

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

*DISTART-DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA DELLE STRUTTURE, DEI
TRASPORTI, DELLE ACQUE, DEL RILEVAMENTO, DEL TERRITORIO*

TESI DI LAUREA

in
Progetto in zona sismica

**PROGETTAZIONE SISMICA DI UN EDIFICIO A 5 PIANI IN
C.A. SECONDO IL D.M. 14/01/2008**

CANDIDATO
Enza Borri

RELATORE:
Chiar.mo Prof.
Tomaso Trombetti
CORRELATORE:
Dott. Ing. Stefano Silvestri

Anno Accademico 2009/10

Sessione I

INDICE

PARTE 1

CONCEZIONE STRUTTURALE E DATI GENERALI

1. Norme di riferimento
2. Descrizione illustrativa dell'opera
3. Concezione strutturale e schema strutturale
4. Materiali utilizzati
5. Analisi dei carichi
 - 5.1 Solaio di copertura
 - 5.1.1 Calcolo carico neve
 - 5.2 Solaio del piano tipo

PARTE 2

ANALISI STATICA

6. Combinazione delle azioni per analisi statica (SLU+SLE)
7. Verifiche statiche degli elementi strutturali
 - 7.1 Solaio di copertura
 - 7.1.1 Calcolo delle sollecitazioni allo SLU
 - 7.1.2 Verifiche di resistenza allo SLU
 - 7.1.2.1 Verifica a flessione
 - 7.1.2.2 Verifica a taglio
 - 7.1.3 Calcolo delle sollecitazioni allo SLE e relative verifiche
 - 7.1.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio
 - 7.1.3.2 Verifica di deformabilità
 - 7.1.3.3 Verifica di fessurazione
 - 7.2 Solaio del piano tipo
 - 7.2.1 Calcolo delle sollecitazioni allo SLU
 - 7.2.2 Verifiche di resistenza allo SLU
 - 7.2.2.1 Verifica a flessione
 - 7.2.2.2 Verifica a taglio
 - 7.2.3 Calcolo delle sollecitazioni allo SLE e relative verifiche
 - 7.2.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio
 - 7.2.3.2 Verifica di deformabilità
 - 7.2.3.3 Verifica di fessurazione
 - 7.3 Definizione dei LOAD CASES per tutti i telai

SOLUZIONE CON TRAVI IN ALTEZZA

7.4 Le travi

7.4.1 Calcolo delle sollecitazioni allo SLU

7.4.1.1 Dettagli costruttivi

7.4.2 Verifiche di resistenza allo SLU

7.4.2.1 Verifiche a flessione

7.4.2.2 Verifiche a taglio

7.4.3 Calcolo delle sollecitazioni allo SLE e relative verifiche

7.4.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio

7.4.3.2 Verifica di fessurazione

7.4.3.3 Verifica di deformabilità

7.5 I pilastri

7.5.1 Calcolo delle sollecitazioni e Verifiche di resistenza allo SLU

7.5.1.1 Verifiche a pressoflessione

7.5.1.2 Verifiche a taglio

SOLUZIONE CON TRAVI IN SPESSORE

7.6 Le travi

7.6.1 Calcolo delle sollecitazioni allo SLU

7.6.1.1 Dettagli costruttivi

7.6.2 Verifiche di resistenza allo SLU

7.6.2.1 Verifiche a flessione

7.6.2.2 Verifiche a taglio

7.6.3 Calcolo delle sollecitazioni allo SLE

7.6.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio

7.6.3.2 Verifica di fessurazione

7.6.3.3 Verifica di deformabilità

7.7 I pilastri

7.7.1 Calcolo delle sollecitazioni e Verifiche di resistenza allo SLU

7.7.1.1 Verifiche a pressoflessione

7.7.1.2 Verifiche a taglio

PARTE 3

ANALISI SISMICA

8. Combinazione delle azioni per analisi sismica (SLD+SLV)

8.1 Masse da considerarsi per la definizione dell'azione sismica e loro combinazioni

8.1.1 Valutazione dei contributi ai pesi di piano (soluzione con travi in altezza)

8.1.2 Calcolo dei pesi sismici di piano

8.2 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

8.3 Vita nominale, classi d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica

8.3.1 Vita nominale

8.3.2 Classi d'uso

8.3.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica

SOLUZIONE CON TRAVI IN ALTEZZA

9. Valutazione degli effetti del sisma

9.1 Definizione dell'accelerazione di riferimento

9.1.1 Pericolosità sismica di base

9.1.2 Obiettivi prestazionali sismici

9.1.3 Valutazione dell'azione sismica

9.1.4 Definizione della forma spettrale (a_g, F_0, T_C^*)

9.1.5 Spettro di risposta elastico in accelerazione

9.1.5.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione per gli stati limite di esercizio

9.1.5.1.1 Caratteristiche del sito

9.1.6 Spettro di risposta elastico in accelerazione per gli stati limite ultimi (SLV)

9.1.7 Spettri di risposta di progetto per SLD e SLV

9.1.7.1 Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

9.1.7.2 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

9.1.7.2.1 Fattore di struttura

9.1.8 Calcolo dell'accelerazione di riferimento per SLD e SLV

9.1.8.1 Accelerazione di riferimento per SLD

9.1.8.2 Accelerazione di riferimento per SLV

9.2 Analisi sismica della struttura mediante analisi statica equivalente (ASE)

9.2.1 SLD

9.2.1.1 Valutazione numerica delle forze e dei tagli di piano

9.2.1.2 Verifiche di deformabilità

9.2.2 SLV

9.2.2.1 Valutazione numerica delle forze e dei tagli di piano

9.2.2.2 Calcolo delle sollecitazioni nelle membrature

9.3 Effetti dell'eccentricità

10. Valutazione degli effetti del sisma mediante analisi dinamica modale a spettro di risposta (ADMSR)

10.1 ADMSR a mano

10.1.1 Pesì di piano e masse

10.1.2 Rigidezze di piano

10.1.3 Matrice delle masse

10.1.4 Matrice delle rigidezze

10.1.5 Autovalori

10.1.6 Controllo ortogonalità dei modi di vibrare

10.1.7 Calcolo delle masse modali

10.1.8 Coefficienti di partecipazione

10.1.9 Accelerazioni di piano per ogni modo

10.1.10 Forze di piano per ogni modo

10.1.11 Massa efficace per ogni modo

- 10.1.12 Massa percentuale partecipante per ogni modo
- 10.1.13 Spostamenti di piano per ogni modo
- 10.1.14 Valutazione dei tagli di piano
 - 10.1.14.1 Quadratura degli spostamenti
 - 10.1.14.2 Quadratura delle forze
 - 10.1.14.3 Quadratura dei tagli

10.2 ADMSR mediante SAP2000

- 10.2.1 Modello 2D
 - 10.2.1.1 Sintesi delle sollecitazioni
- 10.2.2 Modello 3D
 - 10.2.2.1 Verifiche di deformabilità allo SLD
 - 10.2.2.2 Calcolo delle sollecitazioni allo SLV

11. Verifiche di resistenza allo SLV

- 11.1 I Solai
- 11.2 Le Travi
 - 11.2.1 Telai in direzione X
 - 11.1.1.1 Verifiche a flessione
 - 11.1.1.2 Verifiche a taglio
 - 11.2.2 Telai in direzione Y
 - 11.1.2.1 Verifiche a flessione
 - 11.1.2.2 Verifiche a taglio
- 11.3 I Pilastrini
 - 11.3.1 Verifiche di resistenza
 - 11.3.1.1 Verifiche a pressoflessione
 - 11.3.1.2 Verifiche a taglio

SOLUZIONE CON TRAVI IN SPESSORE

12. Valutazione degli effetti del sisma

- 12.1 ADMSR mediante SAP2000
 - 12.1.1 Modello 3D
 - 12.1.1.1 Verifiche di deformabilità allo SLD
 - 12.1.1.2 Calcolo delle sollecitazioni allo SLV

13. Verifiche di resistenza allo SLV

- 13.1 Le Travi
 - 13.1.1 Telai in direzione X
 - 13.1.1.1 Verifiche a flessione
 - 13.1.1.2 Verifiche a taglio
- 13.2 I Pilastrini
 - 13.2.1 Verifiche di resistenza
 - 13.2.1.1 Verifiche a pressoflessione
 - 13.2.2.2 Verifiche a taglio

PARTE 4

LE FONDAZIONI

14. Analisi statica

- 14.1 Situazioni limite nei confronti dell'interazione trave rovescia e telaio
- 14.2 Situazioni limite nei confronti dell'interazione trave rovescia e terreno
- 14.3 Soluzione con travi in altezza
 - 14.3.1 Sollecitazioni di calcolo allo SLU
 - 14.3.1.1 Verifica a capacità portante
 - 14.3.1.2 Verifica a scorrimento
 - 14.3.1.3 Verifica di resistenza
- 14.4 Soluzione con travi in spessore
 - 14.4.1 Sollecitazioni di calcolo allo SLU
 - 14.4.1.1 Verifica a capacità portante
 - 14.4.1.2 Verifica a scorrimento
 - 14.4.1.3 Verifica di resistenza

15. Analisi sismica

- 15.1 Soluzione con travi in altezza
 - 15.1.1 Sollecitazioni di calcolo allo SLV
 - 15.1.1.1 Verifica a capacità portante
 - 15.1.1.2 Verifica a scorrimento
 - 15.1.1.3 Verifica di resistenza
- 15.2 Soluzione con travi in altezza
 - 15.2.1 Sollecitazioni di calcolo allo SLV
 - 15.2.1.1 Verifica a capacità portante
 - 15.2.1.2 Verifica a scorrimento
 - 15.2.1.3 Verifica di resistenza

PARTE 5

CONFRONTO TRA SOLUZIONE CON TRAVI IN ALTEZZA E SOLUZIONE CON TRAVI IN SPESSORE

16 Confronto tra le due soluzioni progettuali

- 16.1 Le Travi
 - 16.1.1 Analisi statica
 - 16.1.1.1 Soluzione con travi in altezza
 - 16.1.1.2 Soluzione con travi in spessore
 - 16.1.1.3 Confronto
 - 16.1.2 Analisi sismica
 - 16.1.1.1 Verifiche a flessione
 - 16.1.1.1.1 Soluzione con travi in altezza
 - 16.1.1.1.2 Soluzione con travi in spessore

- 16.1.1.1.3 Confronto
- 16.1.1.2 Verifiche a taglio
 - 16.1.1.2.1 Soluzione con travi in altezza
 - 16.1.1.2.2 Soluzione con travi in spessore
 - 16.1.1.2.3 Confronto

16.2 I Pilastri

- 16.2.1 Analisi sismica
 - 16.2.1.1 Verifiche a pressoflessione
 - 16.1.1.1.1 Soluzione con travi in altezza
 - 16.1.1.1.2 Soluzione con travi in spessore
 - 16.1.1.1.3 Confronto
 - 16.2.1.2 Verifiche a taglio
 - 16.2.1.2.1 Soluzione con travi in altezza
 - 16.2.1.2.2 Soluzione con travi in spessore
 - 16.2.1.2.3 Confronto

16.3 Le Fondazioni

- 16.3.1 Soluzione con travi in altezza
- 16.3.2 Soluzione con travi in spessore
- 16.3.3 Confronto

PARTE 1

CONCEZIONE STRUTTURALE E DATI GENERALI

1. Norme di riferimento

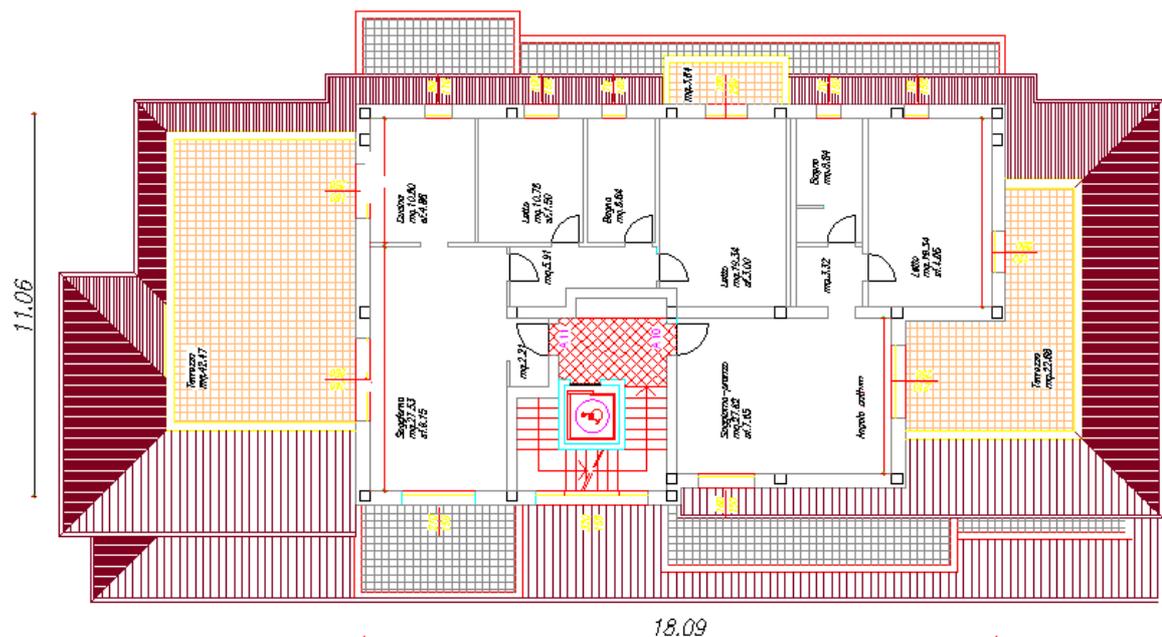
- “Norme Tecniche per le Costruzioni” adottate con il D.M. 14/01/2008 e pubblicate sul S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 04/02/2008.

- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

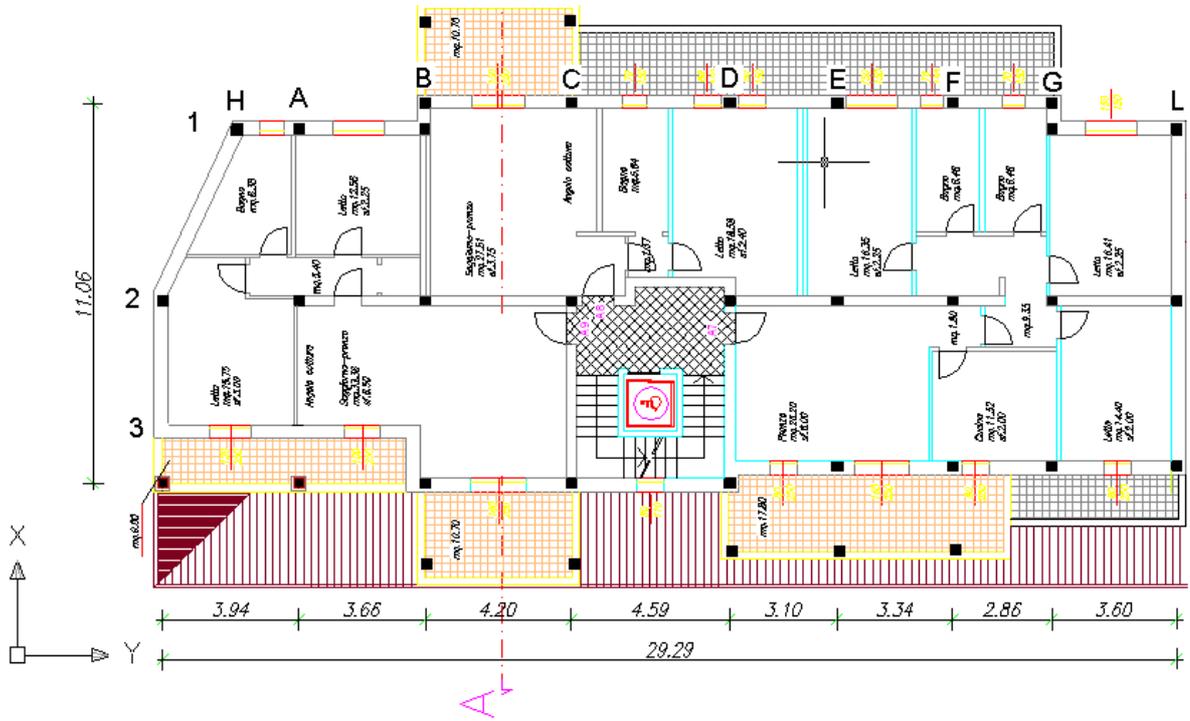
2. Descrizione illustrativa dell’opera

L’edificio in esame si presenta irregolare in altezza, essendo il piano copertura ridotto rispetto a quello del piano tipo, come mostrato in figura:

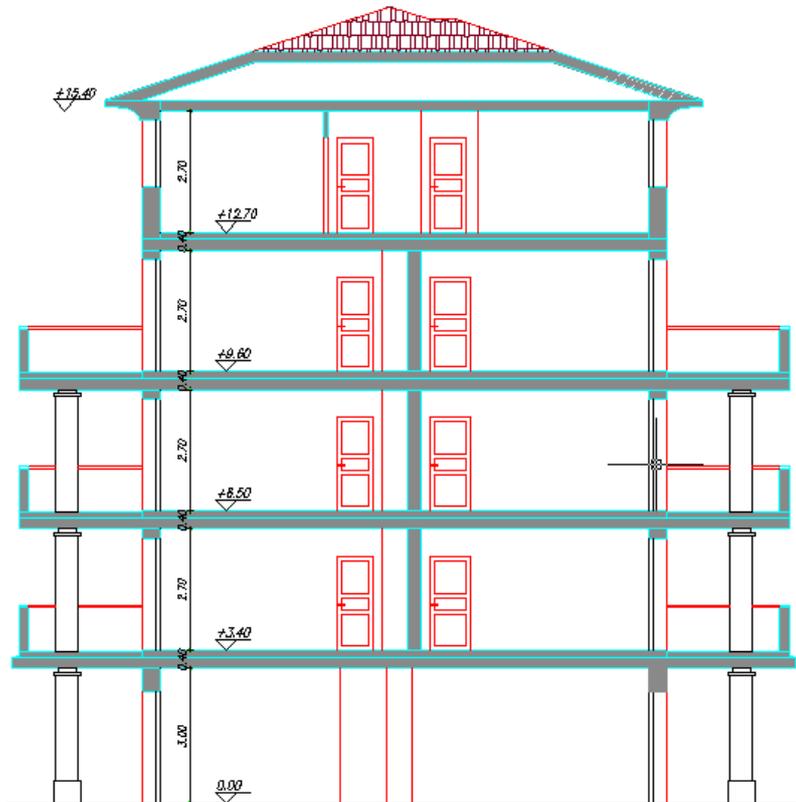
PIANTA DEL PIANO COPERTURA:



PIANTA DEL PIANO TIPO:



SEZIONE



- Edificio di pianta 11,06 m x 29,29 m (esclusi i balconi) a telai in c.a. in entrambe le direzioni, al fine di resistere alle azioni verticali e orizzontali.
- Pilastri quadrati.

Il numero di telai presenti è: 9 lungo la direzione minore "X" e 3 lungo la direzione maggiore "Y".

Le quote dei vari piani sono:

- Piano primo 3,4 m
- Piano secondo 6,5 m
- Piano terzo 9,6 m
- Piano attico 12,7 m
- Copertura 15,8 m

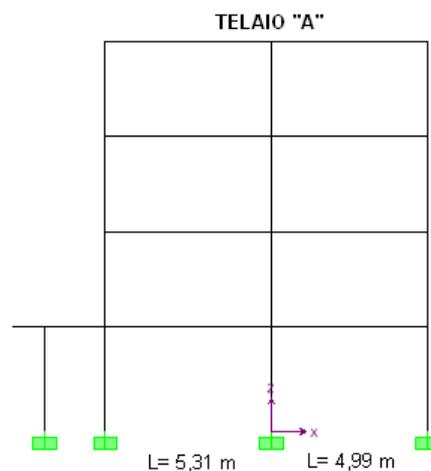
Il piano terra poggia direttamente sul terreno a cui è collegato attraverso travi rovesce di fondazione.

Per le caratteristiche del sito si rimanda alla PARTE 3 relativa all'analisi sismica.

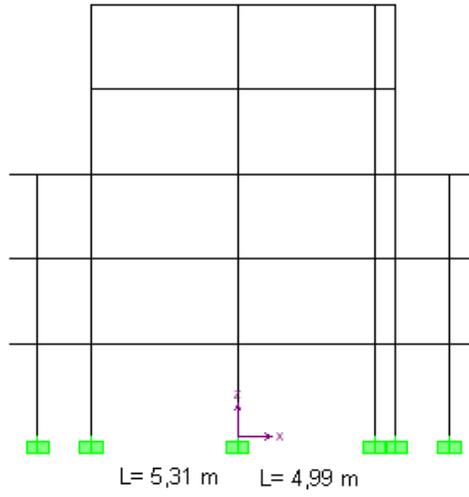
3. Concezione e Schema strutturale

I solai sono orditi in direzione Y; i 9 telai in direzione X sono i telai principali, mentre i 3 telai in direzione Y sono i telai secondari.

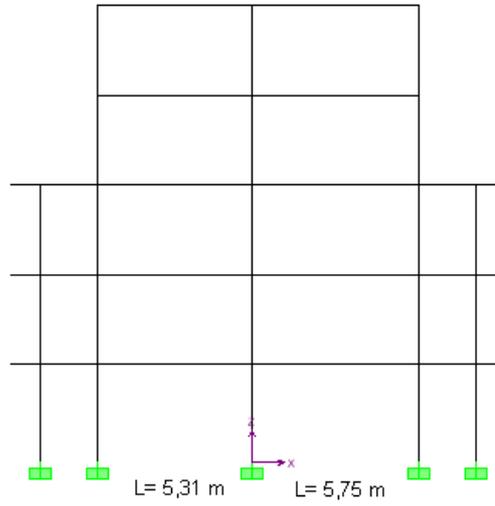
Telai in direzione X



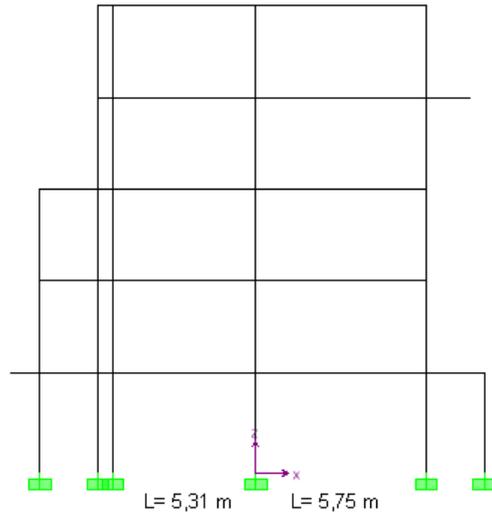
TELAIO "B"



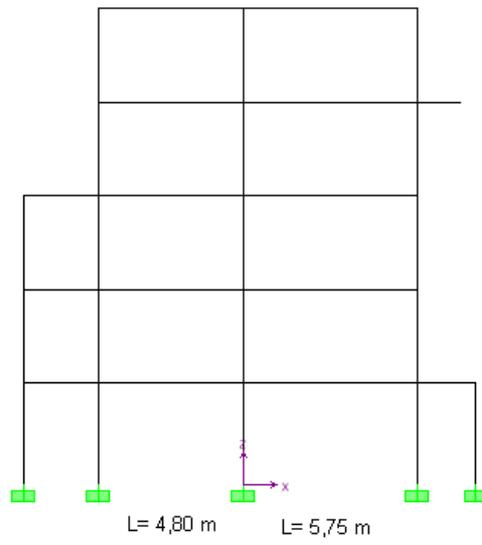
TELAIO "C"



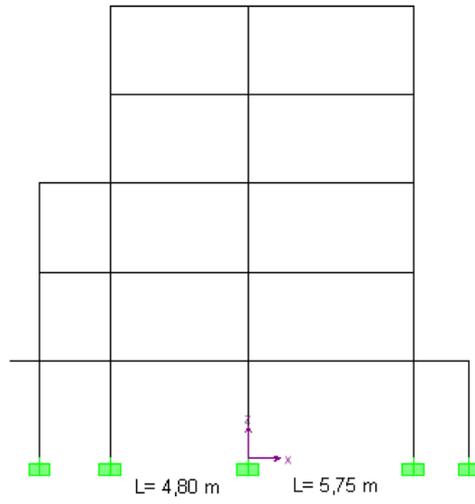
TELAIO "D"



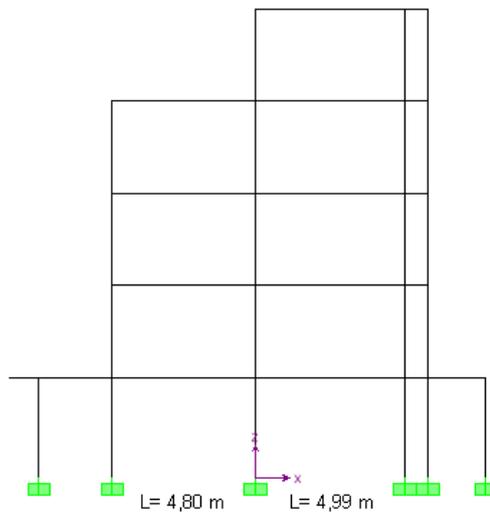
TELAIO "E"

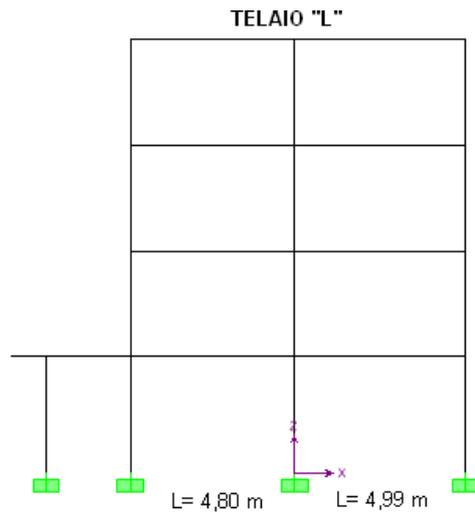


TELAIO "F"

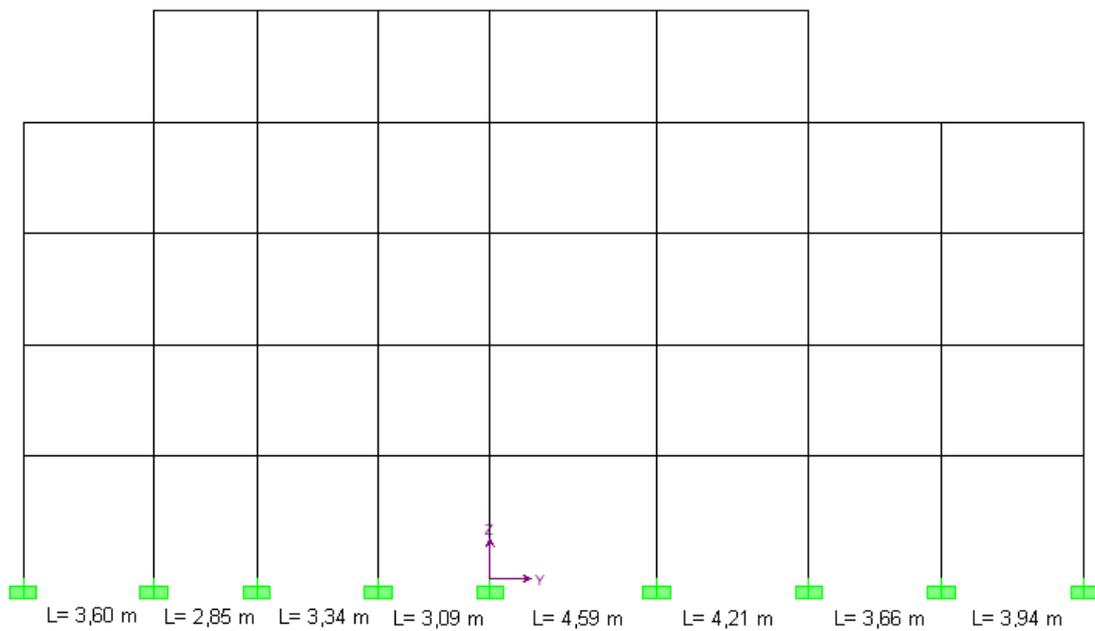


TELAIO "G"





Telai in direzione Y



4. Materiali utilizzati

CALCESTRUZZO: Rck 25/30

Resistenza a compressione

- resistenza cubica caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

- resistenza cilindrica caratteristica $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ MPa}$
- resistenza cilindrica media $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione

- resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$
- resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 3,07 \text{ MPa}$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 31447 \text{ MPa}$$

Resistenze di calcolo

- resistenza a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C = 14,1 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{1,79}{1,5} = 1,19 \text{ MPa}$

ACCIAIO: B450C

- tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di rottura $f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo

- tensione di calcolo a snervamento $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$

5. Analisi dei carichi

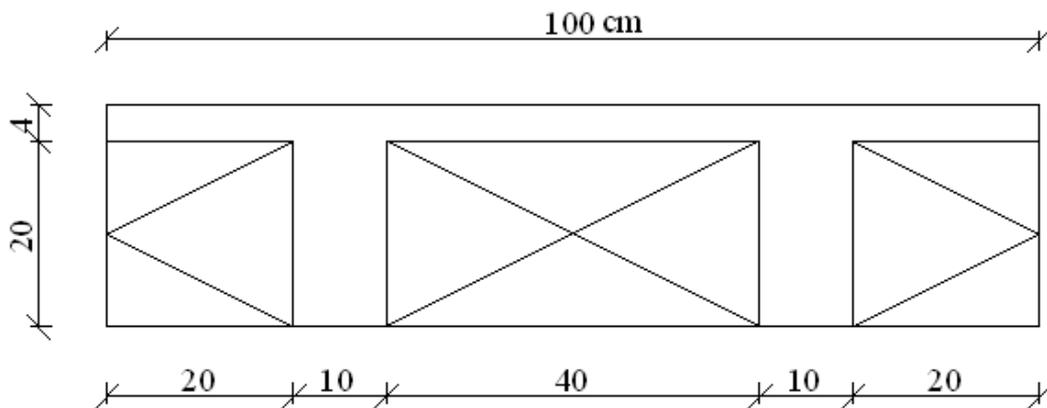
Secondo quanto riportato dal paragrafo C4.1.9.1.2 della circolare di applicazione delle ntc2008, le varie parti del solaio devono rispettare i seguenti limiti dimensionali:

- la larghezza delle nervature deve essere non minore di $1/8$ del loro interasse e comunque non inferiore a 80 mm;
- l'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta;
- la dimensione massima del blocco di laterizio non deve essere maggiore di 520 mm.

