



## DIREZIONE OPERE PUBBLICHE

COMMITTENTE <b>SCR PIEMONTE S.p.A.</b>		COMUNE <b>CITTA' DI TORINO</b>	
LIVELLO PROGETTUALE <b>PROGETTO ESECUTIVO</b>			
CUP <b>C15F21001150001</b>		TITOLO INTERVENTO <b>"TORINO, IL SUO PARCO, IL SUO FIUME: MEMORIA E FUTURO"</b>	
CODICE OPERA <b>22042D02</b>		<b>RESTAURO DEL BORGO MEDIEVALE</b>	
Tavola n.		TITOLO ELABORATO <b>RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE</b>	
DATA <b>15 FEBBRAIO 2024</b>	SCALA -	AREA PROGETTUALE <b>ELABORATI GENERALI</b>	
FORMATO ELABORATO <b>A4 (210x297mm)</b>	CODICE GENERALE ELABORATO <b>22042D02 0 0 E GE 00 CL 009 2</b>		
NOME FILE <b>419.18 20240301 RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE.docx</b>			
VERSIONE	DATA	DESCRIZIONE	
0	15 febbraio 2024	Prima redazione	
Rev.1	28 febbraio 2024	Consegna validazione	
Rev.2			
Rev.3			
RTP PROGETTAZIONE PROGETTISTA 1: HYDEA S.p.A. <i>Ing. Pietro Bruscoli</i> PROGETTISTA 2: COOPERATIVA CIVILE STP <i>Ing. Milton Biliotti</i> PROGETTISTA 3: NEWATT Srl <i>Ing. Daniele Bianchini</i>		TIMBRI - FIRME Responsabile dell'integrazione delle prestazioni specialistiche: <b>Arch. Giorgio Salimbene</b> Responsabile della progettazione STRUTTURALE: <b>Ing. Milton Biliotti</b>	
RTP ESECUZIONE MANDATARIA: Edilerica Appalti e Costruzioni S.r.l. <i>dot. Carlo Maria ROCCHI</i> MANDANTI: - Consorzio Nazionale Servizi-Soc. Cooperativa - Infratech Consorzio Stabile s.c.a.r.l - CNP Energia S.p.A		TIMBRI - FIRME Direttore Tecnico: .....	
ORGANISMO DI CONTROLLO Responsabile di Commessa: .....		S.C.R. PIEMONTE S.P.A. Responsabile Unico del Procedimento: <b>Ing. Michele Nivriera</b>	
Questo elaborato è di proprietà della Società di Committenza Regione Piemonte S.p.A. Qualsiasi divulgazione o riproduzione anche parziale deve essere espressamente autorizzata. <b>S.C.R. Piemonte S.p.A.</b>			

## **SOMMARIO**

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2. CARATTERISTICHE DEL SOTTOSUOLO .....</b>	<b>4</b>
<b>3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>8</b>
<b>4. MATERIALI STRUTTURALI.....</b>	<b>9</b>
4.1 Calcestruzzo .....	9
4.2 Acciaio d'armatura.....	11
4.3 Acciaio per carpenteria metallica.....	12
<b>5. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>13</b>
5.1 Peso proprio delle strutture portanti.....	13
5.2 Peso permanente portato .....	13
5.3 Azioni variabili .....	13
5.4 Azione sismica .....	15
5.5 Azione del vento.....	19
5.6 Azione della neve .....	21
5.7 Combinazione delle azioni.....	22
<b>6. VERIFICHE STRUTTURALI ZONE DI INTERVENTO .....</b>	<b>24</b>
6.1 Inserimento nuovo ascensore.....	24
6.2 Nuova scala cortile di Avigliana e rampa tra gli ambienti 201 e 203.....	25
6.3 Orizzontamento al piano primo Casa di Chieri – ambiente 118 .....	29
6.4 -5 Passaggi tra gli ambienti 118 e 119 e tra gli ambienti 109 e 119 .....	33
6.6 Apertura di un varco nella canna ascensore esistente, ambiente 102 .....	36
6.7 Orizzontamento al piano primo casa di Malgrà, ambiente 115.....	37
6.8 Orizzontamento al piano secondo casa del custode, ambiente 201.....	38
6.9 Ingresso delle condutture impiantistiche attraverso le mura.....	41
6.10 Centrale tecnologica.....	41
6.11 Inserimento nuovi serramenti perimetrali nel salone San Giorgio .....	41
<b>Risultati .....</b>	<b>42</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il progetto degli interventi strutturali relativi ai fabbricati del Borgo Medievale a Torino. Tutti gli interventi proposti sono da classificare come interventi locali ai sensi delle NTC 2018 art. 8.4. Come tali, essi riguarderanno le singole parti e/o elementi della struttura e non saranno prodotte modifiche del comportamento strutturale globale. Pertanto le verifiche saranno limitate alle zone interessate dagli interventi stessi.

Il progetto di Restauro del Borgo Medievale fa parte della riqualificazione complessiva di diverse aree affacciate lungo le sponde del fiume Po e denominato "Torino, il suo parco e il suo fiume: memoria e futuro". L'intervento complessivo, finanziato con fondi a valere sul Piano Nazionale complementare al PNNR, prevede la valorizzazione del verde pubblico del Parco del Valentino, il ripristino della navigazione fluviale, la realizzazione della nuova Biblioteca Civica e la ristrutturazione del Teatro Nuovo nel complesso di Torino Esposizioni, oltre che il restauro degli edifici e delle aree esterne del Borgo Medievale.

I principali obiettivi individuati dall'amministrazione, ovvero:

- conseguire un efficientamento energetico/impiantistico dell'intero complesso, attraverso la riorganizzazione degli impianti termici esistenti in un'unica centrale di produzione collegata al pozzo geotermico esistente
- restaurare e ammodernare i locali oggetto di intervento al fine di trasformarli in aree museali aperte al pubblico, conservando e valorizzando gli elementi architettonici e strutturali esistenti. In particolare ci si riferisce a:
  - restauro del Ristorante San Giorgio/Casa d'Ozegna;
  - restauro della Casa di Mondovì / Casa di Pinerolo;
  - ristrutturazione della casa di Chieri;
  - restauro delle pareti interne della casa di Borgofranco;
  - completamento della riqualificazione della casa di Malgrà;
  - realizzazione di un'area museale nei fabbricati prospicienti il cortile Avigliana e nei piani superiori compresi balconi e terrazzi;
- razionalizzare le infrastrutture del Borgo attraverso la progettazione di nuove dorsali elettriche, idriche, degli impianti di climatizzazione, il rifacimento del sistema di smaltimento delle acque bianche e nere, il ripristino ed il rifacimento della pavimentazione della via Maestra.

Il principale intervento dal punto di vista impiantistico riguarderà la messa in funzione del pozzo geotermico realizzato a seguito della rifunionalizzazione degli edifici dell'ex ristorante San Giorgio del 2011. Ciò sarà possibile grazie alla realizzazione di una nuova centrale termica interrata al di fuori delle mura, al di sotto del piazzale su viale Turr dove è già stato realizzato il pozzo di emungimento e alla messa in opera di una nuova dorsale di distribuzione di fluidi caldi e freddi che permetteranno a tutti gli edifici del Borgo (per quelli esclusi dal presente intervento è comunque prevista la predisposizione per un futuro allaccio) di utilizzare l'energia rinnovabile geotermica, con un notevole risparmio energetico e un netto miglioramento delle emissioni in atmosfera.

Gli interventi strutturali nel loro complesso consistono in:

- Nuovo vano ascensore in acciaio nella Casa di Mondovì
- Nuova rampa di scale in acciaio e legno nella Casa di Pinerolo
- Rifacimento dell'orizzontamento del piano primo della Casa di Chieri
- Aperture di nuove passate e varchi per esigenze funzionali e di distribuzione
- Rifacimento dell'orizzontamento del piano secondo della Casa di Mondovì
- Opere strutturali connesse alla realizzazione della centrale tecnologica interrata
- Sottomurazione della cinta fortificata in corrispondenza del passaggio della nuova dorsale impiantistica
- Irrigidimenti funzionali alla tenuta alla spinta orizzontale dei nuovi serramenti del salone San Giorgio.

Tale relazione interessa tutti gli interventi locali sopra elencati.

Tutti gli interventi strutturali previsti dei fabbricati del Borgo sono da classificare come “**interventi locali**” ai sensi delle NTC 2018 art. 8.4. Come tali, essi non interessano il comportamento sismico di insieme dell'aggregato e le verifiche sono limitate alle zone interessate dagli interventi stessi.

Anche la completa demolizione e ricostruzione dei solai, piano primo Casa di Chieri e piano secondo Casa del Custode, con modifica di destinazione d'uso, ricadono nella categoria di **intervento locale**, perché non comportano un incremento di carico in fondazione superiore al 10%. Infatti l'incremento di carico verticale valutato nella combinazione caratteristica delle azioni, di cui alla formula [2.5.2] del §2.5.3 delle NTC 2018, includendo i soli carichi gravitazionali è pari al 9.27%. Si riportano i calcoli dei carichi gravitazionali, nella combinazione caratteristica, eseguiti allo stato attuale e allo stato di progetto. La stratigrafia dei solai allo stato attuale sono stati ricavati dall'elaborato AH -00-BE-021 “Abaco dei solai”.

COMBINAZIONE RARA [2.5.2]					STATO DI PROGETTO [daN/m2]						
STATO ATTUALE [daN/m2]					STATO DI PROGETTO [daN/m2]						
	G1	G2	QK	G1+G2+QK		G1	G2	QK	G1+G2+QK		
PT	110	120	200	430	solaio s05	PT	240	339,6	200	779,6	cat.b1
1P	10	350	200	560	solaio S13	1P	10	315	600	925	cat. E1
2P	1	30	200	231	solaio S18-S19	2P	1	42	400	443	cat.c2
SOTTOTETTO	1	1	50	52		SOTTOTETTO	1	1	50	52	
			Σ(G1+G2+QK)	1273				Σ(G1+G2+QK)	2199,6		Δ= 9,27%

Nella scelta degli interventi si è optato per adeguarsi al carattere dell'insieme, che si configura come un falso storico, in cui vengono utilizzati materiali e tecniche anche moderne, mimetizzandole come medioevali.



## 2. CARATTERISTICHE DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo dei fabbricati è descritto nella Relazione geotecnica, redatta a partire dalla Relazione geologica e dalle indagini eseguite in sito. Si riportano alcuni concetti utili per gli interventi locali proposti.

Il profilo geologico in corrispondenza del Borgo medioevale è rappresentato nella figura seguente.

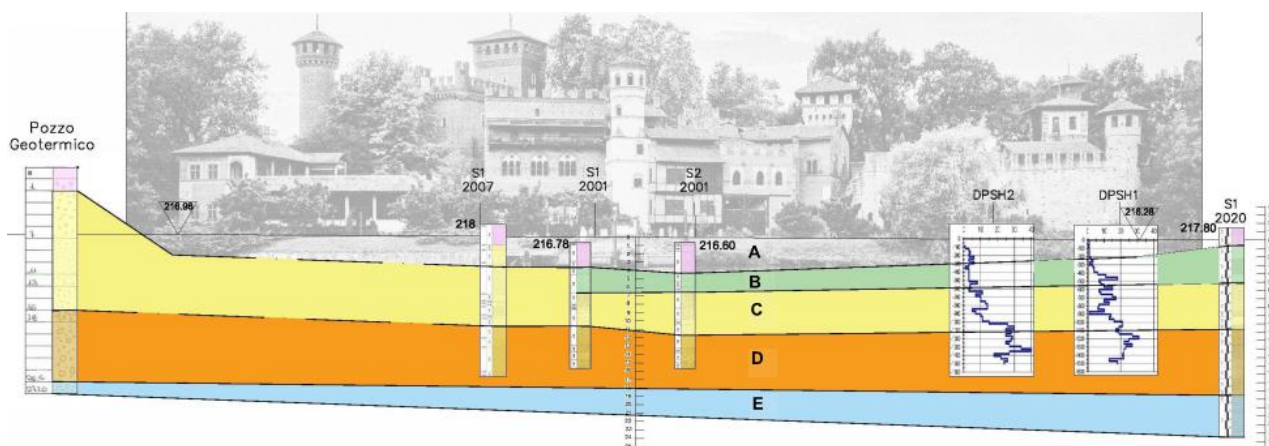


Fig. 1 – Sezione geologica Nord-Sud lungo il Borgo Medioevale

Le caratteristiche geomeccaniche dei vari strati sono riportate in forma tabellare di seguito.

