



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 E
DI CALCOLO SULLE PROBLEMATICHE
STRUTTURALI
YA-0099**



DATA	COM	WBE	N°	REV	DESCR	REDAT	VERIF	ACQ	APPR
06.06.2011	YA	1ERFD	0099	0	EMISSIONE	(*)	A.Arienti	M.Recalcati	M.Recalcati
Gennaio 2013	YA	1ERFD	0099	A	Modifiche per validazione	(*)	A.Arienti	M.Recalcati	M.Recalcati
Giugno 2013	YA	1ERFD	0099	14	Progetto esecutivo				M.Recalcati

(*) Con la collaborazione di Coldenergy S.r.l.

<p>Il Direttore Tecnico Dott. Ing Dario Comini Ordine degli Ingegneri di Lecco n° 304</p> 	<p>Il Progettista Responsabile dell'integrazione fra le varie prestazioni specialistiche Dott. Ing. Massimo Recalcati Ordine degli Ingegneri di Milano n°A15444</p>	<p>Il Progettista Responsabile Dott. Ing. Roberto Conta Ordine degli Ingegneri di Pavia n°939</p>
--	---	---



INDICE

1. POSIZIONAMENTO DELLE UNITÀ MOTOCONDENSANTI SUI SOLAI DI COPERTURA IN CEMENTO ARMATO DEGLI UFFICI DEL PRIMO PIANO...	4
1.1. premessa	4
1.2. calcolo di verifica del solaio.....	5
1.3. ANALISI RISULTATI DI calcolo.....	9
ALLEGATO 1	12
ALLEGATO 2.....	14
ALLEGATO 3.....	16
ALLEGATO 4.....	18
ALLEGATO 5.....	32
2. SISTEMA DI FISSAGGIO DEI PANNELLI ISOLANTI SULLA COPERTURA IN LEGNO	34
2.1. premessa	34
2.2. VERIFICa STRUTTURALE DELL'ARCO IN LEGNO DELLA COPERTURA	36
2.3. METODI DI CALCOLO	39
2.4. CALCOLO SPOSTAMENTI E CARATTERISTICHE	39
2.5. ANALISI SISMICA DINAMICA A MASSE CONCENTRATE	40
2.6. VERIFICHE	41
2.7. analisi dei carichi	41
2.8. azioni ambientali agenti sulla struttura	43
• Azione sismica.....	43
• Azioni dovute alla temperatura.....	45
• Neve.....	46
2.9. combinazioni di carico.....	47
2.10. risultati di calcolo e relative conclusioni.....	47
2.11. verifica sui soppalchi dei punti vendita.....	48
ALLEGATO 6.....	50
ALLEGATO 7	52
ALLEGATO 8.....	54

1. POSIZIONAMENTO DELLE UNITÀ MOTOCONDENSANTI SUI SOLAI DI COPERTURA IN CEMENTO ARMATO DEGLI UFFICI DEL PRIMO PIANO

1.1. PREMESSA

A seguito del nuovo progetto del Mercato Avicunicolo da ricavare all'interno del fabbricato esistente del Mercato Floricolo, si è reso necessario il rifacimento degli impianti di refrigerazione delle nuove celle frigo, sulla base dei nuovi lay-out interni alle unità di vendita poste al piano terra nella parte sud del fabbricato.

A tal fine si è previsto il posizionamento di tutte le unità motocondensanti, a servizio delle celle dei punti vendita, sul solaio degli uffici posti al primo piano.

Le unità motocondensanti (UMC), diverse una dall'altra per tipologia di celle alimentate, comportano un sovraccarico permanente su ogni solaio ufficio esistente di circa 220 kg totali, assimilabili ad un carico, uniformemente distribuito sul solaio, su una base di appoggio di 80x135cm, avente dimensioni in pianta 7,00x8,30 mt.

Questi solai, dall'analisi della documentazione ricevuta, risultano essere stati realizzati con predalles (lastre prefabbricate in c.a. con alleggerimento in pani di polistirolo espanso e getto integrativo armato con rete elettrosaldata) $H=5+28+5=38\text{cm}$.

Gli stessi, come risulta dagli elaborati cartacei in possesso della Committente (allegato 1 e allegato 2), sono concatenati, dal lato prospiciente la copertura in legno, su una parete continua in c.a. su cui sono ricavate saltuariamente delle piccole aperture di finestratura, e, dal lato prospiciente i piazzali esterni, su trave in elevazione collegata ai pilastri portanti in c.a.

Dalla relazione di calcolo fornita, intitolata Mercato Floricolo: Opere di struttura, a firma dell'ing. Arch. Giacomo Mori ed Ing. Antonio Rognoni in data 11.01.1991 Milano, risultano, a pag. 2 al paragrafo 2- Solaio di Copertura Uffici 202, le seguenti caratteristiche :

- peso proprio di progetto di 480 kg/mq



- carico permanente di progetto di 70 kg/mq (pendenze e copertura)
- carico accidentale di progetto di 150 kg/mq

Da tali dati di progetto si potrebbe evincere che i solai in questione siano stati progettati per sopportare solo dei carichi permanenti pari a 70 kg/mq.

Una scelta simile suscita alcune perplessità in relazione al valore esiguo di tale carico di progetto, considerando che già il massetto di copertura del solaio, per generare le opportune pendenze, abbia superato in sé il carico permanente previsto.

1.2. CALCOLO DI VERIFICA DEL SOLAIO

Al fine di valutare la fattibilità della posa delle unità motocondensanti sui solai esistenti degli uffici del Mercato Avicunicolo, è stata eseguita una verifica di massima del solaio esistente soggetto alle nuove condizioni di carico a seguito della installazione delle macchine moto condensanti.