5.1 Solaio di copertura

$$H_{\min} = \frac{L_{\max}}{25} = \frac{459 \text{ cm}}{25} = 18,4 \text{ cm}$$

Si ipotizza un solaio latero-cemento gettato in opera di altezza $H = (20 + 4) \text{ cm}$



Spessore soletta $s = 4 \text{ cm}$

Interasse tra i travetti $i = 50 \text{ cm}$

Larghezza della nervatura $b_0 = 10 \text{ cm}$

Larghezza pignatta $b_p = 40 \text{ cm}$

Che rispettano i limiti dimensionali precedentemente elencati:

$$i \leq 15 \cdot s = 60 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq 1/8 \cdot i = 6,25 \text{ cm e comunque } b_0 \geq 8 \text{ cm}$$

$$b_p < 520 \text{ mm}$$

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_1

SOLETTA	$25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,04 \text{ m} = 1 \frac{kN}{m^2}$
TRAVETTI	$2 \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} = 1 \frac{kN}{m^2}$
LATERIZI (foratura 67%)	$2 \cdot 6 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} = 0,96 \frac{kN}{m^2}$
TOTALE	$2,96 \frac{kN}{m^2}$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI G_2

COPPI	$0,8 \frac{kN}{m^2}$
COIBENZA E IMPERMEABILIZZAZIONE	$0,15 \frac{kN}{m^2}$
MASSETTO (cls alleggerito 10 cm)	$14 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,1 \text{ m} = 1,4 \frac{kN}{m^2}$
INTONACO (2 cm)	$18 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,02 \text{ m} = 0,36 \frac{kN}{m^2}$
TOTALE	$2,71 \frac{kN}{m^2}$

CARICHI VARIABILI Q_{kl}

CAT.H1: COPERTURA ACCESSIBILE PER SOLA MANUTENZIONE	$0,5 \frac{kN}{m^2}$
--	----------------------

CARICO NEVE	$1,3 \frac{kN}{m^2}$
TOTALE	$1,8 \frac{kN}{m^2}$

5.1.1 Calcolo CARICO NEVE

Secondo quanto riportato al § 3.4.1, il carico provocato dalla neve sulle coperture è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s = carico neve sulla copertura;

μ_i = coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2] per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E = coefficiente di esposizione;

C_t = coefficiente termico.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Sito in esame: L'AQUILA - ZONA III

$$q_{sk} = 0,51 \left[1 + (a_s / 481)^2 \right] = 1,63 \text{ kN} / m^2 \text{ essendo } a_s = 714 \text{ m s.l.m.}$$

$$C_E = 1$$

$$C_t = 1$$

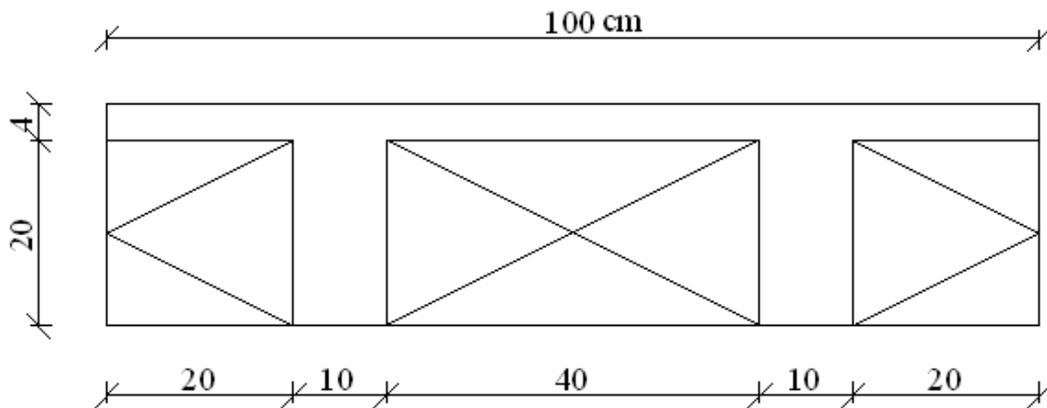
$$\mu_i = 0,8 \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ)$$

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,63 \cdot 1 \cdot 1 = 1,3 \text{ kN} / m^2$$

5.2 Solaio del piano tipo

Anche in questo caso si ipotizza un solaio latero-cemento gettato in opera di altezza

$$H = (20 + 4) \text{ cm}$$



Interasse tra i travetti $i = 50 \text{ cm}$

Larghezza del singolo travetto $b_0 = 10 \text{ cm}$

Larghezza pignatta $b_p = 40 \text{ cm}$

Che rispettano i limiti dimensionali previsti:

$$i \leq 15 \cdot s = 60 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq 1/8 \cdot i = 6,25 \text{ cm} \text{ e comunque } b_0 \geq 8 \text{ cm}$$

$$b_p < 520 \text{ mm}$$

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_1

SOLETTA	$25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,04 \text{ m} = 1 \frac{kN}{m^2}$
TRAVETTI	$2 \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} = 1 \frac{kN}{m^2}$
LATERIZI (foratura 67%)	$2 \cdot 6 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} = 0,96 \frac{kN}{m^2}$
TOTALE	$2,96 \frac{kN}{m^2}$

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G_2

PAVIMENTO IN MARMO (3 cm)	$0,8 \frac{kN}{m^2}$
MASSETTO (cls alleggerito 10 cm)	$14 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,1 m = 1,4 \frac{kN}{m^2}$
INTONACO (1,5 cm)	$18 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,015 m = 0,27 \frac{kN}{m^2}$
TRAMEZZI	$1,2 \frac{kN}{m^2}$
TOTALE	$3,67 \frac{kN}{m^2}$

Elementi divisori interni (tramezzi)

Secondo quanto indicato al § 3.1.3.1, per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio degli elementi divisori interni può essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , che dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Nel caso in esame si calcola il peso di 1 metro lineare di tramezzo realizzato con blocchi di laterizio (65% foratura) di spessore = 8 cm, rivestiti da 1 cm di intonaco su ambo le facce, e di altezza pari a 3 m:

$$G_{2k} = 6,3 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,08 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} + 2 \cdot 0,01 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 2,59 \text{ kN}$$

cui corrisponde un carico uniformemente distribuito $g_{2k} = 1,2 \text{ kN/m}^2$.

CARICHI VARIABILI Q_{kl}

CAT.A AMBIENTI AD USO RESIDENZIALE q_k	$2 \frac{kN}{m^2}$
TOTALE	$2 \frac{kN}{m^2}$

PARTE 2

ANALISI STATICA

6. Combinazione delle azioni per l'analisi statica (SLU+SLE)

Al §2.5.3 vengono specificate le “combinazioni delle azioni” finalizzate alle verifiche agli stati limite:

Combinazione FONDAMENTALE (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

Combinazione RARA (SLE):

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

Combinazione FREQUENTE (SLE):

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

Combinazione QUASI PERMANENTE (SLE):

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Qi}$ e i valori dei coefficienti di combinazione $\Psi_{0j}, \Psi_{1j}, \Psi_{2j}$, sono rispettivamente riportati in Tabella 2.6.I e 2.5.I.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

7. Verifiche statiche degli elementi strutturali

7.1 Solaio di copertura

7.1.1 Calcolo delle sollecitazioni allo SLU

Azioni di calcolo su ogni nervatura

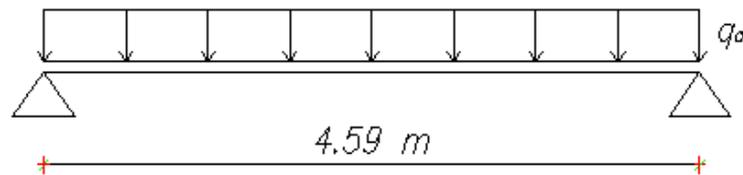
$$q_{p,G1} = G_1 \cdot i = 2,96 \cdot 0,5 = 1,48 \text{ kN/m}$$

$$q_{p,G2} = G_2 \cdot i = 2,71 \cdot 0,5 = 1,36 \text{ kN/m}$$

$$q_{p,Q1} = Q_1 \cdot i = 1,8 \cdot 0,5 = 0,9 \text{ kN/m}$$

Si procede al calcolo delle sollecitazioni secondo due diversi schemi statici:

SCHEMA STATICO 1

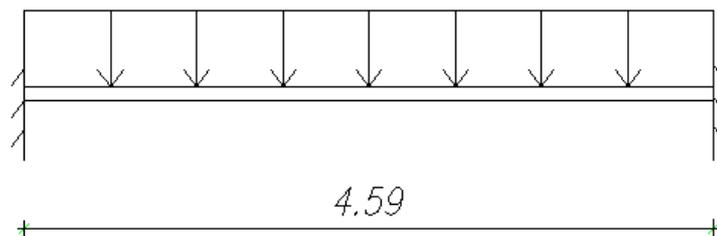


$$q_d = 1,3 \cdot 1,48 + 1,5 \cdot 1,36 + 1,5 \cdot 0,9 = 5,31 \text{ kN/m}$$

$$M_{mezzeria}^{\max} = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = 14 \text{ kNm}$$

$$T_{appoggi}^{\max} = \frac{q_d \cdot L}{2} = 12,19 \text{ kN}$$

SCHEMA STATICO 2



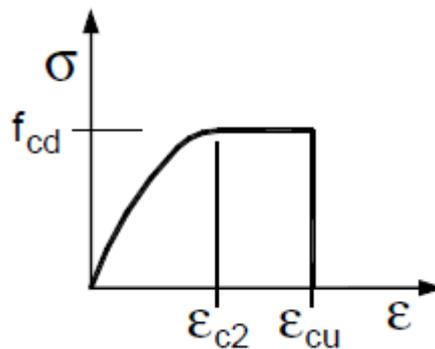
$$M_{INCASTRO}^{\max} = \frac{q_d \cdot L^2}{12} = 9,32 \text{ kNm}$$

7.1.2 Verifiche di resistenza allo SLU

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza acciaio e calcestruzzo;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativi ultima;

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ε_{cu} . Nel caso in esame si fa riferimento al diagramma parabola-rettangolo:

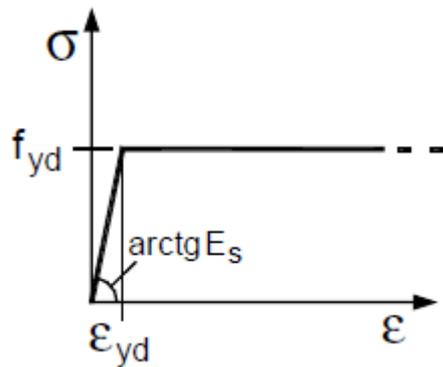


in cui per le classi di resistenza inferiori o uguali a C50/60

$$\varepsilon_{c2} = 0,20\%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,35\%$$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio nel nostro caso si fa riferimento ad un modello $\sigma - \varepsilon$ elastico-perfettamente plastico, definito in base al valore di calcolo $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ ($\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima e al valore della tensione di snervamento :



Essendo $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk} = 0,9 \cdot 7,5\% = 6,7\%$

Affinché la verifica a flessione risulti soddisfatta, il momento resistente dovrà risultare maggiore del momento sollecitante:

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

Secondo quanto precisato al § 4.1.2.1.1, nel caso di elementi piani (ad es. solette) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione e quella a trazione del calcestruzzo vanno ridotti rispettivamente a $0,8f_{cd}$ e a $0,8f_{ctd}$.

7.1.2.1 Verifica a flessione

Momento sollecitante positivo

$$M_{sd}^+ = 14 \text{ kNm}$$

$$A_s^{\min} = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{14}{0,9 \cdot 391,3 \cdot 10^3 \cdot 0,21} \cdot 10^4 = 1,89 \text{ cm}^2$$

Si ipotizzano $2\Phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$ di sola armatura inferiore.

Il dimensionamento a rottura viene basato sull'ipotesi che al lembo compresso venga raggiunta la deformazione di rottura:

$$\varepsilon_{c,\max} = \varepsilon_u = 3,5\text{‰}$$

Secondo l'ipotesi di Bernoulli (sezioni piane), la ripartizione delle tensioni di compressione è simile al diagramma $\sigma - \varepsilon$ del calcestruzzo; un calcolo semplificato permette di introdurre una distribuzione puramente costante su un'altezza ridotta della zona compressa (stress-block) per cui:

$$R_C = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot 0,8 f_{cd} \quad \text{risultante calcestruzzo compresso}$$

$$R_S = \varepsilon_S \cdot E_S \cdot A_S \quad \text{risultante acciaio teso}$$

Calcolo dell'asse neutro: risultante delle forze orizzontali

$$R_C + R_S + R'_S = 0$$

dove:

$$R_C = 0,8 \cdot 50 \cdot x \cdot 11,29 \cdot 10 = 4515,2 \cdot x \quad [kg]$$

$$\varepsilon_S = 0,0035 \cdot \frac{d - x}{x}$$

$$R_S = 0,0035 \cdot \frac{21 - x}{x} \cdot 2100000 \cdot 2,26$$

Dall'equilibrio delle forze orizzontali si ricava la posizione dell'asse neutro, che dista dal lembo compresso: $x = 7,1$ cm.

Calcolando la deformazione dell'acciaio teso $\varepsilon_S = 0,0035 \cdot \frac{21 - 6,5}{6,5} = 0,00679$,

quest'ultima risulta essere maggiore della deformazione di snervamento

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_S} = \frac{391,3}{210000} = 0,00186, \quad \text{pertanto è necessario ricalcolare l'asse neutro}$$

considerando la tensione nell'acciaio coincidente con la tensione di snervamento:

$$R_S = f_{yd} \cdot A_S = 391,3 \cdot 10 \cdot 2,26 = 8843,4 \quad kg$$

da cui $x = 2$ cm.

Calcolo del momento resistente: equilibrio alla rotazione attorno alla risultante delle compressioni

$$M_{Rd} = R_s \cdot (d - 0,4x) = 8843,4 \cdot (21 - 0,4 \cdot 2) \cdot 10^{-4} = 17,88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

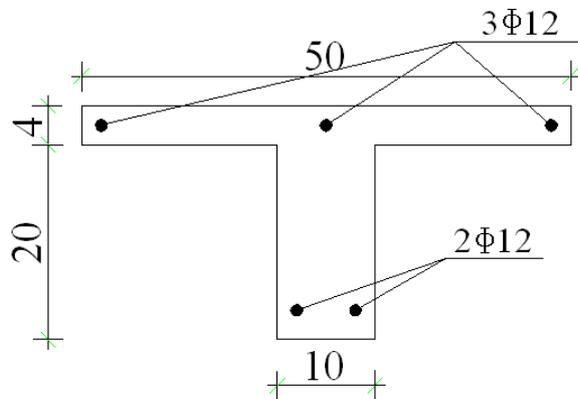
che risulta essere maggiore del momento sollecitante $M_{sd} = 14 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto la verifica risulta essere SODDISFATTA.

Momento sollecitante negativo

$$M_{sd}^- = 9,32 \text{ kNm}$$

$$A_s^{\min} = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{9,32}{0,9 \cdot 391,3 \cdot 10^3 \cdot 0,21} \cdot 10^4 = 1,26 \text{ cm}^2$$

Si ipotizzano $3\Phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ di armatura superiore che va ad aggiungersi ai $2\Phi 12$ di armatura inferiore.