Unità A (terreno di riporto)					
Angolo di attrito (°):		Peso di volume	Coesione	Valori caratteristici attrito	
Media:	---	18 kN/m <sup>3</sup>	N.A.	Grande volume Xk_mean	Piccolo volume Xk_low
Dev. Standard:	---			25,00	---
N° dati:	---			Valori di progetto attrito (M2=1,25)	
COV dati	---			20,00	---
Unità B (terreno naturale - DEPOSITI ALLUVIONALI PREVALENTEMENTE SABBIOSI FINI, SABBIOSO LIMOSO O LIMOSO SABBIOSI, DA NULLA A POCO ADDENSATI)					
Angolo di attrito (°):		Peso di volume	Coesione	Valori caratteristici attrito	
Media:	26,58	18+18,5 kN/m <sup>3</sup>	N.A.	Grande volume Xk_mean	Piccolo volume Xk_low
Dev. Standard:	4,64			26,31	22,20
N° dati:	272			Valori di progetto attrito (M2=1,25)	
COV dati	0,17			21,58	18,08
Unità C (terreno naturale - DEPOSITI ALLUVIONALI PREVALENTEMENTE SABBIOSO GHIAIOSI CON ORIZZONTI A GRANULOMETRIA FINE E POCO CONSISTENTI ALLA BASE)					
Angolo di attrito (°):		Peso di volume	Coesione	Valori caratteristici attrito	
Media:	32,69	19,5 kN/m <sup>3</sup>	N.A.	Grande volume Xk_mean	Piccolo volume Xk_low
Dev. Standard:	2,28			32,26	27,31
N° dati:	159			Valori di progetto attrito (M2=1,25)	
COV dati	0,07			26,79	22,44

Unità D (terreno naturale - DEPOSITI ALLUVIONALI PREVALENTEMENTE GHIAIOSI O GHIAIOSO-SABBIOSI, CON ORIZZONTI CON CIOTTOLI, MAGGIORMENTE ADDENSATI)					
Angolo di attrito (°):		Peso di volume	Coesione	Valori caratteristici attrito	
Media:	38,91	19+19,5 kN/m <sup>3</sup>	N.A.	Grande volume X <sub>k_mean</sub>	Piccolo volume X <sub>k_low</sub>
Dev. Standard:	3,58			38,47	32,51
N° dati:	214			Valori di progetto attrito (M2=1,25)	
COV dati	0,09			32,44	27,01

Unità E (terreno naturale - SUBSTRATO MARNOSO ARGILLOSO, MAGGIORMENTE COMPATTO)					
Angolo di attrito (°):		Peso di volume	C <sub>u</sub>	Valori caratteristici attrito	
Media:	---	20 kN/m <sup>3</sup>	220 kPa	Grande volume X <sub>k_mean</sub>	Piccolo volume X <sub>k_low</sub>
Dev. Standard:	---			0,00	0,00
N° dati:	---			Valori di progetto attrito (M2=1,25)	
COV dati	---			---	---

Fig. 2 – Caratteristiche degli strati sottostanti al Borgo Medioevale (da Relazione geologica)

Risultano altresì di interesse i sondaggi S1 ed S2, ubicati sul viale antistante il Borgo, planimetricamente non lontano dalla zona in cui è prevista la costruzione del nuovo ascensore e della nuova scala, ma con piano di campagna più basso di circa 1.80 m.

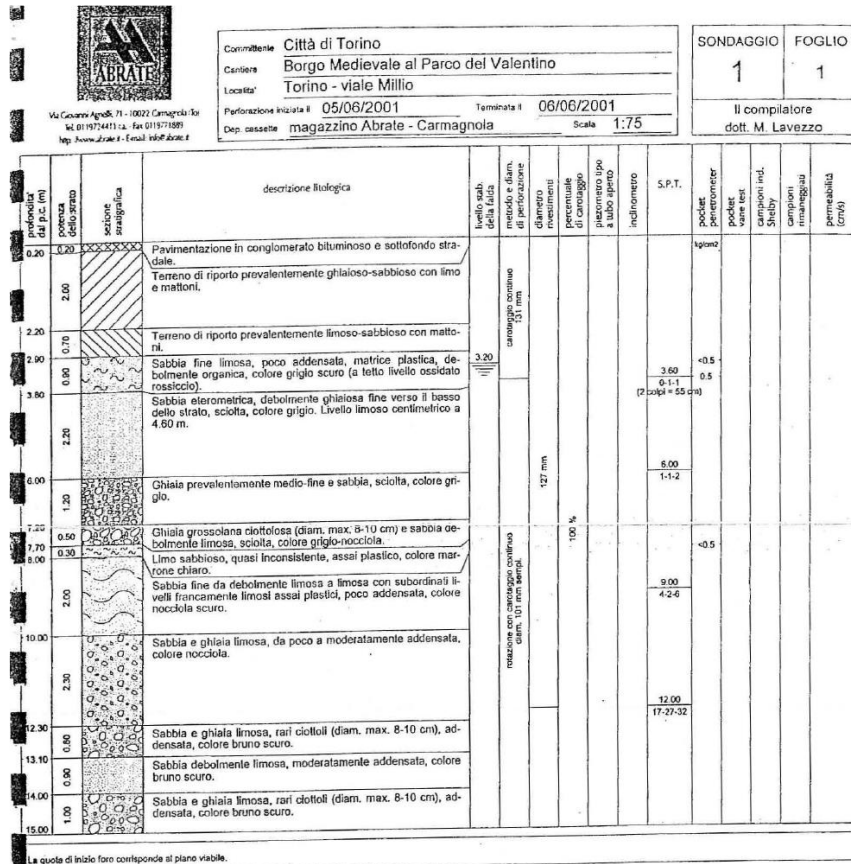


Fig. 3 – Sondaggio S1



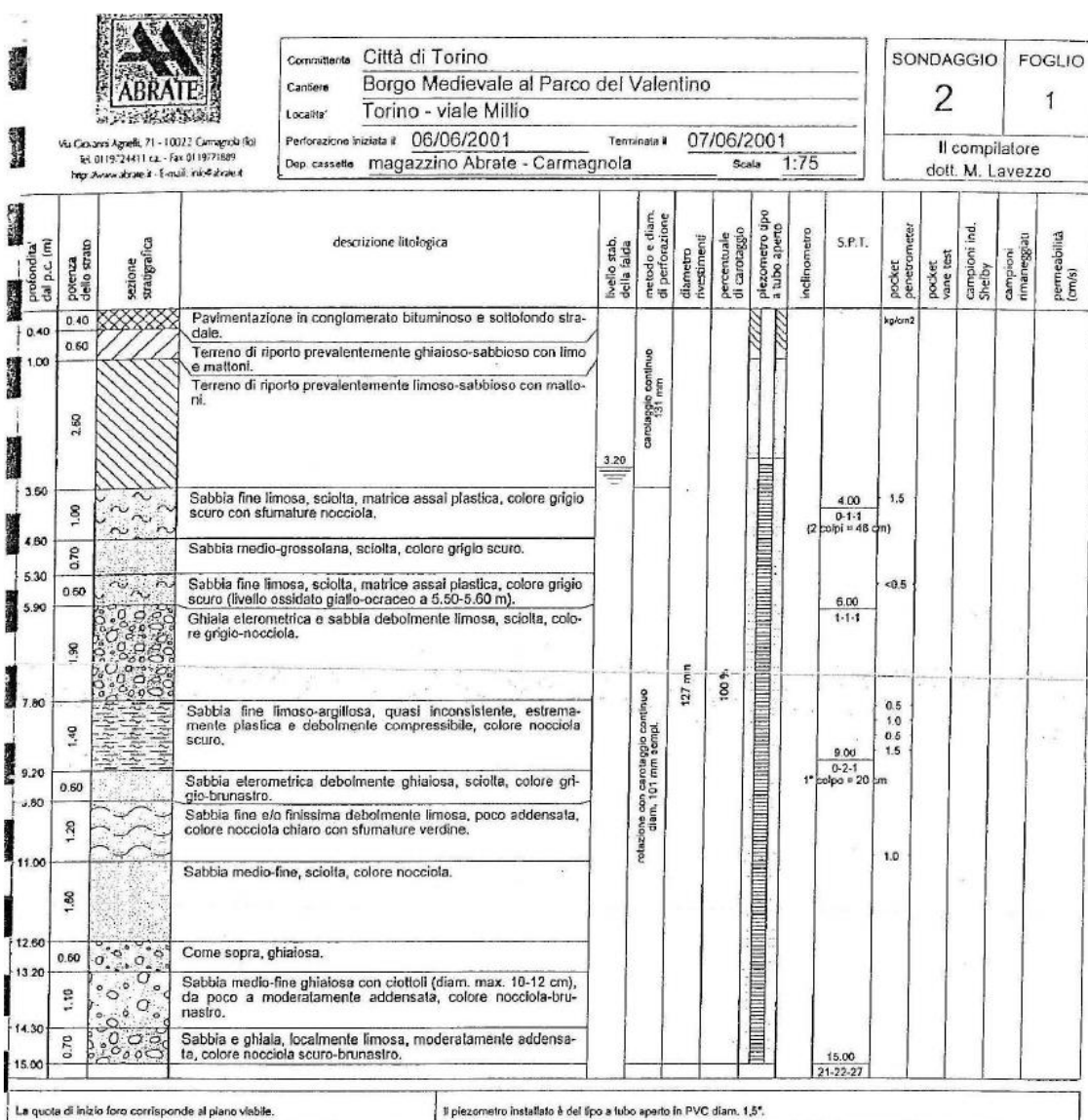


Fig. 4 – Sondaggio S2

Sia dalle caratteristiche geomeccaniche che dai sondaggi di figura si rilevano le scarse proprietà meccaniche degli strati presenti, sino alla quota + 197 slm. Queste scarse proprietà meccaniche sono responsabili dei segni di dissesto manifestatisi sulle strutture del Borgo, per i quali già in passato è stato necessario effettuare interventi.

Esse saranno tenute presenti nello studio delle fondazioni delle nuove opere che insistono sul terreno (nuova scala e nuovo ascensore).

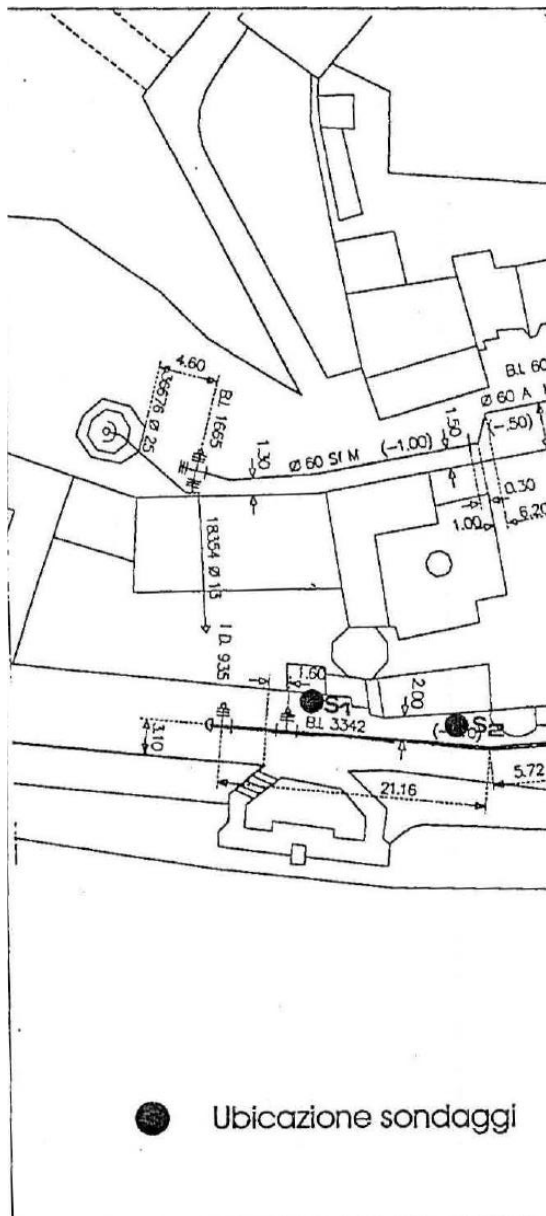


Fig. 5 – Ubicazione dei sondaggi S1 ed S2



### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

- a. Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- b. Circolare n. 7 C.S.LL.PP. 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- c. UNI EN 206-1:2006 – Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- d. Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1:2015 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo: Regole generali e regole per gli edifici;
- e. Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2005 – Progettazione delle strutture in acciaio: Regole generali e regole per gli edifici.

In mancanza di adeguate specifiche tecniche si farà riferimento a normative internazionali o a testi scientifici di comprovata validità.

## **4. MATERIALI STRUTTURALI**

### **4.1 Calcestruzzo**

#### LEGANTI

Nelle opere oggetto della presente relazione devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia, con esclusione del cemento alluminoso.

#### INERTI

Gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose, argillose, di gesso, ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione dell'armature.

La ghiaia o il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro dell'armatura.

#### ACQUA

L'acqua per gli impasti deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non deve essere aggressiva.

#### ARMATURA

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

#### IMPASTI

La distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti.

Partendo dagli elementi già fissati, il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato. L'impiego degli additivi dovrà essere subordinato all'accertamento dell'assenza di ogni pericolo di aggressività.

L'impasto deve essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio eseguito con modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in sede di progetto.

Per le opere in progetto verrà utilizzato calcestruzzo ordinario avente le seguenti caratteristiche:

### Strutture di fondazione

Classe di resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck28gg.}=28\text{N/mm}^2$ ;
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck28gg.}=35\text{N/mm}^2$
Modulo elastico di calcolo:	$E_{cm}= 22\ 000 (f_{cm}/10)^{0.3} \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.3$
Classe di esposizione:	XC2 (UNI EN 206-1)
Classe di consistenza:	S4
Dimensioni inerti:	$D_{max} < 20\text{mm}$
Rapporto acqua/cemento:	$a/c < 0.60$
Copriferro minimo:	25 mm

### Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1)

XC2 – calcestruzzo bagnato raramente asciutto

Per tale classe di esposizione:

Rapporto a/c massimo	0.60
Contenuto minimo di cemento	300 kg/m <sup>3</sup>
Resistenza a compressione minima	C25/30
Copriferro minimo	25 mm

### Dimensione massima nominale dell'aggregato

La dimensione massima dell'aggregato è pari alla dimensione nominale più elevata della frazione di aggregato più grossa. Il diametro massimo dell'aggregato deve essere scelto in modo che il calcestruzzo possa essere gettato e compattato senza pericolo di segregazione.