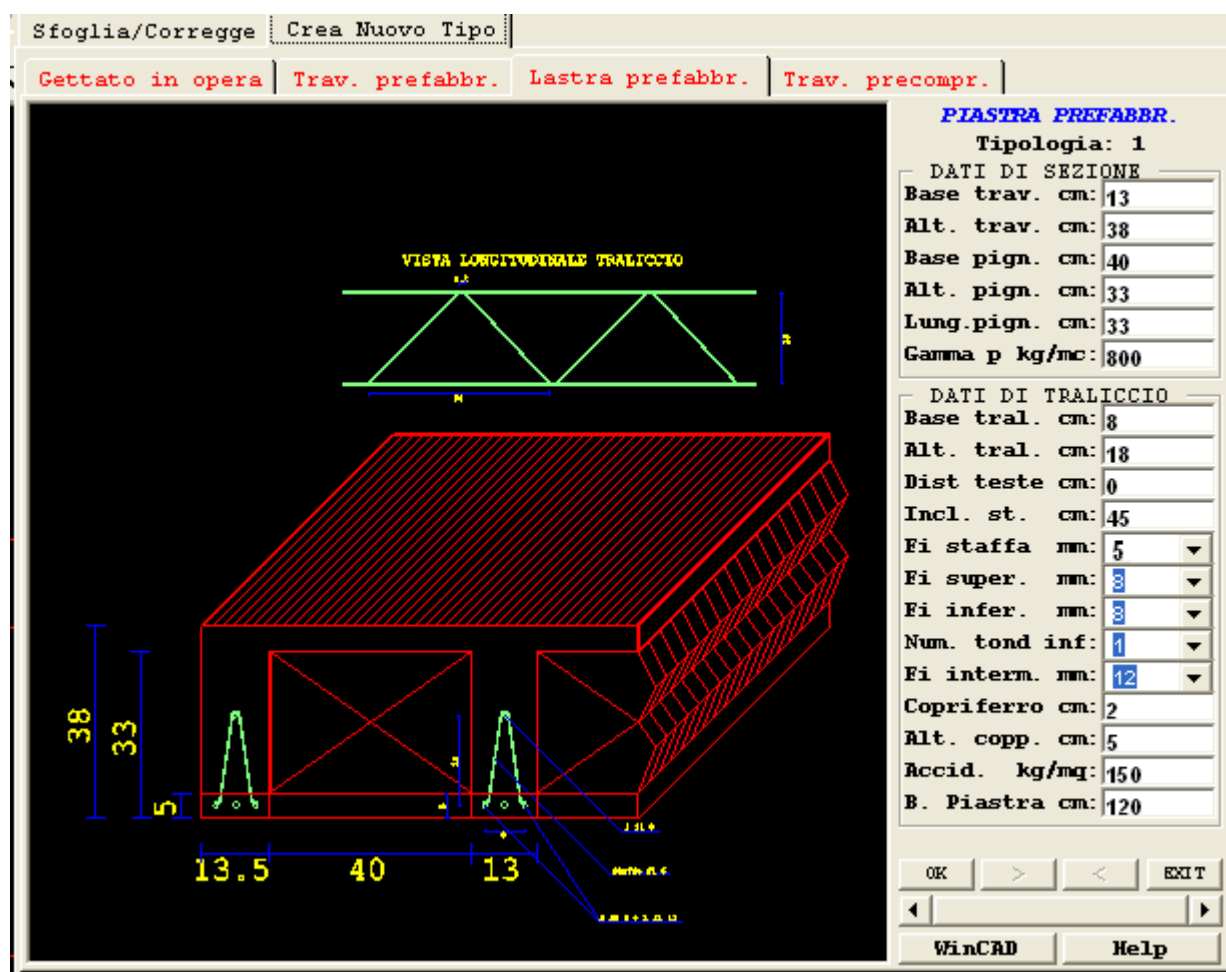
Il calcolo è stato eseguito utilizzando il metodo alle tensioni ammissibili del D.M.14 gennaio 2008.

Le normative a cui si fa riferimento possono essere inoltre utilizzate come previsto al punto 2.7 del D.M. 14 gennaio 2008 per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4.

Dalla documentazione ricevuta da SOGEMI (allegato 1 e 2), si evince che i solai di copertura degli uffici a quota +7,13mt, presentano una luce di 7,90mt e sono costituiti da lastre prefabbricate da 120 cm di larghezza con n.3 tralicci integrati H=18cm.

Lo spessore totale del solaio comprensivo di predalls e di getto integrativo è di 38 cm.

Si riporta di seguito la tipologia di lastra prefabbricata in oggetto:



Le tipologie di macchinari da appoggiare sul solaio degli uffici sono due.

Tipologia 1: unità moto condensante dim. 80x135cm peso 218kg.

Tipologia 2: unità moto condensante dim. 80x200cm peso 440kg.

Nella tav.YA-0165, allegato 3, è riportata la distribuzione dei macchinari sui solai degli uffici.