In questo caso essendo $b = 10 \text{ cm}$:

$$R_c = 0,8 \cdot 10 \cdot x \cdot 11,29 \cdot 10 = 903 \cdot x \quad [\text{kg}]$$

$$\varepsilon_s = 0,0035 \cdot \frac{d - x}{x} = 0,0035 \cdot \frac{21 - x}{x}$$

$$R_s = 0,0035 \cdot \frac{21 - x}{x} \cdot 2100000 \cdot 3,39$$

$$\varepsilon'_s = 0,0035 \cdot \frac{x-c}{x} = 0,0035 \cdot \frac{x-3}{x}$$

$$R'_s = 0,0035 \cdot \frac{x-c}{x} \cdot 2100000 \cdot 2,26$$

Dall'equilibrio delle forze orizzontali si ricava la posizione dell'asse neutro, che dista dal lembo compresso (lembo inferiore) $x = 11,1$ cm.

Calcolando la deformazione dell'acciaio teso $\varepsilon_s = 0,0035 \cdot \frac{21-11,1}{11,1} = 0,00311$,

quest'ultima risulta essere maggiore della deformazione di snervamento

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391,3}{210000} = 0,00186, \text{ pertanto } \text{è necessario ricalcolare l'asse neutro}$$

considerando la tensione nell'acciaio coincidente con la tensione di snervamento:

$$R_s = f_{yd} \cdot A_s = 391,3 \cdot 10 \cdot 3,39 = 13265,1 \text{ kg}.$$

Anche l'acciaio in zona compressa risulta avere una deformazione

$$\varepsilon'_s = 0,0035 \cdot \frac{11,1-3}{11,1} = 0,0026 \text{ maggiore della deformazione di snervamento,}$$

pertanto la risultante dell'acciaio in zona compressa risulta:

$$R'_s = f_{yd} \cdot A_s = 391,3 \cdot 10 \cdot 2,26 = 8843,4 \text{ kg}.$$

L'asse neutro si dispone ad una distanza $x = 4,9$ cm dal lembo inferiore della sezione.

Calcolo del momento resistente: equilibrio alla rotazione attorno alla risultante delle compressioni

$$M_{Rd} = R_s \cdot (d - 0,4x) + R'_s \cdot (0,4x - c) = 13265,1 \cdot (21 - 0,4 \cdot 4,9) + 8843,4 \cdot (0,4 \cdot 4,9 - 3) = 24,35 \text{ kNm}$$

che risulta essere maggiore del momento sollecitante $M_{sd} = 9,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto la verifica risulta essere SODDISFATTA.

7.1.2.2 Verifica a taglio

Al paragrafo 4.1.2.1.3.1. la Normativa consente l'utilizzo di solai sprovvisti di armatura trasversale resistente a taglio. La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta mediante la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ = rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$)

b_w = larghezza minima della sezione (in mm)

Nel caso in esame $V_{Ed} = 12,19 \text{ kN}$.

Con riferimento allo schema appoggio-appoggio, assumendo $d = 210 \text{ mm}$, $b_w = 100$

mm, $A_{sl} = 226 \text{ mm}^2$

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO		
d (mm)	210	
Asl (mm ²)	226	
bw (mm)	100	
σ_{cp}	0	
fck	24,9	
γ_c	1,5	
k	1,976	→ ok! minore di 2
vmin	0,485	
ρ_l	0,0108	→ ok! minore di 0.02
VRd (kN)	14,9	
Con la seguente condizione:		
$v_{min} \cdot bw \cdot d$	10,2	OK! VRd > vmin * bw * d

si ottiene un $V_{Rd} = 14,9 \text{ kN} > V_{Ed} = 12,19 \text{ kN}$ e pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Secondo quanto prescritto al §4.1.2.1.3.3, lo sforzo di taglio V_{Ed} deve comunque sempre rispettare la condizione:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$$

essendo $v = 0,5$ un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio.

Nel caso in esame:

$$12,19 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 100 \cdot 210 \cdot 0,5 \cdot 11,29 = 59,3 \text{ kN}$$

7.1.3 Calcolo delle sollecitazioni allo SLE e relative verifiche

COMBINAZIONE RARA (SLE)

$$q_{d,RARA} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} = (1,48 + 1,36 + 0,65 + 0 \cdot 0,25) \text{ kN/m} = 3,49 \text{ kN/m}$$

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE)

$$q_{d,FREQ} = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} = (1,48 + 1,36 + 0,2 \cdot 0,65 + 0,0 \cdot 0,25) \text{ kN/m} = 2,97 \text{ kN/m}$$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE)

$$q_{d,QuasiPerm} = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} = (1,48 + 1,36 + 0,0 \cdot 0,25 + 0,0 \cdot 0,65) \text{ kN / m} = 2,84 \text{ kN / m}$$

7.1.3.1 Verifica delle tensioni in esercizio

Al paragrafo 4.1.2.2.5 si precisa che, valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni “caratteristica” (rara) e “quasi permanente” delle azioni, si devono calcolare le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature ed occorre verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati:

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente}$$

Nel caso di elementi piani (ad es. solette) gettati in opera con cls ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm, i valori limite sopra descritti vanno ridotti del 20%.

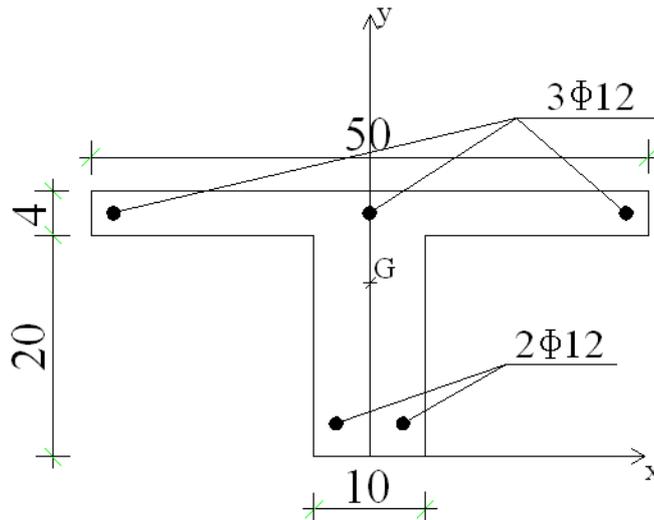
Le tensioni devono essere calcolate adottando le proprietà geometriche della sezione corrispondente alla condizione non fessurata oppure a quella completamente fessurata, a seconda dei casi. Deve, di regola, essere assunto lo stato fessurato se la massima tensione di trazione nel calcestruzzo calcolata in sezione non fessurata sotto la combinazione di carico rara supera f_{ctm} .

Quando si adotta una sezione non fessurata, si considera efficace l'intera sezione di calcestruzzo, e si considerano in campo elastico sia a trazione che a compressione il calcestruzzo e l'acciaio.

Quando si adotta la sezione fessurata, il calcestruzzo può essere considerato elastico in compressione, ma incapace di sostenere alcuna trazione.

Essendo una verifica locale, non si deve tenere conto dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso dopo fessurazione in quanto la condizione più gravosa è assunta nella sezione fessurata.

Valutiamo se il travetto di solaio è in fase elastica fessurata o non fessurata:



$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{c,\max} = \frac{M_{Ed}}{W_1}$$

Calcolo del baricentro della sezione

Ipotizziamo un sistema di riferimento x-y come riportato in figura. Poiché la sezione è simmetrica $x_G = 0$.

Per quanto riguarda y_G si procede come di seguito:

$$A_{cn} = \text{area calcestruzzo netta} = 4 \cdot 50 + 20 \cdot 10 - A_s = 200 + 200 - 2,26 = 397,7 \text{ cm}^2$$

$$y_{G1} = 22 \text{ cm}$$

$$y_{G2n} = \frac{A_2 \cdot y_{G2} - A_s \cdot y_{Gs}}{A_{2n}} = 10,1 \text{ cm}$$

$$y_{Gcn} = \frac{A_1 \cdot y_{G1} + A_{2n} \cdot y_{G2n}}{A_{2n}} = 16,1 \text{ cm}$$

$$A_{ci} = A_1 + A_{2n} + n \cdot A_s = 200 + 197,7 + 15 \cdot 2,26 = 431,6 \text{ cm}^2$$

$$y_{Gci} = \frac{A_{cn} \cdot y_{Gcn} + n \cdot A_s \cdot y_{Gs}}{A_{ci}} = \frac{397,7 \cdot 16,1 + 15 \cdot 2,26 \cdot 3}{431,6} = 15,1 \text{ cm}$$

$$J_{ci} = \frac{50 \cdot 4^3}{12} + (50 \cdot 4) \cdot (22 - 15)^2 + \frac{10 \cdot 20^3}{12} + (10 \cdot 20) \cdot (15 - 10)^2 + (15 - 1) \cdot 2,26 \cdot (15 - 3)^2 =$$

$$= 26289,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{ci} = \frac{J_{ci}}{y_{G,ci}} = \frac{26289,5}{15,1} = 1752,6 \text{ cm}^3$$

COMBINAZIONE RARA

$$M_{Ed} = \frac{q_{d,rara} \cdot L^2}{8} = 9,85 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,max} = \frac{9,85}{1752,6 \cdot 10^{-6}} = 5620,2 \text{ kPa} > f_{cm} = 2560 \text{ kPa}$$

La sezione in esame è pertanto FESSURATA.

In campo elastico:

$$R_C = \frac{1}{2} \cdot B \cdot x \cdot \sigma_c = \frac{1}{2} \cdot 50 \cdot x \cdot \sigma_c$$

$$R_S = A_s \cdot \sigma_s = 2,26 \cdot 15 \cdot \frac{21-x}{x} \cdot \sigma_c$$

essendo

$$\sigma_s = n \cdot \frac{(d-x)}{x} \cdot \sigma_c$$

Equilibrio alla traslazione orizzontale

$$R_C = R_S$$

$$25 \cdot x \cdot \cancel{\sigma_c} - 2,26 \cdot 15 \cdot \frac{21-x}{x} \cdot \cancel{\sigma_c} = 0$$

$$25 \cdot x^2 - 33,9 \cdot (21-x) = 0$$

$$25 \cdot x^2 + 33,9 \cdot x - 711,9 = 0$$

$$x = 4,7 \text{ cm}$$

Equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura

$$M = R_c \cdot (d - x/3) = 25 \cdot 4,7 \cdot \sigma_c \cdot \left(21 - \frac{4,7}{3}\right)$$

$$9,85 \text{ kNm} = 25 \cdot 4,7 \cdot \sigma_c \cdot \left(21 - \frac{4,7}{3}\right) = 2283,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \sigma_c$$

$$\sigma_c = \frac{9,35 \text{ kNm}}{2283,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3} = 4313,7 \text{ kPa}$$

Applicando alle verifiche una riduzione del 20% che compete a solette di spessore inferiore a 50mm, la limitazione prevista dalla Normativa per la combinazione rara risulta:

$$\sigma_c < 0,48 f_{ck}$$

ovvero $\sigma_c = 4313,7 \text{ kPa} < 0,48 \cdot 24,9 \cdot 10^3 \text{ kPa} = 11952 \text{ kPa}$ SODDISFATTA

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristiche deve essere rispettata la seguente limitazione:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{(d - x)}{x} \cdot \sigma_c = 15 \cdot \frac{21 - 4,7}{4,7} \cdot 4313,7 \text{ kPa} = 224,4 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 224,4 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ SODDISFATTA

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$M = R_c \cdot (d - x/3) = 25 \cdot 4,7 \cdot \sigma_c \cdot \left(21 - \frac{4,7}{3}\right)$$

$$M = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = \frac{2,84 \text{ kN/m} \cdot 4,59^2 \text{ m}^2}{8} = 7,48 \text{ kNm}$$

$$7,48 \text{ kNm} = 25 \cdot 4,7 \cdot \sigma_c \cdot \left(21 - \frac{4,7}{3}\right) = 2157,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \sigma_c$$

$$\sigma_c = \frac{7,48 \text{ kNm}}{2157,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3} = 3470 \text{ kPa}$$

La limitazione prevista dalla Normativa per la combinazione quasi permanente risulta:

$$\sigma_c < 0,36 f_{ck}$$

$$\sigma_c = 3470 \text{ kPa} < 0,36 \cdot 24,9 \cdot 10^3 \text{ kPa} = 8964 \text{ kPa} \quad \text{SODDISFATTA}$$

7.1.3.2 Verifica di deformabilità

Secondo quanto riportato al § 4.1.2.2.2 , i limiti di deformabilità devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Secondo quanto contenuto al paragrafo C4.1.2.2.2 della circolare di applicazione delle ntc2008, il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua in genere mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro.

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media f_{cm} a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra le fessure.

Al riguardo detto “ p_f ” il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e “ p ” il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo “ p^* ” del parametro è dato da:

$$p^* = \zeta \cdot p_f + (1 - \zeta) \cdot p$$

in cui

$$\zeta = 1 - c\beta^2$$

essendo $\beta = \frac{M_{fessurazione}}{M_{esercizio}}$, e il coefficiente “c” pari a 1 nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o pari a 0,5 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Salvaguardia dell’aspetto e della funzionalità dell’opera

Per quanto riguarda la salvaguardia dell’aspetto e della funzionalità dell’opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate

Per quanto riguarda l’integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce.

STADIO I: NON FESSURATO

- posizione dell’asse neutro tramite annullamento del momento statico $S_x = 0$:

$$S_x = -B \cdot s \cdot (x - s/2) + b \cdot h \cdot (s + h/2 - x) + n \cdot A_s (d - x) = 0$$

$$-50 \cdot 4 \cdot (x - 2) + 10 \cdot 20 \cdot (14 - x) + 15 \cdot 2,26(21 - x) = 0$$

$$x = 9 \text{ cm}$$

- Momento d’inerzia di Stadio I:

$$J_1 = \frac{B \cdot s^3}{12} + B \cdot s(x - s/2)^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (s + h/2 - x)^2 + n \cdot A_s (d - x)^2$$

$$J_1 = \frac{50 \cdot 4^3}{12} + 50 \cdot 4 \cdot (9 - 2)^2 + \frac{10 \cdot 20^3}{12} + 10 \cdot 20 \cdot (14 - 9)^2 + 15 \cdot 2,26 \cdot (21 - 9)^2 = 26615 \text{ cm}^4$$

- frecce di Stadio I

$$f^I = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_d \cdot L^4}{E_{c0} \cdot J_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,84 \cdot 4,59^2}{31447 \cdot 10^3 \cdot 26615 \cdot 10^{-8}} = 0,0093 \text{ cm}$$

STADIO II: FESSURATO

- posizione dell'asse neutro tramite annullamento del momento statico $S_x = 0$:

$$S_x = -B \cdot s \cdot (x - s/2) - \frac{b \cdot (x - s)^2}{2} + n \cdot A_s (d - x) = 0$$

$$-50 \cdot 4 \cdot (x - 2) - 10 \cdot \frac{(x - 4)^2}{2} + 15 \cdot 2,26(21 - x) = 0$$

$$x = 4,7 \text{ cm}$$

- Momento d'inerzia di Stadio II:

$$J_2 = \frac{B \cdot s^3}{12} + B \cdot s \cdot (x - s/2)^2 + \frac{b \cdot (x - s)^3}{12} + \frac{b \cdot (x - s)^2}{2} + n \cdot A_s (d - x)^2$$

$$J_2 = \frac{50 \cdot 4^3}{12} + 50 \cdot 4 \cdot (4,7 - 2)^2 + \frac{10 \cdot (4,7 - 4)^3}{12} + \frac{10 \cdot (4,7 - 4)^2}{2} + 15 \cdot 2,26(21 - 4,7)^2 =$$
$$= 10734,3 \text{ cm}^4$$

- freccia di Stadio II

$$f'' = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_d \cdot L^4}{E_{c0} \cdot J_2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,84 \cdot 4,59^2}{31447 \cdot 10^3 \cdot 10737 \cdot 10^{-8}} = 0,023 \text{ cm}$$

FRECCIA EFFETTIVA

Essendo per la combinazione quasi permanente:

$$M_{fess} = f_{ctm} \cdot W_{i,r} = 2,56 \cdot 10^3 \cdot 1752,6 \cdot 10^{-6} = 4,49 \text{ kNm}$$

$$M_{esercizio}^{quasi_permanente} = 7,48 \text{ kNm}$$

$$f^* = \zeta \cdot f'' + (1 - \zeta) \cdot f^I = \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{M_{fess}}{M_{esercizio}} \right)^2 \right] f'' + \left[0,5 \cdot \left(\frac{M_{fess}}{M_{esercizio}} \right)^2 \right] f^I$$

$$f^* = \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{4,49}{7,48} \right)^2 \right] \cdot 0,023 + \left[0,5 \cdot \left(\frac{4,49}{7,48} \right)^2 \right] \cdot 0,0093 = 0,038 \text{ cm}$$

Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera:

$$f^* = 0,038 \text{ cm} < \frac{459 \text{ cm}}{250} = 1,84 \text{ cm} \quad \text{SODDISFATTA}$$

Integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate:

$$f^* = 0,038 \text{ cm} < \frac{459 \text{ cm}}{500} = 0,92 \text{ cm} \quad \text{SODDISFATTA}$$

7.1.3.3 Verifica di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

Al paragrafo 4.1.2.2.4 vengono definiti i seguenti stati limite di fessurazione:

- stato limite di decompressione

nel quale, per la combinazione di azione prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione o al più uguale a zero;

- stato limite di formazione delle fessure

nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è

$$\sigma_t = \frac{f_{cm}}{1,2}$$

- stato limite di apertura delle fessure

nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Le combinazioni di azioni che si devono prendere in considerazione sono:

- combinazione quasi permanente
- combinazione frequente

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato in Tab. 4.1.III

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Con riferimento alla sensibilità delle armature alla corrosione, le armature si dividono in due gruppi:

- armature SENSIBILI
- armature POCO SENSIBILI

Gli acciai ordinari appartengono al secondo gruppo.

