

# CITTA' DI TORINO

DIREZIONE EDIFICI MUNICIPALI, PATRIMONIO E VERDE

SERVIZIO EDIFICI MUNICIPALI

## PROGETTO MANUTENZIONE STRAORDINARIA E MESSA A NORMA PALAZZO CIVICO ANNO 2014

*Progetto architettonico:*

arch. Eleonora MANFREDI  
arch. Rossella VISSICCHIO  
geom. Pasquale CASTALDO

*Progetto impianti elettrici:*

per. ind. Pietro LOVECCHIO

*Coordinatore per la Sicurezza:*

arch. Marco MICHELOTTI

*Progetto strutturale:*

ing. Marco TOBALDINI  
STUDIO ALOT ENGINEERING  
via Chiala 40/D Torino

*Responsabile del procedimento  
e Dirigente Settore Tecnico:*

arch. Dario SARDI

## PROGETTO DEFINITIVO

OGGETTO

OPERE STRUTTURALI  
RELAZIONE DI CALCOLO

DATA

GIUGNO 2015

ELABORATO

ST\_RC

# **COMUNE DI TORINO**

## **MANUTENZIONE STRAORDINARIA**

### **E MESSA A NORMA DI**

### **PALAZZO CIVICO**

## **MANICA DI VIA CORTE D'APPELLO**

### **RELAZIONE DI CALCOLO CONSOLIDAMENTO SOLAI E COPERTURA LIGNEA**

Il progettista delle strutture

Ing. Marco Tobaldini

Torino, 27 Marzo 2015

## SOMMARIO

SOMMARIO.....	2
1. PREMESSA .....	3
1.1 CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA SECONDO NTC2008.....	3
2. UNITÀ DI MISURA E CARATTERISTICHE MATERIALI.....	5
2.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI NUOVE STRUTTURE .....	5
2.1.1 CALCESTRUZZO C25/30: .....	5
2.1.2 ACCIAIO B450C: .....	5
2.1.3 LEGNO LAMELLARE GL24: .....	5
2.1.4 LEGNO ESISTENTE VECCHIO: .....	6
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	8
4. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	9
4.1 CARICHI PERMANENTI.....	9
4.2 CARICHI ANTROPICI .....	9
4.3 CARICO NEVE .....	9
5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E CRITERI PROGETTUALI .....	10
5.1 VERIFICA DELLA TRAVE ROMPITRATTA (2 CASI).....	11
5.2 VERIFICA DEI FALSI PUNTONI .....	13
5.3 VERIFICA DELLA TRAVE DEL SOLAIO DI SOTTOTETTO – VERIFICA A FREDDO	14
5.4 VERIFICA DELLA TRAVE DEL SOLAIO DÌ SOTTOTETTO – VERIFICA A CALDO ..	15
6. CONCLUSIONI.....	19

## 1. PREMESSA

La presente relazione espone i calcoli statici effettuati per la verifica degli elementi strutturali previsti nel progetto di manutenzione straordinaria della copertura della manica di via Corte d'Appello di Palazzo di Città in Torino, precisamente:

- Nuovo Solaio di sottotetto in legno lamellare (verifiche a freddo e verifiche a caldo)
- Travi rompitratta esistenti (con inserimento delle saette)
- Falsi puntoni esistenti e nuovi

Con questo progetto si è data risposta alle esigenze della committenza di realizzare un nuovo solaio di sottotetto che avesse la necessaria capacità portante ed al tempo stesso garantisse una compartimentazione tra i due piani pari ad una classe REI 60.

La scelta di realizzare un nuovo solaio ligneo indipendente e svincolato dai solai a cassettoni esistenti è dovuta principalmente a due aspetti: il primo di carattere tecnico, per cui si è preferito non affidare la capacità portante del solaio di sottotetto a travi di cui oggi non è assolutamente possibile prevedere lo stato di conservazione soprattutto in corrispondenza degli appoggi murari; il secondo di carattere architettonico, in quanto così facendo i solai esistenti a cassettoni, dall'indubbio valore storico, risultando di fatto dei "controsoffitti" e potranno essere restaurati in un qualsiasi momento.

### 1.1 CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA SECONDO NTC2008

L'intervento in oggetto si configura come intervento **LOCALE** ai sensi de paragrafo 8.4.3 del D.M. Infrastrutture Trasporti 14/01/2008 (Norma Tecniche NTC 2008)

Il comune di Torino (TO), ai sensi della Deliberazione della Giunta Regionale del Piemonte (DGR) n. 11-13058 (BUR n. 7 del 18 febbraio 2010) e s.m. , si trova in **zona 4**.

Le coordinate geografiche del sito sono di seguito riportate: Lat. 45.074202 Long. 7.6795509

Ai sensi del par. 2.4 del D.M. Infrastrutture Trasporti 14/01/2008, la costruzione in oggetto è classificata come opera di **tipo 2** (vita nominale 50 anni) e classe d'uso **II** ( $C_U = 1.00$ ).

Si riporta un estratto della suddetta normativa.

### 2.4.1 VITA NOMINALE

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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

**Tabella 2.4.I** – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### 2.4.2 CLASSI 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.

### 2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

**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

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

## 2. UNITÀ DI MISURA E CARATTERISTICHE MATERIALI

Nei calcoli si farà uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi:  $\text{daN/m}^3$ ,  $\text{daN/m}^2$ ,  $\text{daN/m}$  e  $\text{daN}$
- per i momenti:  $\text{daNm}$
- per i tagli e gli sforzi normali:  $\text{daN}$
- per le tensioni:  $\text{daN/cm}^2$

### 2.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI NUOVE STRUTTURE

#### 2.1.1 Calcestruzzo C25/30:

- Peso specifico  $\gamma = 25 \text{ kN/cm}^3$
- Modulo elastico  $E = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a compressione su provini cubici  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a compressione su provini cilindrici  $f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione di calcolo  $f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza parziale per il materiale  $\gamma_c = 1.50$

#### 2.1.2 Acciaio B450C:

- Modulo elastico  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura caratteristica  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yk} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza parziale per il materiale  $\gamma_s = 1.15$

#### 2.1.3 Legno Lamellare GL24:

- Peso specifico  $\gamma = 500 \text{ kN/cm}^3$
- Modulo elastico medio parallelo alle fibre  $E = 11600 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a flessione  $f_{mk} = 24 \text{ N/mm}^2$
- Tensione ammissibile a flessione  $\sigma_{amm} = 110 \text{ kN/mm}^2$
- Resistenza a trazione parallela alle fibre  $f_{tk} = 16.5 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione perpendicolare alle fibre  $f_{t,90k} = 0.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione parallela alle fibre  $f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione perpendicolare alle fibre  $f_{c,90k} = 2.7 \text{ N/mm}^2$
- Taglio  $f_{vk} = 2.7 \text{ N/mm}^2$

#### 2.1.4 *Legno Esistente vecchio:*

Per le caratteristiche meccaniche del legno esistente si riporta uno stralcio del testo di G.Giordano "La moderna tecnica delle costruzioni in legno - 1964".

##### **Elementi di carattere generale, comuni per tutte le specie:**

###### **Categoria 1<sup>a</sup>:**

Legname assolutamente sano, immune da alterazioni cromatiche e da perforazioni o guasti provocati da insetti o funghi. Esclusione di tasche di resina e di canastro, di cipollature e di qualsiasi altra lesione. Fibratura regolare avente deviazione massima delle fibre rispetto all'asse longitudinale del pezzo di  $1/15$ ; nodi aderenti con diametro non superiore a  $1/5$  della dimensione minima di sezione ed in ogni caso non superiore a cm 5; frequenza dei nodi tale che in 15 cm di lunghezza della zona più nodosa la somma dei diametri dei vari nodi non oltrepassi i  $2/5$  della larghezza di sezione,

###### **Categoria 2<sup>a</sup>:**

Legname sano, immune da perforazioni e guasti provocati da insetti o funghi, con tolleranza di lievi alterazioni cromatiche. Esclusione di canastro esteso, di cipollature e altre lesioni, con tolleranza di tasche di resina di spessore non superante i 3 mm. Andamento delle fibre avente deviazione massima di  $1/8$  rispetto all'asse longitudinale del pezzo: nodi aderenti aventi diametro non superiore ad  $1/3$  della dimensione minima di sezione ed in ogni caso non superiore a cm 7; frequenza dei nodi tale che in 15 cm di lunghezza della zona più nodosa la somma dei diametri dei vari nodi non superi i  $2/3$  della larghezza di sezione. Tolleranza di lievi fessurazioni alle estremità e, nel caso di segati a spigolo vivo, di smussi non superanti  $1/20$  della dimensione che ne è affetta.

###### **Categoria 3<sup>a</sup>:**

Legname sano, immune da perforazioni o guasti causati da insetti o funghi, con tolleranza di alterazioni cromatiche. Esclusione di cipollature e altre lesioni estese. Andamento delle fibre avente deviazione massima di non oltre  $1/5$  rispetto all'asse longitudinale del pezzo: nodi aderenti per almeno  $2/3$  del totale, con diametro non superiore ad  $1/2$  della dimensione minima di sezione: frequenza dei nodi tale che in 15 cm di lunghezza della zona più nodosa la somma dei diametri dei vari nodi non oltrepassi i  $3/4$  della larghezza di sezione. Tolleranza di fessurazioni alle estremità e, nel caso di segati a spigolo vivo, di smussi non superanti  $1/10$  della dimensione che ne è affetta.

###### **Categoria 4<sup>a</sup> (da non potersi ammettere per costruzioni permanenti):**

**TABELLA 8.**  
**Carichi di sicurezza dei principali legnami italiani da opera e da lavoro.**

Specie legnosa .	Cate- goria	Compressione		Flessione	Trazione	Taglio
		lungo la fibrat.	perpendic. alla fibrat.			
Abete rosso . .	1 <sup>a</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	10 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	80 »	20 »	90 »	90 »	9 »
	3 <sup>a</sup>	60 »	20 »	70 »	60 »	8 »
Abete bianco .	1 <sup>a</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	115 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	9 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	90 »	20 »	100 »	90 »	8 »
	3 <sup>a</sup>	70 »	20 »	75 »	60 »	7 »
Larice . . . . .	1 <sup>a</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>	130 kg/cm <sup>2</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	11 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	100 »	22 »	110 »	95 »	10 »
	3 <sup>a</sup>	75 »	20 »	85 »	70 »	9 »
Pino silvestre, Pino nero e Pino montano	1 <sup>a</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	10 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	90 »	20 »	100 »	90 »	9 »
	3 <sup>a</sup>	70 »	20 »	80 »	60 »	8 »
Pino silano . .	1 <sup>a</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	130 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	10 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	90 »	20 »	110 »	90 »	9 »
	3 <sup>a</sup>	70 »	20 »	80 »	60 »	8 »
Pino marittimo	1 <sup>a</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	10 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	90 »	20 »	100 »	90 »	9 »
	3 <sup>a</sup>	70 »	20 »	80 »	60 »	8 »
Pino domestico	1 <sup>a</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	10 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	80 »	20 »	90 »	90 »	9 »
	3 <sup>a</sup>	60 »	20 »	70 »	60 »	8 »
Pino d'Aleppo .	1 <sup>a</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>	130 kg/cm <sup>2</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	11 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	100 »	22 »	110 »	95 »	10 »
	3 <sup>a</sup>	75 »	20 »	85 »	70 »	9 »
Castagno, Frasin- sino e Olmo	1 <sup>a</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	8 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	90 »	20 »	100 »	90 »	7 »
	3 <sup>a</sup>	70 »	20 »	80 »	60 »	6 »
Ontano . . . . .	1 <sup>a</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	15 kg/cm <sup>2</sup>	110 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	6 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	80 »	15 »	90 »	80 »	5 »
	3 <sup>a</sup>	60 »	15 »	70 »	50 »	4 »
Pioppo . . . . .	1 <sup>a</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	15 kg/cm <sup>2</sup>	105 kg/cm <sup>2</sup>	90 kg/cm <sup>2</sup>	6 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	80 »	15 »	85 »	70 »	5 »
	3 <sup>a</sup>	60 »	15 »	65 »	45 »	4 »
Quercie e Faggio	1 <sup>a</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	30 kg/cm <sup>2</sup>	130 kg/cm <sup>2</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	12 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	100 »	25 »	110 »	100 »	10 »
	3 <sup>a</sup>	75 »	22 »	85 »	70 »	9 »
Robinia . . . . .	1 <sup>a</sup>	120 kg/cm <sup>2</sup>	30 kg/cm <sup>2</sup>	135 kg/cm <sup>2</sup>	130 kg/cm <sup>2</sup>	12 kg/cm <sup>2</sup>
	2 <sup>a</sup>	100 »	25 »	115 »	110 »	10 »
	3 <sup>a</sup>	75 »	22 »	90 »	70 »	9 »

Nel caso specifico il legname rinvenuto è riconducibile ai seguenti casi:

- Quercia di 3° categoria per i travi

$$\sigma_{amm} = 7,5 \text{ kN/mm}^2$$

Si assumono inoltre i seguenti valori caratteristici:

- Peso specifico Abete

$$\gamma = 6,5 \text{ kN/cm}^3$$

- Modulo elastico parallelo alla fibra

$$E = 9000 \text{ N/mm}^2$$



### 3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per le analisi di cui in seguito, si sono fatti riferimenti alle regole riportate nelle normative seguenti:

- **D.M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) “Norme tecniche per le Costruzioni” (anche indicato come NTC2008).
  
- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) “Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

#### **4. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO**

Le verifiche sono condotte nei confronti dell'azione antropica dovuta al sovraccarico di civile abitazione previsto dalla normativa vigente:

##### **4.1 CARICHI PERMANENTI**

- Peso proprio copertura in coppi (compresa listellatura) **1,10 kN/m<sup>2</sup>**
- Peso proprio del getto in calcestruzzo 6 cm **1,50 kN/m<sup>2</sup>**

##### **4.2 CARICHI ANTROPICI**

- Sovraccarico uniformemente distribuito sul solaio di sottotetto **2,00 kN/m<sup>2</sup>**

##### **4.3 CARICO NEVE**

- Sovraccarico uniformemente distribuito dovuto alla neve **1,40 kN/m<sup>2</sup>**

## **5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E CRITERI PROGETTUALI**

I calcoli sono state eseguiti in conformità alla norma NTC 2008 ed in particolar modo facendo riferimento ai criteri riportati al paragrafo 2.7 di seguito riportato:

### **2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

I calcoli e le verifiche di seguito riportati sono stati eseguiti con l'ausilio di fogli di calcolo excel.

Si riportano di seguito le singole verifiche

## 5.1 VERIFICA DELLA TRAVE ROMPITRATTA (2 CASI)

La trave presa in esame è quella con luce maggiore, ha sezione 23x30 ed ha luce di calcolo complessiva superiore a 600 cm, che con la presenza della saetta si riduce a 500 cm.

L'area di influenza di detta trave è pari 350 cm.

Oltre al peso proprio il sovraccarico permanente comprensivo del carico dei puntoni è pari a 120 Kg/m<sup>2</sup>, mentre il sovraccarico variabile dovuto alla neve è pari a 140 Kg/m<sup>2</sup>

Lo schema statico adottato a favore di sicurezza è quello di trave su tre appoggi ( $M = ql^2/10$ ).

VERIFICA TRAVE ROMPITRATTA				Verifica a freddo	
<b>CARATTERISTICHE PROFILO</b>					
Profilo:	B=	23	cm		
	H=	30	cm		
Area:	A=	690	cm <sup>2</sup>		
Modulo di resistenza:	W <sub>x</sub> =	3450	cm <sup>3</sup>		
Momento di inerzia:	I <sub>x</sub> =	51750	cm <sup>4</sup>		
<b>MATERIALE</b>					
<b>Legno massiccio</b>					
Densità:	γ=	650	kg/m <sup>3</sup>		
Tensioni:	σ <sub>amm</sub> =	75	kg/cm <sup>2</sup>		
	τ <sub>amm</sub> =	8	kg/cm <sup>2</sup>		
Modulo elastico:	E =	110000	kg/cm <sup>2</sup>		
<b>SCHEMA DI CALCOLO</b>					
			Trave semplicemente appoggiata		
			Carico uniformemente distribuito		
Luce di calcolo		L <sub>c</sub> =	500	cm	
<b>ANALISI DEI CARICHI</b>					
Interasse	i=	3,50	m		
Peso proprio profilo				44,9	kg/m
Sovraccarico permanente	120	kg/m <sup>2</sup>		420,0	kg/m
	PERMANENTI	q <sub>p</sub> =	464,9	kg/m	R <sub>p</sub> = 1162,1 kg
Sovraccarico variabile	140	kg/m <sup>2</sup>		490,0	kg/m
	VARIABILI	q <sub>v</sub> =	490,0	kg/m	R <sub>v</sub> = 1225,0 kg
	CARICO TOTALE	q <sub>tot</sub> =	954,9	kg/m	
<b>VERIFICHE TENSIONALI</b>					
<b>VERIFICA A FLESSIONE</b>					
Momento flettente massimo	M=q*L <sup>2</sup> /10		2387,1	kgm	
Tensione massima	σ=M/W		69,2	kg/cm <sup>2</sup>	< σ <sub>amm</sub> VERIFICATO
<b>VERIFICA A TAGLIO</b>					
Taglio massimo	T=q*L/2		2387,1	kg	
Tensione massima	τ=1,5 (T/A)		5,2	kg/cm <sup>2</sup>	< τ <sub>amm</sub> VERIFICATO
<b>VERIFICA DEFORMABILITA'</b>					
Freccia per effetto del solo variabile	f=(5q <sub>v</sub> L <sup>4</sup> )/(384EI <sub>x</sub> )=		0,70	cm	= L/ 714
Freccia limite UNI 10011/85		L / 400	1,25	cm	VERIFICATO
Freccia per effetto del carico complessivo	f=(5q <sub>t</sub> L <sup>4</sup> )/(384EI <sub>x</sub> )=		1,37	cm	= L/ 366
Freccia limite UNI 10011/85		L / 200	2,50	cm	VERIFICATO

La trave presa in esame è quella con sezione minore pari a 20x27 ed ha luce di calcolo complessiva superiore a 500 cm, che con la presenza della saetta si riduce a 400 cm.

L'area di influenza di detta trave è pari 350 cm.

Oltre al peso proprio il sovraccarico permanente compressivo del carico dei puntoni è pari a 120 Kg/m<sup>2</sup>, mentre il sovraccarico variabile dovuto alla neve è pari a 140 Kg/m<sup>2</sup>

Lo schema statico adottato a favore di sicurezza è quello di trave su tre appoggi.

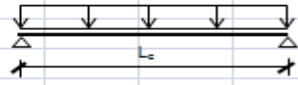
VERIFICA TRAVE ROMPITRATTA				Verifica a freddo	
<b>CARATTERISTICHE PROFILO</b>					
Profilo:	B=	20	cm		
	H=	27	cm		
Area:	A=	540	cm <sup>2</sup>		
Modulo di resistenza:	W <sub>x</sub> =	2430	cm <sup>3</sup>		
Momento di inerzia:	I <sub>x</sub> =	32805	cm <sup>4</sup>		
<b>MATERIALE</b>					
Legno massiccio					
Densità:	γ=	650	kg/m <sup>3</sup>		
Tensioni:	σ <sub>amm</sub> =	75	kg/cm <sup>2</sup>		
	τ <sub>amm</sub> =	8	kg/cm <sup>2</sup>		
Modulo elastico:	E =	110000	kg/cm <sup>2</sup>		
<b>SCHEMA DI CALCOLO</b>					
			Trave semplicemente appoggiata		
			Carico uniformemente distribuito		
Luce di calcolo		L <sub>c</sub> =	400	cm	
<b>ANALISI DEI CARICHI</b>					
Interasse	i=	3,50	m		
Peso proprio profilo				35,1	kg/m
Sovraccarico permanente	120	kg/m <sup>2</sup>		420,0	kg/m
	PERMANENTI		q <sub>p</sub> =	455,1	kg/m
				R <sub>p</sub> =	910,2 kg
Sovraccarico variabile	140	kg/m <sup>2</sup>		490,0	kg/m
	VARIABILI		q <sub>v</sub> =	490,0	kg/m
				R <sub>v</sub> =	980,0 kg
	CARICO TOTALE		q <sub>tot</sub> =	945,1	kg/m
<b>VERIFICHE TENSIONALI</b>					
<b>VERIFICA A FLESSIONE</b>					
Momento flettente massimo	M=q*L <sup>2</sup> /10		1512,2	kgm	
Tensione massima	σ=M/W		62,2	kg/cm <sup>2</sup>	< σ <sub>amm</sub> <u>VERIFICATO</u>
<b>VERIFICA A TAGLIO</b>					
Taglio massimo	T=q*L/2		1890,2	kg	
Tensione massima	τ=1,5 (T/A)		5,3	kg/cm <sup>2</sup>	< τ <sub>amm</sub> <u>VERIFICATO</u>
<b>VERIFICA DEFORMABILITA'</b>					
Freccia per effetto del solo variabile	f=(5q <sub>v</sub> L <sup>4</sup> )/(384EI <sub>x</sub> )=		0,45	cm	= L/ 884
Freccia limite UNI 10011/85		L / 400	1,00	cm	<u>VERIFICATO</u>
Freccia per effetto del carico complessivo	f=(5q <sub>t</sub> L <sup>4</sup> )/(384EI <sub>x</sub> )=		0,87	cm	= L/ 458
Freccia limite UNI 10011/85		L / 200	2,00	cm	<u>VERIFICATO</u>

## 5.2 VERIFICA DEI FALSI PUNTONI

Il falso puntone preso in esame è quella con sezione minore pari a 20x20 e luce di calcolo pari a 480 cm. Lo schema statico adottato a favore di sicurezza di trave su due appoggi

L'interasse tra i puntoni massimo è pari a 125 cm.

Oltre al peso proprio, il sovraccarico permanente compressivo è pari a 110 Kg/m<sup>2</sup>, mentre il sovraccarico variabile dovuto alla neve è pari a 140 Kg/m<sup>2</sup>

VERIFICA FALSO PUNTONE				Verifica a freddo	
<b>CARATTERISTICHE PROFILO</b>					
Profilo:	B=	20	cm		
	H=	20	cm		
Area:	A=	400	cm <sup>2</sup>		
Modulo di resistenza:	W <sub>x</sub> =	1333,333	cm <sup>3</sup>		
Momento di inerzia:	I <sub>x</sub> =	13333,33	cm <sup>4</sup>		
<b>MATERIALE</b>					
<b>Legno massiccio</b>					
Densità:	γ=	650	kg/m <sup>3</sup>		
Tensioni:	σ <sub>amm</sub> =	75	kg/cm <sup>2</sup>		
	τ <sub>amm</sub> =	8	kg/cm <sup>2</sup>		
Modulo elastico:	E =	110000	kg/cm <sup>2</sup>		
<b>SCHEMA DI CALCOLO</b>		Trave semplicemente appoggiata Carico uniformemente distribuito			
Luca di calcolo		L <sub>c</sub> =	480	cm	
<b>ANALISI DEI CARICHI</b>					
Interasse	i=	1,25	m		
Peso proprio profilo				26,0	kg/m
Sovraccarico permanente	110 kg/m <sup>2</sup> PERMANENTI			137,5	kg/m
		q <sub>p</sub> =	163,5	kg/m	R <sub>p</sub> = 392,4 kg
Sovraccarico variabile	140 kg/m <sup>2</sup> VARIABILI			175,0	kg/m
		q <sub>v</sub> =	175,0	kg/m	R <sub>v</sub> = 420,0 kg
	CARICO TOTALE	q <sub>tot</sub> =	338,5	kg/m	
<b>VERIFICHE TENSIONALI</b>					
<b>VERIFICA A FLESSIONE</b>					
Momento flettente massimo	M=q*L <sup>2</sup> /8		974,9	kgm	
Tensione massima	σ=M/W		73,1	kg/cm <sup>2</sup>	< σ <sub>amm</sub> <u>VERIFICATO</u>
<b>VERIFICA A TAGLIO</b>					
Taglio massimo	T=q*L/2		812,4	kg	
Tensione massima	τ=1,5 (T/A)		3,0	kg/cm <sup>2</sup>	< τ <sub>amm</sub> <u>VERIFICATO</u>
<b>VERIFICA DEFORMABILITA'</b>					
Freccia per effetto del solo variabile	f=(5q <sub>v</sub> L <sup>4</sup> )/(384EI <sub>x</sub> )=		0,82	cm	= L/ 582
Freccia limite UNI 10011/85		L / 400	1,20	cm	<u>VERIFICATO</u>
Freccia per effetto del carico complessivo	f=(5q <sub>t</sub> L <sup>4</sup> )/(384EI <sub>x</sub> )=		1,60	cm	= L/ 301
Freccia limite UNI 10011/85		L / 200	2,40	cm	<u>VERIFICATO</u>

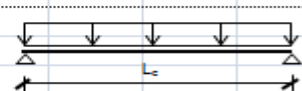
### 5.3 VERIFICA DELLA TRAVE DEL SOLAIO DI SOTTOTETTO – VERIFICA A FREDDO

Il trave preso in esame è quello con luce netta maggiore, 625 cm, e la verifica è condotta trascurando l'effettiva collaborazione tra legno e calcestruzzo.

