



METROPOLITANA MILANESE SPA

AZIENDA CON SISTEMA QUALITA' UNI EN ISO 9001 CERTIFICATO DA ICMQ  
Certificato N. 96095 Organismo di progettazione: Attività di Progettazione e  
Coordinamento nei settori di specializzazione relativi a Linee Metropolitane,  
Ferroviarie e Tranviarie urbane ed extraurbane; Viabilità urbana ed extraurbana;  
Parcheggi e Strutture di Interscambio; Opere idrauliche, Acquedotti e Fognature;  
Riqualificazione del territorio e Bonifiche; Interventi Edilizi; Aerostazioni e Manufatti  
Aeroportuali. Gestione del processo costruttivo: Direzione, Coordinamento e  
Supervisione Lavori.  
Certificato N. 00436 Esperimento Gare d'Appalto riguardanti Lavori e forniture in  
conformità alle disposizioni di legge della Repubblica Italiana.

**COMMESSA YA**

**RILANCIO E RIQUALIFICAZIONE DEI  
MERCATI GENERALI DI MILANO**

**FASE 1.0  
LOTTO 1.02 – MERCATO AVICUNICOLO**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA SULLA  
REALIZZAZIONE DEL CONTROSOFFITTO  
DELLA GALLERIA CLIENTI E SUL  
PARAPETTO IN COPERTURA  
ALLEGATO 9**



## INDICE

<b>1. REALIZZAZIONE DEL CONTROSOFFITTO IN PANNELLI TERMOISOLANTI DELLA GALLERIA CLIENTI.....</b>	<b>3</b>
1.1. premessa .....	3
1.2. Realizzazione della controsoffittatura in pannelli termoisolanti .....	4
1.3. calcolo del profilo di sostegno degli estrattori di fumo.....	8
<b>2. REALIZZAZIONE DEL PARAPETTO IN COPERTURA.....</b>	<b>10</b>



## **1. REALIZZAZIONE DEL CONTROSOFFITTO IN PANNELLI TERMOISOLANTI DELLA GALLERIA CLIENTI**

---

### **1.1. PREMESSA**

Nell'area centrale del Mercato Avicunicolo, denominata "galleria clienti", al fine di realizzare un'ambiente climatizzato a temperatura costante di 18°C vengono previste delle chiusure laterali e a soffitto, realizzate con pannelli isolanti in polistirene sp.100mm.

Le dimensioni dell' ambiente che ne deriva sono in pianta 9,27x62,00mt, per una altezza di 6,20mt.

I pannelli isolanti di soffitto vengono ancorati sulle travi ad arco, a sezione rettangolare in legno lamellare dim. 20x67,2 cm., della struttura in legno del tetto di copertura, mediante una serie di pendinature.

Tali pendinature sono in corrispondenza degli archi in legno lamellare della struttura e sono costituite da un sistema di morsetti, golfari e tenditori M8 con cavi di acciaio diam. 6 mm e profili metallici di supporto.

La struttura del corpo fabbrica esistente è costituita da una galleria centrale larga 30 mt e n.2 corpi laterali di due piani destinati al piano terra a punti vendita e al primo piano ad uffici.

La struttura portante è in c.a. con pilastri e travi, con fondazioni costituite da plinti su pali sotto i pilastri e continue su pali sotto i muri.

La struttura della copertura della galleria è realizzata con archi in legno lamellare che appoggiano sui pilastri in c.a.

Gli archi in legno lamellare sono corredati di catene con funzione di tirante per l'eliminazione delle spinte orizzontali e di opportuni controventi.

Dagli elaborati cartacei in possesso della Committenza, si evince che l'interasse dei telai portanti in legno lamellare è di 7,20 cm, pertanto i pannelli di soffitto saranno pendinati alla copertura seguendo tale interasse.

L'esigenza progettuale di pannellare il soffitto della parte centrale della galleria clienti, comporta un aumento del carico permanente agente sull'arco in legno lamellare secondo le caratteristiche sotto riportate.

Larghezza della parte di galleria clienti controsoffittata con pannelli isolanti: 9,27mt

Il peso del pannello isolante comprensivo di accessori e pendinatura sp.100mm è di 20 kg/mq.