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Allo “stato limite di decompressione e di formazione delle fessure” le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Allo “stato limite di apertura delle fessure” il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto previsto in Tab. 4.1.IV.

Il valore di calcolo:

$$w_d = 1,7w_m$$

dove w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure

Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$q_{d,quasiperm} = 2,84 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max,quasiperm} = \frac{2,84 \cdot 4,59^2}{8} = 7,48 \text{ kNm}$$

Deve essere definito lo stato limite di fessurazione in cui si trova la sezione in esame:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{ir} = 2,56 \cdot 1752,6 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6} = 4,49 \text{ kNm}$$

che risulta essere inferiore al $M_{Ed} = 7,48 \text{ kNm}$, pertanto la sezione si trova allo stato limite di apertura delle fessure.

La stessa cosa poteva essere verificata calcolando la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata:

$$\sigma_{c,\max} = \frac{M}{W_{ir}} = \frac{7,48 \cdot 10^6}{1752,6 \cdot 10^3} = 4,27 \text{ MPa}$$

e confrontandola con il valore fornito dalla Normativa:

$$\sigma_t = \frac{2,56}{1,2} = 2,13 \text{ MPa}.$$

La tensione σ_{s2} si calcola considerando la sezione in Stadio II mediante la formula esatta:

$$\sigma_{s2} = n \frac{(d-x)}{(h-x)} \sigma_c = n \cdot \frac{(d-x)}{(h-x)} \cdot \frac{M}{I_2} \cdot (h-x) = n \frac{M}{I_2} (d-x_2)$$

da cui:

$$\sigma_{s2} = 15 \cdot \frac{7,48 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}}{10737} (21 - 4,7) = 170,3 \text{ MPa}$$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,\max}$$

dove:

$\Delta_{s,\max}$ = distanza massima tra le fessure

ε_{sm} = deformazione unitaria media delle barre che può essere calcolata mediante

l'espressione fornita dalla circolare di applicazione delle ntc2008:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

in cui:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{eff} è pari a $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ e $h/2$ (vedere figura C4.1.9). Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

pertanto:

$$\sigma_s = 170,3 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{210000 \text{ MPa}}{31447 \text{ MPa}} = 6,678$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) = 7,5 \text{ cm} \\ (h-x)/3 = 6,43 \text{ cm} \\ h/2 = 12 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 64,3 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = \frac{2,26 \text{ cm}^2}{64,3 \text{ cm}^2} = 0,0352$$

Sostituendo i valori sopraindicati nell'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = 0,00064$$

che risulta inferiore al limite imposto $0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00081$ e pertanto si assume

$$\varepsilon_{sm} = 0,00081.$$

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c+\Phi/2)$, la distanza massima tra le fessure, $\Delta_{s,max}$, può essere valutata mediante l'espressione:

$$\Delta_{s,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

c	è il ricoprimento dell'armatura;
k_1	= 0,8 per barre ad aderenza migliorata, = 1,6 per barre lisce;
k_2	= 0,5 nel caso di flessione, = 1,0 nel caso di trazione semplice.
k_3	= 3,4;
k_4	= 0,425.

$$\Delta_{s,max} = 3,4 \cdot 3 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{1,2}{0,0352} = 16 \text{ cm}$$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure risulta pertanto:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0,00081 \cdot 160 \text{ mm} = 0,13 \text{ mm}$$

Con riferimento alla tabella 4.1.IV, in condizioni ambientali "ordinarie", per la combinazione delle azioni "quasi permanente", per armatura "poco sensibile":

$$w_d = 0,13 \text{ mm} \leq w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad \text{SODDISFATTA}$$

COMBINAZIONE FREQUENTE

$$q_{d,freq} = 2,97 \text{ kN/m}$$

$$M_{max,quasiperm} = \frac{2,97 \cdot 4,59^2}{8} = 7,82 \text{ kNm}$$

Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata:

$$\sigma_{c,max} = \frac{M}{W_{ir}} = \frac{7,82 \cdot 10^6}{1752,6 \cdot 10^3} = 4,46 \text{ MPa}$$

che confrontata con il valore fornito dalla Normativa:

$$\sigma_t = \frac{2,56}{1,2} = 2,13 \text{ MPa}$$

permette di dedurre che la sezione si trova nello stato limite di apertura delle fessure.

La tensione σ_{s2} si calcola considerando la sezione in Stadio II mediante la formula esatta:

$$\sigma_{s2} = n \frac{(d-x)}{(h-x)} \sigma_c = n \cdot \frac{(d-x)}{(h-x)} \cdot \frac{M}{I_2} \cdot (h-x) = n \frac{M}{I_2} (d-x_2)$$

da cui:

$$\sigma_{s2} = 15 \cdot \frac{7,82 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}}{10737} (21 - 4,7) \cdot 10^2 = 178,1 \text{ MPa}$$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,\max}$$

dove:

$\Delta_{s,\max}$ = distanza massima tra le fessure

ε_{sm} = deformazione unitaria media delle barre che può essere calcolata mediante

l'espressione fornita dalla circolare di applicazione delle ntc2008:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

pertanto:

$$\sigma_s = 178,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{210000 \text{ MPa}}{31447 \text{ MPa}} = 6,678$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) = 7,5 \text{ cm} \\ (h-x)/3 = 6,43 \text{ cm} \\ h/2 = 12 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 64,3 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = \frac{2,26 \text{ cm}^2}{64,3 \text{ cm}^2} = 0,0352$$

$$k_t = 0,4$$

Sostituendo i valori sopraindicati nell'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = 0,00068$$

che risulta inferiore al limite imposto $0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00081$ e pertanto si assume

$$\varepsilon_{sm} = 0,00081.$$

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \Phi/2)$, la distanza massima tra le fessure, $\Delta_{s,max}$, può essere valutata mediante l'espressione:

$$\Delta_{s,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

$$\Delta_{s,max} = 3,4 \cdot 3 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{1,2}{0,0352} = 16 \text{ cm}$$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure risulta pertanto:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0,00081 \cdot 160 \text{ mm} = 0,13 \text{ mm}$$

Con riferimento alla tabella 4.1.IV, in condizioni ambientali "ordinarie", per la combinazione delle azioni "frequente", per armatura "poco sensibile":

$$w_d = 0,13 \text{ mm} \leq w_3 = 0,4 \text{ mm} \quad \text{SODDISFATTA}$$

7.2 Solaio del piano tipo

7.2.1 Calcolo delle sollecitazioni allo SLU

Azioni di calcolo su ogni nervatura

$$q_{p,G1} = G_1 \cdot i = 2,96 \cdot 0,5 = 1,48 \text{ kN/m}$$

$$q_{p,G2} = G2 \cdot i = 3,67 \cdot 0,5 = 1,84 \text{ kN/m}$$

$$q_{p,Q1} = Q1 \cdot i = 2 \cdot 0,5 = 1 \text{ kN/m}$$

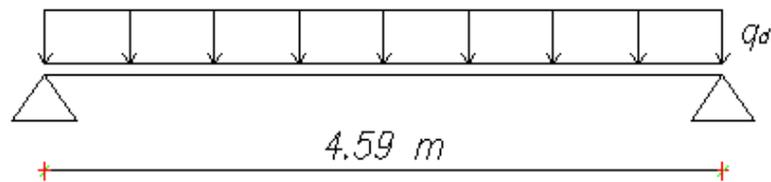
Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1$$

$$q_d = 1,3 \cdot 1,48 + 1,5 \cdot 1,84 + 1,5 \cdot 1 = 6,18 \text{ kN/m}$$

Si procede al calcolo delle sollecitazioni secondo due diversi schemi statici:

SCHEMA STATICO 1



$$M_{mezzeria}^{\max} = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = 16,28 \text{ kNm}$$

$$T_{appoggi}^{\max} = \frac{q_d \cdot L}{2} = 14,18 \text{ kN}$$

SCHEMA STATICO 2



$$M_{INCASTRO}^{\max} = \frac{q_d \cdot L^2}{12} = 10,85 \text{ kNm}$$

7.2.2 Verifiche di resistenza allo SLU

7.2.2.1 Verifica a flessione

Momento sollecitante positivo

$$M_{sd}^+ = 16,28 \text{ kNm}$$

$$A_s^{\min} = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{16,28}{0,9 \cdot 391,3 \cdot 10^3 \cdot 0,21} \cdot 10^4 = 2,20 \text{ cm}^2$$

Ipotizzo $2\Phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$ di sola armatura inferiore.

Asse neutro $x = 2 \text{ cm}$.

$$M_{Rd} = R_s \cdot (d - 0,4x) = 8843,4 \cdot (21 - 0,4 \cdot 2) \cdot 10^{-4} = 17,88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

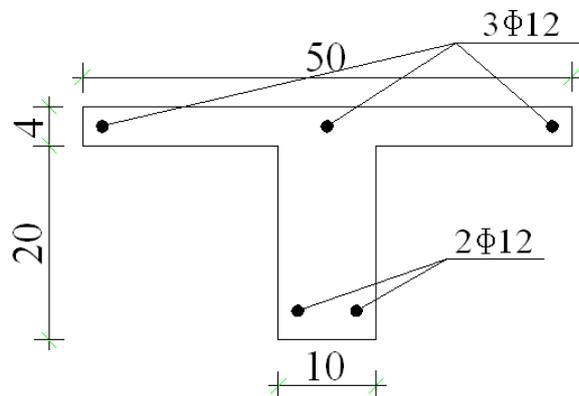
che risulta essere maggiore del momento sollecitante $M_{sd} = 16,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto la verifica risulta essere SODDISFATTA.

Momento sollecitante negativo

$$M_{sd}^- = 10,85 \text{ kNm}$$

$$A_s^{\min} = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{10,85}{0,9 \cdot 391,3 \cdot 10^3 \cdot 0,21} \cdot 10^4 = 1,47 \text{ cm}^2$$

Si ipotizzano $3\Phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ di armatura superiore che va ad aggiungersi ai $2\Phi 12$ di armatura inferiore già presenti su tutta la luce del solaio.



$$M_{Rd} = R_s \cdot (d - 0,4x) + R_s' \cdot (0,4x - c) = 13265,1 \cdot (21 - 0,4 \cdot 4,9) + 8843,4 \cdot (0,4 \cdot 4,9 - 3) = 24,35 \text{ kNm}$$

che risulta essere maggiore del momento sollecitante $M_{sd} = 10,85 \text{ kN} \cdot m$, pertanto la verifica risulta essere SODDISFATTA.

7.2.2.2 Verifica a taglio

Al paragrafo 4.1.2.1.3.1. la Normativa consente l'utilizzo di solai sprovvisti di armatura trasversale resistente a taglio. La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta mediante la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione (in mm)

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = \text{rapporto geometrico di armatura longitudinale} (\leq 0,02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \text{ tensione media di compressione nella sezione } (\leq 0,2f_{cd})$$

b_w = larghezza minima della sezione (in mm)

Nel caso in esame $V_{Ed} = 14,18 \text{ kN}$.

Con riferimento allo schema appoggio-appoggio, assumendo $d = 210 \text{ mm}$, $b_w = 100 \text{ mm}$, $A_{sl} = 226 \text{ mm}^2$

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
d (mm)	210		
Asl (mm ²)	226		
bw (mm)	100		
σ_{cp}	0		
fck	24,9		
γ_c	1,5		
k	1,976	→	ok! minore di 2
v _{min}	0,485		
ρ_l	0,0108	→	ok! minore di 0.02
VRd (kN)	14,9		
Con la seguente condizione:			
$v_{min} \cdot bw \cdot d$	10,2		OK! VRd > v_{min} · bw · d

$V_{Rd} = 14,9 \text{ kN} > V_{Ed} = 14,18 \text{ kN}$ e pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Secondo quanto prescritto al §4.1.2.1.3.3, lo sforzo di taglio V_{Ed} deve comunque sempre rispettare la condizione:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$$

essendo $v = 0,5$ un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio.

Nel caso in esame:

$$14,8 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot 100 \cdot 210 \cdot 0,5 \cdot 11,29 = 59,3 \text{ kN}$$

7.2.3 Calcolo delle sollecitazioni allo SLE e relative verifiche

COMBINAZIONE RARA (SLE)

$$q_{d,RARA} = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} = (1,48 + 1,84 + 1) \text{ kN/m} = 4,32 \text{ kN/m}$$

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE)

$$q_{d,FREQ} = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} = (1,48 + 1,84 + 0,5 \cdot 1) \text{ kN/m} = 3,82 \text{ kN/m}$$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE)

$$q_{d,QuasiPerm} = G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} = (1,48 + 1,84 + 0,3 \cdot 1) \text{ kN/m} = 3,62 \text{ kN/m}$$

7.2.3.1 Verifica delle tensioni di esercizio

$$y_{Gci} = 15,1 \text{ cm}$$

$$J_{ci} = 26289,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{ci} = \frac{J_{ci}}{y_{G,ci}} = \frac{26289,5}{15,1} = 1752,6 \text{ cm}^3$$

COMBINAZIONE RARA

$$M_{Ed} = \frac{q_{d,rara} \cdot L^2}{8} = \frac{4,32 \text{ kN/m} \cdot 4,59^2}{8} = 11,38 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,max} = \frac{11,38 \text{ kNm}}{1752,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3} = 6493,2 \text{ kPa} > f_{ctm} = 2260 \text{ kPa}$$

La sezione in esame è pertanto FESSURATA.