Diametro massimo degli aggregati pari a 20mm:

$D_{max} < 1/4$  della sezione minima della struttura;

$D_{max} < \text{dell'interferro ridotto di } 5 \text{ mm (imin - 5mm)}$

$D_{max} < 3/4$  volte il copriferro

Si adotta un diametro massimo di inerte pari a 20 mm.

#### *Classe di consistenza del calcestruzzo*

La norma considera la classe di consistenza una prescrizione aggiuntiva nel caso di calcestruzzo preconfezionato o realizzato in cantiere.

Si adotta una classe di consistenza pari a S4.

#### *Componenti del calcestruzzo*

I componenti del calcestruzzo impiegato sono quelli previsti dal D.M. 17.01.2018:

- Leganti: secondo quanto riportato nel paragrafo 11.2.9.1 della succitata Norma;
- Aggiunte: secondo quanto riportato nel paragrafo 11.2.9.3 della succitata Norma;
- Additivi: secondo quanto riportato nel paragrafo 11.2.9.4 della succitata Norma;
- Acqua di impasto: secondo quanto riportato nel paragrafo 11.2.9.5 della succitata Norma.

### **4.2 Acciaio d'armatura**

Verranno utilizzati esclusivamente acciai saldabili qualificati secondo le procedure riportate al paragrafo 11.3.1.2. D.M.17.01.18 e controllati con le modalità riportate al paragrafo 11.3.2.11 D.M.17.01.18.

Classe di resistenza	B450 C
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Rapporto caratteristico tra la tensione di snervamento $f_y$ , e la tensione di rottura, $f_t$ :	$\left( \frac{f_t}{f_y} \right)_k > 1,05$

Inoltre, dovranno essere rispettati i requisiti riportati nella Tab. 11.3.1b del D.M. 17.01.2018.

### **Caratteristiche dimensionali e impiego**

La sagomatura e l'assemblaggio potrà avvenire:

- In cantiere sotto la vigilanza della Direzione dei Lavori;
- In centri di trasformazione provvisti dei requisiti riportati al § 11.3.1.7 del D.M.17.01.2018.

### **Reti e tralicci elettrosaldati**

Gli acciai di reti e tralicci devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare i 330 mm. Per le reti ed i tralicci realizzati con acciaio B450C gli elementi base devono avere diametro  $\varnothing$  compresi tra 6 e 16 mm. Il rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci deve essere:  $\varnothing \text{ min} / \varnothing \text{ max} > 0.6$ . I nodi delle reti devono resistere ad una forza di distacco determinata in accordo la Norma UNI EN ISO 15630- 2:2004 pari al 25% della forza di snervamento della barra da computarsi per quella di diametro maggiore sulla tensione di snervamento pari a 450 N/mm<sup>2</sup>. Ogni pannello o traliccio deve essere dotato di apposita marchiatura che identifichi il produttore della rete o del traliccio stesso.

### **Saldabilità**

L'analisi chimica effettuata su colate e l'eventuale analisi chimica di controllo effettuata sul prodotto finito deve soddisfare le limitazioni della Tab. 11.2.II del D.M. 17.01.2018.

### **4.3 Acciaio per carpenteria metallica**

#### **Acciaio da carpenteria metallica**

L'acciaio per carpenteria metallica sarà realizzato con elementi profilati di classe S275JR:

Tensione di snervamento nominale:	$f_{y,nom} = 275 \text{ MPa}$
Tensione di rottura nominale:	$f_{t,nom} = 430 \text{ MPa}$
Modulo elastico medio:	$E=210000 \text{ MPa}$
Classe di esecuzione	EXC3

#### **Bulloneria**

Le unioni bullonate saranno realizzate in classe 8.8.

Tensione di snervamento nominale:	$f_{y,nom} = 640 \text{ MPa}$
Tensione di rottura nominale:	$f_{t,nom} = 800 \text{ MPa}$
Viti	<i>Classe 8.8</i>
Dadi	<i>Classe 8</i>
Rosette	<i>Classe 50</i>

#### **Saldature**

da realizzare in conformità al punto 11.3.4.5 del DM 17 gennaio 2018

## 5. ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 Peso proprio delle strutture portanti

Il peso proprio degli elementi strutturali, indicato con  $G_1$ , è puntualmente calcolato in base all'elemento considerato .

### 5.2 Peso permanente portato

Il peso degli elementi portati, indicato con  $G_2$ , è puntualmente calcolato facendo riferimento ai volumi considerati e al peso per unità di volume dei materiali impiegati secondo le indicazioni della Tab. 3.1.1 delle NTC 2018.

La stratigrafia degli elementi non strutturali è definita negli elaborati architettonici e di seguito se ne porta il calcolo dei pesi. Gli elementi divisorii interni sono stati considerati nel calcolo dei carichi come carico uniformemente distribuito  $g_2=0.80 \text{ kN/m}^2$ .

### 5.3 Azioni variabili

Le azioni dovute all'uso sono valutate in accordo alla Tab.3.1.II delle NTC2018, con riferimento agli ambienti di categoria **E1** (Aree per immagazzinamento e uso commerciale e industriale: aree per accumulo merci, magazzini, depositi, etc.), categoria **C3** (Ambienti suscettibili di affollamento: sale per esposizioni, ect.) e categoria **H** (Coperture accessibili per sola manutenzione). Per ogni interventi locale proposto saranno esplicitati i sovraccarichi consideranti.

Si riportano nel seguito i carichi accidentali agenti:

f. accidentale cat.E1 - aree per immagazzinamento:	600 $daN/m^2$
g. accidentale cat.C3 – sale per esposizioni:	500 $daN/m^2$
h. accidentale cat.H – coperture accessibili per sola manutenzione	50 $daN/m^2$
i. accidentale neve:	125 $daN/m^2$



Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		



### 5.4 Azione sismica

L'analisi strutturale è stata condotta in conformità a quanto richiamato dal capitolo 3.2 delle NTC 2018. Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

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 come definita al §3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel §3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione agli stati limite di riferimento, a ciascuno dei quali sono stati attribuiti valori della probabilità di superamento  $P_{VR}$  schematizzati in tabella seguente.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tali probabilità sono valutate nel periodo di riferimento  $V_R$  proprio della costruzione e consentono di individuare per ciascuno l'azione sismica di progetto. Il periodo di riferimento  $V_R$  [anni] è ottenuto come prodotto tra la vita nominale  $V_N$ , fissata all'atto della progettazione, ed il coefficiente d'uso  $C_U$  che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade.

La struttura oggetto della presente relazione si assume debba garantire livelli di prestazione ordinari da cui si ricava un valore della  $V_N = 50$  anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Si assume una **classe d'uso II**.

Il coefficiente d'uso  $C_U$  si ottiene dalla Tabella seguente delle NTC 2018:

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

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

A seguito delle assunzioni fatte in termini di  $V_N$  e di  $C_U$ , ne risulta che il periodo di riferimento  $V_R$  per la valutazione dell'azione sismica sia pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

I parametri sismici di riferimento sono forniti dalla normativa tecnica in funzione alla posizione in cui il fabbricato viene realizzato.

I fabbricati si trovano nella regione Piemonte, nel comune di Torino (TO) in corrispondenza del Borgo Medievale. I parametri per la posizione sono dunque i seguenti:

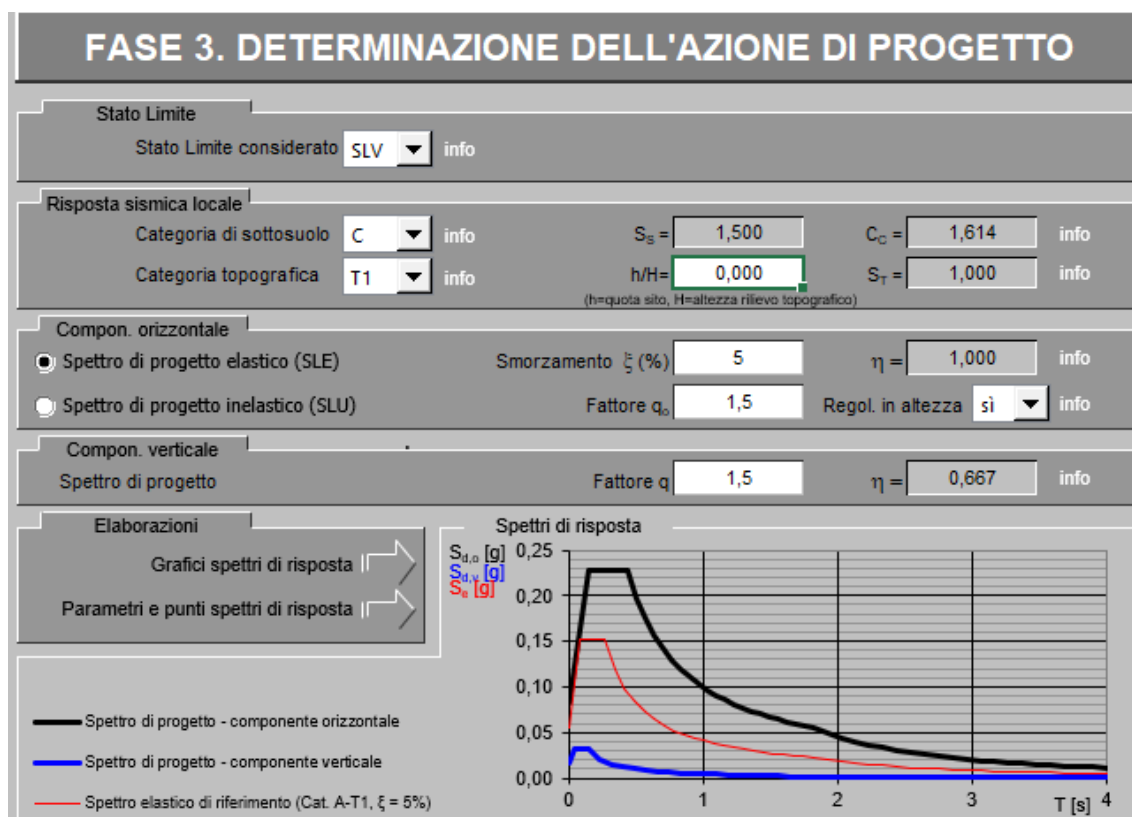
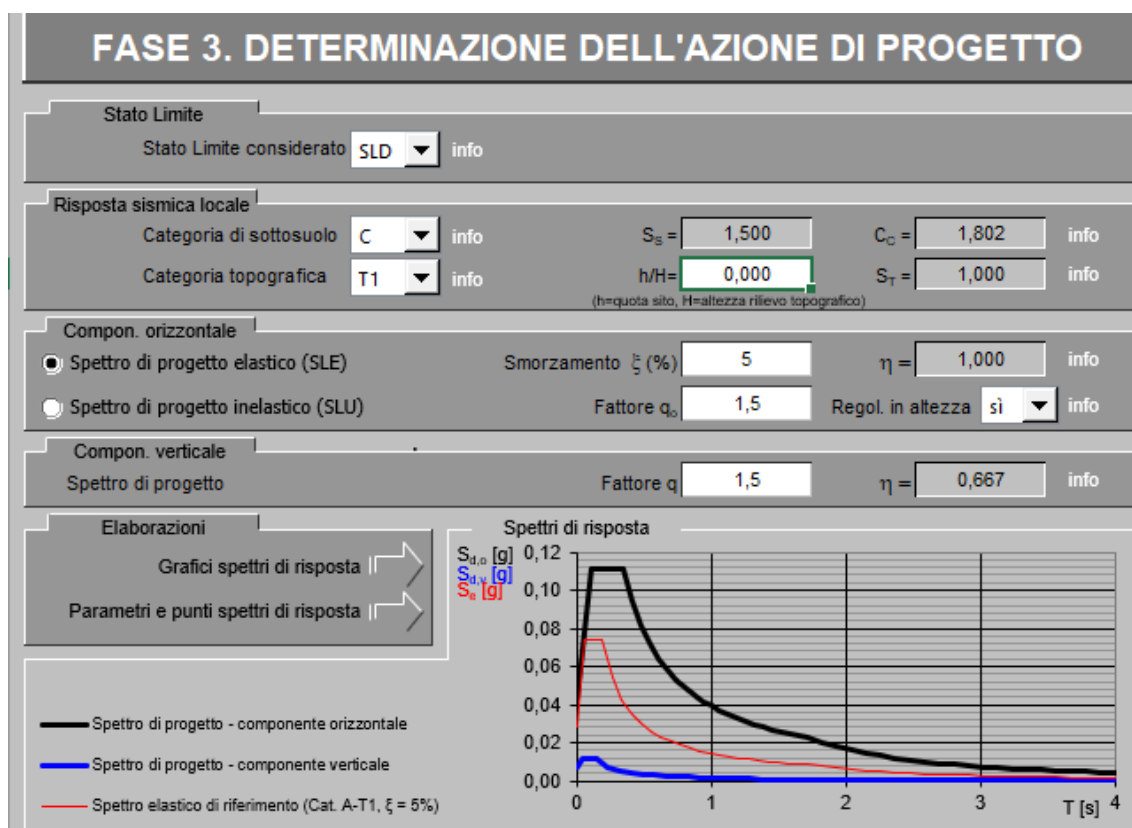
Lat. = 45.0781° N.

