.000	0.050	0.050	0.050	Sì

Superiore

Centrale

Inferiore

Maschio	Nd	$\phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\phi$	Nr	Nd/Nr	Verificato
1	1.90	0.713	1 610.80	0.001	22.18	0.713	1 610.80	0.014	42.51	0.713	1 610.80	0.026	Sì
2	1.20	0.713	1 234.35	0.001	16.73	0.713	1 234.35	0.014	32.31	0.713	1 234.35	0.026	Sì
3	1.23	0.713	1 263.83	0.001	17.12	0.713	1 263.83	0.014	33.07	0.713	1 263.83	0.026	Sì
4	1.15	0.710	1 259.39	0.001	17.03	0.710	1 259.39	0.014	32.99	0.710	1 259.39	0.026	Sì

Parete : 2

Maschio	ho [m]	t [m]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
---------	-----------	----------	------	----------------	---------------	----------------	------------

5	2.48	0.25	9.920	0.057	0.050	0.197	Si
Superiore			Centrale		Inferiore		

Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
5	2.00	0.386	836.20	0.002	21.49	0.713	1 544.92	0.014	40.99	0.691	1 498.17	0.027	Si

Parete : 3

Maschio	ho [m]	t [m]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
9	2.48	0.25	9.920	0.050	0.050	0.050	Si
10	2.48	0.25	9.920	0.050	0.050	0.050	Si
11	2.48	0.25	9.920	0.050	0.050	0.050	Si
12	2.48	0.25	9.920	0.055	0.050	0.077	Si
13	2.48	0.25	9.920	0.057	0.050	0.097	Si
Superiore			Centrale		Inferiore		

Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
9	1.51	0.713	1 613.33	0.001	21.87	0.713	1 613.33	0.014	42.23	0.713	1 613.33	0.026	Si
10	1.92	0.713	803.08	0.002	11.32	0.713	803.08	0.014	20.71	0.713	803.08	0.026	Si
11	3.80	0.713	434.99	0.009	8.41	0.713	434.99	0.019	13.02	0.713	434.99	0.030	Si
12	9.73	0.630	1 554.03	0.006	28.39	0.713	1 759.58	0.016	47.04	0.696	1 717.04	0.027	Si
13	0.47	0.586	90.53	0.005	1.76	0.713	110.09	0.016	3.05	0.691	106.71	0.029	Si

Parete : 4

Maschio	ho [m]	t [m]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
14	2.48	0.25	9.920	0.059	0.050	0.216	Si
15	2.48	0.25	9.920	0.058	0.050	0.216	Si
Superiore			Centrale		Inferiore		

Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
14	2.40	0.345	752.18	0.003	21.99	0.713	1 555.77	0.014	41.62	0.684	1 492.91	0.028	Si
15	1.74	0.345	601.00	0.003	17.41	0.713	1 241.42	0.014	33.08	0.687	1 195.56	0.028	Si

Parete : 5

Maschio	ho [m]	t [m]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
17	2.48	0.25	9.920	0.068	0.050	0.110	Si
18	2.48	0.25	9.920	0.066	0.050	0.109	Si
Superiore			Centrale		Inferiore		

Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
17	2.54	0.560	192.24	0.013	5.41	0.713	244.86	0.022	8.27	0.657	225.61	0.037	Si
18	3.44	0.562	308.21	0.011	8.01	0.713	390.94	0.020	12.58	0.664	364.14	0.035	Si

Parete : 6

Maschio	ho [m]	t [m]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
19	2.48	0.25	9.920	0.050	0.050	0.050	Si
Superiore			Centrale		Inferiore		

Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Verificato
19	0.60	0.713	1 613.07	0.000	20.63	0.713	1 613.07	0.013	40.98	0.713	1 613.07	0.025	Sì

Parete : 7

Maschio	ho [m]	t [m]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
20	2.48	0.25	9.920	0.054	0.050	0.105	Sì

Superiore

Centrale

Inferiore

Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Verificato
20	3.57	0.570	1 238.84	0.003	23.13	0.713	1 550.01	0.015	42.69	0.699	1 519.70	0.028	Sì

Parete : 8

Maschio	ho [m]	t [m]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
21	2.48	0.25	9.920	0.050	0.050	0.050	Sì

Superiore

Centrale

Inferiore

Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Verificato
21	1.47	0.712	1 545.98	0.001	21.00	0.713	1 547.46	0.014	40.53	0.713	1 547.40	0.026	Sì

### 6.1.2. Verifica all'azione del vento

Per quanto riguarda l'azione agente sugli elementi è stato considerato uno schema di mensola della struttura. La muratura è stata armata con elementi verticali  $\Phi 16/100$ , al fine di resistere all'azione orizzontale dettata dalla pressione del vento.