In campo elastico:

$$R_C = \frac{1}{2} \cdot B \cdot x \cdot \sigma_c = \frac{1}{2} \cdot 50 \cdot x \cdot \sigma_c$$

$$R_S = A_s \cdot \sigma_s = 2,26 \cdot 15 \cdot \frac{21-x}{x} \cdot \sigma_c$$

essendo

$$\sigma_s = n \cdot \frac{(d-x)}{x} \cdot \sigma_c$$

Equilibrio alla traslazione orizzontale

$$R_C = R_S$$

$$25 \cdot x \cdot \cancel{\sigma_c} - 2,26 \cdot 15 \cdot \frac{21-x}{x} \cdot \cancel{\sigma_c} = 0$$

$$25 \cdot x^2 - 33,9 \cdot (21-x) = 0$$

$$25 \cdot x^2 + 33,9 \cdot x - 711,9 = 0$$

$$x = 4,7 \text{ cm}$$

Equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura

$$M = R_c \cdot (d - x/3) = 25 \cdot 4,7 \cdot \sigma_c \cdot \left(21 - \frac{4,7}{3}\right)$$

$$9,85 \text{ kNm} = 25 \cdot 4,7 \cdot \sigma_c \cdot \left(21 - \frac{4,7}{3}\right) = 2283,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \sigma_c$$

$$\sigma_c = \frac{9,35 \text{ kNm}}{2283,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3} = 4313,7 \text{ kPa}$$

Applicando alle verifiche una riduzione del 20% che compete a solette di spessore inferiore a 50mm, la limitazione prevista dalla Normativa per la combinazione rara risulta:

$$\sigma_c < 0,48 f_{ck}$$

ovvero $\sigma_c = 4313,7 \text{ kPa} < 0,48 \cdot 24,9 \cdot 10^3 \text{ kPa} = 11952 \text{ kPa}$ SODDISFATTA

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristiche deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{(d - x)}{x} \cdot \sigma_c = 15 \cdot \frac{21 - 4,7}{4,7} \cdot 4313,7 \text{ kPa} = 224,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 224,4 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Combinazione quasi permanente

$$M = R_c \cdot (d - x/3) = 25 \cdot 4,7 \cdot \sigma_c \cdot \left(21 - \frac{4,7}{3}\right)$$

$$M = \frac{q_d \cdot L^2}{8} = \frac{3,62 \text{ kN/m} \cdot 4,59^2 \text{ m}^2}{8} = 9,53 \text{ kNm}$$

$$9,53 \text{ kNm} = 25 \cdot 4,7 \cdot \sigma_c \cdot \left(21 - \frac{4,7}{3}\right) = 2157,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \cdot \sigma_c$$

$$\sigma_c = \frac{9,53 \text{ kNm}}{2157,7 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3} = 4416,7 \text{ kPa}$$

La limitazione prevista dalla Normativa per la combinazione quasi permanente risulta:

$$\sigma_c < 0,36 f_{ck}$$

ovvero $\sigma_c = 4416,7 \text{ kPa} < 0,36 \cdot 24,9 \cdot 10^3 \text{ kPa} = 8964 \text{ kPa}$ SODDISFATTA

7.2.3.2 Verifiche di deformabilità

STADIO I: NON FESSURATO

- posizione dell'asse neutro tramite annullamento del momento statico $S_x = 0$:

$$S_x = -B \cdot s \cdot (x - s/2) + b \cdot h \cdot (s + h/2 - x) + n \cdot A_s (d - x) = 0$$

$$-50 \cdot 4 \cdot (x - 2) + 10 \cdot 20 \cdot (14 - x) + 15 \cdot 2,26(21 - x) = 0$$

$$x = 9 \text{ cm}$$

- Momento d'inerzia di Stadio I:

$$J_1 = \frac{B \cdot s^3}{12} + B \cdot s(x - s/2)^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (s + h/2 - x)^2 + n \cdot A_s (d - x)^2$$

$$J_1 = \frac{50 \cdot 4^3}{12} + 50 \cdot 4 \cdot (9 - 2)^2 + \frac{10 \cdot 20^3}{12} + 10 \cdot 20 \cdot (14 - 9)^2 + 15 \cdot 2,26 \cdot (21 - 9)^2 = 26615 \text{ cm}^4$$

- freccia di Stadio I

$$f^I = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_d \cdot L^4}{E_{c0} \cdot J_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,62 \cdot 4,59^2}{31447 \cdot 10^3 \cdot 26615 \cdot 10^{-8}} = 0,0119 \text{ cm}$$

STADIO II: FESSURATO

- posizione dell'asse neutro tramite annullamento del momento statico $S_x = 0$:

$$S_x = -B \cdot s \cdot (x - s/2) - \frac{b \cdot (x - s)^2}{2} + n \cdot A_s (d - x) = 0$$

$$-50 \cdot 4 \cdot (x - 2) - 10 \cdot \frac{(x - 4)^2}{2} + 15 \cdot 2,26(21 - x) = 0$$

$$x = 4,7 \text{ cm}$$

- Momento d'inerzia di Stadio II:

$$J_2 = \frac{B \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s (d - x)^2$$

$$J_2 = \frac{50 \cdot 4,7^3}{3} + 15 \cdot 2,26 \cdot (21 - 4,7)^2 = 10737 \text{ cm}^4$$

- freccia di Stadio II

$$f'' = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_d \cdot L^4}{E_{c0} \cdot J_2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,62 \cdot 4,59^2}{31447 \cdot 10^3 \cdot 10737 \cdot 10^{-8}} = 0,029 \text{ cm}$$

Freccia effettiva

Essendo per la combinazione quasi permanente:

$$M_{fess} = f_{ctm} \cdot W_{i.r.} = 2,56 \cdot 10^3 \cdot 1752,6 \cdot 10^{-6} = 4,49 \text{ kNm}$$

$$M_{esercizio}^{quasi_permanente} = 9,53 \text{ kNm}$$

$$f^* = \zeta \cdot f'' + (1 - \zeta) \cdot f' = \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{M_{fess}}{M_{esercizio}} \right)^2 \right] f'' + \left[0,5 \cdot \left(\frac{M_{fess}}{M_{esercizio}} \right)^2 \right] f'$$

$$f^* = \left[1 - 0,5 \cdot \left(\frac{4,49}{9,53} \right)^2 \right] \cdot 0,029 + \left[0,5 \cdot \left(\frac{4,49}{9,53} \right)^2 \right] \cdot 0,0119 = 0,027 \text{ cm}$$

Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera:

$$f^* = 0,027 \text{ cm} < \frac{459 \text{ cm}}{250} = 1,84 \text{ cm} \quad \text{SODDISFATTA}$$

Integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate:

$$f^* = 0,027 \text{ cm} < \frac{459 \text{ cm}}{500} = 0,92 \text{ cm} \quad \text{SODDISFATTA}$$

7.2.3.3 Verifiche di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$q_{d,quasiperm} = 3,62 \text{ kN / m}$$

$$M_{\max,quasiperm} = \frac{3,62 \cdot 4,59^2}{8} = 9,53 \text{ kNm}$$

Deve essere definito lo stato limite di fessurazione in cui si trova la sezione in esame:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{ir} = 2,56 \cdot 1752,6 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6} = 4,5 \text{ kNm}$$

che risulta essere inferiore al $M_{Ed} = 9,43 \text{ kNm}$, pertanto la sezione si trova nello stato limite di apertura delle fessure.

La stessa cosa poteva essere verificata calcolando la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata:

$$\sigma_{c,\max} = \frac{M}{W_{ir}} = \frac{9,53 \cdot 10^6}{1752,6 \cdot 10^3} = 5,44 \text{ MPa}$$

e confrontandola con il valore fornito dalla Normativa:

$$\sigma_t = \frac{2,56}{1,2} = 2,13 \text{ MPa}.$$

La tensione σ_{s2} si calcola considerando la sezione in Stadio II mediante la formula esatta:

$$\sigma_{s2} = n \frac{(d-x)}{(h-x)} \sigma_c = n \cdot \frac{(d-x)}{(h-x)} \cdot \frac{M}{I_2} \cdot (h-x) = n \frac{M}{I_2} (d-x_2)$$

da cui:

$$\sigma_{s2} = 15 \cdot \frac{9,53 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}}{10737 \text{ cm}^4} (21 - 4,7) \text{ cm} \cdot 10^{-2} = 217 \text{ MPa}$$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max}$$

dove:

$\Delta_{s,max}$ è la distanza massima tra le fessure

La deformazione unitaria media delle barre ε_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\sigma_s = 217 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{210000 \text{ MPa}}{31447 \text{ MPa}} = 6,678$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) = 7,5 \text{ cm} \\ (h-x)/3 = 6,43 \text{ cm} \\ h/2 = 12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 64,3 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = \frac{2,26 \text{ cm}^2}{64,3 \text{ cm}^2} = 0,0352$$

Sostituendo i valori sopraindicati nell'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = 0,00086$$

che risulta maggiore del limite imposto $0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00081$.

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c+\Phi/2)$, la distanza massima tra le fessure, $\Delta_{s,max}$, può essere valutata l'espressione:

$$\Delta_{s,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

$$\Delta_{s,max} = 3,4 \cdot 3 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{1,2}{0,0352} = 16 \text{ cm}$$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0,00086 \cdot 160 \text{ mm} = 0,14 \text{ mm}$$

Con riferimento alla tabella 4.1.IV, in condizioni ambientali "ordinarie", per la combinazione delle azioni "quasi permanente", per armatura "poco sensibile":

$$w_d = 0,14 \text{ mm} \leq w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad \text{SODDISFATTA}$$

COMBINAZIONE FREQUENTE

$$q_{d,freq} = 3,82 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max, quasiperm} = \frac{3,82 \cdot 4,59^2}{8} = 10,06 \text{ kNm}$$

La sezione è evidentemente fessurata essendo soggetta ad un momento sollecitante superiore rispetto a quello relativo alla combinazione quasi permanente.

$$\sigma_{s2} = 15 \cdot \frac{10,06 \cdot 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}}{10737 \text{ cm}^4} (21 - 4,7) \text{ cm} \cdot 10^{-2} = 229,1 \text{ MPa}$$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max}$$

dove:

$\Delta_{s,max}$ è la distanza massima tra le fessure

La deformazione unitaria media delle barre ε_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\sigma_s = 229,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha_e = \frac{210000 \text{ MPa}}{31447 \text{ MPa}} = 6,678$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) = 7,5 \text{ cm} \\ (h-x)/3 = 6,43 \text{ cm} \\ h/2 = 12 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 64,3 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{eff} = \frac{2,26 \text{ cm}^2}{64,3 \text{ cm}^2} = 0,0352$$

Sostituendo i valori sopraindicati nell'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = 0,00092$$

che risulta maggiore del limite imposto $0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00081$.

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c+\Phi/2)$, la distanza massima tra le fessure, $\Delta_{s,max}$, può essere valutata l'espressione:

$$\Delta_{s,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\Phi}{\rho_{eff}}$$

$$\Delta_{s,max} = 3,4 \cdot 3 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{1,2}{0,0352} = 16 \text{ cm}$$

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{s,max} = 0,00086 \cdot 160 \text{ mm} = 0,147 \text{ mm}$$

Con riferimento alla tabella 4.1.IV, in condizioni ambientali "ordinarie", per la combinazione delle azioni "quasi permanente", per armatura "poco sensibile":

$$w_d = 0,147 \text{ mm} \leq w_3 = 0,4 \text{ mm} \quad \text{SODDISFATTA}$$

7.3 Definizione dei LOAD CASES per tutti i telai

- deadG1 = pesi propri delle travi e pilastri calcolati dal SAP a partire da geometria e materiale sezioni
- permG1 = solaio
- permG2 = carichi permanenti non strutturali
- varQ1
- vaeQ1cop

TELAIO "H"

Attico

- permG1 = 5,83 kN/m
- permG2 = 5,34 kN/m
- varQ1 = 2,56 kN/m

Piano 3•/2•/1•

- permG1 = 5,83 kN/m
- permG2 = 7,23 kN/m
- varQ1 = 3,94 kN/m
- tamponamenti = 7,56 kN/m

TELAIO "A"

Attico

- permG1 = 11,25 kN/m
- permG2 = 9,20 kN/m
- varQ1 = 15,20 kN/m

Piano 3•/2•/1•

- permG1 = 11,25 kN/m
- permG2 = 13,95 kN/m

- varQ1 = 7,6 kN/m

TELAIO “B”

Copertura

- permG1 = 6,23 kN/m

- permG2 = 5,70 kN/m

- varQ1 = 2,74 kN/m

Attico

- permG1 = 11,66 kN/m

- permG2 = 14,46 kN/m

- varQ1 = 11,53 kN/m

- tamponamenti = 7,56 kN/m

Piano 3°/2°/1°

- permG1 = 11,66 kN/m

- permG2 = 14,46 kN/m

- varQ1 = 7,88 kN/m

TELAIO “C”

Copertura

- permG1 = 13,02 kN/m

- permG2 = 11,92 kN/m

- varQ1 = 5,72 kN/m

Attico, Piano 3°/2°/1°

- permG1 = 13,02 kN/m

- permG2 = 16,15 kN/m

- varQ1 = 8,8 kN/m

TELAIO “D”

Copertura

- permG1 = 11,37 kN/m

- permG2 = 10,41 kN/m

- varQ1 = 4,99 kN/m

Attico, Piano 3°/2°/1°

- permG1 = 11,37 kN/m

- permG2 = 14,09 kN/m

- varQ1 = 7,68 kN/m

TELAIO “E”

Copertura

- permG1 = 9,53 kN/m

- permG2 = 8,73 kN/m

- varQ1 = 4,19 kN/m

Attico, Piano 3°/2°/1°

- permG1 = 9,53 kN/m

- permG2 = 11,82 kN/m

- varQ1 = 6,44 kN/m

TELAIO “F”

Copertura

- permG1 = 9,18 kN/m

- permG2 = 8,4 kN/m

- varQ1 = 4,03 kN/m

Attico

Campata SX

- permG1 = 9,18 kN/m
- permG2 = 11,38 kN/m
- varQ1 = 9,04 kN/m

Campata DX

- permG1 = 9,18 kN/m
- permG2 = 11,38 kN/m
- varQ1 = 6,2 kN/m

Piano 3°/2°/1°

- permG1 = 9,18 kN/m
- permG2 = 11,38 kN/m
- varQ1 = 6,2 kN/m

TELAIO “G”

Copertura

- permG1 = 4,22 kN/m
- permG2 = 3,86 kN/m
- varQ1 = 1,85 kN/m

Attico

Campata SX

- permG1 = 9,56 kN/m
- permG2 = 7,82 kN/m
- varQ1 = 12,92 kN/m

Campata DX

- permG1 = 9,56 kN/m
- permG2 = 9,59 kN/m

- varQ1 = 10,05 kN/m
- tamponamenti = 7,56 kN/m

Piano 3•/2•/1•

- permG1 = 9,56 kN/m
- permG2 = 11,85 kN/m
- varQ1 = 6,46 kN/m

TELAIO “L”

Attico

- permG1 = 5,33 kN/m
- permG2 = 4,88 kN/m
- varQ1 = 7,20 kN/m

Piano 3•/2•/1•

- permG1 = 5,33 kN/m
- permG2 = 6,61 kN/m
- varQ1 = 3,6 kN/m
- tamponamenti = 7,56 kN/m

Per quanto riguarda i telai in direzione Y, essendo telai secondari, si ipotizza che essi portino il carico relativo ad una fascia di 50 cm da ambo le parti, ovvero 1 m totale.