L'interasse tra i puntoni massimo è pari a 110 cm.

Lo schema statico adottato è quello di trave su due appoggi.

Oltre al peso proprio, il sovraccarico permanente comprensivo del tavolato in legno è pari a  $175 \text{ kg/m}^2$ , mentre il sovraccarico variabile normativo è pari a  $200 \text{ Kg/m}^2$

VERIFICA TRAVE LEGNO SOLAIO SOTTOTETTO				Verifica a freddo	
<b>CARATTERISTICHE PROFILO</b>					
Profilo:	B=	20	cm		
	H=	24	cm		
Area:	A=	480	cm <sup>2</sup>		
Modulo di resistenza:	W <sub>x</sub> =	1920	cm <sup>3</sup>		
Momento di inerzia:	I <sub>x</sub> =	23040	cm <sup>4</sup>		
<b>MATERIALE</b>					
Legno lamellare GL24					
Densità:	γ=	500	kg/m <sup>3</sup>		
Tensioni:	σ <sub>amm</sub> =	110	kg/cm <sup>2</sup>		
	τ <sub>amm</sub> =	10	kg/cm <sup>2</sup>		
Modulo elastico:	E =	140000	kg/cm <sup>2</sup>		
<b>SCHEMA DI CALCOLO</b>					
Trave semplicemente appoggiata					
Carico uniformemente distribuito					
Luce di calcolo		L <sub>c</sub> =	640	cm	
<b>ANALISI DEI CARICHI</b>					
Interasse	i=	1,10	m		
Peso proprio profilo			24,0	kg/m	
Sovraccarico permanente	175 kg/m <sup>2</sup>		192,5	kg/m	
	PERMANENTI	q <sub>p</sub> =	216,5	kg/m	R <sub>p</sub> = 692,8 kg
Sovraccarico variabile	200 kg/m <sup>2</sup>		220,0	kg/m	
	VARIABILI	q <sub>v</sub> =	220,0	kg/m	R <sub>v</sub> = 704,0 kg
CARICO TOTALE			q <sub>tot</sub> =	436,5	kg/m
<b>VERIFICHE TENSIONALI</b>					
<b>VERIFICA A FLESSIONE</b>					
Momento flettente massimo	M=q*L <sup>2</sup> /10		1787,9	kgm	
Tensione massima	σ=M/W		93,1	kg/cm <sup>2</sup>	< σ <sub>amm</sub> <u>VERIFICATO</u>
<b>VERIFICA A TAGLIO</b>					
Taglio massimo	T=q*L/2		1396,8	kg	
Tensione massima	τ=1,5 (T/A)		4,4	kg/cm <sup>2</sup>	< τ <sub>amm</sub> <u>VERIFICATO</u>
<b>VERIFICA DEFORMABILITA'</b>					
Freccia per effetto del solo variabile	f=(5q <sub>v</sub> L <sup>4</sup> )/(384EI <sub>x</sub> )=		1,49	cm	= L/ 430
Freccia limite UNI 10011/85		L / 400	1,60	cm	<u>VERIFICATO</u>
Freccia per effetto del carico complessivo	f=(5q <sub>t</sub> L <sup>4</sup> )/(384EI <sub>x</sub> )=		2,96	cm	= L/ 216
Freccia limite UNI 10011/85		L / 200	3,20	cm	<u>VERIFICATO</u>

#### 5.4 VERIFICA DELLA TRAVE DEL SOLAIO DÌ SOTTOTETTO – VERIFICA A CALDO

##### **Combinazione eccezionale delle azioni e metodologia di calcolo**

La normativa prevede che, nelle situazioni progettuali eccezionali, le azioni siano così combinate:

$$F_{fi,d} = \sum G_k + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + \sum A_d$$

Dove  $Q_{k,1}$  è l'azione variabile leader e  $A_d$  è il valore di progetto delle azioni derivanti dall'esposizione all'incendio.

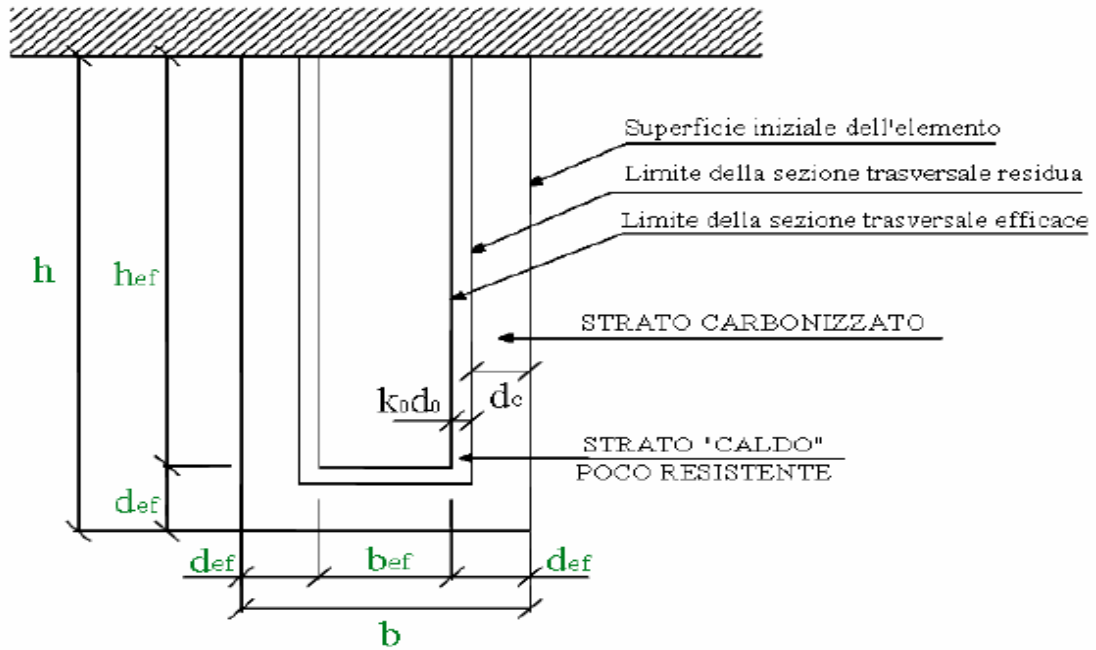
I valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nella tabella sottostante, tratta dalle nuove NTC.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

Nel caso specifico, essendo le azioni variabili descritte da un unico valore, questo sarà cautelativamente combinato con le azioni permanenti (dovute al peso proprio ed ai sovraccarichi portati) tramite un coefficiente  $\psi_{2,1}$  pari a 0,30.



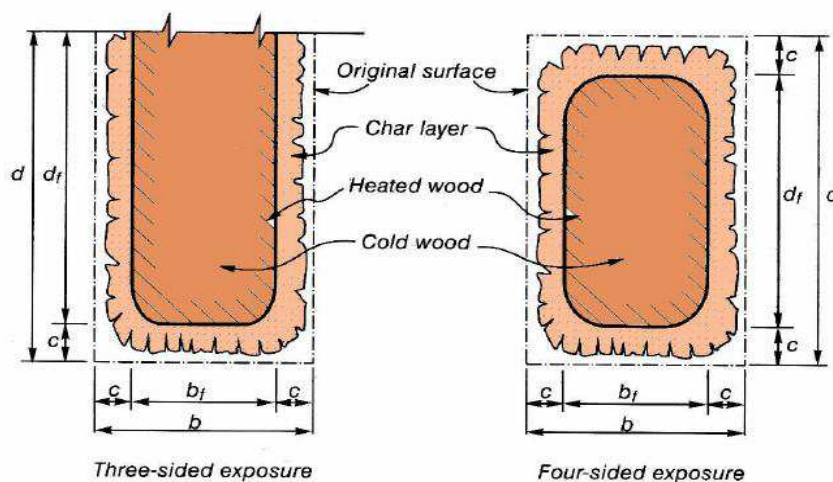


SI DEDUCE UNA SEZIONE EFFICACE TOGLIENDO LO STRATO  $d_{ef}$  DALLE SUPERFICI ESPOSTE

$$d_{ef} = d_c + K_0 d_0 \quad (d_0 = 7\text{mm})$$

CON  $d_c = \beta_0 t_{req}$  STRATO CARBONIZZATO  
 $K_0 d_0 (\leq d_0)$  STRATO "CALDO" INEFFICACE  
 $K_0 = t_{req}/20$   $t_{req}$  IN MINUTI

in realtà gli spigoli sono arrotondati



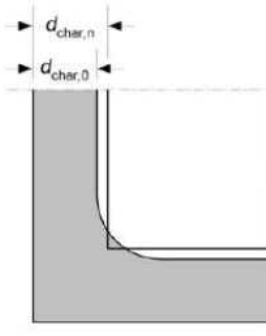
in alternativa si definisce una velocità di carbonizzazione ideale della sezione a spigoli vivi che ha la stessa resistenza

velocità di carbonizzazione monodimensionale

$$d_{\text{char},0} = \beta_0 t$$

velocità di carbonizzazione ideale (include l'effetto degli spigoli arrotondati)

$$d_{\text{char},n} = \beta_n t$$



sotto incendio standard

	$\beta_0$ mm/min	$\beta_n$ mm/min
<b>a) Softwood and beech</b> Glued laminated timber with a characteristic density of $\geq 290 \text{ kg/m}^3$ Solid timber with a characteristic density of $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65 0,65	0,7 0,8
<b>b) Hardwood</b> Solid or glued laminated hardwood with a characteristic density of $290 \text{ kg/m}^3$ Solid or glued laminated hardwood with a characteristic density of $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,65 0,50	0,7 0,55
<b>c) LVL</b> with a characteristic density of $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
<b>d) Panels</b> Wood panelling Plywood Wood-based panels other than plywood	0,9 <sup>a</sup> 1,0 <sup>a</sup> 0,9 <sup>a</sup>	— — —

<sup>a</sup> The values apply to a characteristic density of  $450 \text{ kg/m}^3$  and a panel thickness of 20 mm; see 3.4.2(9) for other thicknesses and densities.