#### Vento

regione geografica	Piemonte		NTC18 Tab. 3.3.I
	zona n°	1	
velocità base di riferimento al livello del mare	$v_{b,0}$	= 25 [m/s]	NTC18 Tab. 3.3.I
altitudine di riferimento per il calcolo di $c_a$	$a_0$	= 1000	NTC18 Tab. 3.3.I
parametro di riferimento per il calcolo di $c_a$	$k_s$	= 0.4	NTC18 Tab. 3.3.I
altezza s.l.m. del sito	$a_s$	= 0 [m]	NTC18 3.3.2
coefficiente di altitudine	$c_a$	= 1	NTC18 [3.3.1b]
velocità base di riferimento	$v_b$	= 25.0 [m/s]	NTC18 [3.3.1]
periodo di ritorno richiesto	$T_R$	= 50 [anni]	NTC18 3.3.2
periodo di ritorno di progetto	$T_R$	= 50 [anni]	NTC18 3.3.2
coefficiente di ritorno	$c_r$	= 1.00	NTC18 [3.3.3]
velocità di riferimento	$v_r$	= 25.0 [m/s]	NTC18 [3.3.2]
densità dell'aria	$\rho$	= 1.25 [kg/m <sup>3</sup> ]	
pressione cinetica di riferimento	$q_r$	= 0.391 [kPa]	NTC18 [3.3.6]
classe di rugosità del terreno	classe	= B	NTC18 Tab. 3.3.III

Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

distanza dalla costa	30 [km]	NTC18 Fig. 3.3.2
----------------------	---------	------------------

categoria di esposizione del sito	cat	IV	NTC18 Fig. 3.3.2
fattore di terreno	$k_r =$	0.22	NTC18 Tab. 3.3.II
lunghezza di rugosità	$z_0 =$	0.30 [m]	NTC18 Tab. 3.3.II
altezza minima	$z_{min} =$	8 [m]	NTC18 Tab. 3.3.II
altezza di riferimento rispetto al suolo	$z =$	0 [m]	
altezza di calcolo	$\max(z, z_{min}) =$	8 [m]	NTC18 [3.3.7]
coefficiente di topografia	$c_t =$	1	NTC18 §3.3.7
coefficiente di esposizione	$c_e(z) =$	1.63	NTC18 [3.3.7]
pressione cinetica di picco	$q_p(z) =$	0.64 [kPa]	CNR 207 R1/18 (3.9)
coefficiente dinamico	$c_d =$	1	NTC18 §3.3.9

coefficiente di profilo medio del vento	$c_m(z) =$	0.72	CNR 207 R1/18 (3.6a,b)
velocità media del vento	$v_m(z) =$	18.07 [m/s]	CNR 207 R1/18 (3.5)
coefficiente di pressione	$c_p =$	1.00	
pressione del vento	$p =$	0.64 [kPa]	NTC18 [3.3.4]
Velocità del vento	$v =$	25 [km/h] 6.9 [m/s]	
Pressione equivalente	$p =$	0.03 [kPa]	



Il momento resistente dato dall'armatura risulta essere pari a

$$M_{Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{yd} \cdot d \cdot A_s}{\gamma_s} = 7.38 \frac{kNm}{m}$$

Per cui essendo

$$\rho = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.41$$



La verifica risulta essere soddisfatta.