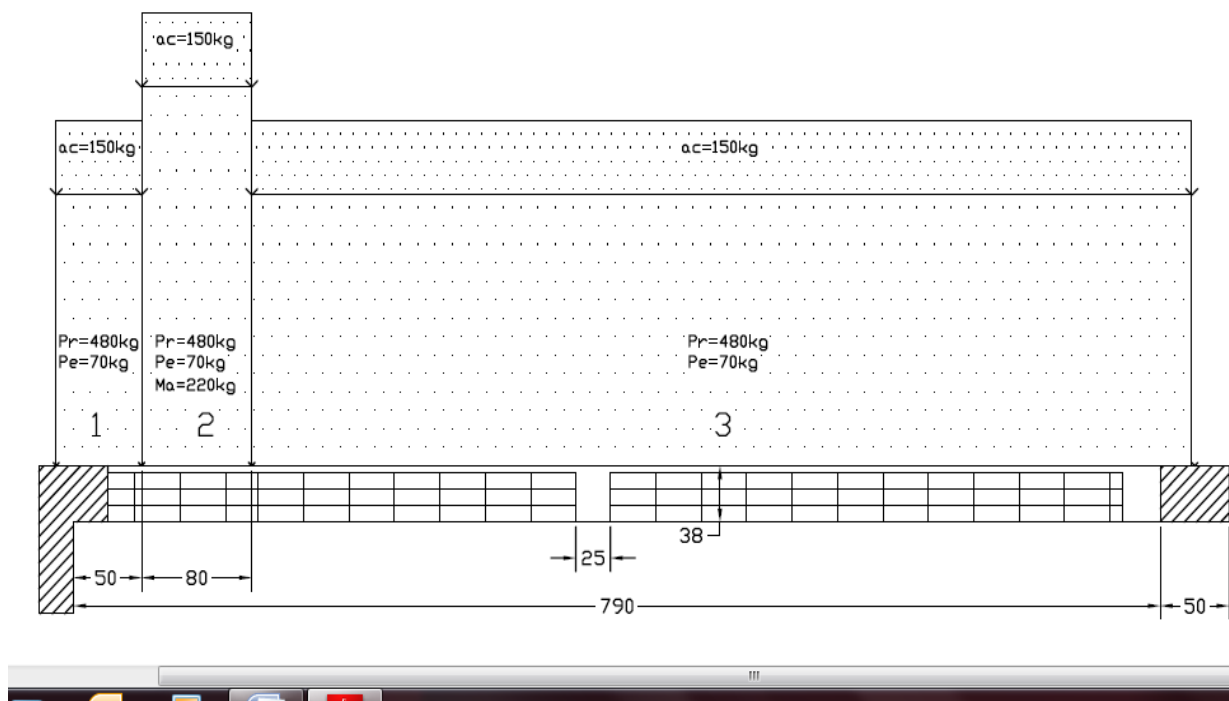
La condizione più gravosa per il solaio uffici è rappresentata dalla tipologia n.2.

Essendo la lunghezza della macchina pari a 200cm, il relativo peso viene ripartito uniformemente su n.2 lastre prefabbricate (su ogni lastra prefabbricata si ha un carico distribuito di 220kg sulla larghezza di 80 cm).

Pertanto nell'analisi di verifica del solaio si è fatto riferimento alla seguente condizione di carico:



Pr=peso proprio
 Pe=carico permanente
 ac=carico accidentale

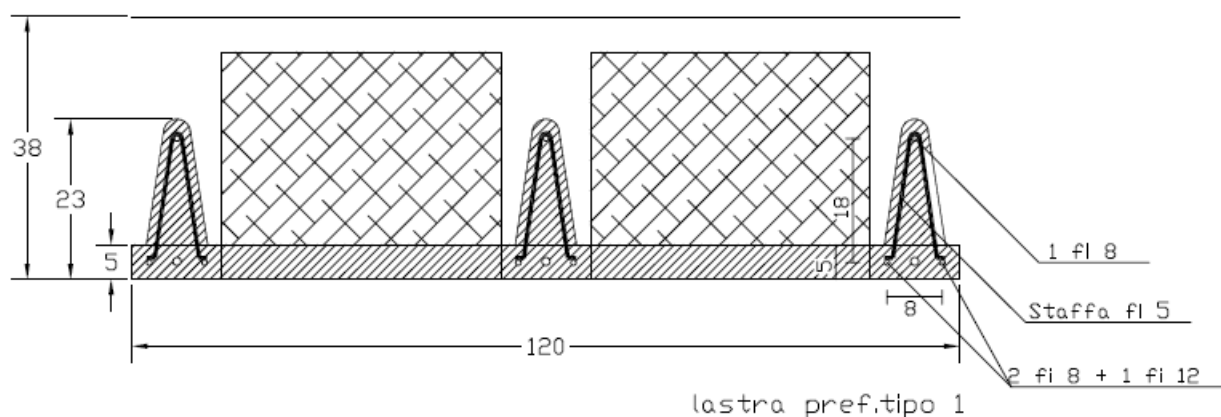
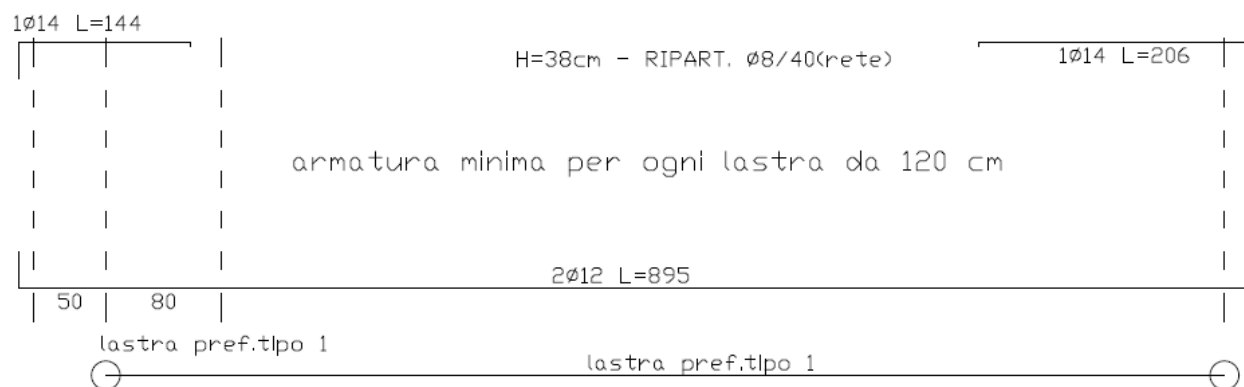
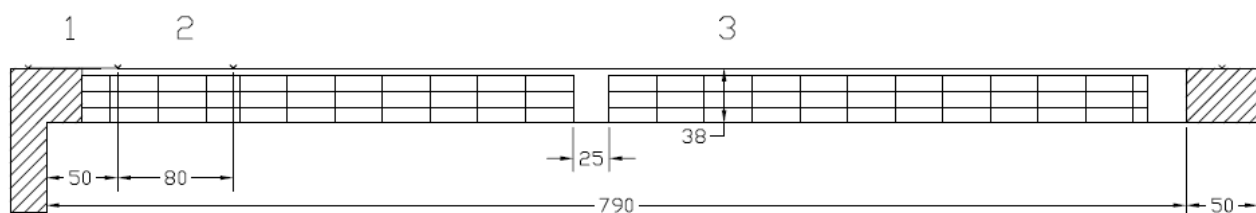


Tutti i carichi applicati sono espressi in kg/mq.