SULLA BASE DELLA RESISTENZA AL FUOCO RICHIESTA  
ESPRESSA IN MINUTI DAL TEMPO DI ESPOSIZIONE

$$t_{\text{req}} (= R)$$

SI DEDUCE LA SEZIONE EFFICACE

$$h_{\text{ef}} = h - d_{\text{ef}} \quad b_{\text{ef}} = b - 2d_{\text{ef}}$$

SULLA QUALE SI FANNO LE COMUNI VERIFICHE “A FREDDO”  
CON LA COMBINAZIONE ECCEZIONALE DELLE AZIONI

$$F_a = G_k + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki} \quad \text{combinazione frequente o} \\ \text{quasi permanente}$$

E CON LE RESISTENZE

$$f_d = K_{\text{mod}} K_f / \gamma_m \\ E_d = K_{\text{mod}} K E_k / \gamma_m$$

CON

$$\gamma_m = 1.0$$

$$k = 1.25$$

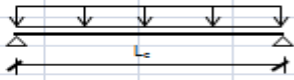
LEGNO MASSICCIO

$$\gamma_m = 1.0$$

$$k = 1.15$$

LAMELLARE INCOLLATO

Per quanto riportato nelle pagine precedenti si riporta di seguito il foglio di calcolo in Excel:

VERIFICA TRAVE LEGNO SOLAIO SOTTOTETTO				Verifica a caldo	
<b>CARATTERISTICHE PROFILO</b> (SEZIONE RIDOTTA)				Resistenza al fuoco: R <b>60</b>	
Profilo:	B <sub>R</sub> =	11,6 cm	velocità penetrazione:	0,7 mm/min	
	H <sub>R</sub> =	19,8 cm	penetrazione:	4,2 cm	
Area:	A <sub>R</sub> =	229,68 cm <sup>2</sup>	Sezione a freddo	lati fuoco	
Modulo di resistenza:	W <sub>x,R</sub> =	757,944 cm <sup>3</sup>	B=	20 cm	
Momento di inerzia:	I <sub>x,R</sub> =	7503,65 cm <sup>4</sup>	H=	24 cm	
				1	
<b>MATERIALE</b>					
Legno lamellare 1 <sup>a</sup> categoria					
Densità:	γ=	500 kg/m <sup>3</sup>			
Tensioni:	σ <sub>amm</sub> =	240 kg/cm <sup>2</sup>			
	τ <sub>amm</sub> =	15 kg/cm <sup>2</sup>			
Modulo elastico:	E =	110000 kg/cm <sup>2</sup>			
<b>SCHEMA DI CALCOLO</b>				Trave semplicemente appoggiata	
				Carico uniformemente distribuito	
					
Luce di calcolo		L <sub>c</sub> =	640 cm		
<b>ANALISI DEI CARICHI</b>					
	coeff. riduzione variabili:	0,30			
Interasse	i=	1,10 m			
Peso proprio profilo		24,0 kg/m			
Sovraccarico permanente	175 kg/m <sup>2</sup>	192,5 kg/m			
	PERMANENTI	q <sub>p</sub> =	216,5 kg/m		
			R <sub>p</sub> =	692,8 kg	
Sovraccarico variabile	66 kg/m <sup>2</sup>	21,8 kg/m			
	VARIABILI	q <sub>v</sub> =	21,8 kg/m		
			R <sub>v</sub> =	69,7 kg	
	CARICO TOTALE	q <sub>tot</sub> =	238,3 kg/m		
<b>VERIFICHE TENSIONALI</b>					
<b>VERIFICA A FLESSIONE</b>					
Momento flettente massimo	M=q*L <sup>2</sup> /8	1220,0 kgm			
Tensione massima	σ=M/W	161,0 kg/cm <sup>2</sup>	<	σ <sub>amm</sub>	VERIFICATO
<b>VERIFICA A TAGLIO</b>					
Taglio massimo	T=q*L/2	762,5 kg			
Tensione massima	τ=1,5 (T/A)	5,0 kg/cm <sup>2</sup>	<	τ <sub>amm</sub>	VERIFICATO

Le caratteristiche EI 60 sono garantite dalla presenza della cappa di calcestruzzo di spessore 6 cm come previsto dal D.M. 16/02/2007 di cui si riporta uno stralcio:

D.5.2 Per garantire i requisiti di tenuta e isolamento i solai di cui alla tabella D.5.1 devono presentare uno strato pieno di materiale isolante, non combustibile e con conducibilità termica non superiore a quella del calcestruzzo, di cui almeno una parte in calcestruzzo armato. La tabella seguente riporta i valori minimi (cm) dello spessore h dello strato di materiale isolante e della parte d di c.a., sufficienti a garantire i requisiti EI per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Tutte le tipologie	h = 60 / d = 40	60 / 40	100 / 50	100 / 50	150 / 60	150 / 60

In presenza di intonaco i valori di h e d si possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. In ogni caso a non deve mai essere inferiore a 40 mm.

In presenza di strati superiori di materiali di finitura incombustibile (massetto, malta di allestimento, pavimentazione, etc.) i valori di h ne possono tener conto

## **6. CONCLUSIONI**

Per quanto esposto nelle pagine precedenti la struttura in oggetto è verificata e conforme alla normativa vigente.

Torino 27/03/2015

Il tecnico

# **COMUNE DI TORINO**

## **MANUTENZIONE STRAORDINARIA**

### **E MESSA A NORMA DI**

### **PALAZZO CIVICO**

### **SALA CARPANINI**

**RELAZIONE DI CALCOLO  
STRUTTURA METALLICA  
DELLA COPERTURA**

Il progettista delle strutture

Ing. Marco Tobaldini

Torino, 27 Marzo 2015

## SOMMARIO

SOMMARIO.....	2
1. PREMESSA.....	3
1.1 CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA SECONDO NTC2008 .....	3
2. UNITÀ DI MISURA E CARATTERISTICHE MATERIALI .....	5
2.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI NUOVE STRUTTURE.....	5
2.1.1 ACCIAIO ESISTENTE TIPO FE360: .....	5
2.1.2 ACCIAIO DI NUOVA FORNITURA S235: .....	5
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	6
4. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	7
4.1 CARICHI PERMANENTI .....	7
4.2 CARICHI ANTROPICI.....	7
4.3 CARICO NEVE.....	7
5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E CRITERI PROGETTUALI.....	9
5.1 VERIFICA DEGLI ARCARECCI .....	10
5.2 VERIFICA DELLE CAPRIATE .....	13
5.2.1 DATI INPUT .....	13
5.2.2 DATI OUTPUT .....	16
6. CONCLUSIONI .....	19

## 1. PREMESSA

La presente relazione espone i calcoli statici effettuati per la verifica degli elementi strutturali previsti nel progetto di manutenzione straordinaria della copertura della sala Carpanini in terna al cortile di Palazzo di Città in Torino, precisamente:

- Verifica della struttura metallica esistente e progetto delle nuove membrature necessarie

Dalle verifiche di seguito riportate emerge evidente la necessità di sostituire tutta l'orditura secondaria (arcarecci) poiché non rispondono alle esigenze statiche normative, mentre la struttura principale (capriate, cantonali e falso puntone) risultano verificate.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli appoggi delle capriate, dove sarà necessario prevedere il ripristino degli ancoraggi al cordolo

### 1.1 CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA SECONDO NTC2008

L'intervento in oggetto si configura come intervento **LOCALE** ai sensi de paragrafo 8.4.3 del D.M. Infrastrutture Trasporti 14/01/2008 (Norma Tecniche NTC 2008)

Il comune di Torino (TO), ai sensi della Deliberazione della Giunta Regionale del Piemonte (DGR) n. 11-13058 (BUR n. 7 del 18 febbraio 2010) e s.m. , si trova in **zona 4**.

Le coordinate geografiche del sito sono di seguito riportate: Lat. 45.074202 Long. 7.6795509

Ai sensi del par. 2.4 del D.M. Infrastrutture Trasporti 14/01/2008, la costruzione in oggetto è classificata come opera di **tipo 2** (vita nominale 50 anni) e classe d'uso **II** ( $C_U = 1.00$ ).

Si riporta un estratto della suddetta normativa.

### 2.4.1 VITA NOMINALE

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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

**Tabella 2.4.I** – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### 2.4.2 CLASSI 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.

### 2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

**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

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.



## 2. UNITÀ DI MISURA E CARATTERISTICHE MATERIALI

Nei calcoli si farà uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi:  $\text{daN/m}^3$ ,  $\text{daN/m}^2$ ,  $\text{daN/m}$  e  $\text{daN}$
- per i momenti:  $\text{daNcm}$
- per i tagli e gli sforzi normali:  $\text{daN}$
- per le tensioni:  $\text{daN/cm}^2$

### 2.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE MATERIALI NUOVE STRUTTURE

#### 2.1.1 Acciaio esistente tipo Fe360:

- Modulo elastico  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura caratteristica  $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$
- Tensione ammissibile  $\sigma_{amm} = 160 \text{ kN/mm}^2$

#### 2.1.2 Acciaio di nuova fornitura S235:

- Peso specifico  $\gamma = 78.50 \text{ kN/cm}^3$
- Modulo elastico  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di rottura caratteristica  $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yk} = 223.81 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di sicurezza parziale per il materiale  $\gamma_s = 1.05$

### 3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per le analisi di cui in seguito, si sono fatti riferimenti alle regole riportate nelle normative seguenti:

- **D.M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) “Norme tecniche per le Costruzioni” (anche indicato come NTC2008).
  
- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) “Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

#### **4. AZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO**

Le verifiche sono condotte nei confronti dell'azione antropica dovuta al sovraccarico di civile abitazione previsto dalla normativa vigente:

##### **4.1 CARICHI PERMANENTI**

- Peso proprio copertura in vetro (compresa struttura serramento) **0,80 kN/m<sup>2</sup>**
- Peso proprio controsoffitto esistente (struttura e vetro) **0,35 kN/m<sup>2</sup>**

##### **4.2 CARICHI ANTROPICI**

- Sovraccarico di manutenzione su impronta di 50x50 mm **1,20 kN**

##### **4.3 CARICO NEVE**

- Sovraccarico uniformemente distribuito dovuto alla neve **1,40 kN/m<sup>2</sup>**

**CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE**

<input checked="" type="radio"/>	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	<b>Zona III</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia, Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

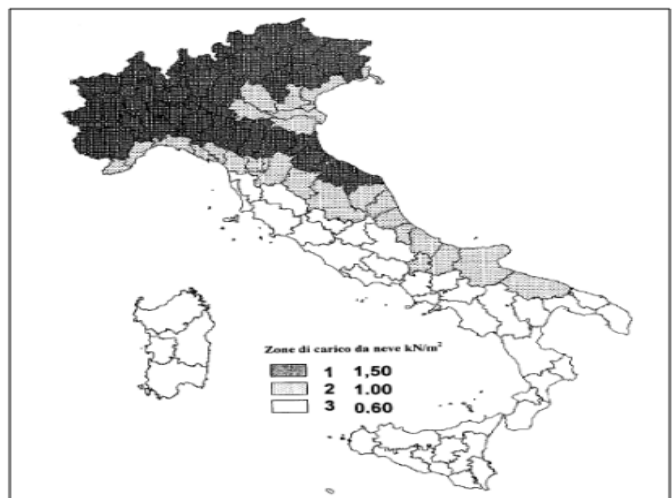
$q_s$  (carico neve sulla copertura [N/mq]) =  $\mu_i q_{sk} C_E C_t$   
 $\mu_i$  (coefficiente di forma)  
 $q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])  
 $C_E$  (coefficiente di esposizione)  
 $C_t$  (coefficiente termico)

**Valore caratteristico della neve al suolo**

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	240
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,54

**Coefficiente termico**

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .



**Coefficiente di esposizione**

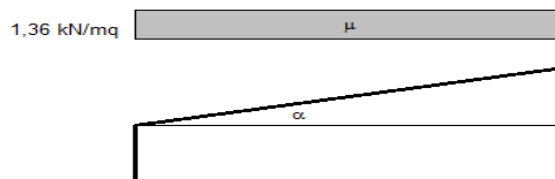
Topografia	Descrizione	$C_E$
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

**Valore del carico della neve al suolo**

$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,70
--	------

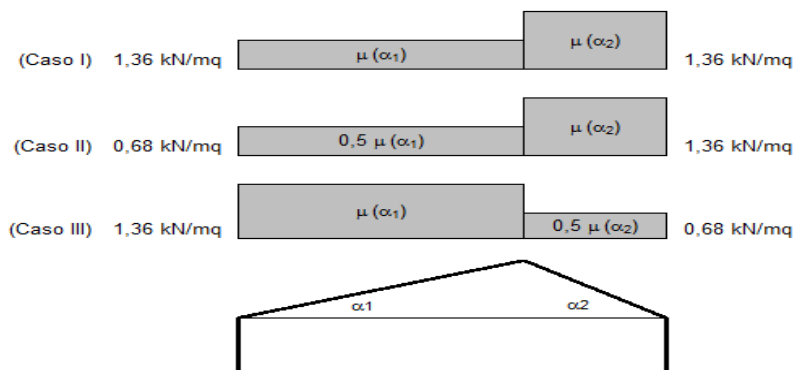
**Coefficiente di forma (copertura ad una falda)**

$\alpha$ (inclinazione falda [°])	1,2
$\mu$	0,8



**Coefficiente di forma (copertura a due falde)**

$\alpha_1$ (inclinazione falda [°])	25
$\alpha_2$ (inclinazione falda [°])	25
$\mu(\alpha_1)$	0,8
$\mu(\alpha_2)$	0,8



## **5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E CRITERI PROGETTUALI**

I calcoli sono state eseguiti in conformità alla norma NTC 2008 ed in particolar modo, per gli arcarecci, facendo riferimento ai criteri riportati al paragrafo 2.7 di seguito riportato:

### **2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

I calcoli e le verifiche di seguito riportati sono stati eseguiti con l'ausilio di:

- programma agli elementi finiti AXIS VM 10, per la modellizzazione della capriata nel suo insieme, per determinare lo stato di sollecitazione, lo stato di deformazione e lo stato tensionale e relative verifiche agli SLU
- foglio di calcolo in Excel per la verifica degli arcarecci. (Tensioni Ammissibili)

Si riportano di seguito le singole verifiche

## 5.1 VERIFICA DEGLI ARcareCCI

Gli arcarecci esistenti sono dei UPN 80, inclinati di 25° con interasse sul piano di falda di 80 cm e con distanza tra gli appoggi di cm 435.