## 6.2. Analisi Pushover

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi sismica svolta.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [m]	Dmax SLV [mm]	Du SLV [mm]	q* SLV	SLV ver.
1	+X	Uniforme	0.00	0.02	7.16	0.08	Sì
2	+X	Forze statiche	0.00	0.02	7.16	0.08	Sì
3	-X	Uniforme	0.00	0.02	8.95	0.13	Sì
4	-X	Forze statiche	0.00	0.02	8.95	0.13	Sì
5	+Y	Uniforme	0.00	0.02	7.90	0.08	Sì
6	+Y	Forze statiche	0.00	0.02	7.90	0.08	Sì
7	-Y	Uniforme	0.00	0.01	9.21	0.11	Sì
8	-Y	Forze statiche	0.00	0.01	9.21	0.11	Sì
9	+X	Uniforme	0.51	0.02	5.21	0.09	Sì
10	+X	Uniforme	-0.51	0.02	9.32	0.08	Sì
11	+X	Forze statiche	0.51	0.02	5.21	0.09	Sì
12	+X	Forze statiche	-0.51	0.02	9.32	0.08	Sì
13	-X	Uniforme	0.51	0.02	8.63	0.13	Sì
14	-X	Uniforme	-0.51	0.02	8.96	0.13	Sì
15	-X	Forze statiche	0.51	0.02	8.63	0.13	Sì
16	-X	Forze statiche	-0.51	0.02	8.96	0.13	Sì
17	+Y	Uniforme	0.97	0.02	6.47	0.08	Sì
18	+Y	Uniforme	-0.97	0.02	6.63	0.09	Sì
19	+Y	Forze statiche	0.97	0.02	6.47	0.08	Sì
20	+Y	Forze statiche	-0.97	0.02	6.63	0.09	Sì
21	-Y	Uniforme	0.97	0.01	9.01	0.12	Sì
22	-Y	Uniforme	-0.97	0.01	9.24	0.11	Sì
23	-Y	Forze statiche	0.97	0.01	9.01	0.12	Sì
24	-Y	Forze statiche	-0.97	0.01	9.24	0.11	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [m]	Dmax SLD [mm]	Dd SLD [mm]	SLD ver.
1	+X	Uniforme	0.00	0.01	4.26	Sì
2	+X	Forze statiche	0.00	0.01	4.26	Sì
3	-X	Uniforme	0.00	0.01	0.38	Sì
4	-X	Forze statiche	0.00	0.01	0.38	Sì
5	+Y	Uniforme	0.00	0.01	3.74	Sì
6	+Y	Forze statiche	0.00	0.01	3.74	Sì
7	-Y	Uniforme	0.00	0.01	0.48	Sì
8	-Y	Forze statiche	0.00	0.01	0.48	Sì

9	+X	Uniforme	0.51	0.01	1.62	Sì
10	+X	Uniforme	-0.51	0.01	4.00	Sì
11	+X	Forze statiche	0.51	0.01	1.62	Sì
12	+X	Forze statiche	-0.51	0.01	4.00	Sì
13	-X	Uniforme	0.51	0.01	0.37	Sì
14	-X	Uniforme	-0.51	0.01	0.20	Sì
15	-X	Forze statiche	0.51	0.01	0.37	Sì
16	-X	Forze statiche	-0.51	0.01	0.20	Sì
17	+Y	Uniforme	0.97	0.01	1.20	Sì
18	+Y	Uniforme	-0.97	0.01	3.91	Sì
19	+Y	Forze statiche	0.97	0.01	1.20	Sì
20	+Y	Forze statiche	-0.97	0.01	3.91	Sì
21	-Y	Uniforme	0.97	0.01	0.83	Sì
22	-Y	Uniforme	-0.97	0.01	0.37	Sì
23	-Y	Forze statiche	0.97	0.01	0.83	Sì
24	-Y	Forze statiche	-0.97	0.01	0.37	Sì
<b>N.</b>	<b>Dir. sisma</b>	<b>Carico sismico</b>	<b>Ecc. [m]</b>	<b><math>\alpha</math> SLV</b>	<b><math>\alpha</math> SLD</b>	
1	+X	Uniforme	0.00	31.848	52.194	
2	+X	Forze statiche	0.00	31.848	52.194	
3	-X	Uniforme	0.00	22.515	16.184	
4	-X	Forze statiche	0.00	22.515	16.184	
5	+Y	Uniforme	0.00	33.159	47.409	
6	+Y	Forze statiche	0.00	33.159	47.409	
7	-Y	Uniforme	0.00	26.334	20.763	
8	-Y	Forze statiche	0.00	26.334	20.763	
9	+X	Uniforme	0.51	26.702	33.499	
10	+X	Uniforme	-0.51	34.848	46.891	
11	+X	Forze statiche	0.51	26.702	33.499	
12	+X	Forze statiche	-0.51	34.848	46.891	
13	-X	Uniforme	0.51	22.255	15.790	
14	-X	Uniforme	-0.51	22.541	14.993	
15	-X	Forze statiche	0.51	22.255	15.790	
16	-X	Forze statiche	-0.51	22.541	14.993	
17	+Y	Uniforme	0.97	29.460	29.683	
18	+Y	Uniforme	-0.97	28.629	46.377	
19	+Y	Forze statiche	0.97	29.460	29.683	
20	+Y	Forze statiche	-0.97	28.629	46.377	
21	-Y	Uniforme	0.97	25.476	23.166	
22	-Y	Uniforme	-0.97	26.944	20.082	
23	-Y	Forze statiche	0.97	25.476	23.166	
24	-Y	Forze statiche	-0.97	26.944	20.082	