SOLUZIONE CON TRAVI IN ALTEZZA

7.4 Le Travi

7.4.1 Calcolo delle sollecitazioni allo SLU

Si procede ipotizzando sezioni minime $30\text{cm} \times 40\text{cm}$ per tutte le travi, sostituendole nell'ordine con sezioni $30\text{cm} \times 50\text{cm}$, $40\text{cm} \times 50\text{cm}$, $40\text{cm} \times 60\text{cm}$ a seconda delle necessità al fine di soddisfare le verifiche previste.

Le sollecitazioni di progetto sono quelle calcolate mediante il programma agli elementi finiti SAP2000.

7.4.1.1 Dettagli costruttivi

Secondo quanto riportato al §4.1.6.1.1, l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0,0013 \cdot b_t \cdot d$

dove:

b_t larghezza media della zona tesa

d altezza utile della sezione

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

7.4.2 Verifiche di resistenza allo SLU

7.4.2.1 Verifiche a flessione

TELAIO "H"

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	43,9	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 76,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 43,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
APPOGGIO	83	1	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 2,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 83 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	56,6	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 89,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 56,6 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	95,2	1	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 3,6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 97,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95,2 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
MEZZERIA	62,3	2	16	2	16
		0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 115 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
APPOGGIO	102,2	2	16	2	16
		1	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 2,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 114,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 102,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	62,3	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 115 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	111,2	1	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 3,6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 125,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 102,2 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	59,4	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 115 \text{ kNm} > M_{Ed} = 59,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	103,2	1	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 2,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 114,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 103,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	60,4	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 115 \text{ kNm} > M_{Ed} = 60,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	109,2	1	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 3,6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 125,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 109,2 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	55,9	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 115 \text{ kNm} > M_{Ed} = 55,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	96,4	1	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 2,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 114,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 96,4 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	51,2	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 114,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 51,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	97,9	1	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 2,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 114,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 97,9 \text{ kNm}$

TELAIO “A”

A titolo di esempio, per il telaio in esame vengono riportati i valori minimi e massimi di armatura previsti dalle norme, intendendo che anche per tutti gli altri telai tali prescrizioni risultano rispettate.

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	96,6	0	20	1	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 3,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 109,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 96,6 \text{ kNm}$

Dettagli costruttivi

$$A_s = 6,22 \text{ cm}^2$$

<u>Armatura minima</u>	2,09	cm2
	1,83	cm2
<u>Armatura massima</u>	60	cm2

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	158,2	2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 161,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 158,2 \text{ kNm}$

Dettagli costruttivi

$$A_s = 9,36 \text{ cm}^2$$

Armatura minima	2,09	cm2
	1,83	cm2
Armatura massima	60	cm2

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	84,7	0	20	1	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 3,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 109,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 84,7 \text{ kNm}$

Dettagli costruttivi

$$A_s = 6,22 \text{ cm}^2$$

Armatura minima	2,09	cm2
	1,83	cm2
Armatura massima	60	cm2

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
APPOGGIO	155,3	2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 161,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 155,3 \text{ kNm}$

Dettagli costruttivi

$$A_s = 9,36 \text{ cm}^2$$

Armatura minima	2,09	cm2
	1,83	cm2
Armatura massima	60	cm2

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
<u>MEZZERIA</u>	79,6	2	14	2	14
		0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 79,6 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
<u>APPOGGIO</u>	134,4	2	14	2	14
		2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 141,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 134,4 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	60,8	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 60,8 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	122,7	2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 124,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 122,7 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	76,6	2	14	2	14
		0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 76,6 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	134,3	2	14	2	14
		2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 141,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 134,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	58,9	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 58,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	120,1	2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 124,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 120,1 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	71,7	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 71,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	132,4	2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 141,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 132,4 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	58,7	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 58,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	120,8	2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 124,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 120,8 \text{ kNm}$

TELAIO "B"

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	47,3	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 47,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	77,3	2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 109,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 77,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	38,8	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 38,8 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	72,3	1	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 2,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 72,3 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	110,5	0	20	2	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 142,5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 110,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	182,9	2	20	0	20
		1	14	0	16

- posizione asse neutro = 9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 185,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 182,9 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	88,3	0	20	1	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 88,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	173,4	2	20	0	20
		1	14	0	16

- posizione asse neutro = 9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 185,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 173,4 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	77,7	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 77,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	141,8	2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 161,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 141,8 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	67,1	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 67,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	130,2	2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 141,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 130,2 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	77,7	2	14	2	14
		0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 77,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	141,8	2	14	2	14
		2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 161,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 141,8 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	64,1	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 64,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	126,4	2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 141,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 126,4 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
MEZZERIA	73,9	2	14	2	14
		0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 73,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
APPOGGIO	141,2	2	14	2	14
		2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 161,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 141,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	62,7	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	127,5	2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 141,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 127,5 \text{ kNm}$

TELAIO "C"

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	68,7	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 68,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	143,8	2	20	0	20
		1	16	0	16

- posizione asse neutro = 9,6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 161,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 143,8 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	99,1	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 115 \text{ kNm} > M_{Ed} = 99,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	158,6	2	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 177,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 158,6 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	84	0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 84 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>APPOGGIO</u>	177	2	20	0	20
		1	14	0	16

- posizione asse neutro = 9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 185,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 177 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	116,1	0	20	2	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 116,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	200,2	2	20	0	20
		1	16	0	16

- posizione asse neutro = 9,6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 209,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 200,2 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	85,6	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 85,6 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	170,1	2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 177,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 170,1 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	94	0	20	2	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 110,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 94 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	191,9	2	20	0	20
		1	16	0	16

- posizione asse neutro = 7,2 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 212,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 191,9 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	81,5	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 81,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	167,3	2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 177,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 167,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	95,4	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 1,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 99 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	192,1	2	20	0	20
		1	16	0	16

- posizione asse neutro = 7,2 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 212,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 192,1 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	79,8	2	14	2	14
		0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 79,8 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	157,7	2	16	2	16
		2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 177,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 157,7 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	76,3	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 76,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	181,5	2	20	0	20
		1	16	0	16

- posizione asse neutro = 9,6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 209,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 181,5 \text{ kNm}$

TELAIO "D"

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	45,6	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 45,6 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	103,2	2	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 103,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	91,5	0	20	2	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 123,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 91,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	117,3	2	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 117,3 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	59,4	0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 59,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	126,8	3	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 126,8 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	91,5	0	20	2	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 110,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 91,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	142,6	2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 142,6 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	55,5	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 55,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	118,9	3	18	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 118,9 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	84,7	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 84,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	157,3	2	18	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 157,3 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	55,5	2	14	2	14
		0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 55,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	120,6	2	16	2	16
		2	18	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 120,6 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	89,6	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 89,6 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	155,6	2	18	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 155,1 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	57,4	2	14	2	14
		0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 57,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	126,9	2	16	2	16
		3	18	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 126,9 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	95,2	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	154,2	2	18	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 154,2 \text{ kNm}$

TELAIO ‘E’

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	41,4	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 41,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	94,8	2	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 94,8 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	67,4	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 67,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	109,8	2	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 109,8 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	46,7	0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 46,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	101,4	2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 101,4 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	76,6	0	20	2	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 110,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 76,6 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	126,5	3	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 126,5 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	43,9	2	14	2	14
		0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 43,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	104,3	2	16	2	16
		2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 104,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	83,3	0	20	1	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 83,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	133,8	3	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 133,8 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	44,2	0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 44,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	99,3	2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 99,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	77	0	20	1	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 77 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	134,7	3	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 134,7 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	43,9	2	16	2	16
		0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 43,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	96,3	2	16	2	16
		2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 96,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	72,7	0	20	1	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 72,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	133,9	3	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 133,9 \text{ kNm}$

TELAIO ‘F’

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	46,4	0	20	1	18
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 46,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	99,2	2	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 99,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	63,2	0	20	1	18
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	105,1	2	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 105,1 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	66,3	2	16	2	16
		0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 66,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
APPOGGIO	122	2	16	2	16
		2	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 122 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	66,4	0	20	1	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 66,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	131,2	3	18	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 131,2 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	41,8	0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 41,8 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	97	2	18	0	20
			14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 97 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	70,1	0	20	1	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 70,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	124,5	3	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 124,5 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	42,9	2	16	2	16
		0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 42,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	92,2	2	16	2	16
		2	18	0	20
			14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 92,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	66,4	0	20	1	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 66,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	125,2	3	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 125,2 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	42,2	0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 42,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	91,4	2	18	0	20
			14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 91,4 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	63,5	0	20	1	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	122,2	3	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 122,2 \text{ kNm}$

TELAIO "L"

Piano Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

GEOMETRIA					
B cm	30				
H cm	40				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	42,2	0	20	1	18
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 42,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

GEOMETRIA					
B cm	30				
H cm	40				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	91,4	2	18	0	20
			14	0	16

- posizione asse neutro = 5,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 91,4 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	63,5	0	20	1	18
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 2,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 89,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	122,2	3	18	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 122,2 \text{ kNm}$

7.4.2.2 Verifiche a taglio

Le travi sono numerate in ordine crescente dalla Copertura al Piano Primo, e da sinistra verso destra.

TELAIO A

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>H</i>	50
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,22
<i>As (cm²)</i>	9,36

$$V_{Ed} = 168,6 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	9,87

Φ8,2br/ 9 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 184,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 447,6 \text{ kN}$$

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>H</i>	50
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,22
<i>As (cm²)</i>	9,36

$$V_{Ed} = 164,4 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,12

$\Phi 8,2br/ 10 \text{ cm}$

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 166,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 447,6 \text{ kN}$$

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	9,36
As (cm2)	14,04

$$V_{Ed} = 155,1 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,73

$\Phi 8,2br/ 10 \text{ cm}$

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 166,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 447,6 \text{ kN}$$

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	9,36
<i>A_s (cm²)</i>	14,04

$$V_{Ed} = 150,1 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	11,09

Φ8,2br/ 11 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 151,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 596,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	10,9
<i>A_s (cm²)</i>	16,96

$$V_{Ed} = 154,8 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,75

$\Phi 8,2br/ 10$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 166,4 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,9 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	24,9
fed	14,11
A's (cm2)	12,5
As (cm2)	16,96

$V_{Ed} = 149,1$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	11,16

$\Phi 8,2br/ 11$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 151,3 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,9 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	57
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	60
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	12,5
<i>A_s (cm²)</i>	17,62

$$V_{Ed} = 160 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
As_w_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	12,61

Φ8,2br/ 12 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 168,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 723,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 8

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	57
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	60
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	12,5
<i>A_s (cm²)</i>	17,62

$$V_{Ed} = 157,2 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	12,61

$\Phi 8,2br / 12 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 168,2 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 723,8 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

TELAIO B

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	37
Asmin	0,00
H	40
copriferro	3
B (cm)	30
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	5,62
As (cm2)	8,17

$V_{Ed} = 86,4 \text{ kN}$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	15,16

$\Phi 8,2br / 15 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 87,3 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	5,62
<i>A_s (cm²)</i>	8,17

$$V_{Ed} = 82,9 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	15,80

Φ8,2br/ 15 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 87,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 352,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	6,56
<i>A_s (cm²)</i>	12,31

$$V_{Ed} = 201,9 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	8,24

$\Phi 8,2br/ 8$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 208 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	30
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	6,56
As (cm2)	12,31

$V_{Ed} = 192,6$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	8,64

$\Phi 8,2br/ 8$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 208 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	9,11
<i>As (cm²)</i>	16,58

$$V_{Ed} = 145,8 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	11,41

Φ8,2br/ 10 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 151,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 596,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	9,11
<i>As (cm²)</i>	16,58

$$V_{Ed} = 154,1 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,80

$\Phi 8,2br/ 10$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 166,4 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,9 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	9,11
As (cm2)	16,58

$V_{Ed} = 159$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,47

$\Phi 8,2br/ 10$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 166,4 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,9 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 8

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	11,64
<i>As (cm²)</i>	16,58

$$V_{Ed} = 150,9 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	11,03

Φ8,2br/ 11 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 151,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 596,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 9

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	9,11
<i>As (cm²)</i>	16,58

$$V_{Ed} = 157,8 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,54

$\Phi 8,2br/ 10$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 166,4 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,8 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 10

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	9,7
As (cm2)	15,39

$V_{Ed} = 151$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	11,02

$\Phi 8,2br/ 11$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 151,3 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,8 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

TELAIO C

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	12,31

$$V_{Ed} = 140,1 \text{ kN}$$

Staffe:

<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>As_w_staffe a 2br_ (cm²)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	9,35

Φ8,2br/ 9 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 145,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 352,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	12,31

$$V_{Ed} = 155,5 \text{ Kn}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,73

$\Phi 8,2br / 10 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 166,4 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	30
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	6,56
As (cm2)	12,31

$V_{Ed} = 172,2 \text{ kN}$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	9,66

$\Phi 8,2br / 9 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 184,9 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	12,31

$$V_{Ed} = 192,2 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	8,66

Φ8,2br/ 8 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 208 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 447,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	12,31

$$V_{Ed} = 173,4 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	9,60

$\Phi 8,2br / 9$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 184,9 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	6,56
As (cm2)	16,58

$V_{Ed} = 194,1$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	8,57

$\Phi 8,2br / 8$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 208 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,9 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	16,58

$$V_{Ed} = 176,8 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	9,41

Φ8,2br/ 9 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 184,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 596,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 8

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	16,58

$$V_{Ed} = 173,4 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	8,66

$\Phi 8,2br / 8$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 208 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,8 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 9

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	9,11
As (cm2)	16,58

$V_{Ed} = 157,8$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,54

$\Phi 8,2br / 10$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 166,4 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,8 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 10

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	13,85

$$V_{Ed} = 173,4 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	9,60

Φ8,2br/ 9''

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 184,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 596,8 \text{ kN}$$

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 10

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	9,11
<i>As (cm²)</i>	16,56

$$V_{Ed} = 189,6 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	8,78

$\Phi 8,2br/ 8$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 208 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,8 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

TELAIO D

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	37
Asmin	0,00
H	40
copriferro	3
B (cm)	30
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	4,02
As (cm2)	9,11

$V_{Ed} = 114,6$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	11,43

$\Phi 8,2br/ 11''$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 119,1 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	37
As_{min}	0,00
H	40
copriferro	3
B (cm)	30
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	14,11
A'_s (cm²)	4,02
A_s (cm²)	9,11

$V_{Ed} = 132,1$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
As_w_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	9,92

Φ8,2br/ 9 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 146,5 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	37
As_{min}	0,00
H	40
copriferro	3
B (cm)	30
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	14,11
A'_s (cm²)	4,02
A_s (cm²)	9,11

$$V_{Ed} = 133,4 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	9,82

$\Phi 8,2\text{br} / 9 \text{ cm}$

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 145,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 352,4 \text{ kN}$$

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	30
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	6,56
As (cm2)	11,65

$$V_{Ed} = 160 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,40

$\Phi 8,2\text{br} / 10 \text{ cm}$

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 166,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 447,6 \text{ kN}$$

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	11,65

$$V_{Ed} = 125,7 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	13,24

Φ8,2br/ 13 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 128 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 447,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	11,65

$$V_{Ed} = 166,7 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	9,98

$\Phi 8,2br/ 9$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 184,9 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,9 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	30
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	6,56
As (cm2)	11,65

$V_{Ed} = 128,1$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	12,99

$\Phi 8,2br/ 12$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 138,7 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 8

d (cm)	47
As_{min}	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	14,11
A's (cm²)	6,56
As (cm²)	13,44

$$V_{Ed} = 174,2 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	9,55

Φ8,2br/ 9 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 184,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 596,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 9