L'ampliamento dei punti vendita posti al piano terra, con il conseguente restringimento delle dimensioni della galleria clienti dai 30,00mt di larghezza del progetto originario agli attuali 9,27mt, è un progetto risalente al 1998-1999, successivo alla realizzazione della struttura principale.

Sono stati realizzati dei nuovi ambienti al piano terra mediante l'impiego di nuove intelaiature metalliche collegate, da un estremo, ai pilastri in cemento armato esistenti e dall'altro ad un telaio costituito da travi e pilastri in profili metallici fissati al terreno tramite plinti di fondazione.

Dagli elaborati in possesso ( tavola 23FUS11AB) si evince che tali telai sono costituiti da una trave in HEA 220 poggianti su pilastri in tubolare rettangolare 150x200mm riempiti di calcestruzzo collegati ad un plinto 100x100cm sp.25cm, senza travi di coronamento nella parte superiore, ma con collegamenti tra pilastro e pilastro tramite lamiere piegate (profili scatolari aperti).

## **1.2. REALIZZAZIONE DELLA CONTROSOFFITTATURA IN PANNELLI TERMOISOLANTI**

Al fine di valutare sistema di fissaggio dei pannelli isolanti sulla copertura in legno occorre fare riferimento alla tav YA-0131 nella quale si evince che la pannellatura di controsoffitto viene pendinata alla copertura in legno ogni 7,20mt in direzione parallela alla orditura dei pannelli di soffitto ed ogni 1,00mt in direzione trasversale alla orditura. In pratica i pannelli di soffitto vengono bloccati uno all'altro tramite il giunto di fissaggio



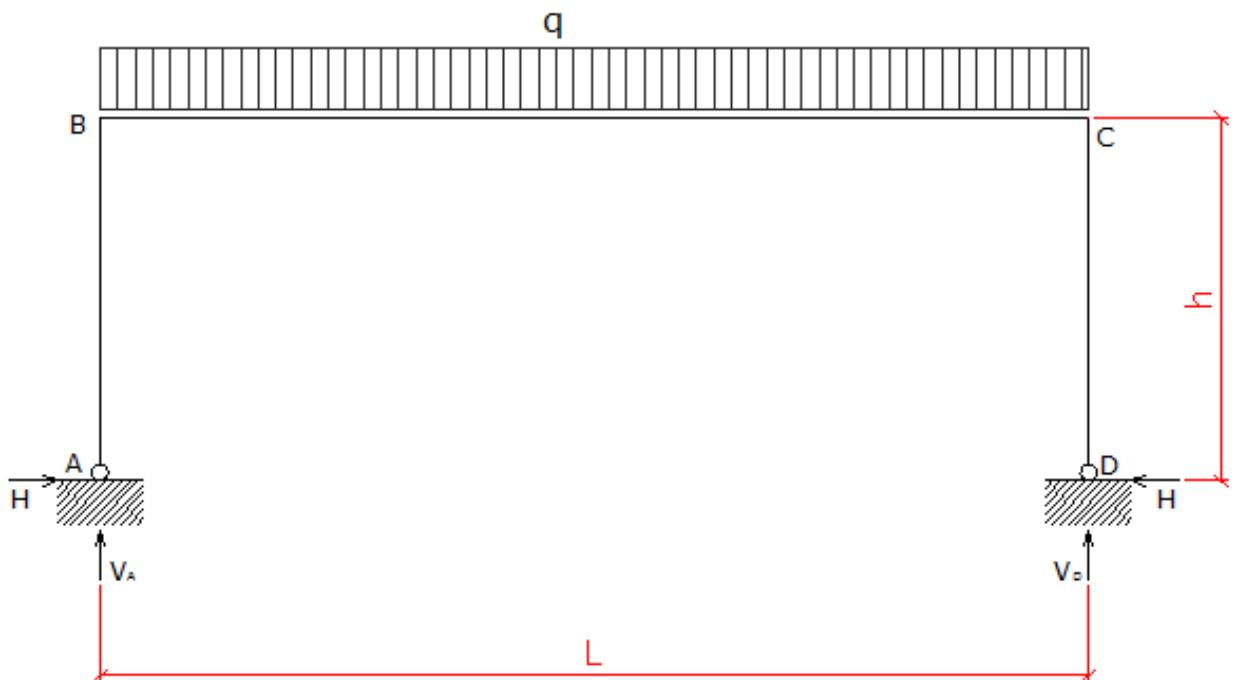
maschio-femmina di cui sono muniti i pannelli. Inoltre all'inizio alla fine del pannello di copertura di lunghezza 7,20mt i pannelli vengono fissati ad un profilo ad omega di sp.20/10 di mm tramite rivetti a fiore ogni 20cm. In tal modo la pannellatura di controsoffitto si comporterà con un pseudo solaio rigido in quanto i pannelli oltre ad essere incastrati uno con l'altro tramite giunto maschio-femmina sono resi solidali uno con l'altro anche il fissaggio a dei profili metallici comuni ad omega.