Dalla tabella riassuntiva dei risultati sopra riportata si desume che le verifiche risultano soddisfatte, le analisi più significative sono la n°. 13 e la n°. 21, rispettivamente per le direzioni X ed Y.

La scelta di tali analisi come analisi "significative" è fatta in base alla ricerca del minore valore del parametro di vulnerabilità sismica.

Riportiamo qui di seguito i dettagli delle analisi sopra citate.

#### 6.2.1. Analisi sismica n. 13 Direzione X

	TRc						TR=cost			
	TR C	TR D	$\alpha$ TR	PGA [m/s <sup>2</sup> ]	D PGA C (TR) [m/s <sup>2</sup> ]	F0 (TR)	T* C (TR)	$\alpha$ PGA (TR)	PGA [m/s <sup>2</sup> ]	C $\alpha$ PGA
SLV	> 2475	332	> 7.4548	4.98E-01	7.92E-01	2.90	0.29	1.5886	1.11E+01	22.2552
SLD	> 2475	35	> 70.7143	2.45E-01	7.92E-01	2.90	0.29	3.2280	3.87E+00	15.7904

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS\*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TRc						TR=cost			
	TR C	TR D	$\alpha$ TR	PGA [m/s <sup>2</sup> ]	D PGA C (TR) [m/s <sup>2</sup> ]	F0 (TR)	T* C (TR)	$\alpha$ PGA (TR)	PGA [m/s <sup>2</sup> ]	C $\alpha$ PGA
SLV	> 2475	332	> 7.4548	7.97E-01	1.27E+00	2.90	0.29	1.5886	1.77E+01	22.2552
SLD	> 2475	35	> 70.7143	3.92E-01	1.27E+00	2.90	0.29	3.2280	6.20E+00	15.7904

Questa tabella riporta gli indici di vulnerabilità ( $\alpha$ PGA) calcolate con due approcci differenti:

#### $\alpha_{PGA}$ : Ricavato da PGAc

Con PGAc si intende l'accelerazione di capacità prodotta mantenendo uno spettro sismico coincidente con quello del reticolo di riferimento scalando il valore di ag fino al raggiungimento della condizione corrispondente allo stato limite considerato. Tale valore di accelerazione (ag) rappresenta la PGAc.

#### $\alpha_{PGA}(TR)$ : Ricavato da PGAc(TR)

Con PGAc (TR) si intende l'accelerazione di capacità prodotta ricalcolando il TR in modo da ottenere uno spettro sismico che conduce alla condizione corrispondente allo stato limite considerato.

Periodo elastico  $T^*[s] = 0.030$

Massa partecipante  $m^*/M [\%] = 52.028$

#### 6.2.2. Analisi sismica n. 21 Direzione Y

	TRc						TR=cost			
	TR C	TR D	$\alpha$ TR	PGA [m/s <sup>2</sup> ]	D PGA C (TR) [m/s <sup>2</sup> ]	F0 (TR)	T* C (TR)	$\alpha$ PGA (TR)	PGA [m/s <sup>2</sup> ]	C $\alpha$ PGA
SLV	> 2475	332	> 7.4548	4.98E-01	7.92E-01	2.90	0.29	1.5886	1.27E+01	25.4761
SLD	> 2475	35	> 70.7143	2.45E-01	7.92E-01	2.90	0.29	3.2280	5.68E+00	23.1655