Oltre al peso proprio, il sovraccarico permanente attuale è pari a 25 Kg/m<sup>2</sup> dovuto al vetro di copertura + 35 Kg/m<sup>2</sup> dovuto al controsoffitto appeso, mentre il sovraccarico variabile dovuto alla neve è pari a 140 Kg/m<sup>2</sup>

Lo schema statico adottato a favore di sicurezza è quello di trave su due appoggi ( $M = ql^2/8$ ).

Dalle immagini seguenti si evince che il profilo non è verificato.

VERIFICA DI UN PROFILO IN ACCIAIO				25/03/2015	
<b>Copertura sala Carpanini_ Arcarecci esistenti</b>					
<b>DATI GENERALI</b>					
Luce netta	Ln	4,35	m		
<b>Luce di calcolo</b>	L	<b>4,35</b>	m		
Inclinazione falda	$\alpha$	25,00			
Interasse trave sul piano di falda	i	0,80	m		
Interasse trave sul piano orizzontale	io	0,73	m		
Schema statico		trave semplicemente appoggiata			
<b>MATERIALE</b>					
		FE360B			
<b>Acciaio tipo Fe 360</b>	$\sigma_{amm}$	1600	kg/cm <sup>2</sup>		
	$\tau_{amm}$	924	kg/cm <sup>2</sup>		
Modulo elastico	E	2100000	kg/cm <sup>2</sup>		
<b>PROFILO</b>					
		UPN 80			
Altezza	h	80,0	mm		
Base	b	45,0	mm		
Spessore ala	a	6,0	mm		
Spessore anima	e	8,0	mm		
Altezza per verifica a taglio	h1	64,0	mm		
Peso del profilo	p	8,7	kg/m		
<b>Caratteristiche sezione</b>	A	11,0	cm <sup>2</sup>	At	3,8 cm <sup>2</sup>
Momento di inerzia	I <sub>x</sub>	106,0	cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub>	19,4 cm <sup>4</sup>
Modulo resistente	W <sub>x</sub>	26,5	cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub>	6,4 cm <sup>3</sup>
Raggio di inerzia	i <sub>x</sub>	3,10	cm	i <sub>y</sub>	1,33 cm

## ANALISI DEI CARICHI

	Carico unità sup.falda	Carico unità sup.orizz.		
	p	p/cos(α)	p*i	kg/m
	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>	kg/m	kg/m
Peso proprio trave			8,7	
Permanenti portati	25	27,6	20,0	
<b>PERMANENTI (g)</b>			<b>28,7</b>	28,7
VARIABILE NEVE (def.per unità di superficie orizzontale)		140	101,5	
VARIABILE CARICHI APPESI	35	38,6	28,0	129,5
<b>CARICO TOTALE (p)</b>				<b>158,2</b>

## VERIFICA DEFORMABILITA'

Coeff.calcolo freccia	η	0,01302	semplice appoggio	
	$f_x = (p \cdot \cos \alpha \cdot L^4) / (8 \cdot E) \cdot \eta$		$f_y = (p \cdot \sin \alpha \cdot L^4) / (8 \cdot E) \cdot \eta$	f = f <sub>x</sub> +f <sub>y</sub>
Carico permanente	5,44 mm		13,86 mm	<b>19,29 mm</b>
Carico variabile	24,58 mm		62,63 mm	<b>87,22 mm</b>
Freccia per effetto del carico complessivo				<b>106,51 mm</b>
Freccia limite UNI 10011/85	<b>non verificato</b>	L/200 = 21,75 mm	<	=> L/ 41

## SOLLECITAZIONE APPLICATA

SFORZO NORMALE	N	0 kg
MOMENTI FLETTENTI	coeff.calcolo β	0,125
	M = p*L <sup>2</sup> *β	374 kgm
	M <sub>x</sub> = M*cos(α)	339 kgm
	M <sub>y</sub> = M*sen(α)	158 kgm
SFORZI DI TAGLIO	coeff.taglio γ	0,500
	T = p*L*γ	344 kg
	T <sub>x</sub> = T*sen(α)	145 kg
	T <sub>y</sub> = T*cos(α)	312 kg

## STATO TENSIONALE

$\sigma = \sigma_x + \sigma_y$	3769,1 kg/cm <sup>2</sup>	<i>non verificato</i>
$\sigma_x = M_x / W_x$	1279,4 kg/cm <sup>2</sup>	<i>verificato</i>
$\sigma_y = M_y / W_y$	2489,7 kg/cm <sup>2</sup>	<i>non verificato</i>
$\tau$	101,4 kg/cm <sup>2</sup>	<i>verificato</i>
$\tau_x$	20,2 kg/cm <sup>2</sup>	<i>verificato</i>
$\tau_y$	81,2 kg/cm <sup>2</sup>	<i>verificato</i>

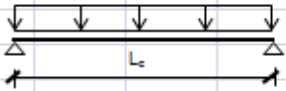
I nuovi arcarecci saranno profili HEA100, inclinati di 25° con interasse sul piano di falda di 80 cm e con distanza tra gli appoggi di cm 435.

Oltre al peso proprio, il nuovo sovraccarico permanente è pari a 60 Kg/m<sup>2</sup> dovuto al vetro di copertura + 35 Kg/m<sup>2</sup> dovuto al controsoffitto appeso, mentre il sovraccarico variabile dovuto alla neve è pari a 140 Kg/m<sup>2</sup>.

Lo schema statico adottato a favore di sicurezza è quello di trave su due appoggi ( $M = ql^2/8$ ).

Dalle immagini seguenti si evince che il profilo è verificato.

## VERIFICA ARCARECCI SALA CARPANINI

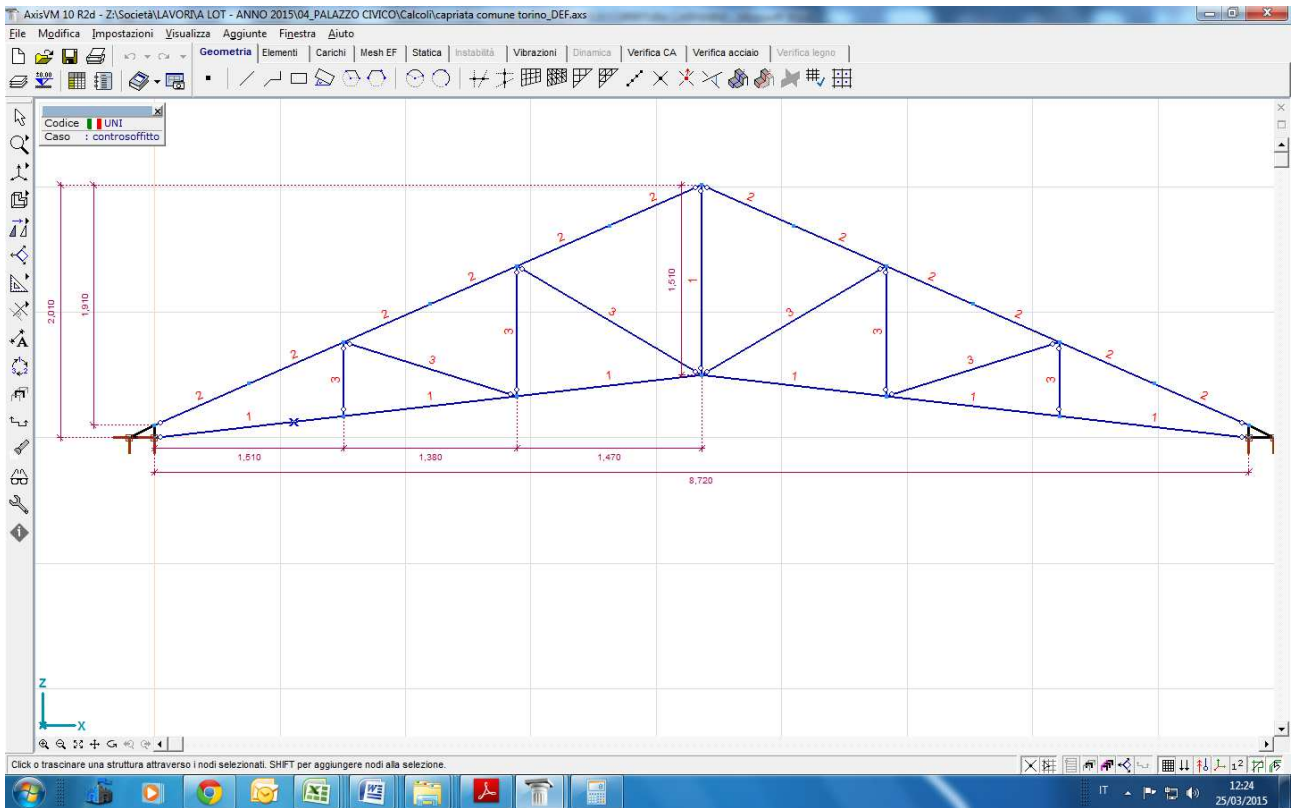
CARATTERISTICHE PROFILO					
Profilo:	HEA 100				
Momenti di inerzia:	$I_x = 349 \text{ cm}^4$		$I_y = 134 \text{ cm}^4$		
Moduli di resistenza:	$W_x = 73 \text{ cm}^3$		$W_y = 27 \text{ cm}^3$		
Area resistente a taglio:	$a = 0,5 \text{ cm}$				
	$h_2 = 8 \text{ cm}$		$A_z = b_1 * h_1 = 4,00 \text{ cm}^2$		
MATERIALE					
Acciaio tipo Fe 360	$\sigma_{amm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$				
	$\tau_{amm} = 924 \text{ kg/cm}^2$				
Modulo elastico	$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$				
SCHEMA DI CALCOLO					
	Trave semplicemente appoggiata				
	Carico uniformemente distribuito				
Luce di calcolo	$L_c = 435 \text{ cm}$				
ANALISI DEI CARICHI					
				Inclinaz $\alpha [^\circ] = 25$	
Interasse travi	$i = 0,80 \text{ m}$			$q_x = q \cos \alpha$	$q_y = q \sin \alpha$
Peso proprio profilo			$16,7 \text{ kg/m}$	[kg/m]	[kg/m]
Sovraccarico permanente	$60 \text{ kg/m}^2$		$48 \text{ kg/m}$		
	PERMANENTI	$q_p =$	$64,7 \text{ kg/m}$	$58,64$	$27,34$
				$R_p = 140,7 \text{ kg}$	
Sovraccarico variabile	$140 \text{ kg/m}^2$		$112 \text{ kg/m}$		
	VARIABILI	$q_v =$	$112 \text{ kg/m}$	$101,51$	$47,33$
				$R_v = 243,6 \text{ kg}$	
	CARICO TOTALE	$q_{tot} =$	$176,7 \text{ kg/m}$	$160,14$	$74,68$
VERIFICHE TENSIONALI					
VERIFICA A FLESSIONE					
Momento flettente massimo	$M = p * L^2 / 8$	$M_x =$	$378,79 \text{ kgm}$	$M_y =$	$176,63 \text{ kgm}$
Tensione massima	$\sigma = M / W$	$\sigma_x =$	$519 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_y =$	$654 \text{ kg/cm}^2$
		$\sigma_{tot} = \sigma_x + \sigma_y =$	$1173 \text{ kg/cm}^2$	$<$	$\sigma_{amm}$
				<b>VERIFICATO</b>	
VERIFICA A TAGLIO					
Taglio massimo	$T = p * L / 2$		$384 \text{ kg}$		
Tensione massima	$\tau = T / A_z$		$96 \text{ kg/cm}^2$	$<$	$\tau_{amm}$
				<b>VERIFICATO</b>	
VERIFICA DEFORMABILITA'					
Freccia per effetto del solo variabile	$f = (5q_v L^4) / (384EI)$	$f_{v,x} =$	$0,65 \text{ cm}$	$= L / 674$	
		$f_{v,y} =$	$0,78 \text{ cm}$	$= L / 555$	
	$f_{v,tot} = (f_{v,x}^2 + f_{v,y}^2)^{0,5} =$	$1,02 \text{ cm}$		$= L / 428$	
Freccia limite UNI 10011/85		$L / 400$	$= 1,09 \text{ cm}$		<b>VERIFICATO</b>
Freccia per effetto del carico compressivo	$q = (5q_L L^4) / (384EI)$	$f_{tot,x} =$	$1,02 \text{ cm}$	$= L / 427$	
		$f_{tot,y} =$	$1,24 \text{ cm}$	$= L / 352$	
	$f_{tot} = (f_{tot,x}^2 + f_{tot,y}^2)^{0,5} =$	$1,60 \text{ cm}$		$= L / 271$	
Freccia limite UNI 10011/85		$L / 200$	$= 2,18 \text{ cm}$		<b>VERIFICATO</b>



## 5.2 VERIFICA DELLE CAPRIATE

Si riportano di seguito i dati di INPUT ed OUTPUT del modello agli elementi finiti della capriata.