Lon. = 7.6761° E.

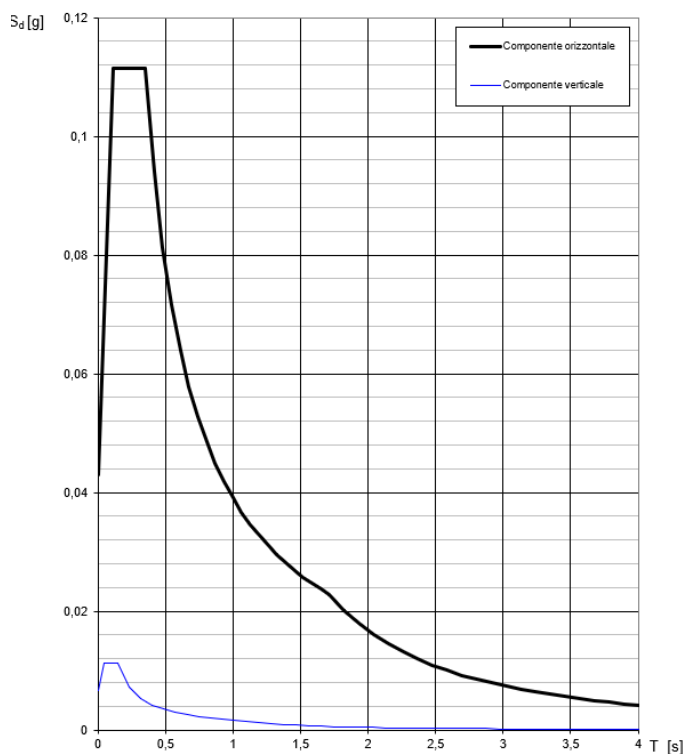
Altitudine = 221.71 m s.l.m.

Per ottenere i parametri dell'azione sismica si è utilizzato il foglio di calcolo versione 1.03 disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

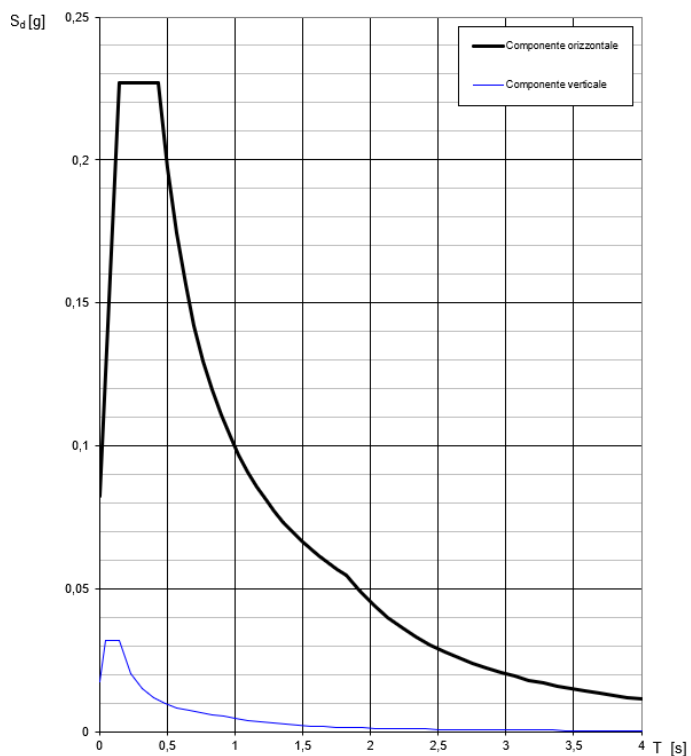
SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,023	2,587	0,177
SLD	50	0,029	2,592	0,195
SLV	475	0,055	2,760	0,272
SLC	975	0,065	2,811	0,287



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD**



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



Il progetto prevede esclusivamente interventi locali che non modificano la risposta sismica dei corpi di fabbrica. Pertanto, ai sensi del §8.4.1 delle NTC2018, nel progetto verrà considerata la verifica di sicurezza della zona di intervento, senza valutazione del comportamento sismico globale.

### **5.5 Azione del vento**

L'azione del vento è stata calcolata per le verifiche locali sulle travi a soffitto del Salone San Giorgio, dove prevista la sostituzione degli infissi. Si considera il salone con dimensioni in pianta 20x12m e altezza  $h=3.80\text{m}$ .





## Relazione Tecnica delle Opere Strutturali e Modellazione Sismica

Zona di ubicazione dell'edificio: 1 - Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (esclusa la Provincia di Trieste)

Classe di rugosità del terreno: B - Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva (tab. 3.3.III)

Categoria di esposizione del sito: IV

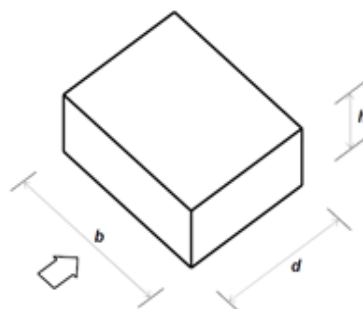
Parametri derivati (tab. 3.3.I):

$V_{b,0}$  (velocità base di riferimento al livello del mare): 25.00 <m/sec>  
 $s_0$ : 1000.00 <m>  
 $R_s$ : 0.40

Parametri derivati (tab. 3.3.II):

$R_z$ : 0.22  
 $s_z$ : 0.30 <m>  
 $s_{min}$ : 8.00 <m>

Classificazione della costruzione: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee - Pareti verticali (C3.3.8.1.1)



$a_s$  (altitudine sul livello del mare): 239.00 <m>  
 $T_r$  (tempo di ritorno): 50 anni  
 $V_b$  (velocità base di riferimento [3.3.1]): 25.00 <m/sec>  
 $c_a$  (coefficiente di altitudine [3.3.1.b]): 1.00  
 $V_r$  (velocità di riferimento [3.3.2]): 25.00 <m/sec>  
 $c_r$  (coefficiente di ritorno [3.3.3]): 1.00  
 $c_t$  (coefficiente topografico): 1.00  
 $q_s$  (pressione cinetica di riferimento): 39.06 <daN/mq>  
 $c_s$  (coefficiente di esposizione): 1.63  
 $c_d$  (coefficiente dinamico): 1.00  
 $h$  (altezza dell'edificio): 3.80 <m>  
 $b$  (dimensione in pianta ortogonale al flusso): 20.00 <m>  
 $d$  (profondità dell'edificio): 12.00 <m>

Coefficienti di pressione  $C_{pe}$ :

sopravento: 0.73  
laterale: -0.75  
sottovento: -0.36

Pressioni esterne:

sopravento: 46.71 <daN/mq>  
laterale: -48.09 <daN/mq>  
sottovento: -23.19 <daN/mq>

Criteri di valutazione del  $C_{pi}$  (C3.3.8.5) riferiti a edifici aventi: Area con distribuzione uniforme di aperture

Coefficiente di pressione  $C_{pi}$ :

positivo: 0.20  
negativo: -0.30

Pressioni interna:

positiva: 12.77 <daN/mq>  
negativa: -19.15 <daN/mq>

Pressioni massimizzate (esterne+interne):

sopravento: 65.86 <daN/mq>  
laterale: -60.86 <daN/mq>  
sottovento: -35.96 <daN/mq>

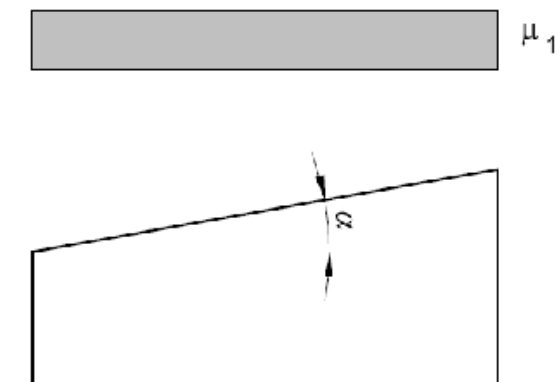
## 5.6 Azione della neve

Zona di ubicazione dell'edificio: I Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

Coefficiente di esposizione del sito: Normale

Classificazione della costruzione: Copertura ad una falda senza barriera o parapetto



W (dimensione minore in pianta della copertura [C3.4.3.2]): 12.40 <m>

L (dimensione maggiore in pianta della copertura [C3.4.3.2]): 13.90 <m>

Lc (dimensione equivalente in pianta della copertura [C3.4.3.2]): 13.74 <m>

C<sub>s,p</sub>: 1.00

T<sub>r</sub> (tempo di ritorno): 50 anni

C<sub>t</sub> (coefficiente termico): 1.00

a<sub>s</sub> (altitudine sul livello del mare): 222.00 <m>

α (angolo inclinazione): 0.00 <grad>

Parametri derivati (3.4.2):

q<sub>sk</sub> (valore di riferimento del carico neve al suolo): 151.93 <daN/mq>

Parametri derivati (tab. 3.4.I):

C<sub>e</sub> (coefficiente d'esposizione): 1.00

μ<sub>1</sub> (coefficiente di forma della copertura): 0.80

Carichi agenti:

q<sub>ss</sub> (carico provocato dalla neve sulle coperture): 121.54 <daN/mq>

## 5.7 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_P \cdot P + Y_{Q1} \cdot Q_{k1} + Y_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + Y_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

La tabella seguente riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU sono riportati nella tabella seguente.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_f$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

## 6. VERIFICHE STRUTTURALI ZONE DI INTERVENTO

La localizzazione degli interventi è indicata nell'elaborato ST-00-AA-01 "Planimetria con indicazione degli interventi strutturali". Sono previsti i seguenti interventi locali:

1. Inserimento nuovo ascensore a servizio dei piano terra-primi e secondo - ambiente 019 B
2. Nuova scala nel cortile di Avigliana e rampa tra gli ambienti 201 e 203
3. Orizzontamento al piano primo nella casa di Chieri – ambiente 118
4. Apertura di passaggio nella muratura tra gli ambienti 118 e 119
5. Ampliamento passaggio esistente tra gli ambiente 109 e 119
6. Apertura varco nella canna ascensore esistente al piano primo- ambiente 102
7. Orizzontamento piano primo casa di Malgrà – ambiente 115
8. Orizzontamento piano secondo casa del Custode – ambiente 201
9. Ingresso delle condutture impiantistiche attraverso la muratura
10. Centrale tecnologica esterna
11. Inserimento nuovi serramenti perimetrali nel salone San Giorgio – ambiente 007

### 6.1 Inserimento nuovo ascensore

Per il nuovo ascensore è stata scelta la struttura modello DISCOVERY con dimensioni vano di 1740x1440xH12350mm. Per ulteriori dettagli si rimanda alla scheda tecnica allegata insieme al fascicolo di calcolo della fondazione dell'ascensore (elaborato "ST-00-AA-006 Fascicolo di calcolo fondazione ascensore").

La fondazione della struttura dell'ascensore è costituita da una platea di spessore 30cm in cls C28/35 armata superiormente e inferiormente con Ø16/20, fondata su 12 micropali tipo TUBFIX armati con tubo Ø114.3x10 in acciaio S275 e lunghezza L=9m.

Per ulteriori dettagli sulle verifiche del sistema fondale dell'ascensore si rimanda all'elaborato "ST-00-AA-006 Fascicolo di calcolo fondazione ascensore".

## 6.2 Nuova scala cortile di Avigliana e rampa tra gli ambienti 201 e 203

La nuova scala nel cortile di Avigliana sarà realizzata interamente in legno C30, ad eccezione della trave e ginocchio in corrispondenza dei pianerottoli che sarà in acciaio S275 poi rivestita in legno.

La scala si appoggia fondamentalmente ai muri laterali del vano mediante degli angolari metallici, solo la prima rampa è appoggiata al terreno mediante un cordolo in c.a. di sezione trasversale 60x30cm. La trave a ginocchio avrà sezione HEA160, i cosciali interni saranno in legno di sezione 20x20cm, mentre quelli in appoggio alla muratura 15x15cm.

Si riportano le verifiche effettuate sulle travi più sollecitate, sia i cosciali in legno che le travi a ginocchio in acciaio.