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS\*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TRc						TR=cost			
	TR C	TR D	$\alpha$ TR	PGA [m/s <sup>2</sup> ]	D PGA C (TR) [m/s <sup>2</sup> ]	F0 (TR)	T* C (TR)	$\alpha$ PGA (TR)	PGA [m/s <sup>2</sup> ]	C $\alpha$ PGA
SLV	> 2475	332	> 7.4548	7.97E-01	1.27E+00	2.90	0.29	1.5886	2.03E+01	25.4761
SLD	> 2475	35	> 70.7143	3.92E-01	1.27E+00	2.90	0.29	3.2280	9.09E+00	23.1655

Questa tabella riporta gli indici di vulnerabilità ( $\alpha$ PGA) calcolate con due approcci differenti:

$\alpha_{PGA}$ : Ricavato da PGAc

Con PGAc si intende l'accelerazione di capacità prodotta mantenendo uno spettro sismico coincidente con quello del reticolo di riferimento scalando il valore di ag fino al raggiungimento della condizione corrispondente allo stato limite considerato. Tale valore di accelerazione (ag) rappresenta la PGAc.

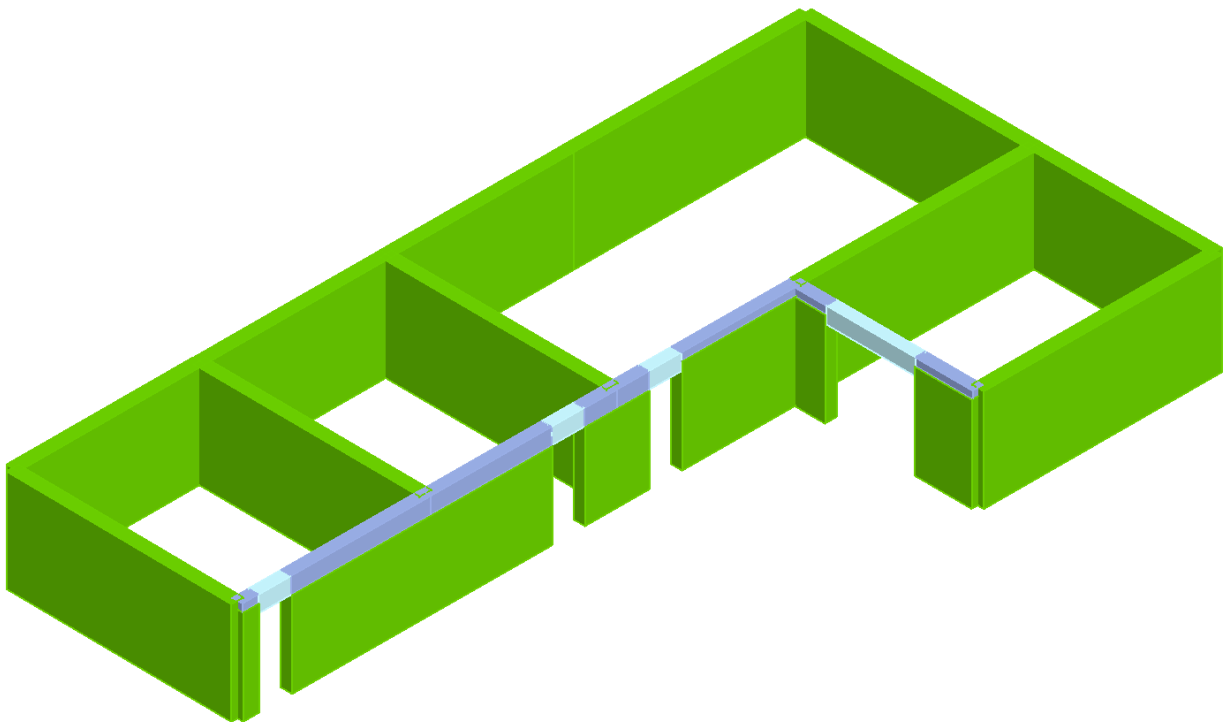
$\alpha_{PGA}(TR)$ : Ricavato da PGAc(TR)

Con PGAc(TR) si intende l'accelerazione di capacità prodotta ricalcolando il TR in modo da ottenere uno spettro sismico che conduce alla condizione corrispondente allo stato limite considerato.