### 5.2.1 Dati INPUT



Geometria del modello

Esplora Tabella

Archivio Modifica Formato Relazione Aiuto

DATI MODELLO

- Materiali (1)
- Sezioni (3)
- Riferimenti (10)
- Nodi (26)
- Elementi
- Carichi
  - peso proprio (2)
  - peso serramen
  - controsoffitto (1)
  - neve simm. (11)
  - neve asim. (6)
  - Casi di carico (5)
  - Gruppi di Carico (2)
  - Combinazioni di Caric

Sezioni

	Nome	Disegno	Processo	Figura	h [mm]	b [mm]	lw [mm]	lf [mm]	r <sub>1</sub> [mm]	r <sub>2</sub> [mm]	r <sub>3</sub> [mm]	A <sub>x</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>y</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>z</sub> [mm <sup>2</sup> ]	I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>yz</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>0</sub> [mm <sup>8</sup> ]	W <sub>1,el,1</sub> [mm <sup>3</sup> ]
1	2L 55X 55X 6		Arroton...	Perso...	55,0	120,0	6,0	6,0	8,0	4,0	0	1261,80	0	0	14714,0	345700,4	882662,0	0	1,4E+07	14711,0
2	U 80		Arroton...	Perso...	80,0	100,0	6,0	8,0	8,0	4,0	0	2204,85	0	0	22351,3	2118712,0	1227118,0	0	4,6E+08	52967,8
3	L 55X 55X 6		Arroton...	L	55,0	55,0	6,0	6,0	8,0	4,0	0	630,90	278,51	282,29	8324,3	172850,1	172850,1	-101063,0	1527236	7043,1

Modifica 2L 55X 55X 6, Nome Sezione

OK Annulla

Caratteristiche delle Sezioni

Esplora Tabella

Archivio Modifica Formato Relazione Aiuto

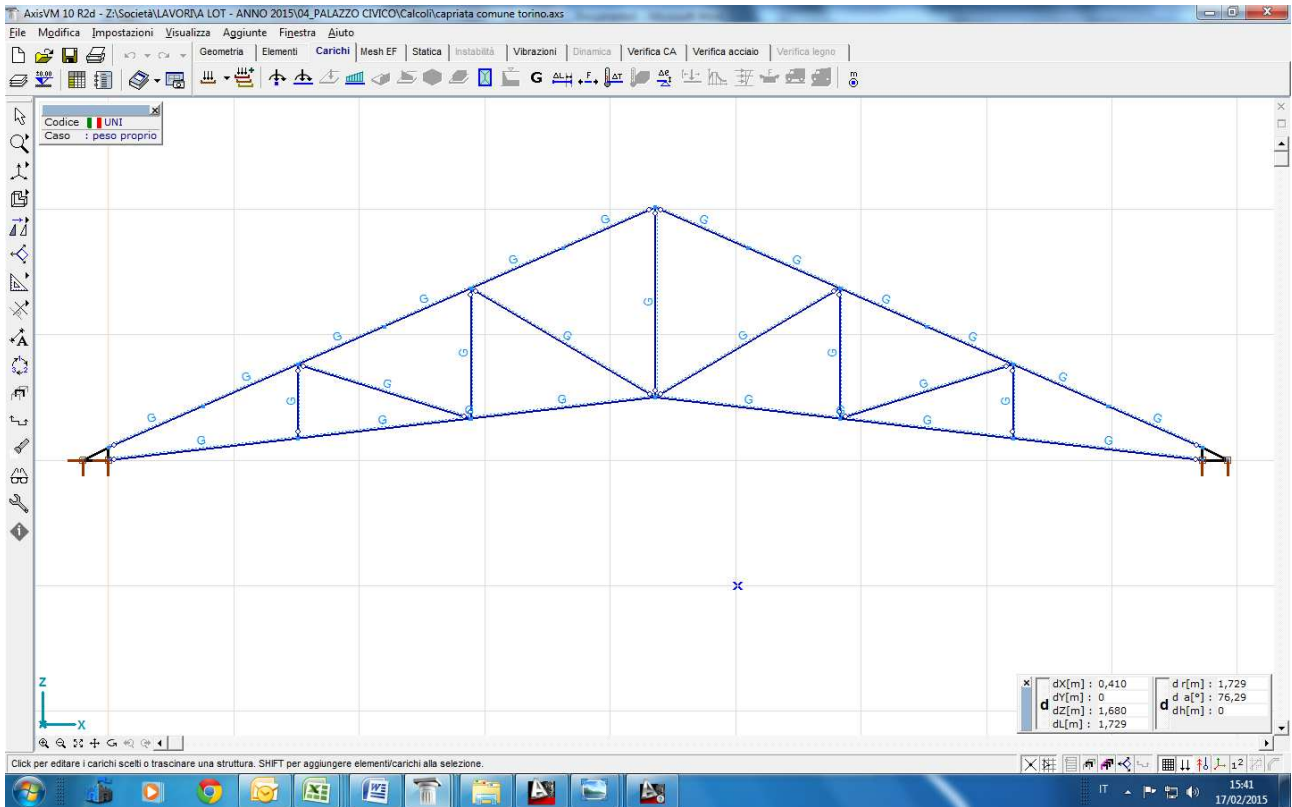
Materiali

	Nome	Tipo	E <sub>x</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ν	α <sub>1</sub> [1/°C]	ρ [kg/m <sup>3</sup> ]	Materiali colore	Profilo colore	Tessitura	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P
1	S 235	Acciaio	210000	210000	0,30	1,2E-05	7850			Steel	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] = 235	f <sub>t</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] = 360	f <sub>w</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] = 215	f <sub>v</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] = 3