<b>Trave a ginocchio pianerottolo</b>					
<b>Carichi agenti</b>					
Peso proprio	$G_1=$	1	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_{G1}=$	1,3
Carico variabile	$Q_k=$	4	kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_Q=$	1,5
Carico totale allo SLU	$q_{SLU}=$	7,3	kN/m <sup>2</sup>		
Carico totale allo SLE	$q_{SLE}=$	5	kN/m <sup>2</sup>		
<b>Caratteristiche trave HEA160</b>					
Luce	$L=$	3,3	m	3300	mm
Larghezza influenza carico	$i=$	1,3	m		
Modulo elastico trave	$E=$	210000	N/mm <sup>2</sup>		
Momento resistente elastico	$W_{el}=$	220,1	cm <sup>3</sup>	220100	mm <sup>3</sup>
Momento inerzia	$J=$	1673	cm <sup>4</sup>	16730000	mm <sup>4</sup>
Acciaio S275	$f_{yk}=$	275	N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_m=$	1,05
	$f_{yd}=$	261,9047619	N/mm <sup>2</sup>		
Carico allo SLU	$q_{SLU}=$	9,49	kN/m		
Carico allo SLE	$q_{SLE}=$	6,5	kN/m	6,5	N/mm
<b>Sollecitazioni-Trave doppio appoggio</b>					
Momento sollecitante [ $q l^2/8$ ]	$M_{ed}=$	12,92	kNm		
Freccia [ $5q l^4/[384EJ]$ ]	$\delta=$	2,86	mm		
<b>Resistenze</b>					
Momento resistente	$M_{rd}=$	57645238,1	Nmm	57,645238	kNm
Freccia massima [ $L/250$ ]	$\delta_{max}=$	13,2	mm		
<b>Verifiche</b>					
	$M_{ed} < M_{rd}$	VERO			
	$\delta < \delta_{max}$	VERO			

Pertanto la trave a ginocchio HEA160 di acciaio S275 soddisfa le verifiche.



## Relazione Tecnica delle Opere Strutturali e Modellazione Sismica

<b>Cosciale</b>					
<b>Carichi agenti</b>					
Peso proprio	$G_1=$	1	kN/m <sup>2</sup>	$Y_{G1}=$	1,3
Carico variabile	$Q_k=$	4	kN/m <sup>2</sup>	$Y_Q=$	1,5
Inclinazione trave	$\alpha=$	30	°	0,524	rad
Carico totale allo SLU	$q_{SLU}=$	7,3	kN/m <sup>2</sup>		
Carico totale allo SLE	$q_{SLE}=$	5	kN/m <sup>2</sup>		
<b>Caratteristiche trave 20x20</b>					
Luce	$L=$	5,5	m	5500	mm
Larghezza influenza carico	$i=$	0,65	m		
Modulo elastico trave	$E=$	12	kN/mm <sup>2</sup>	12000	N/mm <sup>2</sup>
Momento resistente elastico	$W_{el}=$	1333	cm <sup>3</sup>	1333000	mm <sup>3</sup>
Momento inerzia	$J=$	13333	cm <sup>4</sup>	133330000	mm <sup>4</sup>
Legno massiccio C30	$f_k=$	30	N/mm <sup>2</sup>		$\gamma_m=$ 1,5
	$k_{mod}=$	0,6			
	$f_d=$	12	N/mm <sup>2</sup>		
Carico perpendicolare alle fibre SLU	$q_{SLU}=$	4,11	kN/m		
Carico perpendicolare alle fibre SLE	$q_{SLE}=$	2,81	kN/m	2,81	N/mm
<b>Sollecitazioni-Trave doppio appoggio</b>					
Momento sollecitante [ $ql^2/8$ ]	$M_{ed}=$	15,54	kNm		
Freccia [ $5ql^4/[384EJ]$ ]	$\delta=$	20,96	mm		
<b>Resistenze</b>					
Momento resistente	$M_{rd}=$	15996000	Nmm	16,00	kNm
Freccia massima [ $L/250$ ]	$\delta_{max}=$	22	mm		
<b>Verifiche</b>					
	$M_{ed} < M_{rd}$	VERO			
	$\delta < \delta_{max}$	VERO			

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Anche la rampa isolata che dal loggiato sale nella sala espositiva (ambiente 201), sarà in legno C30 con sciale di dimensioni in sezione 20x20cm.

Si riportano di seguito le verifiche sui collegamenti presenti.

- Collegamenti n.1: Cosciale in legno-fondazione in c.a.

Tale collegamento verrà realizzato mediante una piastra di base ancorata al cordolo in c.a. di fondazione. Il cosciale di legno C30 e sezione 20x20cm sarà bullonato a due piastre di supporto di acciaio S275 di sp.=15mm, mediante 2 bulloni M16 cl.8.8. I due piatti sagomati saranno saldati a completa penetrazione ad una piastra di base S275 di dimensioni

550x430x15mm, la quale sarà ancorata al cordolo di fondazione in c.a. mediante tirafondi M24 di classe 8.8.

**Sollecitazioni e coefficienti parziali di sicurezza**

Sforzo sollecitante	$V_{Ed}$	5,9	<i>kN</i>
Coefficienti parziali di sicurezza	$\gamma_{M0}$	1,05	-
	$\gamma_{M2}$	1,25	-

**Geometria del piatto di supporto**

Resistenza a snervamento dei piatti sandwich	$f_{yk,p}$	275	<i>MPa</i>
Resistenza a rottura dei piatti sandwich	$f_{tk,p}$	430	<i>MPa</i>
Spessore del piatto di supporto	$t_p$	15	<i>mm</i>
Distanza dei bulloni dal bordo in direzione dello sforzo	$e_{1,p}$	90	<i>mm</i>
Distanza dei bulloni dal bordo in direzione ortogonale sforzo	$e_{2,p}$	90	<i>mm</i>

**Caratteristiche della bullonatura piatto supporto-piatto sandwich**

Classe dei bulloni		8.8	
Diametro dei bulloni	$d$	16	<i>mm</i>
Diametro del foro dei bulloni	$d_0$	17	<i>mm</i>
Resistenza a rottura dei bulloni	$f_{ub}$	800	<i>MPa</i>
Coefficiente funzione della classe dei bulloni	$\alpha_v$	0,6	-
Numero di bulloni	$n_b$	2	-
Numero di piani di taglio	$n$	2	-
Area del gambo dei bulloni (interessa porzione filettata)	$A_s$	157	<i>mm<sup>2</sup></i>
Resistenza a taglio del singolo bullone	$F_{V,Rd}$	60,29	<i>kN</i>

**1. Verifica a taglio dei bulloni**

Forza di taglio agente su ciascun bullone dovuta a $N_{Ed}$	$V_{x,Ed}$	2,95	<i>kN</i>
Forza risultante massima su ciascun piano di taglio	$F_{v,Ed,max}$	1,48	<i>kN</i>
Verifica	FS	0,02	-

**2. Verifica a rifollamento del piatto di supporto**

Forza agente sul singolo bullone	$V_{x,Ed}$	2,95	<i>kN</i>
Coefficienti di rifollamento in direzione dello sforzo	$\alpha_{b,p,x}$	1,00	-
	$k_{1,p,z}$	1,59	-
Resistenza a rifollamento in direzione dello sforzo	$F_{bps,x,Rd}$	131,6104	<i>kN</i>
Verifica	FS	0,02	-



**Piastre prive di elementi speciali per resistere al taglio**

Forza di taglio di progetto  $F_{v,Ed}$  5,9  $kN$

**1) Resistenza per attrito tra piastra e malta di allettamento**

Coefficiente di attrito piastra - malta di allettamento  $C_{fd}$  0,2 -

Forza assiale di compressione sulla piastra  $N_{c,Ed}$  2,95  $kN$

Resistenza allo scorrimento della piastra  $F_{lRd}$  0,59  $kN$

**2) Resistenza a taglio dei tirafondi**

Classe tirafondi		<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">8,8</span>	
Tensione di resistenza allo snervamento	$f_{yb}$	640	$N/mm^2$
Tensione di resistenza a rottura	$f_{ub}$	800	$N/mm^2$
Diametro nominale del gambo del tirafondo	$d$	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">24</span>	$mm$
Diametro nominale del foro	$d_0$	25,5	$mm$
Area del gambo del bullone	$A$	452	$mm^2$
Area resistente a trazione con piano di taglio nella zona filettata	$A_s$	353	$mm^2$
Piano di taglio		interessi porzione filettata	
Coefficiente che tiene conto della posizione piano di taglio	$a_v$	0,6	-
Coefficiente che tiene conto snervamento	$a_b$	0,2	-
Coeff. sicurezza riguardo frattura	$\gamma_{M2}$	1,25	-

Resistenza a taglio di un tirafondo  $F_{1,vb,Rd}$  136  $kN$

$F_{2,vb,Rd}$  56  $kN$

$F_{vb,Rd}$  56  $kN$

**3) Resistenza a taglio complessiva**

Numero complessivo di tirafondi  $n_b$  2 -

**Resistenza a taglio di progetto piastra**  $F_{v,Rd}$  **113**  $kN$

**4) Introduzione della forza mediante tirafondi**

Tipo di calcestruzzo		<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C28/35</span>	
Resistenza a compressione cilindrica	$f_{ck}$	28	$MPa$
Resistenza a compressione cubica	$R_{ck}$	35	$MPa$
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd}$	16	$MPa$

Rottura del calcestruzzo sotto punto uscita bullone non impedita

Lunghezza tirafondo  $l_{tirafondo}$  200  $mm$

Carico ultimo singolo tirafondo  $P_u$  112  $kN$

Carico ultimo di progetto singolo tirafondo  $P_{am}$  34  $kN$

**Resistenza a taglio lato calcestruzzo**  $F_{c,Rd}$  **67**  $kN$



### 6.3 Orizzontamento al piano primo Casa di Chieri – ambiente 118

L'orizzontamento esistente al piano primo della Casa di Chieri risulta inadeguato ai carichi agenti, pertanto verrà sostituito. Il nuovo solaio è stato progettato per sostenere sovraccarichi  $q_k=600 \text{ kN/m}^2$ , riferiti ad una categoria d'uso  $E_1$  – Aree per accumulo merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri.

Per ragioni di leggerezza e facilità di esecuzione in opera si adotta un solaio costituito da travi HEA140 e HEA160 in acciaio S275 e soletta in c.a. gettata su lamiera grecata LG55/750 di sp.0.8mm. La luce massima è di 4,00 m, in appoggio sui muri mediante una scarpa di ancoraggio in acciaio tranne una piccola zona che da un lato ha appoggio su trave.

I massetti radiante e alleggerito avranno un peso specifico pari a  $\gamma=1200 \text{ kg/m}^3$ ; la soletta in c.a. sarà realizzata con calcestruzzo strutturale alleggerito tipo Leca1600, avente peso specifico  $\gamma=1600 \text{ kg/m}^3$ .

I carichi considerati sono i seguenti:

<b>ANALISI DEI CARICHI STRATIGRAFIE</b>						
<b>G<sub>2</sub></b>				sp. [m]	g [daN/mc]	q [daN/mq]
Pavimento cotto				0,020	-	33
Massetto radiante				0,045	1200	54
XPS				0,030	35	1
Massetto alleggerito				0,060	1200	72
			tot.	0,155		160
<b>G<sub>2</sub></b>				sp. [m]	g [daN/mc]	q [daN/mq]
Soletta in c.a.				0,040	1600	64
Lamiera grecata sp.0,8mm				0,055	-	11
			tot.	0,095		75
<b>INCIDENZA TRAMEZZI</b>						
<b>G<sub>2</sub></b>				sp. [m]	g [daN/mc]	q [daN/mq]
Tramezzi						80
<b>Q<sub>k</sub></b>						q [daN/mq]
Aree per accumulo di merci, magazzini, deposito (cat.E1)						600

Si riportano le verifiche effettuate sulle travi e sulla lamiera grecata.

## Relazione Tecnica delle Opere Strutturali e Modellazione Sismica

<b>CALCOLO TRAVE semplicemente appoggiata con carico distribuito</b>										
<b>Trave HEA140</b>					$G_1=$	24,7	daN/m			
Interasse travi					$i=$	1	m	1000	mm	
Luce trave					$L=$	4	m	4000	mm	
Modulo elastico trave					$E_{cm}=$	210000	N/mmq			
Momento inerzia trave					$J_x=$	1033	cm <sup>4</sup>	10330000	mm <sup>4</sup>	
Momento resistente elastico					$W_{el}=$	155,4	cm <sup>3</sup>	155400	mm <sup>3</sup>	
$G_1$ [daN/m]	$G_2$ [daN/m]	$Q_k$ [daN/m]	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{Qk}$	$q_{SLU}$ [daN/m]	$q_{SLU}$ [N/mm]	$q_{SLER}$ [daN/m]	$q_{SLER}$ [N/mm]	
24,7	234,55	600	1,3	1,5	1,5	1283,935	12,83935	-	-	
1	234,55	600	1	1	1	-		835,55	8,3555	
<b>Verifica freccia</b>										
Freccia [5ql <sup>4</sup> ]/[384EJ]					$\delta=$	13	mm			
Freccia massima [L/250]					$\delta_{max}=$	16	mm			
					verifica	<b>VERO</b>				
<b>Verifica a flessione</b>										
Acciaio S275					$f_{yk}=$	275	N/mm <sup>2</sup>			
					$\gamma_{m0}=$	1,05				
					$f_{yd}=$	261,90	N/mm <sup>2</sup>			
Momento resistente					$M_{rd}=$	40700000	Nmm	40,700	kNm	
Momento sollecitante [ql <sup>2</sup> /8]					$M_{ed}=$	25678700	Nmm	25,679	kNm	
					verifica	<b>VERO</b>				

Pertanto la verifica per le travi HEA140 in semplice appoggio con carico uniformemente distribuito risulta soddisfatta.