Pertanto l'intera struttura di controsoffitto si prefigura come un unico leggerissimo impalcato che viene pendinato tramite cavi e tenditori agli archi in legno portanti della struttura di copertura e che scarica metà del proprio peso sulle pareti verticali anch'esse realizzate in pannelli termici fissate sulle travi metalliche di struttura dei punti vendita.

Dal punto di vista sia statico che sismico, la struttura realizzata si prefigura come un impalcato rigido appeso tramite pendinatura alla copertura in legno esistente. Pertanto anche in caso di sisma la struttura del controsoffitto della galleria clienti non viene ad acquisire carattere di struttura sismoresistente, ma deve essere considerato un semplice controsoffitto appeso alla struttura esistente la quale ha i requisiti per sopportare il leggero aumento di carichi agenti su di essa a seguito della realizzazione del suddetto controsoffitto.

In pratica anche se si verificasse un sisma, l'impalcato del controsoffitto sarebbe libero di oscillare di qualche centimetro ma comunque resterebbe appeso alla struttura portante della copertura in legno. Anche le pareti verticali in virtù del peso minimo del pannello (di soli 12kg/mq, che per margini di sicurezza abbiamo considerato di 20kg/mq) e della minima altezza di parete  $h=2,34$  mt, non presenterebbero nessun problema di pericolo di crollo. Infatti anche in presenza di leggere oscillazioni dovute ad un eventuale sisma, resterebbero perfettamente ancorate alla pannellatura di soffitto in virtù del collegamento di fissaggio realizzato tramite profili metallici angolari e rivettatura ogni 20cm. (un pannello della lunghezza di 2,34mt in realtà pesa solo 28kg che verrebbero tranquillamente sostenuti dalla moltitudine di rivetti fissati sia sul lato interno che esterno che sull'intradosso che estradosso del soffitto).

Lo schema di telaio della struttura di controsoffitto si può riassumere secondo questo schema



Dove :

$L = 9,27 \text{ mt}$

$h = 2,34 \text{ mt}$

$q = 20 \text{ kg/mq}$  peso proprio dell'impalcato dei pannelli termoisolanti

Prendendo in considerazione una porzione larga 1,00mt di controsoffitto, nella ipotesi non veritiera che tutto il soffitto gravasse sulle pareti verticali, in condizioni statiche le forze di taglio che si verrebbero a creare sulla base di fissaggio del telaio (punti A e D) sarebbe di soli:

$H = (q \cdot L^2) / (4h \cdot ((2h/L) + 3)) = 52,46 \text{ kg}$  ripartita in tutta la fascia di 1,00mt presa in considerazione.

In realtà il soffitto per almeno il 50% del peso totale è sostenuto dal sistema di pendinature sospese alle travi in legno della copertura . Pertanto le forze di taglio reali agenti sulla struttura sono ancora più esigue. Il sistema di fissaggio a terra dei pannelli



verticali costituito da profili metalli ad U della altezza di 100mm e dalla rivetta tura continua con passo 20cm dei pannelli a tali profili metallici è ampiamente idonea a sostenere le forze di taglio agenti.