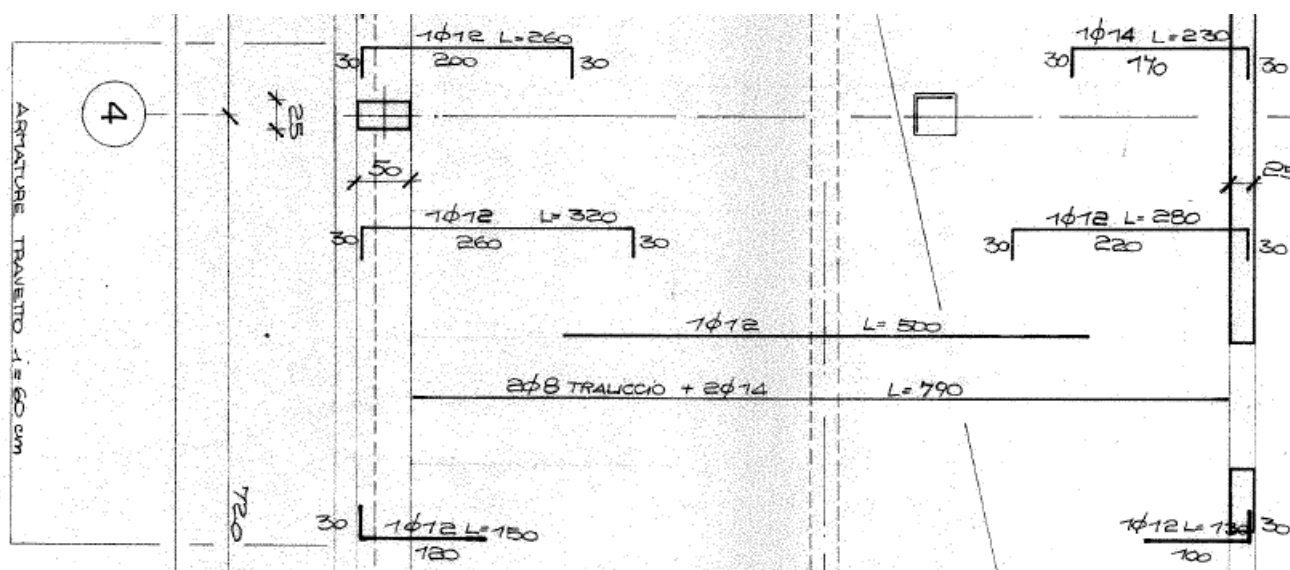
Applicando questa nuova condizione di carico sul solaio esistente, si è fatta una verifica sulle armature minime che la singola lastra prefabbricata del solaio dovrebbe contenere affinché venga garantita la verifica strutturale del solaio.

E' stata eseguita una verifica mediante software di calcolo (allegato 4).

Dalla analisi dei risultati si è riscontrato che le armature minime di progetto, affinché il suddetto solaio riesca a sopportare i nuovi carichi di progetto, sono quelle di seguito riportate:



Sono state messe a confronto queste armature minime di progetto con le armature riportate negli as-built forniti dalla SOGEMI, di seguito illustrate.



In questi as-built le armature sono riferite al singolo travetto con passo $i=60\text{cm}$. Pertanto per la singola lastra prefabbricata di larghezza 120 cm , sono state poste in opera il doppio delle armature sopra riportate.

Dall'analisi della armatura minima, affinché il solaio sia idoneo a sopportare i nuovi carichi di progetto, e delle armature realmente presenti negli as-built forniti dalla Sogemi, si evince che in tutti i punti del solaio l'armatura presente è sufficiente a garantire il sostegno dei macchinari di nuova posa.

1.3. ANALISI RISULTATI DI CALCOLO

Sono state effettuate sul solaio le verifiche a momento flettente in campata ed a taglio sugli appoggi (allegato 5).

Non sono stati effettuati saggi o carotaggi sulle strutture esistenti in quanto sarebbero stati invasivi sullo stato di fatto. E' stata effettuata una ricognizione visiva dei luoghi oggetto dell'intervento in cui si è constatato il buono stato di conservazione delle strutture esistenti, le quali non presentano cedimenti e/o lesioni. Pertanto ai fini della verifica si sono presi come paramentri delle caratteristiche meccaniche quelle riportate negli elaborati as-built consegnati dal committente.

SOFTWARE UTILIZZATO : CDSWin versione Full Light con licenza chiave n° 14821 intestata al sottoscritto prodotto dalla :

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto al punto **10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008** l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allegano alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti.

La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.



- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

Materiali utilizzati:

calcestruzzo $R_{ck}=300$ e ferro armatura FeB44 a cui corrispondono :

$$\sigma_c = 97,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ e } \sigma_s = 2600 \text{ kg/cm}^2$$

Il momento massimo agente sulla campata a seguito della nuova condizione di carico è:

$$M_{max}=3199 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Il taglio massimo agente agli estremi è:

$$T_{max}= -1541 \text{ kg}$$

L'area della armatura in ferro per ogni lastra da 120 cm dovrà risultare :

$$A_s \geq M_{max} / (0,9 \cdot d \cdot \sigma_s) = 7,59$$

Dove d = altezza utile del solaio (travetto)= 18cm

Dalla analisi delle armature effettivamente presenti nella lastra prefabbricata da 120cm emerge che sono stati posti in opera n.4 $\phi 14$ (area pari a 6,14cm²) e n.2 $\phi 12$ (area pari a 2,26 cm²) per un totale di area di armatura di 8,40 cm² > $M_{max} / (0,9 \cdot d \cdot \sigma_s) = 7,59$ (**verifica positiva**).