Periodo elastico T\*[s]= 0.026

Massa partecipante m\*/M [%]= 53.592

### 6.3. Analisi a pressoflessione



Parete: 1

N.	Ned [kN]	NRd [kN]	Sa [m/s <sup>2</sup> ]	Med [kNm]	MRd [kNm]	PGAc [m/s <sup>2</sup> ]	MRd/Med	Verificato
1	16.92	2 881.00	0.14	0.46	2.10	2.26	4.54	Si
2	12.78	2 207.71	0.14	0.36	1.59	2.23	4.47	Si

3	13.08	2 260.43	0.14	0.36	1.63	2.23	4.47	Si
4	13.02	2 261.59	0.14	0.36	1.62	2.22	4.45	Si

Parete: 2

N.	Ned [kN]	NRd [kN]	Sa [m/s <sup>2</sup> ]	Med [kNm]	MRd [kNm]	PGAc [m/s <sup>2</sup> ]	MRd/Med	Verificato
5	16.41	2 763.18	0.14	0.44	2.04	2.29	4.59	Si

Parete: 3

N.	Ned [kN]	NRd [kN]	Sa [m/s <sup>2</sup> ]	Med [kNm]	MRd [kNm]	PGAc [m/s <sup>2</sup> ]	MRd/Med	Verificato
9	16.73	2 885.53	0.14	0.46	2.08	2.23	4.48	Si
10	8.63	1 436.36	0.14	0.23	1.07	2.31	4.64	Si
11	6.36	778.00	0.14	0.13	0.79	3.14	6.30	Si
12	21.72	3 147.11	0.14	0.51	2.70	2.65	5.33	Si
13	1.35	196.90	0.14	0.03	0.17	2.63	5.28	Si

Parete: 4

N.	Ned [kN]	NRd [kN]	Sa [m/s <sup>2</sup> ]	Med [kNm]	MRd [kNm]	PGAc [m/s <sup>2</sup> ]	MRd/Med	Verificato
14	16.74	2 782.59	0.14	0.45	2.08	2.32	4.65	Si
15	13.27	2 220.36	0.14	0.36	1.65	2.30	4.62	Si

Parete: 5

N.	Ned [kN]	NRd [kN]	Sa [m/s <sup>2</sup> ]	Med [kNm]	MRd [kNm]	PGAc [m/s <sup>2</sup> ]	MRd/Med	Verificato
17	4.09	437.94	0.14	0.07	0.51	3.58	7.19	Si
18	6.08	699.22	0.14	0.11	0.75	3.34	6.69	Si

Parete: 6

N.	Ned [kN]	NRd [kN]	Sa [m/s <sup>2</sup> ]	Med [kNm]	MRd [kNm]	PGAc [m/s <sup>2</sup> ]	MRd/Med	Verificato
19	15.82	2 885.07	0.14	0.46	1.97	2.11	4.24	Si

Parete: 7

N.	Ned [kN]	NRd [kN]	Sa [m/s <sup>2</sup> ]	Med [kNm]	MRd [kNm]	PGAc [m/s <sup>2</sup> ]	MRd/Med	Verificato
20	17.57	2 772.29	0.14	0.45	2.18	2.44	4.89	Si

Parete: 8

N.	Ned [kN]	NRd [kN]	Sa [m/s <sup>2</sup> ]	Med [kNm]	MRd [kNm]	PGAc [m/s <sup>2</sup> ]	MRd/Med	Verificato
21	16.06	2 767.72	0.14	0.45	2.00	2.23	4.48	Si

## 7. CONCLUSIONI

---

Tutte le precedenti verifiche sono soddisfatte secondo gli standard di riferimento.

L'analisi statica ha dimostrato che le sollecitazioni di tutti gli elementi sono inferiori sia allo snervamento che al limite di collasso del materiale dell'elemento. Ciò significa che la struttura non mostrerà alcuna deformazione permanente.

Sulla base dei recenti sopralluoghi effettuati, il manufatto si presenta in buone condizioni di conservazione. Nel quadro economico sono comunque previste delle somme per gli eventuali interventi di consolidamento e/o ripristino delle strutture.