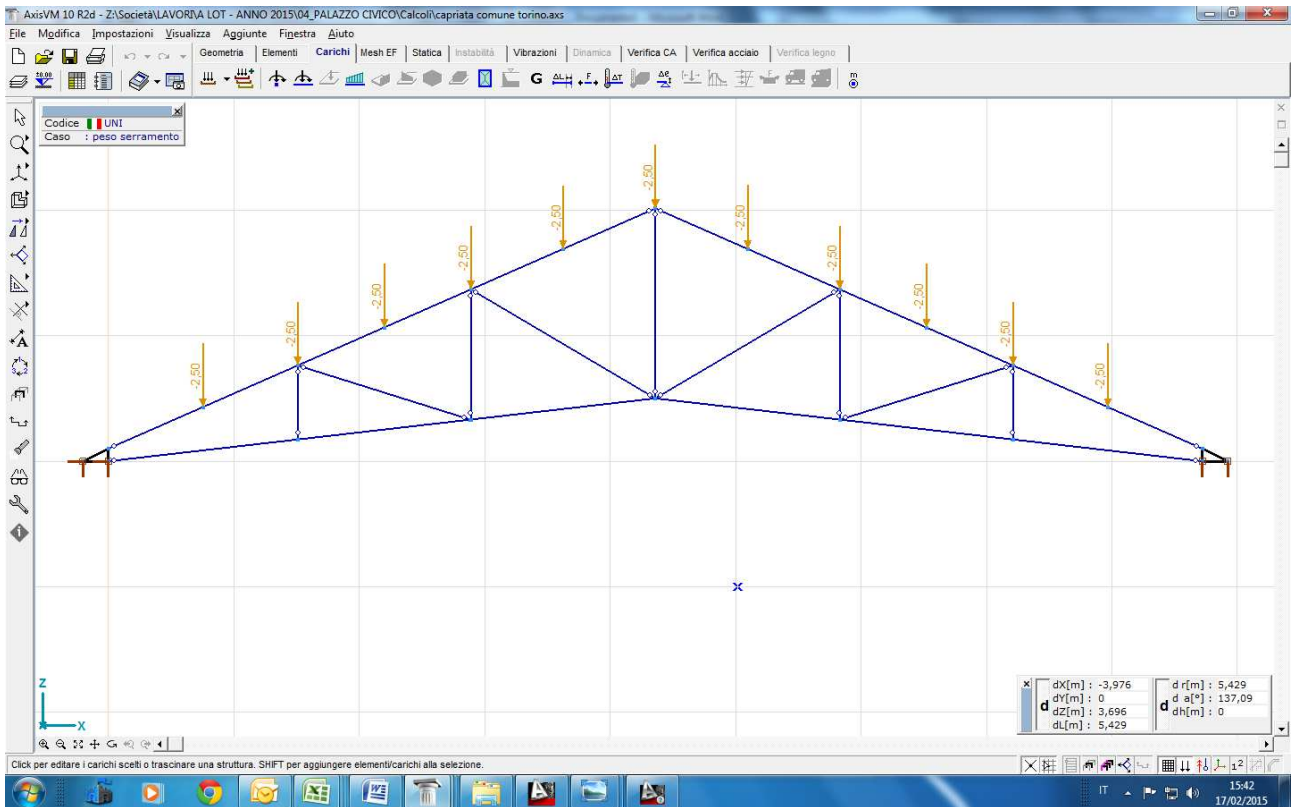
Modifica S 235, Nome Materiale

OK Annulla

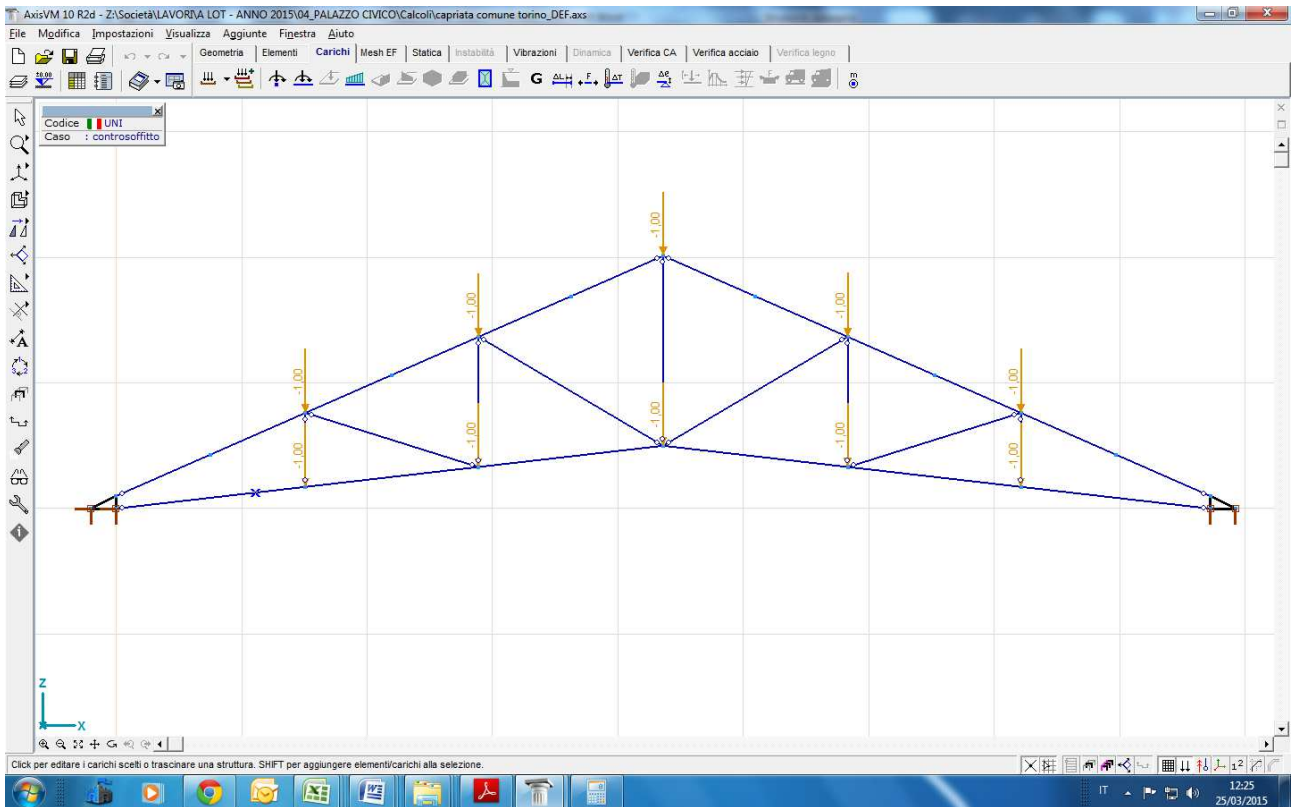
Caratteristiche dei materiali



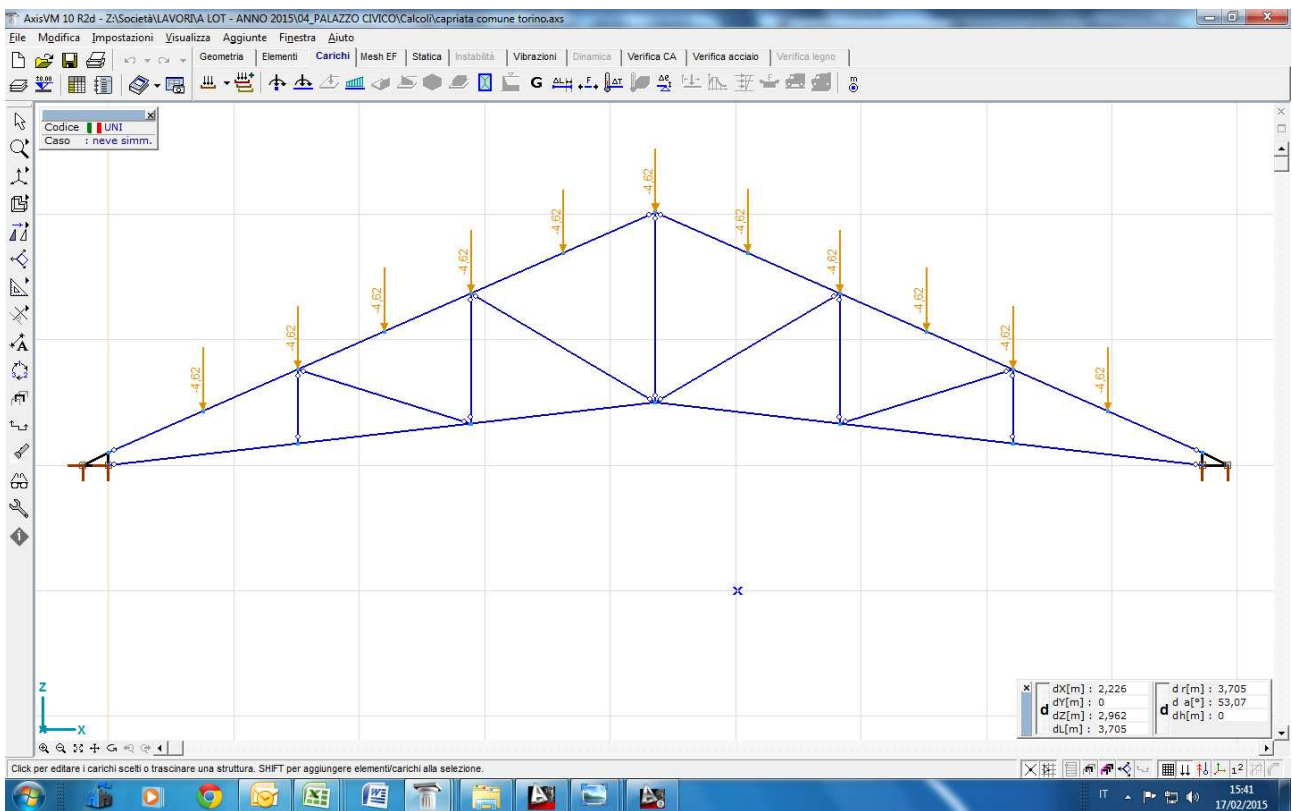
Peso Proprio



Carichi permanenti dovuti al serramento vetrato

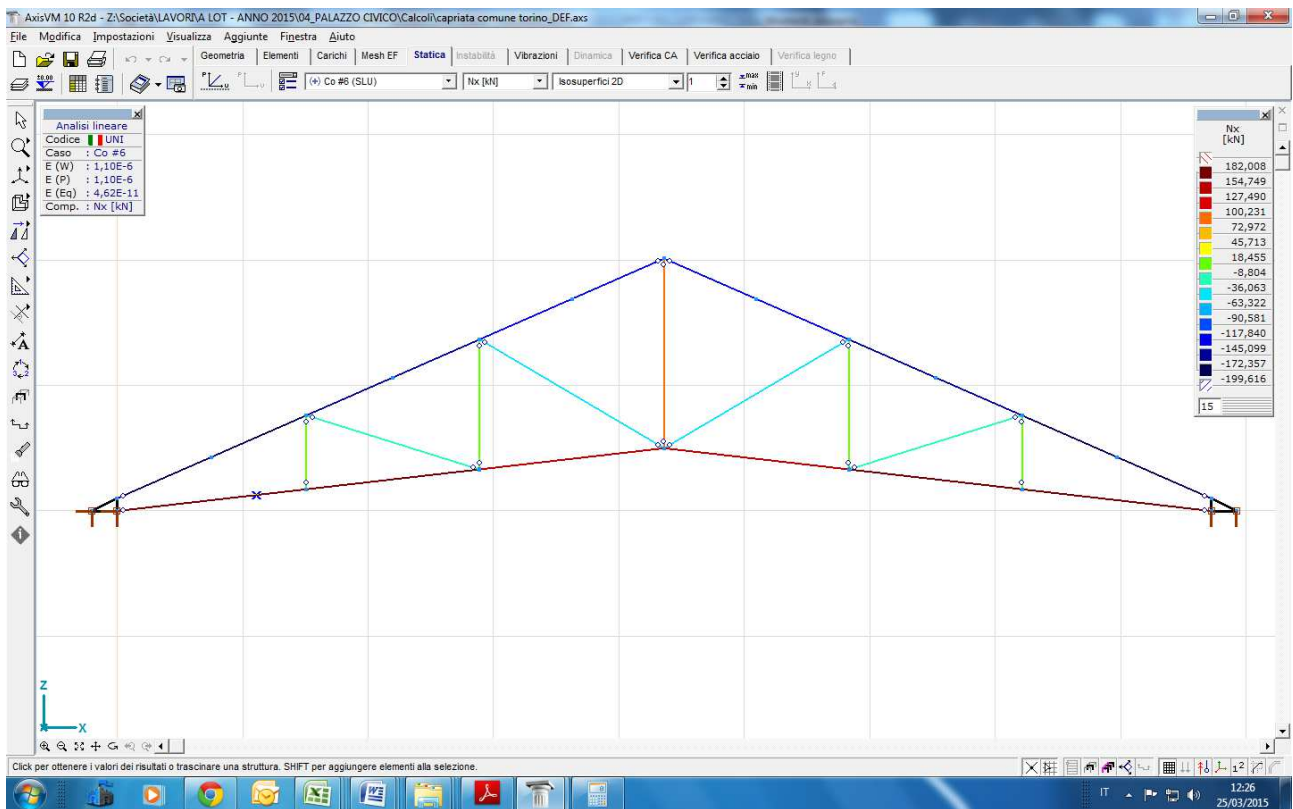


Carichi permanenti dovuti al controsoffitto appeso

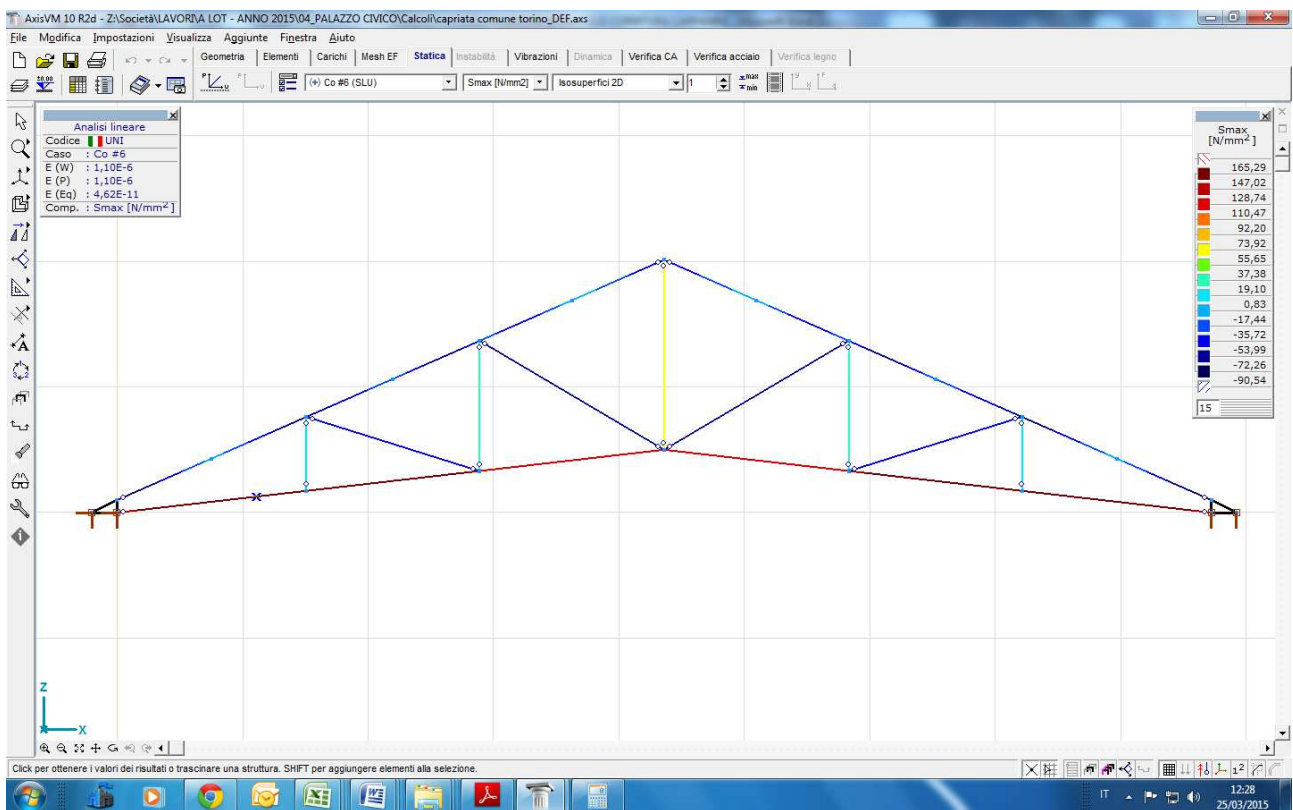


Carico neve

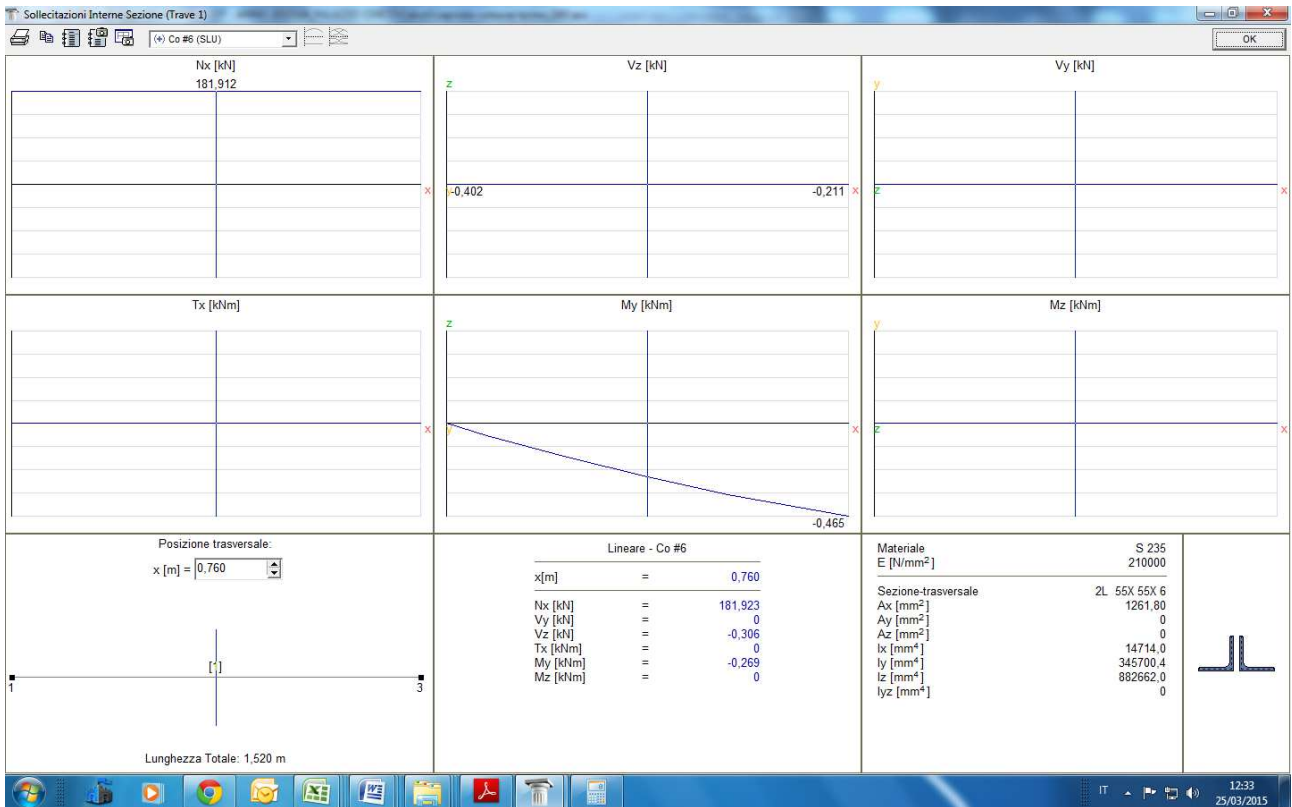
## 5.2.2 Dati OUTPUT



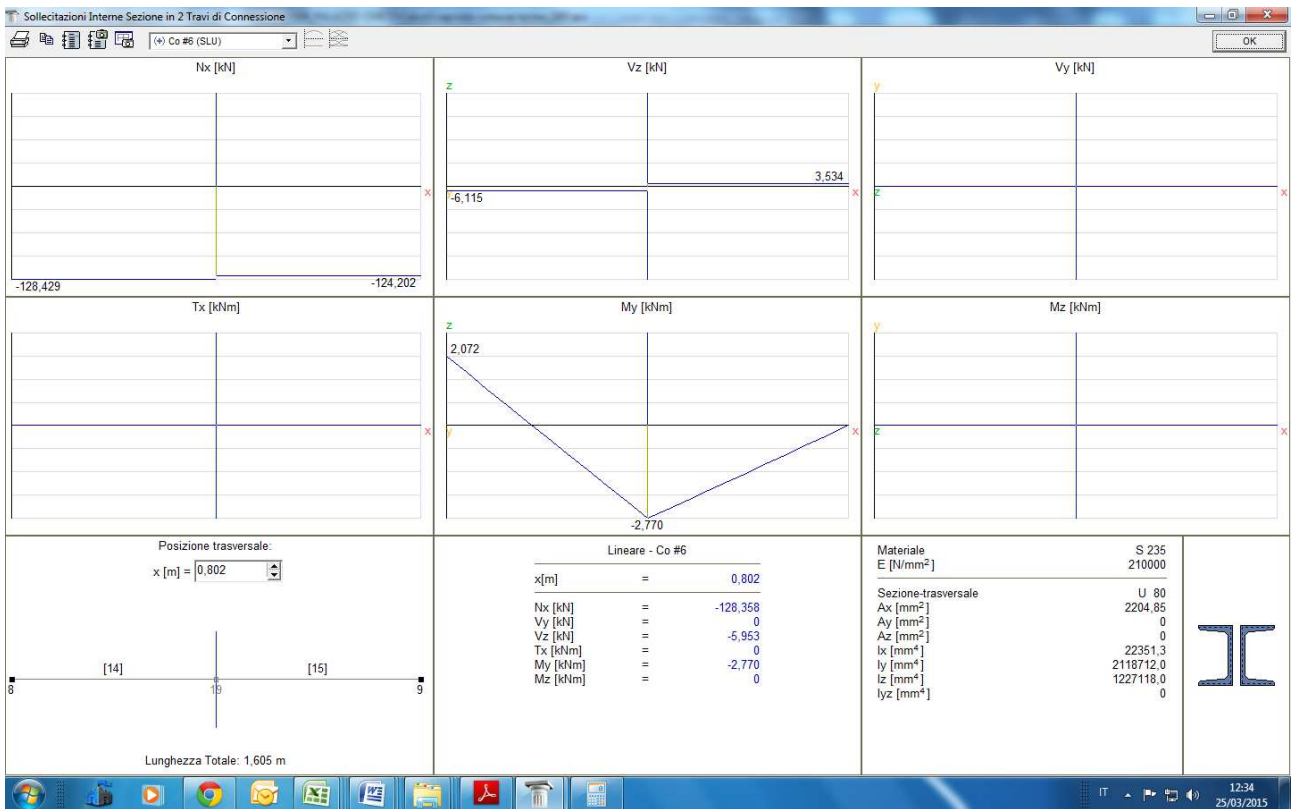
Sollecitazioni massime di sforzo normale nella combinazione di Carico SLU (neve prevalente)



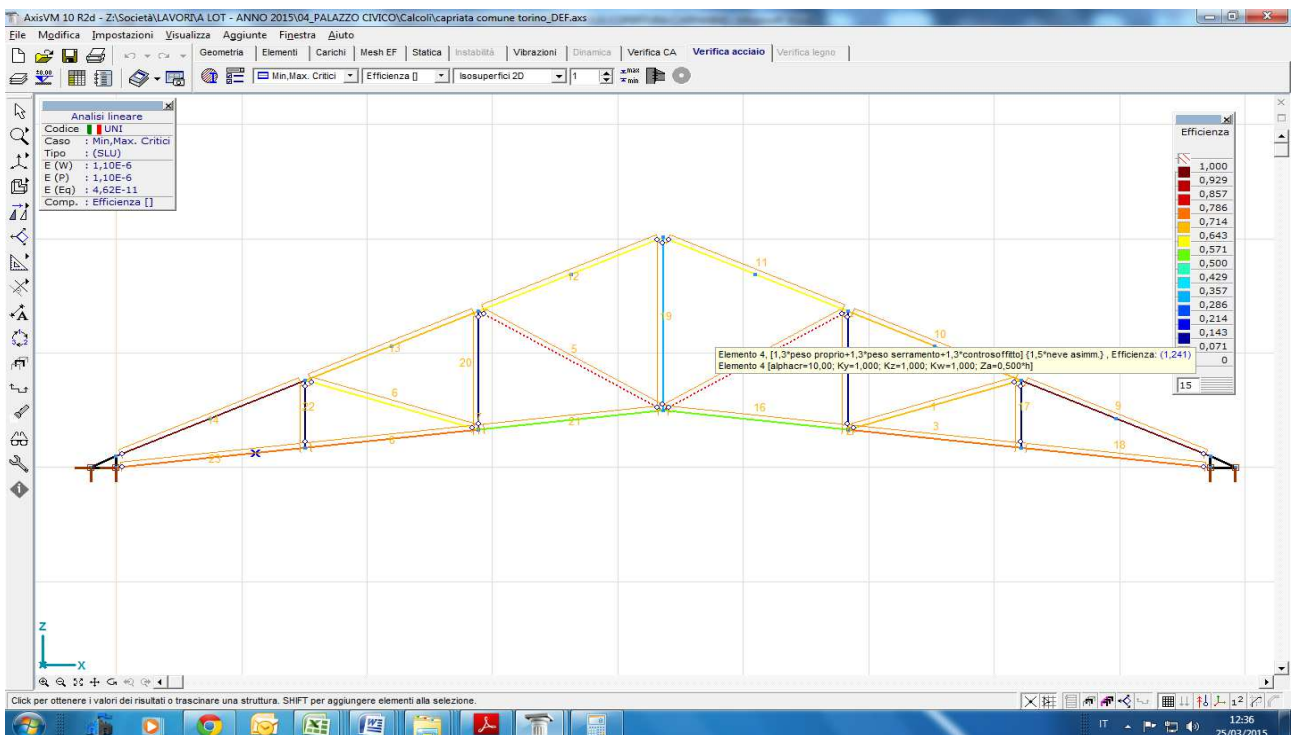
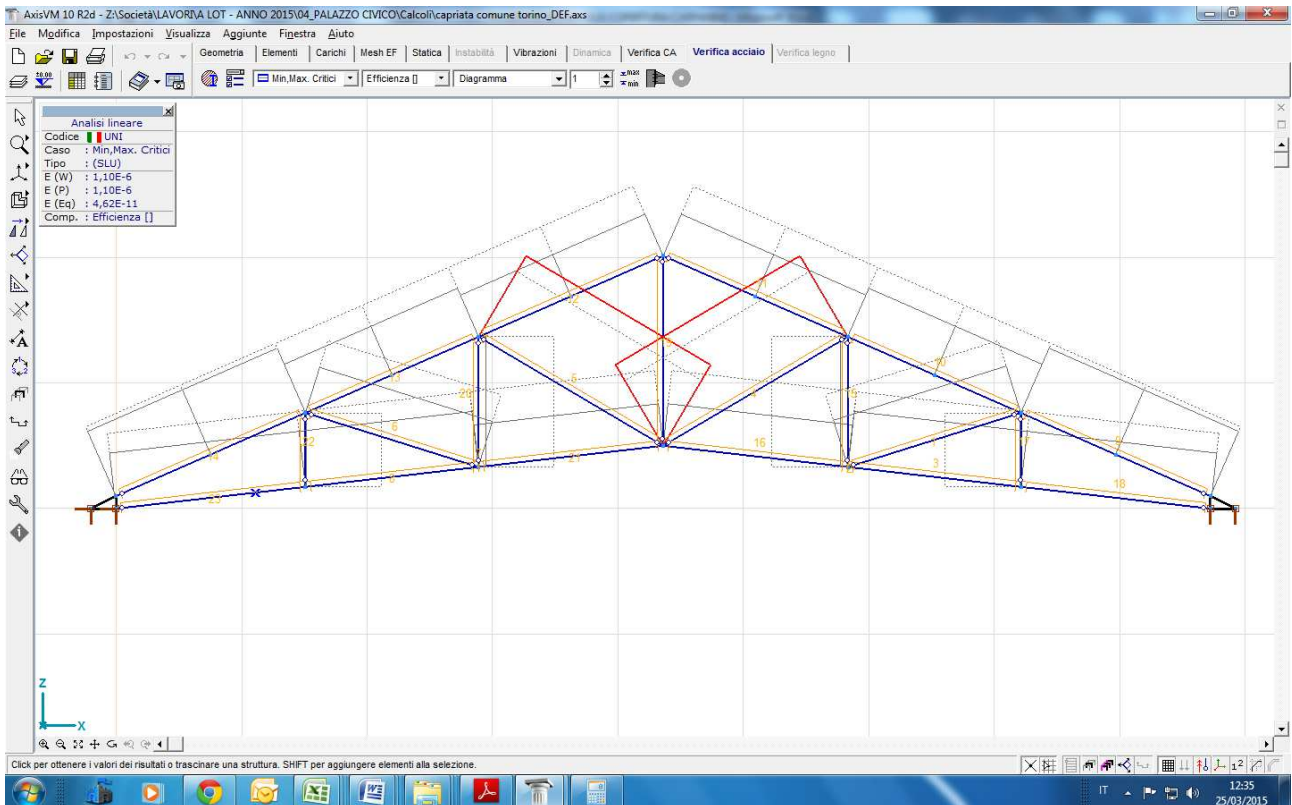
Tensioni massime raggiunte nelle membrature



Sollecitazioni massime nel corrente inferiore



Sollecitazioni massime nel corrente Superiore



Verifica EFFICIENZA delle membrature

Si ritiene che anche i due diagonali compressi, per i quali l'out-put del programma riporta un'efficienza superiore ad 1, siano in realtà verificati poiché l'effettiva lunghezza libera di inflessione fuori piano che determina l'instabilità nella realtà è minore di quella che in automatico viene recepita dal programma che non tiene conto della presenza dei fazzoletti dei collegamenti.

## **6. CONCLUSIONI**

Per quanto esposto nelle pagine precedenti la struttura in oggetto è verificata e conforme alla normativa vigente.

Torino 27/03/2015

Il tecnico