## Relazione Tecnica delle Opere Strutturali e Modellazione Sismica

<b>CALCOLO TRAVE semplicemente appoggiata con carico distribuito e due carichi concentrati</b>										
<b>Trave HEA160</b>					$G_1=$	30,4	daN/m			
Interasse travi					$i=$	0,5	m	500	mm	
Luce trave					$L=$	3,2	m	3200	mm	
Modulo elastico trave					$E_{cm}=$	210000	N/mm <sup>2</sup>			
Momento inerzia trave					$J_x=$	1673	cm <sup>4</sup>	16730000	mm <sup>4</sup>	
Momento resistente elastico					$W_{el}=$	220,1	cm <sup>3</sup>	220100	mm <sup>3</sup>	
$G_1$ [daN/m]	$G_2$ [daN/m]	$Q_k$ [daN/m]	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{Qk}$	$q_{SLU}$ [daN/m]	$q_{SLU}$ [N/mm]	$q_{SLER}$ [daN/m]	$q_{SLER}$ [N/mm]	
30,4	117,275	300	1,3	1,5	1,5	665,4325	6,65	-	-	
30,4	117,275	300	1	1	1	-		447,675	4,48	
Carichi concentrati corrispondenti alle reazioni vincolari della trave precedente HEA140										
$Q_{SLU}=$	27953,9	N	Combinazione fondamentale SLU							
$Q_{SLER}=$	18689	N	Combinazione rara SLER							
$a=$	1067	mm								
<b>Verifica freccia</b>										
Freccia $[5ql^4]/[384EJ]+[Ql/24EJ]*(3l^2-4a^2)$					$\delta=$	8	mm			
Freccia massima $[L/250]$					$\delta_{max}=$	13	mm			
					verifica	VERO				
<b>Verifica a flessione</b>										
Acciaio S275					$f_{yk}=$	275	N/mm <sup>2</sup>			
					$\gamma_{m0}=$	1,05				
					$f_{yd}=$	261,90	N/mm <sup>2</sup>			
Momento resistente					$M_{rd}=$	57645238	Nmm	57,645	kNm	
Momento sollecitante $[ql^2/8]+Q*l/3$					$M_{ed}=$	38335029	Nmm	38,335	kNm	
					verifica	VERO				

Pertanto la verifica per le travi HEA160 in semplice appoggio con carico uniformemente distribuito e due carichi concentrati risulta soddisfatta.

Per quanto riguarda il calcolo della lamiera grecata, è stata fatta la sola verifica in fase di esercizio, avendo considerato la soletta in c.a. non collaborante e quindi come sezione resistente la sola lamiera. Le verifiche nella fase di getto sono meno gravose in termini di carico, pertanto possono essere omesse.

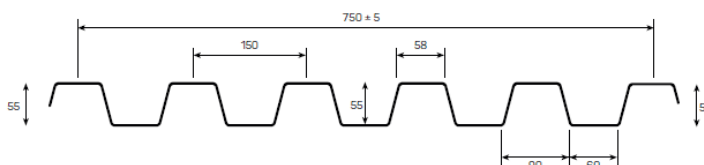


## Relazione Tecnica delle Opere Strutturali e Modellazione Sismica

CALCOLO lamiera semplicemente appoggiata con carico distribuito									
Interasse nervature					$i=$	0,15	m	150	mm
Luce trave					$L=$	1,2	m	1200	mm
Modulo elastico trave					$E_{cm}=$	210000	N/mmq		
Momento inerzia trave					$J_x=$	55,8	cm <sup>4</sup>	558000	mm <sup>4</sup>
Momento resistente elastico					$W_{el}=$	16,8	cm <sup>3</sup>	16800	mm <sup>3</sup>
$G_1$ [daN/m]	$G_2$ [daN/m]	$Q_k$ [daN/m]	$V_{G1}$	$V_{G2}$	$V_{Qk}$	$q_{SLU}$ [daN/m]	$q_{SLU}$ [N/mm]	$q_{SLER}$ [daN/m]	$q_{SLER}$ [N/mm]
11	35,1825	90	1,3	1,5	1,5	202,301	2,023	-	-
11,175	35,1825	90	1	1	1	-	-	136,358	1,364
<b>Verifica freccia</b>									
Freccia $[5ql^4]/[384EJ]$					$\delta=$	0,31	mm		
Freccia massima $[L/250]$					$\delta_{max}=$	4,80	mm		
					verifica	VERO			
<b>Verifica a flessione</b>									
Acciaio S275					$f_{yk}=$	275	N/mm <sup>2</sup>		
					$\gamma_{m0}=$	1,05			
					$f_{yd}=$	261,90	N/mm <sup>2</sup>		
Momento resistente					$M_{rd}=$	4400000	Nmm	4,400	kNm
Momento sollecitante $[ql^2/8]$					$M_{ed}=$	364142	Nmm	0,364	kNm
					verifica	VERO			

La lamiera considerata, LG55/750 di acciaio S275 e spessore 0.80mm, sostiene un carico massimo uniformemente distribuito pari a 1367 kg/m<sup>2</sup> per una luce massima di 1.25m ed ha le seguenti caratteristiche:

### LG 55/750



### CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

	SPESSORE mm				
	0,6	0,7	0,8	1,0	1,25
Peso (kg/m <sup>2</sup> )	7,8	9,1	10,5	13,1	16,3
J (cm <sup>4</sup> /m)	38,8	47,2	55,8	73,7	96,3
W (cm <sup>3</sup> /m)	11,3	13,9	16,8	23	31,3

### TOLLERANZE DIMENSIONALI

Lunghezza	+10 mm fino a 3000 mm +20 mm oltre 3000 mm -5 mm per tutte le lunghezze
Larghezza utile	± 5 mm
Fuori squadra	S ≤ 0,5% della larghezza utile

### CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN kg/m<sup>2</sup>

SPESSORE mm	CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN kg/m <sup>2</sup> LG 55/600-750																		
	INTERASSE m																		
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00		
0,6	1433	914	633	463	352	266	192	183	108	83	65	51	41	33	26	21	17		
						277	223	142	152	128	110	94	82	72	63	56	50		
0,7	1776	1133	784	573	436	324	233	173	131	101	79	62	49	40	32	25	20		
						343	276	226	188	159	136	117	102	89	78	69	61		
0,8	2142	1367	946	693	528	385	278	206	157	121	95	75	60	49	39	32	26		
						415	334	275	229	194	166	143	124	109	96	85	76		
1,0	2929	1871	1295	948	730	509	368	273	208	161	126	101	81	65	53	43	36		
					723	569	459	377	315	266	228	197	172	151	133	116	106		
1,25	3990	2548	1765	1293	955	666	482	358	272	211	166	132	106	86	70	57	47		
					886	776	626	515	430	364	312	270	235	207	183	163	145		

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 6.4 -5 Passaggi tra gli ambienti 118 e 119 e tra gli ambienti 109 e 119

Il passaggio tra gli ambienti 118 e 119 non esiste attualmente e deve essere aperto; quello tra gli ambienti 109 e 119 è invece esistente e deve essere ampliato.

Nel secondo caso, ampliamento delle aperture, è necessario inserire 2 architravi in acciaio per sostenere la muratura soprastante e i solai che su di essa insistono: l'inserimento avverrà una architrave per volta in modo da mantenere sempre in sicurezza la muratura e la demolizione sottostante avverrà solo dopo che le architravi saranno state entrambe inserite e adeguatamente forzate con cunei di acciaio.

Nel primo caso, invece, per ripristinare la rigidità della muratura ante operam e garantire resistenza e capacità di spostamento, andrà realizzata una cerchiatura. Saranno utilizzati acciaio S275 e intonaco armato: la cerchiatura è caratterizzata da due architravi HEA120, due montanti costituiti ciascuno da due profili posti di spigolo L200x200x20 e alla base due travi HEA120.

Si riportano i calcoli svolti ANTE-OPERAM

DATI GEOMETRICI		ANTE INTERVENTO P.1	ANTE INTERVENTO P.2	ANTE INTERVENTO P.3
largh. Influenza	a =	2,00 m	2,00 m	2,00 m
peso di volume	$\gamma_m =$	2 200 daN/m <sup>3</sup>	2 200 daN/m <sup>3</sup>	2 200 daN/m <sup>3</sup>
altezza pannello	H =	3,35 m	3,35 m	3,35 m
spessore pannello	s =	0,48 m	0,48 m	0,48 m
numero piani	n =	3	3	3
Lunghezza parete	L =	3,1 m	4,21 m	1,85 m
Rapp. forma /tipo pannello	b =	1,08 quadrato	1 tozzo	1,5 snello
Tipologia muratura (Tabella C8.5.I)		Muratura a blocchi lapidei	Muratura a blocchi lapidei	Muratura a blocchi lapidei
		squadri	squadri	squadri
Livello di conoscenza	LC=	1 verifiche in situ	1 verifiche in situ	1 verifiche in situ
Fattore di confidenza	FC=	1,35 limitate	1,35 limitate	1,35 limitate
FATTORI CORRETTIVI		ANTE INTERVENTO P.1	ANTE INTERVENTO P.2	ANTE INTERVENTO P.3
Malta buona		-	-	-
Giunti sottili (<10mm)		-	-	-
Ricorsi o listature		-	-	-
Connessione trasversale		-	-	-
Nucleo scadente e/o ampio		-	-	-
Iniezione miscela leganti		-	-	-
Intonaco armato		-	-	-
Altro		-	-	-
Fattore correttivo complessivo		1	1	1
ANALISI DEI CARICHI		ANTE INTERVENTO P.1	ANTE INTERVENTO P.2	ANTE INTERVENTO P.3
Permanenti strutturali	G <sub>1</sub> =	915 daN/m <sup>2</sup>	915 daN/m <sup>2</sup>	915 daN/m <sup>2</sup>
Permanenti non strutturali	G <sub>2</sub> =	1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>
Accidentali	Q <sub>k</sub> =	1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>
CARATTERISTICHE		ANTE INTERVENTO P.1	ANTE INTERVENTO P.2	ANTE INTERVENTO P.3
Resistenza taglio calcolo	$f_{td} =$	6,67 t/m <sup>2</sup>	6,67 t/m <sup>2</sup>	6,67 t/m <sup>2</sup>
Resistenza compress.	$f_{cd} =$	444,44 t/m <sup>2</sup>	444,44 t/m <sup>2</sup>	444,44 t/m <sup>2</sup>
Modulo elast. Tang. medio	G =	86 000 t/m <sup>2</sup>	86 000 t/m <sup>2</sup>	86 000 t/m <sup>2</sup>
Modulo elast. long. medio	E =	280 000 t/m <sup>2</sup>	280 000 t/m <sup>2</sup>	280 000 t/m <sup>2</sup>
Coeff. riduz. rigidità fessurazione		0,50	0,50	0,50
Resistenza fess. Diagonale	$V_{s1(1)} =$	26,20 t	38,45 t	11,26 t
Resistenza scorrimento	$V_{s1(2)} =$	30,47 t	41,38 t	18,18 t
Forza ultima pressofles.	$F_{up1} =$	33,57 t	61,91 t	11,95 t
Resistenza a taglio	$V_{up1} =$	26,20 t	38,45 t	11,26 t
Tipo di rottura		FESSURAZIONE DIAGONALE	FESSURAZIONE DIAGONALE	FESSURAZIONE DIAGONALE
Traverso superiore		traverso flessibile	traverso flessibile	traverso flessibile
Rigidità flessionale	$K_f =$	13 313 t/m	33 344 t/m	2 829 t/m
Rigidità taglio	$K_s =$	15 916 t/m	21 616 t/m	9 499 t/m
Rigidità traslazione	$K_{pt} =$	7 249 t/m	13 114 t/m	2 180 t/m
Spostamento elastico	$D_{ep} =$	3,61 mm	2,93 mm	5,17 mm