La tensione di lavoro della armatura realmente presente è di $\sigma_s=2350 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2600 \text{ kg/cm}^2$

Dalla analisi dei tabulati di calcolo emerge anche che la tensione di lavoro del calcestruzzo è di $\sigma_c=51 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 97,5 \text{ kg/cm}^2$



e che la tensione tangenziale massima

$$\tau = 3,61 \text{ kg/cmq} < \tau_{\max} = 6,0 \text{ kg/cmq}$$

Dalla analisi della verifica a taglio risulta che il taglio sollecitante $V_{ed} = 40,65 \text{ kN}$ risulta minore del taglio resistente $V_{ed} = 50,60 \text{ kN}$ che si ha considerando l'armatura superiore sugli appoggi di n.4 tondini $\phi 12$ per lastra da 120cm (**verifica positiva**).

ALLEGATO 1





ALLEGATO 2





ALLEGATO 3





ALLEGATO 4





























ALLEGATO 5



2. SISTEMA DI FISSAGGIO DEI PANNELLI ISOLANTI SULLA COPERTURA IN LEGNO

2.1. 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.

Dalla relazione di calcolo fornita, intitolata Copertura in legno lamellare del Mercato Floricolo in Milano – Corpo Tunnel, a firma dell'ing. Cisotto Remigio e dell'ing. Carlo Maltese direttore generale della ditta RIPEM s.r.l. in data 25.01.1991 Milano, a pag. 4 al paragrafo “analisi dei carichi” sono riportati i seguenti dati:

- peso proprio struttura di 43 kg/mq (16kg/mq pacchetto di copertura +18kg/mq peso proprio arcarecci + 9 kg/mq peso proprio archi)
- carico accidentale di progetto di 150 kg/mq

e nel paragrafo relativo alle condizioni di carico a pag. 7, alla “condizione di carico 1: carichi permanenti di progetto” si fa riferimento ad un carico uniformemente distribuito sull'arco in legno lamellare di 339 kg/ml.

In considerazione del fatto che l'interasse dei portali in arco lamellare è di 7,20mt, ciò significa che si è fatto riferimento ad un carico permanente di copertura pari a $(339 / 7,20) = 47,1 \text{ kg/mq}$

Pertanto si evince che la copertura che secondo l'analisi dei carichi pesa 43 kg/mq è stata progettata per sopportare un carico permanente di progetto di 47,1 kg/mq.

Ciò significa che non si vanno a modificare i carichi di progetto se si mantengono i carichi permanenti agenti sull'arco di legno lamellare al di sotto dei 339 kg/ml corrispondenti ad un carico uniformemente distribuito della superficie della copertura di 47,1 kg/mq.

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 sp.100mm è di 20 kg/mq.

Poichè l'interasse dei portali in arco lamellare è di 7,20mt, la superficie di influenza della pannellatura di soffitto caricata sul singolo arco in legno è di 33,37 mq. $((9,27 / 2) \times 7,20\text{mt})$, considerando che il 50% della pannellatura di soffitto grava sull'arco in

legno mentre la rimanente parte grava sulle pareti verticali appoggiate sui telai metallici delle strutture dei punti vendita ancorate direttamente al terreno tramite plinti.

Pertanto sul singolo arco in legno del tetto di copertura viene trasferito un sovraccarico complessivo di 667 kg, equivalente ad un carico aggiuntivo di copertura uniformemente distribuito sulla porzione centrale di arco in legno di lunghezza 9,27mt pari a 72,0 kg/ml.

Si deve procedere alla verifica dei telai dei punti vendita posti al piano terra.

Su di essi infatti va a gravare la rimanente parte del 50% del peso dei pannelli di soffitto, con l'aggiunta della porzione di parete verticale della galleria clienti e degli infissi con vetri inseriti nella stessa.

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 poggiante 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).

2.2. VERIFICA STRUTTURALE DELL'ARCO IN LEGNO DELLA COPERTURA

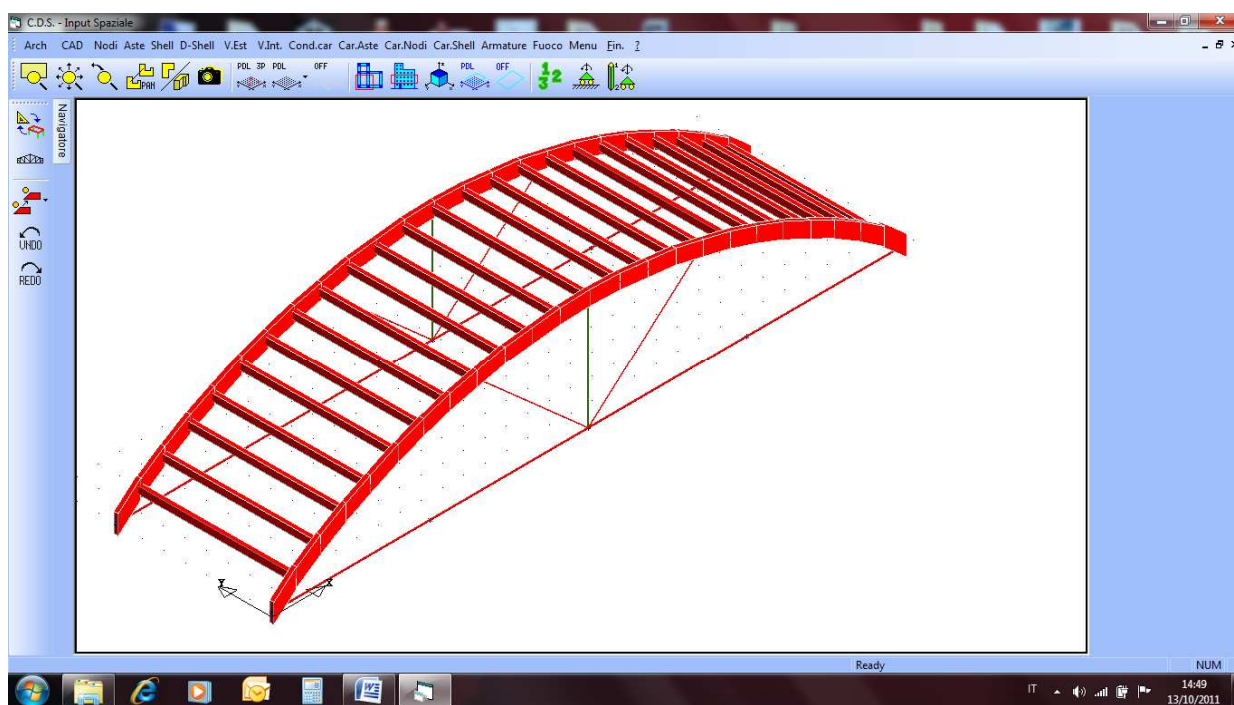
Al fine di verificare il comportamento della copertura in legno costituita da archi in legno a spinta eliminata, è stato eseguito un calcolo di verifica.