Parametri spettro di risposta da NTC per la verifica SLV:

$$\alpha_g = 0.049 \quad F_0 = 2.656 \quad T_c^* = 0.28$$

$$T_B = 0.149 \quad T_c = 0.447 \quad T_D = 1.798 \quad S = 1.5$$

Per la struttura in esame risulta che il periodo proprio è pari a:

$$T_1 = 0.05 * h^{3/4} = 0.05 * 2.34^{3/4} = 0.0946$$

Da cui deriva il calcolo dell'azione sismica per il periodo T1:

$$S_d(T_1) = \alpha_g * S * F_0 * \left[ \frac{T_1}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} * \left( 1 - \frac{T_1}{T_B} \right) \right]$$

Assumendo  $\eta = 1$  per strutture con smorzamento viscoso pari al valore convenzionale ( $\xi = 5\%$ ), si ottiene un valore dell'azione sismica pari a:

$$S_d(T_1) = 0.151g$$

Effettuando un'analisi lineare statica della struttura:

$$F_h = S_d(T_1) * W * \frac{\lambda}{g} = 0.151g * 1.44 * \frac{1}{g} = 0.22kN$$

Si verifica pertanto il profilo a "C" di contenimento/appoggio dei pannelli verticali alla trave IPE 200 considerando che l'azione sismica deve essere sommata a quella statica:

$$F_{h,tot} = H + F_h = 0.05 + 0.22 = 0.27kN/m$$

Da cui:

$$\tau = \frac{3}{2} * \frac{T}{A} = \frac{3 * 270}{2 * 1000 * 2 * 0.8} = 0.25N/mm^2$$

La verifica della trave sottostante con schema statico in semplice appoggio e carico pari alla forza orizzontale totale calcolata in precedenza, porta a risultati trascurabili in termini di tensioni:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1750 * 1000}{28.47 * 1000} = 61.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{3}{2} * \frac{T}{A} = \frac{3 * 270}{2 * 1000 * 2 * 0.8} = 0.25 \text{ N/mm}^2$$

### 1.3. CALCOLO DEL PROFILO DI SOSTEGNO DEGLI ESTRATTORI DI FUMO

Al fine di installare degli estrattori di fumo sulla copertura in legno si rende necessario di posizionare n.2 profili metallici fissandoli agli archi in legno della struttura portante. La luce netta tra i due archi in legno su cui fissare tale profili è di 700cm ed il peso dell'estattore di fumo comprensivo di tutti gli accessori e della canalizzazione in lamiera è di circa 200 kg ripartito su n.2 profili metallici di sostegno da dimensionare opportunamente.

A maggior margine di sicurezza, invece di considerare che l'estattore di fumo ripartisca il suo peso in n.2 punti di appoggio per singolo profilo metallico, si considera il caso di un unico punto di fissaggio al centro del profilo. Ossia consideriamo il caso di una trave appoggiata-appoggiata con un carico in mezzera di 100 kg.

Considerando una trave in UPN 160 S235

Le sollecitazioni e le conseguenti verifiche diventano:

$$M = \frac{P * l}{4} = \frac{100 * 7.0}{4} = 175 \text{ daNm}$$

$T = P = 100 \text{ daN}$  nell'ipotesi di considerare tutto il carico in prossimità di un appoggio.





Da cui la verifica del profilo UPN 160:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1750 * 1000}{116 * 1000} = 15.1 N/mm^2$$

$$\tau = \frac{3}{2} * \frac{T}{A} = \frac{3 * 100}{2 * 115 * 7.5} = 0.17 N/mm^2$$

Per l'ancoraggio della trave agli archi in legno si adotta una piastra in acciaio saldata (cordoni d'angolo con altezza di gola  $a \geq 5mm$ ) agli estremi dei profili UPN 160 e di dimensioni 220x130x7 mm. La piastra è fissata agli archi in legno mediante 4 (quattro) ancoranti meccanici in acciaio del tipo a totale riduzione delle tensioni all'interno del foro (tipo fischer FZA 12x40 o equivalente) con resistenza al fuoco minima classe F90.