Calcoli POST-OPERAM



DAI GEOMETRICI	PARETE N.1	PARETE N.2	PARETE N.3	PARETE N.4
largh. influenza	a = 2,00 m	2,00 m	2,00 m	2,00 m
peso di volume	$\gamma_m = 2.200 \text{ daN/m}^3$	2.200 daN/m <sup>3</sup>	2.200 daN/m <sup>3</sup>	2.200 daN/m <sup>3</sup>
altezza pannello	H = 3,35 m	3,35 m	3,35 m	3,35 m
spessore pannello	s = 0,48 m	0,48 m	0,48 m	0,48 m
numero piani	n = 3	3	3	3
Lunghezza parete	L = 0,9 m	4,2 m	4,2 m	1,85 m
Rapp. forma /tipo pannelli	b = 1,500 Snello	1,500 Snello	1,000 Cozzo	1,500 Snello
Tipologia muratura (Tabella C8.5.I)	Muratura a blocchi lapidei	Muratura a blocchi lapidei	Muratura a blocchi lapidei	Muratura a blocchi lapidei
<b>Livello di conoscenza</b>	LC=1	squadri verifiche in situ	squadri verifiche in situ	squadri verifiche in situ
Fattore di confidenza	FC=1,35	limitate	limitate	1,35
<b>FATTORI CORRETTIVI</b>	PARETE N.1	PARETE N.2	PARETE N.3	PARETE N.4
Malta buona	-	-	-	-
Giunti sottili (<10mm)	-	-	-	-
Ricorsi o listature	-	-	-	-
Connessione trasversale	-	-	-	-
Nucleo scendente e/o ampio	-	-	-	-
Iniezione miscele leganti	-	-	-	-
intonaco armato	SI	1,2	-	-
Altro	-	-	-	-
<b>Fattore correttivo complessivo</b>	1,2	1,2	1	1
<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	PARETE N.1	PARETE N.2	PARETE N.3	PARETE N.4
Permanenti strutturali	G <sub>1</sub> = 915 daN/m <sup>2</sup>	915 daN/m <sup>2</sup>	915 daN/m <sup>2</sup>	915 daN/m <sup>2</sup>
Permanenti non strutturali:	G <sub>2</sub> = 1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>
Accidentali	Q <sub>k</sub> = 1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>	1 daN/m <sup>2</sup>
<b>CARATTERISTICHE</b>	PARETE N.1	PARETE N.2	PARETE N.3	PARETE N.4
Resistenza taglio calcolo	T <sub>rd</sub> = 8,00 t/m <sup>2</sup>	8,00 t/m <sup>2</sup>	6,67 t/m <sup>2</sup>	6,67 t/m <sup>2</sup>
Resistenza compress.	F <sub>mp</sub> = 533,33 t/m <sup>2</sup>	533,33 t/m <sup>2</sup>	444,44 t/m <sup>2</sup>	444,44 t/m <sup>2</sup>
Modulo elast. Tang. medio	G = 103.200 t/m <sup>2</sup>	103.200 t/m <sup>2</sup>	86.000 t/m <sup>2</sup>	86.000 t/m <sup>2</sup>
Modulo elast. long. medio	E = 336.000 t/m <sup>2</sup>	336.000 t/m <sup>2</sup>	280.000 t/m <sup>2</sup>	280.000 t/m <sup>2</sup>
Coef. rigid. rigidità fessurazione	0,50	0,50	0,50	0,50
Resistenza fess. Diagonale	V <sub>rd1</sub> = 6,17 t	7,19 t	38,35 t	11,26 t
Resistenza scorrimento	V <sub>rd2</sub> = 8,85 t	10,32 t	41,28 t	18,18 t
Forza ultima pressofles.	F <sub>up1</sub> = 2,86 t	3,90 t	61,61 t	11,95 t
<b>Resistenza a taglio</b>	V <sub>up1</sub> = 2,86 t	3,90 t	38,35 t	11,26 t
Tipo di rottura	PRESSOFLESSIONE	PRESSOFLESSIONE	FESSURAZIONE DIAGONALE	FESSURAZIONE DIAGONALE
Rigidità superiore	traverso rigido	traverso rigido	traverso flessibile	traverso flessibile
Rigidità flessionale	K <sub>f</sub> = 1.564 t/m	2.483 t/m	33.107 t/m	2.829 t/m
Rigidità taglio	K <sub>t</sub> = 5.545 t/m	6.469 t/m	21.564 t/m	9.499 t/m
<b>Rigidità traslazione</b>	K <sub>sp1</sub> = 1.220 t/m	1.794 t/m	13.059 t/m	2.180 t/m
Spostamento elastico	D <sub>sp</sub> = 2,35 mm	2,17 mm	2,94 mm	5,17 mm

Risultati del calcolo, senza montanti:

DIFFERENZA STATO ANTE - POST INTERVENTO			
<b>RIGIDEZZA</b>			
Rigidezza iniziale	K iniz=	22 543	t/m
Rigidezza finale	K fin=	16 073	t/m
<b>Variazione di rigidezza</b>		$\Delta K =$	-6 471 t/m
			-64 708 daN/cm
			-29%
<b>RESISTENZA</b>			
Resistenza a taglio iniziale	Vu iniz=	64,64	t
Resistenza a taglio finale	Vu fin=	45,12	t
<b>Variazione di resistenza</b>		$\Delta V =$	-19,52 t
			-30%
<b>CAPACITA' DI SPOSTAMENTO</b>			
ANTE OPERA	Da=	2,93	mm
POST OPERA	Dp=	2,17	mm
<b>VERIFICA CAPACITA' DI SPOSTAMENTO</b>	$Da/Dp =$	1,35 NON VERIFICA	

Inserimento di architravi e montanti:

DATI ARCHITRAVATURA				
<b>ANALISI DEI CARICHI E SOLLECITAZIONI</b>				
Peso proprio profili =	39,78	daN/m		
Permanenti muratura =	915	daN/m <sup>2</sup>		
Sovraccarico muratura =	1	daN/m <sup>2</sup>		
Peso muro sovrastante =	8 395	daN/m		
ToTale G2 =	4 199	daN/m <sup>2</sup>		
Accidentale muratura =	1	daN/m <sup>2</sup>	<b>q slu=</b>	7 515 daN/m
Luce =	1,20	m	<b>Ved, slu=</b>	4 509 daN
larghezza competenza =	2,00	m	<b>Med, slu=</b>	1 353 daN*m
n° profili =	2		<b>q sle=</b>	4 239 daN/m

DATI MONTANTI			
<b>GEOMETRIA TELAIO</b>			
Altezza montanti	Hm=	210	cm
Altezza sovrافinestra	H'=	1,25	m
Numero ritzi	n=	2	
Numero montanti per ritto	Nm=	2	
Numero profilati per montante	Np=	1	
<b>VERIFICHE TELAIO</b>			
<b>Tipo di acciaio</b>	<b>S275</b>		
Tensione di snervamento	$f_{yk} =$	275	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{mo} =$	1,05	
Modulo di elasticità	$E =$	2 100 000	daN/cm <sup>2</sup>
d'inerzia ripristino	$J_{ripr} =$	-5 945	cm <sup>4</sup>
<b>SCELTO</b>	<b>L 200 x 200 x 20</b>		
Momento di inerzia	$J =$	2 851	cm <sup>4</sup>
Altezza profilo	$h =$	20	cm
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl} =$	199,10	cm <sup>3</sup>
Area resistente a taglio	$A_v =$	58,55	cm <sup>2</sup>
Vincoli estremità	<b>incastro-incastro</b>		
Coefficiente di rigidezza	$n =$	12	
<b>RIGIDEZZA EFFETTIVA TELAIO</b>	<b>Keff=</b>	<b>3 103</b>	<b>t/m</b>
RESISTENZA A TAGLIO	$V_{crd} =$	354,14	t
TAGLIO ULTIMO PER FLESSIONE	$V_{uf} =$	39,73	t
<b>RESISTENZA TELAIO min(Vcrd, Tuf)</b>	<b>Rt =</b>	<b>39,7</b>	<b>t</b>



Risultati del calcolo con montanti e architravi

DIFFERENZA STATO ANTE - POST INTERVENTO CON CERCHIATURA			
<b>RIGIDEZZA</b>			
RIGIDEZZA TRASLAZIONALE ANTE OPERA		Ktota= 22 543	t/m
RIGIDEZZA TRASLAZIONALE POST OPERA		Ktotp= 19 176	t/m
<b>VERIFICA DI RIGIDEZZA</b>		<b>ktotp/Ktota=</b>	<b>0,851 VERIFICA</b>
<b>RESISTENZA</b>			
TAGLIO RESISTENTE ANTE OPERA		Vta= 64,64	t
TAGLIO RESISTENTE POST OPERA		Vtp= 84,85	t
<b>VERIFICA DI RESISTENZA</b>		<b>Vtp/Vta=</b>	<b>1,31 VERIFICA</b>
<b>CAPACITA' DI SPOSTAMENTO</b>			
ANTE OPERA (MASCHIO)		Dp= 2,93	mm
POST OPERA (TELAIO ELASTICO)		Dp= 12,80	mm
<b>A CAPACITA' DI SPOSTAMENTO</b>		<b>Da/Dp =</b>	<b>0,23 VERIFICA</b>

Verifiche architravi

VERIFICA RESISTENZA FLESSIONE 4.2.4.1.2 NTC18			
TIPO DI PROFILO		HE 120 A	
CLASSE ACCIAIO		S235	
Modulo di resistenza plast	Wy,pl =	119 491	mm <sup>3</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{m0}$ =	1,05	
Coefficiente di taglio	$\rho$ =	0	
Tensione di snervamento	$f_{yk}$ =	235	N/mm <sup>2</sup>
Momento sollecitante	<b>M,Ed =</b>	<b>1 353</b>	<b>daN*m</b>
Momento resistente	<b>Mc,Rd =</b>	<b>2 674</b>	<b>daN*m</b>
	<b>M,Ed /M,Rd =</b>	<b>0,51</b>	<b>VERIFICA</b>
VERIFICA TAGLIO 4.2.4.1.2 NTC08			
Area di taglio	Av=	845,61	mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_{m0}$ =	1,05	
Tensione di snervamento	$f_{yk}$ =	235	N/mm <sup>2</sup>
Taglio sollecitante	<b>V,Ed =</b>	<b>4 509</b>	<b>daN</b>
Taglio resistente	<b>Vc,Rd =</b>	<b>10 927</b>	<b>daN</b>
	<b>V,Ed /V,Rd =</b>	<b>0,41</b>	<b>VERIFICA</b>
VERIFICA DEFORMABILITA'			
Carico distribuito	q=	4 239	daN/m
Momento di inerzia	Jy =	6,06E+06	mm <sup>4</sup>
Modulo elastico	E =	210 000	N/mm <sup>2</sup>
Rapporto max luce/freccia	f max=L/	300	
Freccia	<b>f=</b>	<b>0,9</b>	<b>mm</b>
Freccia massima	<b>f max=</b>	<b>4,0</b>	<b>mm</b>
	<b>f /f_max =</b>	<b>0,22</b>	<b>VERIFICA</b>

Pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

### 6.6 Apertura di un varco nella canna ascensore esistente, ambiente 102

Si tratta di un vano ascensore in C.A., di recente costruzione, di cui tuttavia non si conosce l'armatura. Per ragioni di comodità di cantiere si eseguirà il taglio mediante disco diamantato, ampliato di 3 cm su tutto il contorno rispetto all'apertura finale desiderata: la larghezza della apertura sarà perciò di circa 1,25 m e l'altezza di circa 2,25 m.



Data la incertezza sulla armatura presente nella architrave risultante dal taglio, si prevede di disporre una armatura tesa inferiormente all' architrave, formata da fibre di carbonio incollate sulle 2 facce e prolungate per 50 cm al di là della apertura.

Luce di calcolo apertura	1,300	m	
Altezza muro da sostenere	1,125	m	
Spessore muro	0,200	m	
peso muro SLU	7,310	kN/m	
Momento agente $ql^2/8$	1,544	kNm	
altezza virtuale architrave	0,500	m	
Trazione lembo inferiore	3,430	kN	
Resistenza meccanica a trazione tessuto secco	4900,000	N/mm <sup>2</sup>	STRISCE
Area resistente per unità di larghezza	164,300	mm <sup>2</sup> /m	MAPEWRAP
Larghezza strisce	0,050	m	300
trazione ultima singola striscia di fibra	40,2535	kN	
n. strisce di fibre	2,000		
trazione ultima doppia striscia di fibra	80,507	kN	

Si riporta un estratto della scheda tecnica delle fibre utilizzate.

Proprietà del tessuto secco:

Grammatura:	300 g/m <sup>2</sup>	
Spessore equivalente di tessuto secco:	0,164 mm	
Area resistente per unità di larghezza:	164,3 mm <sup>2</sup> /m	
Resistenza meccanica a trazione tessuto secco:	≥ 4.900 N/mm <sup>2</sup>	
Carico massimo per unità di larghezza:	> 800 kN/m	
Modulo elastico a trazione:	252.000 N/mm <sup>2</sup> ± 2%	
Allungamento a rottura:	≥ 2%	

Per le armature verticali della architrave, che resistono al taglio verticale, si poserà una fascia di fibra di carbonio Mapewrap C 300 di larghezza 5 cm ogni 30 cm, risvoltata per 40 cm ai due lati della apertura.

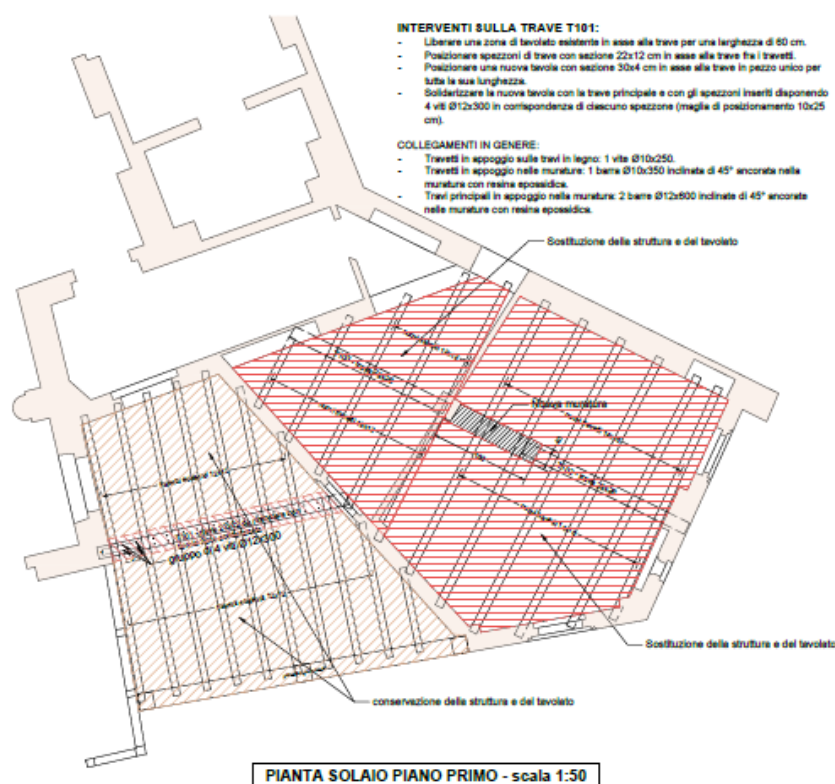
Lo stesso provvedimento sarà assunto sui lati verticali a fianco della porta.