Non sono stati effettuati saggi o carotaggi sulle strutture esistenti in quanto sarebbero stati invasivi sullo stato di fatto. E' stata effettuata una ricognizione visiva dei luoghi oggetto dell'intervento in cui si è constatato il buono stato di conservazione delle strutture esistenti, le quali non presentano cedimenti e/o lesioni. Pertanto ai fini della verifica si sono presi come parametri delle caratteristiche meccaniche quelle riportate negli elaborati as-built consegnati dal committente.

Si vuole verificare se la struttura esistente sia in grado di sopportare i carichi agenti dovute alle condizioni ambientali attuali (neve e vento così come prescritto dalle normative vigenti), ed inoltre se la struttura sia in grado o meno di sopportare l'incremento di carico permanente agente a seguito della pendinatura dei pannelli termoisolanti della zona denominata "galleria clienti".

Si riporta di seguito lo schema strutturale di una porzione di copertura in legno.



Così come riportato nelle relazioni di calcolo originarie, è stato preso in considerazione un legno lamellare tab.5 DIN 1052 cond.H con le seguenti caratteristiche:

Modulo elast. Long.	$E=110.000 \text{ kg/cm}^2$
Modulo elast. Tang	$G=5.000 \text{ kg/cm}^2$



Modulo elast. trasv.	$E=3.000 \text{ kg/cmq}$
Tensione ammiss. a flessione	$= 140/110 \text{ kg/cmq}$
Tensione ammiss. a trazione	$= 105/85 \text{ kg/cmq}$
Tensione ammiss. a compressione	$= 110/85 \text{ kg/cmq}$
Resistenza a Taglio trasv.	$= 12 \text{ kg/cmq}$
Resistenza a Taglio long.	$= 9 \text{ kg/cmq}$
Resistenza a torsione.	$= 16 \text{ kg/cmq}$
Peso specifico	$= 500 \text{ kg/mc}$

Il tipo di acciaio utilizzato per le catene e per i tiranti è del tipo Fe510

Il calcolo è stato eseguito utilizzando il metodo alle tensioni ammissibili del D.M.14 gennaio 2008.

Le normative a cui si fa riferimento possono essere inoltre utilizzate come previsto al punto 2.7 del D.M. 14 gennaio 2008 per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4.

Elenco riferimenti:

- 1) Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione (D.M. 11/3/88).
- 2) Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (D.M. LL. PP. 14/02/92 e D.M. 16/01/96).
- 3) Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/2/74 n. 64 e D.M. 16/01/96).
- 4) Circolare N.ro 65/AA.GG. del 10/04/1997 (Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/01/96).
- 5) Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi (D.M. 16/01/96).



6) Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento (D.M. 20/11/1987 e successiva circolare esplicativa n. 30787 del 04/01/1989).

2.3. METODI DI CALCOLO

I metodi di calcolo adottati per il calcolo sono i seguenti:

- 1) Per i carichi statici: METODO DELLE DEFORMAZIONI;
- 2) Per i carichi sismici: metodo dell'ANALISI MODALE o dell'ANALISI SISMICA STATICA EQUIVALENTE.

Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l'ipotesi che, in corrispondenza dei piani sismici, i solai siano infinitamente rigidi nel loro piano e che le masse ai fini del calcolo delle forze di piano siano concentrate alle loro quote.

2.4. CALCOLO SPOSTAMENTI E CARATTERISTICHE

Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

Possono essere inseriti due tipi di elementi:

- 1) Elemento monodimensionale asta (beam) che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste, inoltre, non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.



2) L'elemento bidimensionale shell (quad) che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano, da piastra per i carichi ortogonali.

Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky.

Ai fini della risoluzione della struttura, gli spostamenti X e Y e le rotazioni attorno l'asse verticale Z di tutti i nodi che giacciono su di un impalcato dichiarato rigido sono mutuamente vincolati.

2.5. ANALISI SISMICA DINAMICA A MASSE CONCENTRATE

L'analisi sismica dinamica è stata svolta con il metodo dell'analisi modale; la ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo delle "iterazioni nel sottospazio".

I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze modali che vengono applicate su ciascun nodo spaziale (tre forze, in direzione X, Y e Z, e tre momenti).

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace.

I valori stampati nei tabulati finali allegati sono proprio i suddetti valori efficaci e pertanto l'equilibrio ai nodi perde di significato. I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale.



2.6. VERIFICHE

Le verifiche, svolte secondo il metodo delle tensioni ammissibili, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

La ripartizione dei carichi, data la natura matriciale del calcolo, tiene automaticamente conto della rigidità relativa delle varie travate convergenti su ogni nodo.

2.7. ANALISI DEI CARICHI

1) Carichi permanenti esistenti

Così come riportato nelle relazioni di calcolo originarie della struttura, si elencano i carichi permanenti agenti su di essa:

Peso proprio pacchetto di copertura: 16kg/mq

Peso proprio travi portanti: 18kg/mq

Peso proprio arcarecci: 9 kg/mq

Peso proprio accessori vari: 4 kg/mq

Peso proprio totale della copertura: 47 kg/mq

La superficie della porzione di copertura agente sul singolo arco in legno è di 216,0mq (essendo la lunghezza dell'arco 30,00 mt e l'interasse tra gli archi è di 7,20mt). Pertanto il peso complessivo agente sull'arco in legno è di 10152 kg.