La verifica dell'ancoraggio viene svolta in accordo a quanto previsto dall'Eurocodice 5 per le connessioni acciaio-legno:

$$F_{v,Rk} = 0.4 * f_{h,k} * t_1 * d$$

Dove:

$d$  è il diametro dell'ancorante (8 mm)

$t_1$  è la profondità di infissione dell'ancorante nel legno

$$f_{h,k} = 0.082 * (1 - 0.01 * d) * \rho_k = 0.082 * (1 - 0.01 * 8) * 375 = 28 N/mm^2$$

Da cui la forza resistente è pari a:

$$F_{v,Rk} = 0.4 * f_{h,k} * t_1 * d = 0.4 * 28 * 40 * 8 = 3584 N$$

La forza resistente è pertanto maggiore dell'azione sollecitante:

$$F = \frac{1000}{4} = 250 N$$

## 2. REALIZZAZIONE DEL PARAPETTO IN COPERTURA

Il parapetto posto in copertura è soggetto alle seguenti azioni:

- Azione del vento (in funzione del fatto che esso funge anche da barriera fonoassorbente e pertanto è cieco);
- Azione orizzontale in sommità come da tabella 3.2.11 delle NTC 2008 per ambiente Cat. H1 “coperture e sottotetti accessibile per sola manutenzione”

L'azione del vento è calcolata come segue:

$$p = c_e * c_p * q$$

Dove i vari parametri sono funzione della localizzazione dell'opera – comune di Milano, zona 1 – e della sua altezza rispetto al suolo:

$$q(z) = \frac{1}{2} * \rho * v_p^2 = \frac{1}{2} * 1.25 * 25^2 = 391 N/m^2$$

Per il calcolo del coefficiente di esposizione  $c_e$  si individua la categoria di esposizione del sito in base alla classe di rugosità del terreno e della zona (per questo parametro si assume una classe di rugosità B, corrispondente alle “aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive”). Nel caso specifico si ottengono i seguenti valori dei parametri per il calcolo del coefficiente di esposizione:

$$k_r = 0.22 \quad z_0 = 0.30m \quad z_{min} = 8m$$

Da cui il valore di  $c_e$  è quello per un'altezza  $z = z_{min}$  stante la quota rispetto al suolo del parapetto:

$$c_e = c_e(z_{min}) = 1.634$$

Per quanto concerne il valore del coefficiente di forma  $c_p$  si adotta il valore complessivo che tiene conto del sopravento e del sottovento pari a 1,2.



Si ottiene quindi il valore della pressione del vento come segue:

$$p = c_s * c_p * q = 1.634 * 1.2 * 391 = 767 \text{ N/m}^2$$

Da cui, considerando che l'interasse dei montanti è pari a 1,5 m si ottiene un valore del carico linearmente distribuito sul singolo montante pari a:

$$q_v = 767 * 1.5 = 1150 \text{ N/m}$$

Cui va sommato il valore della forza orizzontale in testa al parapetto (cfr. tab. 3.2.II delle NTC 2008):

$$H_k = 1.0 * 1.5 = 1.5 \text{ kN}$$

Le azioni al piede del singolo montante (considerando le due azioni – vento e spinta orizzontale – concordi e contemporanee) saranno pertanto le seguenti:

$$M_{sd} = 1.5 * \left[ (1.5 * 1.1) + \left( 1.15 * \frac{1.1^2}{2} \right) \right] = 3.5 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 1.5 * [1.5 + (1.15 * 1.1)] = 4.15 \text{ kN}$$

Da cui le azioni sul singolo ancorante sollecitato a trazione sono:

$$F = \frac{V_{sd}}{4} + \frac{M_{sd}}{2 * d} = \frac{4.15}{4} + \frac{3.5}{2 * 0.20} = 9.78 \text{ kN}$$

Considerando un ancorante chimico con resina vinilestere tipo fischer FIS V e ipotizzando – per sicurezza – un calcestruzzo di classe C16/20 al posto del C20/25 dichiarato dagli elaborati as-built, si ottengono i seguenti risultati per un ancorante con barra M10 in acciaio classe 5.8:

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 * f_{b,N} * f_s * f_c = 14.1 * 0.85 * 1.0 * 1.0 = 11.9 \text{ kN} > F$$

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 * f_{b,N} * f_{s,sp} * f_{c,sp} * f_k = 14.1 * 0.85 * 0.92 * 0.90 * 1.36 = 13.49 \text{ kN} > F$$