Successivamente il contorno della apertura sarà ricoperto con 2 cm di intonaco cementizio, per ricoprire tutti i ferri tagliati e il rinforzo a taglio.

### **6.7 Orizzontamento al piano primo casa di Malgrà, ambiente 115**

Il rifacimento dell' orizzontamento al piano primo della casa di Malgrà non è incluso nel presente progetto, ma fa parte del progetto predisposto dal Comune di Torino e oggetto di appalto separato. Si riporta di seguito un estratto dell'intervento previsto nel progetto del Comune di Torino.





### 6.8 Orizzontamento al piano secondo casa del custode, ambiente 201

L'orizzontamento esistente al piano secondo della Casa del Custode risulta inadeguato ai carichi agenti, pertanto verrà sostituito. Il nuovo solaio è stato progettato per sostenere sovraccarichi  $q_k=500 \text{ kN/m}^2$ , riferiti ad una categoria d'uso C<sub>3</sub> – Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ed alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie.

Per ragioni di leggerezza e facilità di esecuzione in opera si adotta un solaio costituito da travi HEA220 in acciaio S275 e soletta in c.a. gettata su lamiera grecata LG55/750 di sp.0.8mm. La luce massima è di 6,90 m, in appoggio sui muri mediante una scarpa di ancoraggio in acciaio.

Il massetto radiante avrà un peso specifico pari a  $\gamma=1200 \text{ kg/m}^3$ ; la soletta in c.a. sarà realizzata con calcestruzzo strutturale alleggerito tipo Leca1600, avente peso specifico  $\gamma=1600 \text{ kg/m}^3$ .

I carichi considerati sono i seguenti:



<b>ANALISI DEI CARICHI STRATIGRAFIE</b>				
<b>G<sub>2</sub></b>			sp. [m]	g [daN/mc]      q [daN/mq]
Pavimento cotto			0,020	-      33
Massetto radiante			0,045	1200      54
XPS			0,030	35      1
			tot.	0,095      88
<b>G<sub>2</sub></b>			sp. [m]	g [daN/mc]      q [daN/mq]
Soletta in c.a.			0,050	1600      80
Lamiera grecata sp.0,8mm			0,055	-      11
			tot.	0,105      91
<b>INCIDENZA TRAMEZZI</b>				
<b>G<sub>2</sub></b>			sp. [m]	g [daN/mc]      q [daN/mq]
Tramezzi				
				80
<b>Q<sub>k</sub></b>				q [daN/mq]
Sale d'sesposizione (Cat.C3)				500

Si riportano le verifiche effettuate sulle travi e sulla lamiera grecata.

<b>CALCOLO TRAVE semplicemente appoggiata con carico distribuito</b>									
<b>Trave HEA220</b>									
Interasse travi					G <sub>1</sub> =	50,5	daN/m		
Luce trave					i=	1,25	m	1250	mm
Modulo elastico trave					L=	6,9	m	6900	mm
Momento inerzia trave					E <sub>cm</sub> =	210000	N/mm <sup>2</sup>		
Momento resistente elastico					J <sub>x</sub> =	5410	cm <sup>4</sup>	54100000	mm <sup>4</sup>
					W <sub>el</sub> =	515,2	cm <sup>3</sup>	515200	mm <sup>3</sup>
G <sub>1</sub> [daN/m]	G <sub>2</sub> [daN/m]	Q <sub>k</sub> [daN/m]	γ <sub>G1</sub>	γ <sub>G2</sub>	γ <sub>Qk</sub>	q <sub>SLU</sub> [daN/m]	q <sub>SLU</sub> [N/mm]	q <sub>SLER</sub> [daN/m]	q <sub>SLER</sub> [N/mm]
50,5	323,1875	625	1,3	1,5	1,5	1487,931	14,879	-	-
50,5	323,1875	625	1	1	1	-	-	998,688	9,987
<b>Verifica freccia</b>									
Freccia [5ql <sup>4</sup> ]/[384EJ]					δ=	26	mm		
Freccia massima [L/250]					δ <sub>max</sub> =	28	mm		
					verifica	VERO			
<b>Verifica a flessione</b>									
Acciaio S275					f <sub>yk</sub> =	275	N/mm <sup>2</sup>		
					γ <sub>m0</sub> =	1,05			
					f <sub>yd</sub> =	261,90	N/mm <sup>2</sup>		
Momento resistente					M <sub>rd</sub> =	134933333	Nmm	134,933	kNm
Momento sollecitante [ql <sup>2</sup> /8]					M <sub>ed</sub> =	88550509	Nmm	88,551	kNm
					verifica	VERO			

Pertanto la verifica per le travi HEA2200 in semplice appoggio con carico uniformemente distribuito risulta soddisfatta.

Anche in questo caso sono state fatte verifiche sulla lamiera in fase di esercizio, essendo le più gravose.

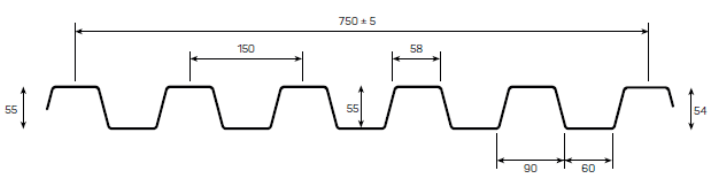


## Relazione Tecnica delle Opere Strutturali e Modellazione Sismica

CALCOLO lamiera semplicemente appoggiata con carico distribuito									
Interasse nervature					$i=$	0,15	m	150	mm
Luce trave					$L=$	1,25	m	1250	mm
Modulo elastico trave					$E_{cm}=$	210000	N/mm <sup>2</sup>		
Momento inerzia trave					$J_x=$	55,8	cm <sup>4</sup>	558000	mm <sup>4</sup>
Momento resistente elastico					$W_{el}=$	16,8	cm <sup>3</sup>	16800	mm <sup>3</sup>
$G_1$ [daN/m]	$G_2$ [daN/m]	$Q_k$ [daN/m]	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_{Qk}$	$q_{SLU}$ [daN/m]	$q_{SLU}$ [N/mm]	$q_{SLER}$ [daN/m]	$q_{SLER}$ [N/mm]
14	26,7825	75	1,3	1,5	1,5	170,321	1,703	-	-
13,575	26,7825	75	1	1	1	-	-	115,358	1,154
<b>Verifica freccia</b>									
Freccia $[5qL^4]/[384EJ]$					$\delta=$	0,31	mm		
Freccia massima $[L/250]$					$\delta_{max}=$	5,00	mm		
					verifica	VERO			
<b>Verifica a flessione</b>									
Acciaio S275					$f_{yk}=$	275	N/mm <sup>2</sup>		
					$\gamma_{mo}=$	1,05			
					$f_{yd}=$	261,90	N/mm <sup>2</sup>		
Momento resistente					$M_{rd}=$	4400000	Nmm	4,400	kNm
Momento sollecitante $[qL^2/8]$					$M_{ed}=$	332659	Nmm	0,333	kNm
					verifica	VERO			

La lamiera considerata, LG55/750 di acciaio S275 e spessore 0.80mm, sostiene un carico massimo uniformemente distribuito pari a 1367 kg/m<sup>2</sup> per una luce massima di 1.25m ed ha le seguenti caratteristiche:

**LG 55/750**



CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE	SPESSORE mm				
	0,6	0,7	0,8	1,0	1,25
Peso (kg/m <sup>2</sup> )	7,8	9,1	10,5	13,1	16,3
J (cm <sup>4</sup> /m)	38,8	47,2	55,8	73,7	96,3
W (cm <sup>3</sup> /m)	11,3	13,9	16,8	23	31,3

TOLLERANZE DIMENSIONALI	
Lunghezza	+10 mm fino a 3000 mm +20 mm oltre 3000 mm -5 mm per tutte le lunghezze
Larghezza utile	± 5 mm
Fuori squadra	S ≤ 0,5% della larghezza utile

**CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN kg/m<sup>2</sup>**

SPESSORE mm	CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN kg/m <sup>2</sup> LG 55/600-750																		
	INTERASSE m																		
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00		
0,6	1433	914	633	463	352	266	192	183	108	83	65	51	41	33	26	21	17		
						277	223	142	152	128	110	94	82	72	63	56	50		
0,7	1776	1133	784	573	436	324	233	173	131	101	79	62	49	40	32	25	20		
						343	276	226	188	159	136	117	102	89	78	69	61		
0,8	2144	1367	946	693	528	385	278	206	157	121	95	75	60	49	39	32	26		
						415	334	275	229	194	166	143	124	109	96	85	76		
1,0	2929	1871	1295	948	730	509	368	273	208	161	126	101	81	65	53	43	36		
						723	569	459	377	315	266	228	197	172	151	133	116	106	
1,25	3990	2548	1765	1293	955	666	482	358	272	211	166	132	106	86	70	57	47		
						986	776	626	515	430	364	312	270	235	207	183	163	145	

Le verifiche risultano soddisfatte.

### **6.9 Ingresso delle condutture impiantistiche attraverso le mura**

Le condutture impiantistiche che scendono dalla centrale tecnologica interrata situata fuori dal Borgo Medievale passano attraverso le mura utilizzando un varco già presente. Tuttavia, trattandosi di uno scavo alquanto profondo e di larghezza di ca. 1.80m, è probabile che le scarpate di scavo vengano ad interessare le spallette dell'apertura presente.

Per consentire di effettuare lo scavo in sicurezza, si prevede di eseguire preventivamente una sottomurazione di entrambe le spallette fino alla profondità di 2.50m. tale sottomurazione sarà eseguita con un getto di calcestruzzo non armato C20/25 avente classe di consistenza S4.

Le fasi operative saranno:

- a. Puntellazione del tratto centrale dell'architrave dell'apertura presente;
- b. Scavo in corrispondenza di una spalletta fino alla profondità di 2.50m dal P.C. interessando un tratto di muro di ca. 50cm;
- c. Getto della sottomurazione in calcestruzzo, avendo cura che il getto vada perfettamente a combaciare con il piano inferiore del muro;
- d. Ad indurimento avvenuto, ripetere le operazioni 2 e 3 sull'altra spalletta;
- e. Scavo in sicurezza del fossato impiantistico.

### **6.10 Centrale tecnologica**

L'intervento prevede di realizzare un nuovo manufatto interrato di circa 195 mq, un parallelepipedo in c.a. di dimensioni lorde pari a circa 13.80x15.90x4.90m.

La geometria degli elementi strutturali principali costituenti lo scatolare interrato destinato ad essere occupato dalla centrale termica, dalla cabina elettrica e dalla cabina reti è la seguente:

- platea di fondazione di spessore 40 cm;
- pareti di spessore 30 e 40 cm;
- soletta di copertura di spessore 40 cm;
- altezza netta interna 350 cm.

Per ulteriori info si rimanda alla relazione specifica della centrale tecnologica, elaborato "02 RELAZIONE DI CALCOLO - GE\_00\_CD\_002\_1.DOCX"

### **6.11 Inserimento nuovi serramenti perimetrali nel salone San Giorgio**

Nel salone San Giorgio (ambiente 007) è prevista la sostituzione dei serramenti perimetrali esistenti al fine di migliorare le prestazioni energetiche e di confort, ma dal punto di vista strutturale la situazione esistente non viene modificata.

Si procede comunque a verificare l'idoneità della esistente trave orizzontale a soffitto a resistere alla spinta del vento trasmessa dai serramenti (50% della spinta totale, la restante parte si scarica al piede sul muretto esistente).

Cautelativamente si effettua la verifica della trave lignea sulla intera luce, trascurando il vincolo intermedio rappresentato dalle nervature del solaio.

<b>Calcolo spinta vento sui NUOVI SERRAMENTI</b>			
Pressione del vento massimizzata	p=	65,86	daN/mq
Altezza serramento	h=	3,80	m
Spinta trasmessa alla trave superiore allo SLU	q <sub>SLU</sub> =	1,88	kN/m
<b>Caratteristiche trave esistente</b>			
Luce trave in legno 20x20cm	l <sub>t</sub> =	3,50	m
Base trave legno	b <sub>t</sub> =	0,20	m
Altezza trave legno	h <sub>t</sub> =	0,20	m
Modulo di resistenza sezione	W=	1333333	mm <sup>3</sup>
Classe di resistenza legno	f <sub>k</sub> =	14	MPa
Coefficiente di correzione	k <sub>mod</sub> =	0,60	-
Coefficiente parziale di sicurezza	γ <sub>m</sub> =	1,50	-
Resistenza di progetto	f <sub>d</sub> =	5,60	MPa
Momento orizzontale sollecitante	M <sub>ed</sub> =	2,87	kNm
Momento resistente	M <sub>Rd</sub> =	7,47	kNm
Verifica	M <sub>ed</sub> <M <sub>Rd</sub>	VERO	

Il momento resistente è ampiamente superiore a quello agente, perciò la verifica è soddisfatta.

## Risultati

Le verifiche effettuate consentono di concludere che le opere così come progettate sono coerenti con i parametri previsti e rispondono ai requisiti di sicurezza imposti dalla normativa italiana vigente.

Questo quanto dovuto.

Grosseto, febbraio 2024