Tale peso è equivalente ad un carico uniformemente distribuito sull'arco in legno di:
339 kg/ml

2) Carichi permanenti aggiuntivi a seguito della pendinatura dei pannelli isolanti di soffitto

A seguito del montaggio dei pannelli isolanti di copertura della galleria clienti, come descritto sopra, viene preso in considerazione un supplemento di carico permanente sull'arco in legno dovuto alla realizzazione del soffitto in pannelli termoisolanti di:

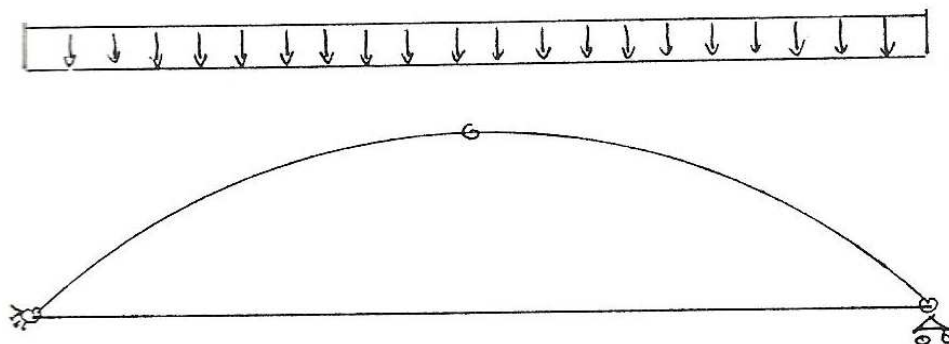
carico uniformemente distribuito di: 72 kg/ml

Infatti essendo:

- Larghezza della parte di galleria clienti controsoffittata con pannelli isolanti: 9,27mt
- Il peso del pannello isolante sp.100mm è di 20 kg/mq.

Poichè l'interasse dei portali in arco lamellare è di 7,20mt, la superficie di influenza della pannellatura di soffitto caricata sul singolo arco in legno è di 33,37 mq. $((9,27 / 2) \times 7,20\text{mt})$ considerando che il 50% della pannellatura di soffitto grava sull'arco in legno mentre la rimanente parte grava sulle pareti verticali appoggiate sui telai metallici delle strutture dei punti vendita ancorate direttamente al terreno tramite plinti.

Pertanto sul singolo arco in legno del tetto di copertura viene trasferito un sovraccarico complessivo di 667 kg, equivalenti ad un carico aggiuntivo di copertura uniformemente distribuito sulla porzione centrale di arco in legno di lunghezza 9,27mt pari a 72,0 kg/ml.





2.8. AZIONI AMBIENTALI AGENTI SULLA STRUTTURA

La costruzione in oggetto è definita dalla seguente tipologia (p.to 2.4 delle NT):

Vita della struttura	
Tipo	Opere ordinarie (50-100) 50 - 100 anni
Vita nominale(anni)	50.0
Classe d'uso	Classe II
Coefficiente d'uso	1.000
Periodo di riferimento(anni)	50.000
Stato limite di esercizio - SLD	PVR=63.0%
Stato limite ultimo - SLV	PVR=10.0%
Periodo di ritorno SLD(anni)	TR=50.3
Periodo di ritorno SLV(anni)	TR=474.6

• Azione sismica

Ai fini delle NTC 2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono



determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

In sede di dimensionamento delle strutture si è fatto riferimento a una zona con grado di sismicità $S=5$, con coeff. Intensità sismica di 0.03 ed utilizzando come coefficiente di protezione sismica 1,0.

• Azioni dovute al vento

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

A tal proposito si è considerato l'impianto posto a quota di circa 120m s.l.m. in zona 1 di IV categoria con classe rugosità "B", per cui si ha:

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot V_b^2 \text{ (m/s)} = 0,40 \text{ kPa}$$

$$V_{ref} = 25 \text{ m/s} \quad z_{min} = 8 \text{ m} \quad z = 7,00 \text{ m} \quad z_0 = 0,30 \quad k_r = 0,22 \quad \alpha = 30^\circ$$

$$C_e = 1,634 \quad C_d = 1 \quad C_{p_{sopravento}} = +0.03\alpha - 1 = -0.1 \quad C_{p_{sottovento}} = -0.4$$

$$C_{p_{interno}} = \pm 0.2$$

$$P = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

$$P_{sopravento} = -6,6 \text{ kg/mq}$$

$$P_{sottovento} = -26,4 \text{ kg/mq}$$

$$P_{interno} = \pm 13,2 \text{ kg/mq}$$



I carichi così ottenuti sono uniformemente ripartiti e distribuiti sull'arco in legno della copertura.

$$P_{\text{sopravento}} = - 47,5 \text{ kg/ml}$$

$$P_{\text{sottovento}} = - 190,0 \text{ kg/ml}$$

$$P_{\text{interno}} = \pm 95,0 \text{ kg/mq}$$

- **Azioni dovute alla temperatura**

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

La temperatura dell'aria esterna § 3.5.2, dell'aria interna § 3.5.3 e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali § 3.5.4 vengono considerate in conformità ai dettami delle NTC 2008.

La temperatura dell'aria esterna, Test, può assumere il valore Tmax o Tmin, definiti rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, possono assumersi i valori:

$$T_{\text{max}} = 45 \text{ °C}; T_{\text{min}} = -15 \text{ °C}.$$

In mancanza di più precise valutazioni, legate alla tipologia della costruzione ed alla sua destinazione d'uso, la temperatura dell'aria interna, Tint, può essere assunta pari a 30 °C in estate e di 5° in inverno.

Il gradiente termico assunto nel calcolo è di $\Delta T_u = \pm 25 \text{ °C}$.

• Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al § 3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

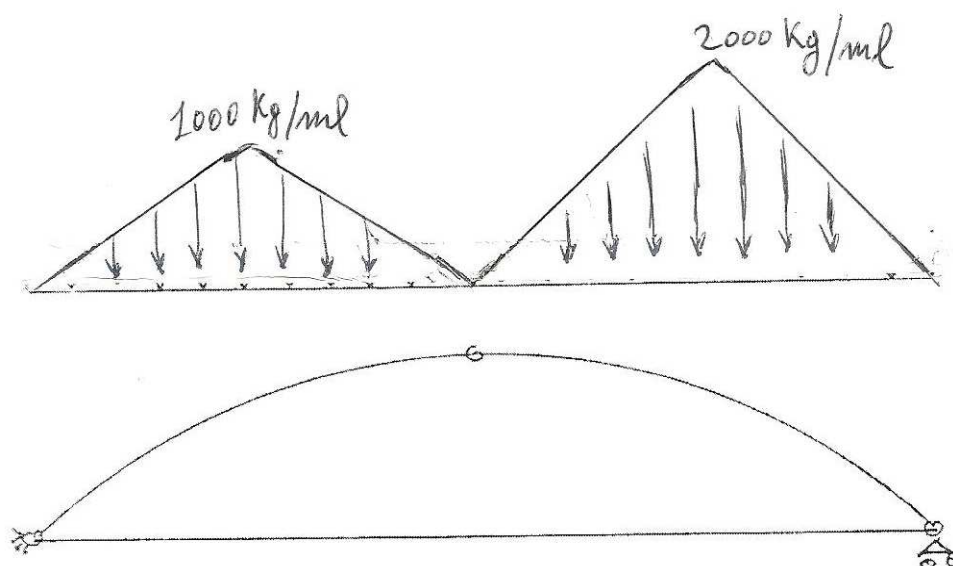
C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Per quanto riguarda il carico da neve, trattandosi di zona 1 a quota 120m s.l.m. il carico è uguale a:

condiz. senza vento $q_s = 120 \text{ kg/mq}$ uniformemente distribuito

condiz. con vento $q_s = \text{variabile da } 0 - 150 \text{ kg/mq}$ distribuzione a triangolo su lato sottovento

condiz. con vento $q_s = \text{variabile da } 0 - 300 \text{ kg/mq}$ distribuzione a triangolo su lato sopravvento





2.9. COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico eseguite nel calcolo con il programma CDS.

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7
PESO STRUTTURALE	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
neve senza vento	1,00	0,00	0,00	0,50	0,50	0,50	0,50
vento Cpe	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento Cpi	0,00	-1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
neve presenza vento	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Carichi pannellatura interna	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CARICO TERMICO	0,00	1,00	-1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00	0,00	0,00	1,00	-1,00	0,00	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	-1,00

2.10. RISULTATI DI CALCOLO E RELATIVE CONCLUSIONI

Come si evince dai tabulati di calcolo allegati, risulta che la tensione massima pressoflessione agente sulla trave in legno lamellare dell'arco in legno della copertura è di:

$\sigma_{\max} = 69 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 105 \text{ kg/cm}^2$ (verifica positiva).

$\tau_{\max} = 1,5 T / A = (1,5 \cdot 4406) / 1344 = 4,91 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{\text{amm}} = 9,00 \text{ kg/cm}^2$ (verifica positiva)

Per quanto riguarda le catene costituite da n.2 cavi da diametro 33mm per l'eliminazione delle spinte orizzontale dell'arco in legno, su di esse agisce un carico massimo di trazione pari a:

$N = 28000 \text{ kg}$

Dunque si avrà:

$$\sigma_t = N / (2 \cdot A) = 1650 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{amm} \quad (\text{verifica positiva}).$$

In conclusione dai risultati di calcolo si evince come la struttura esistente della copertura costituita da archi in legno lamellare della sezione rettangolare 20x67,2 cm sia idonea a sopportare sia i carichi dovuti alle condizioni ambientali agenti (neve+vento) ed i carichi permanenti aggiuntivi dovuti all'installazione della pannellatura di soffitto della galleria clienti.

2.11. VERIFICA SUI SOPPALCHI DEI PUNTI VENDITA

Come ribadito il 50% del peso della pannellatura del soffitto della galleria clienti e la totalità della pannellatura verticale e delle finestrature ricavate su di esse, scarica il proprio peso sulle strutture metalliche dei soppalchi punti vendita.

Come da disegno YA-0132 si provvede a posizionare delle travi di coronamento IPE 200 collegate alle travi in HEA 220 poggianti su pilastri in tubolare rettangolare 150x200mm riempiti di calcestruzzo collegati a plinti di fondazione 100x100cm sp.25cm.

Il peso delle strutture sopradescritte viene uniformemente distribuito sulla nuova trave IPE 200 secondo lo schema di una trave appoggiata-appoggiata.

Calcolo dei pesi agenti sulla trave appoggiata-appoggiata

Peso proprio trave		22,40 kg/m
Carico unitario sulla trave dovuto alla porzione di soffitto agente su di esso:	$(9,27/4)m \cdot 20 \text{ kg/m}^2 =$	46,35 kg/m
Carico unitario sulla trave dovuto alla porzione di parete verticale agente su di esso:	$1,35 \text{ m} \cdot 20 \text{ kg/m}^2 =$	27,00 kg/m
Carico unitario sulla trave dovuto alla porzione di infisso + vetro agente su di esso:	$((40 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m}^2) / 7,20 \text{ m}) =$	13,89 kg/m



TOTALE PESO DISTRIBUITO
UNIFORMEMENTE

109,64 kg/m

Si verificata sia la tensione massima che la freccia massima (vedasi allegato formato excel), è dalle verifiche è scaturito che:

$$\sigma = M / W = 346,15 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{amm}$$

Ed inoltre:

$f = 5x(ql^4) / 384EJ$	$f =$	0,84	cm
------------------------	-------	------	----

La freccia massima di 0,84cm risulta essere accettabile per la tipologia di installazione da effettuare.



ALLEGATO 6





ALLEGATO 7





ALLEGATO 8