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
As_{min}	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	14,11
A's (cm²)	6,56
As (cm²)	13,44

$$V_{Ed} = 150,1 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	11,09

$\Phi 8,2br / 11 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 151,3 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,8 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 10

d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	6,56
As (cm2)	13,44

$V_{Ed} = 173,4 \text{ kN}$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	11,09

$\Phi 8,2br / 9 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 151,3 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,8 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 10

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	15,45

$$V_{Ed} = 159,5 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	10,43

Φ8,2br/ 10 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 166,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 596,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

TELAIO "E"

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	4,02
<i>As (cm²)</i>	9,11

$$V_{Ed} = 99,4 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	13,18

$\Phi 8,2br / 13 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 100,8 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	37
Asmin	0,00
H	40
copriferro	3
B (cm)	30
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	4,02
As (cm2)	9,11

$V_{Ed} = 113,2 \text{ kN}$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	11,57

$\Phi 8,2br / 11 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 119,1 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	4,02
<i>As (cm²)</i>	9,11

$$V_{Ed} = 116 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	11,29

$$\Phi 8,2br / 11 \text{ cm}$$

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 119,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 352,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	4,02
<i>As (cm²)</i>	11,65

$$V_{Ed} = 131,8 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	9,94

$\Phi 8,2br / 9$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 144,6 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	27
Asmin	0,00
H	30
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	6,56
As (cm2)	11,65

$V_{Ed} = 111,3$ kN

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	8,59

$\Phi 8,2br / 8$ cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 119,5 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 342,9 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	27
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	30
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	11,65

$$V_{Ed} = 135,7 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	7,04

Φ8,2br/ 7 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 136,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 342,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} : \text{sezione verificata!}$$

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	11,65

$$V_{Ed} = 110,6 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	15,05

$\Phi 8,2br / 15 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 110,9 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 8

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	30
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	6,56
As (cm2)	11,65

$V_{Ed} = 143,4 \text{ kN}$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	11,60

$\Phi 8,2br / 11 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 151,3 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 9

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	47
As_{min}	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	14,11
A's (cm²)	9,11
As (cm²)	15,45

$$V_{Ed} = 132,3 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
As_w_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	12,58

Φ8,2br/ 12 cm

$$V_{Rsd} = \text{Resistenza a "taglio trazione"} = 138,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = \text{Resistenza a "taglio compressione"} = 596,8 \text{ kN}$$

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave 10

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
As_{min}	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	14,11
A's (cm²)	9,11
As (cm²)	12,31

$$V_{Ed} = 129,6 \text{ kN}$$

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	12,84

$\Phi 8,2br / 12 \text{ cm}$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 166,4 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 596,8 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

TELAIO “F”

Copertura

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	37
Asmin	0,00
H	40
copriferro	3
B (cm)	30
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11
A's (cm2)	4,02
As (cm2)	9,11

TAGLIO DI PROGETTO	
Vsd (kN)	108,50

Staffe:

Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	12,07

$\Phi 8,2br / 12''$

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 109,2 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	37
As_{min}	0,00
H	40
copriferro	3
B (cm)	30
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	14,11
A'_s (cm²)	4,02
A_s (cm²)	22,86
TAGLIO DI PROGETTO	
V_{sd} (kN)	108,20

Staffe:

Diametro (mm)	8
A_{sw}_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	12,11

Φ8,2br/ 12 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 109,2 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Attico

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	6,56
<i>A_s (cm²)</i>	11,64

TAGLIO DI PROGETTO	
<i>V_{sd} (kN)</i>	151,50

Staffe:

<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>As_w_staffe a 2br_ (cm²)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	8,65

Φ8,2br/ 8 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 163,7 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	6,56
<i>A_s (cm²)</i>	11,64
TAGLIO DI PROGETTO	
<i>V_{sd} (kN)</i>	130,10

Staffe:

<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>As_w_staffe a 2br_ (cm²)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	10,07

Φ8,2br/ 10 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 131 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Piano Terzo

Trave SX

<u>GEOMETRIA DELLA SEZIONE</u>	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	6,56
<i>As (cm²)</i>	12,31

<u>TAGLIO DI PROGETTO</u>	
<i>V_{sd} (kN)</i>	110,30

Staffe:

<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>As_w_staffe a 2br_ (cm²)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	11,88

Φ8,2br/ 11 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 119,1 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	6,56
<i>A_s (cm²)</i>	12,31
TAGLIO DI PROGETTO	
<i>V_{sd} (kN)</i>	129,00

Staffe:

<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>A_{sw}_staffe a 2br_ (cm²)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	10,15

Φ8,2br/ 10 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 131 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Piano Secondo

Trave SX

<u>GEOMETRIA DELLA SEZIONE</u>	
<i>d (cm)</i>	37
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	40
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	6,56
<i>A_s (cm²)</i>	11,64
<u>TAGLIO DI PROGETTO</u>	
<i>V_{sd} (kN)</i>	106,30

Staffe:

<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>A_{sw}_staffe a 2br_ (cm²)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	12,32

Φ8,2br/ 12 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 109,2 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
As_{min}	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	30
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	14,11
A'_s (cm²)	6,56
A_s (cm²)	12,31
TAGLIO DI PROGETTO	
V_{sd} (kN)	132,90

Staffe:

Diametro (mm)	8
A_{sw}_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	12,52

Φ8,2br/ 12 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 138,7 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 352,4 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Piano Primo

Trave SX

<u>GEOMETRIA DELLA SEZIONE</u>	
<i>d (cm)</i>	47
<i>As_{min}</i>	0,00
<i>H</i>	50
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>f_{ck} (MPa)</i>	24,9
<i>f_{cd}</i>	14,11
<i>A'_s (cm²)</i>	6,56
<i>A_s (cm²)</i>	15,45
<u>TAGLIO DI PROGETTO</u>	
<i>V_{sd} (kN)</i>	113,60

Staffe:

<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>As_w_staffe a 2br_ (cm²)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	14,65

Φ8,2br/ 14 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 118,9 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
d (cm)	47
As_{min}	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	30
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	14,11
A's (cm²)	6,56
As (cm²)	12,31
TAGLIO DI PROGETTO	
V_{sd} (kN)	131,00

Staffe:

Diametro (mm)	8
As_w_staffe a 2br_ (cm²)	1,01
s,max (cm)	12,70

Φ8,2br/ 12 cm

V_{Rsd} = Resistenza a “taglio trazione” = 138,7 kN

V_{Rcd} = Resistenza a “taglio compressione” = 447,6 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$: sezione verificata!

7.4.3 Calcolo delle sollecitazioni allo SLE e relative verifiche

TELAIO "A"

Piano Attico

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	9,2
Q1	15,2

$$q_{SLE,Rara} = 39,4 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34,84 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 33,32 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 67,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 60 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 57,4 \text{ kNm}$$

7.4.3.2 Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	93,258
a	15
b	139,416
c	-4521,6
x	13,33
σ_s [MPa]	216,63
σ_c [MPa]	5,72
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	93,258
a	15
b	139,416
c	-4521,6
x	13,33
σ_s [MPa]	255,88
σ_c [MPa]	6,75
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

7.4.3.2 Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	6,22
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,63
J interamentereagente (cm ⁴)	384509,49
W interamentereagente (cm ³)	15779,32
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,38

Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,2172
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,028
ϵ_{sm}	0,00082
$\Delta s_{,max}$ (cm)	22,5
w_d (mm)	0,19

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	6,22
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,63
J interamentereagente (cm ⁴)	384509,49
W interamentereagente (cm ³)	15779,32
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,02

σ_c [MPa]	5,97
σ_s [MPa]	226,44
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,2172
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,028
ϵ_{sm}	0,00087
$\Delta s_{,max}$ (cm)	22,5

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

w_d (mm)	0,20
------------	------

7.3.3 Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,63
J1,0 (cm4)	376755
Freccia di stadio I (cm)	0,29

STADIO II	
a	15
b	139,4
c	-4521,6
x2,0 (cm)	13,33
J2,0 (cm4)	134335
Freccia di stadio II (cm)	0,82

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	40,37
Mmax (kNm)	57,40
Freccia Effettiva (cm)	0,69

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	9,2
Q1	15,2

$$q_{SLE,Rara} = 39,4 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34,84 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 33,32 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 59,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 52,60 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 50,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	93,258
a	15
b	139,416
c	-4521,6
x	13,33
σ_s [MPa]	190,21
σ_c [MPa]	5,02
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	93,258
a	15
b	139,416
c	-4521,6
x	13,33
σ_s [MPa]	224,18
σ_c [MPa]	5,91
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	6,22
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,63
J interamentereagente (cm ⁴)	384509,49
W interamentereagente (cm ³)	15779,32
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,94

Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,2172
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,028
ϵ_{sm}	0,00070
$\Delta s_{,max}$ (cm)	22,5

w _d (mm)	0,16
---------------------	------

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₂=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	6,22
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,63
J interamentereagente (cm ⁴)	384509,49
W interamentereagente (cm ³)	15779,32
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,33

σ_c [MPa]	5,24
σ_s [MPa]	198,51
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,2172
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,028
ϵ_{sm}	0,00074
$\Delta s_{,max}$ (cm)	22,5

w _d (mm)	0,17
---------------------	------

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₃=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I

n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,63
J1,0 (cm ⁴)	376755
Freccia di stadio I (cm)	0,23

STADIO II

a	15
b	139,4
c	-4521,6
x2,0 (cm)	13,33
J2,0 (cm ⁴)	134335
Freccia di stadio II (cm)	0,64

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING

Mfessurazione (kNm)	40,37
Mmax (kNm)	50,40
Freccia Effettiva (cm)	0,51

VERIFICHE

Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera

freccia < L/250	VERO	
-----------------	-------------	--

Integrità delle pareti divisorie...

freccia < L/500	VERO	
-----------------	-------------	--

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	13,95
Q1	7,6

$$q_{SLE,Rara} = 36,55 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 56,40 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 50,30 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 48 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	46,158
Rs	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	199,60
σ_c [MPa]	4,95
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	46,158
Rs	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	234,53
σ_c [MPa]	5,82
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,01

Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00072
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8

w _d (mm)	0,17
---------------------	------

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₂=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	32,49

σ_c [MPa]	5,19
σ_s [MPa]	209,17
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00077
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8

w _d (mm)	0,18
---------------------	------

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₃=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E _{cm} (MPa)	31447
x _{1,0} (cm)	25,51
J _{1,0} (cm ⁴)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,28

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x _{2,0} (cm)	12,75
J _{2,0} (cm ⁴)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,83

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M _{fessurazione} (kNm)	39,60
M _{max} (kNm)	48,00
Freccia Effettiva (cm)	0,64

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P. TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	9,2
Q1	15,2

$$q_{SLE,Rara} = 38,65 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34,09 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,57 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 42,80 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 38,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 36,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	46,158
Rs	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	194,60
σ_c [MPa]	5,50
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	46,158
Rs	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	228,82
σ_c [MPa]	6,47
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,48

Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00070
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8

wd (mm)	0,17
---------	------

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,33

σ_c [MPa]	5,79
σ_s [MPa]	204,76
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00075
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8

wd (mm)	0,18
---------	------

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E _{cm} (MPa)	31447
x _{1,0} (cm)	20,49
J _{1,0} (cm ⁴)	195859
Freccia di stadio I (cm)	0,43

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-3257,9
x _{2,0} (cm)	11,02
J _{2,0} (cm ⁴)	73257
Freccia di stadio II (cm)	1,14

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M _{fessurazione} (kNm)	26,24
M _{max} (kNm)	36,40
Freccia Effettiva (cm)	0,96

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Secondo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	13,95
Q1	7,6

$$q_{SLE,Rara} = 36,55 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 53,80 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 48,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 46,2 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	192,12
σ_c [MPa]	4,77
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	223,72
σ_c [MPa]	5,55
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,84

Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00069
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,27
σ_c [MPa]	4,99
σ_s [MPa]	201,26
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00073
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,17

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm ⁴)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,28

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm ⁴)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,83

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	46,20
Freccia Effettiva (cm)	0,63

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	9,2
Q1	15,2

$$q_{SLE,Rara} = 38,65 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34,09 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,57 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 41,50 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 37,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 35,3 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	188,72
σ_c [MPa]	5,33
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	221,87
σ_c [MPa]	6,27
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	34,41
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00067
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,16
σ_c [MPa]	5,61
σ_s [MPa]	198,34
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00072
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,17

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,49
J1,0 (cm4)	195859
Freccia di stadio I (cm)	0,43

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-3257,9
x2,0 (cm)	11,02
J2,0 (cm4)	73257
Freccia di stadio II (cm)	1,14

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mmessurazione (kNm)	26,24
Mmax (kNm)	35,30
Freccia Effettiva (cm)	0,94

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	13,95
Q1	7,6

$$q_{SLE,Rara} = 36,55 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 50,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 45,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 43,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	180,47
σ_c [MPa]	4,48
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	210,41
σ_c [MPa]	5,22
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,04
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00063
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,20
σ_c [MPa]	4,66
σ_s [MPa]	187,96
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00067
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm ⁴)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,28

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm ⁴)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,83

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	43,40
Freccia Effettiva (cm)	0,60

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P. TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	9,2
Q1	15,2

$$q_{SLE,Rara} = 38,65 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34,09 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,57 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 41,40 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 37, \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 35,2 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	188,19
σ_c [MPa]	5,32
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	221,33
σ_c [MPa]	6,26
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	34,31

Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00067
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,07

σ_c [MPa]	5,59
σ_s [MPa]	197,81
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00071
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,17

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,49
J1,0 (cm ⁴)	195859
Freccia di stadio I (cm)	0,43

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-3257,9
x2,0 (cm)	11,02
J2,0 (cm ⁴)	73257
Freccia di stadio II (cm)	1,14

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	26,24
Mmax (kNm)	35,20
Freccia Effettiva (cm)	0,94

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

TELAIO "B"

Piano Copertura

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	6,23
G2	5,7
Q1	2,74

$$q_{SLE,Rara} = 17,67 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 15,48 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 14,93 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 33,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 30 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 29,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	155,57
σ_c [MPa]	4,40
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	179,10
σ_c [MPa]	5,06
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,36
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00051
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,24
σ_c [MPa]	4,53
σ_s [MPa]	160,39
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00054
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,49
J1,0 (cm ⁴)	195859
Freccia di stadio I (cm)	0,25

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-3257,9
x2,0 (cm)	11,02
J2,0 (cm ⁴)	73257
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	26,24
Mmax (kNm)	29,10
Freccia Effettiva (cm)	0,50

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P. TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	6,23
G2	5,7
Q1	2,74

$$q_{SLE,Rara} = 17,67 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 15,48 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 14,93 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 27,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 24,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 23,9 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	127,77
σ_c [MPa]	3,61
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	146,49
σ_c [MPa]	4,14
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	23,30
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00038
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,09

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	24,08
σ_c [MPa]	3,73
σ_s [MPa]	132,05
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00040
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,10

la sezione è FESSURATA

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,49
J1,0 (cm⁴)	195859
Freccia di stadio I (cm)	0,25

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-3257,9
x2,0 (cm)	11,02
J2,0 (cm⁴)	73257
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	26,24
Mmax (kNm)	23,90
Freccia Effettiva (cm)	0,42

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Attico

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	22
Q1	11,53

$$q_{SLE,Rara} = 48,94 \text{ Nm}$$

$$q_{SLE,freq} = 45,48 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 44,33 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 76,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 71,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 69,60 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	122,46
a	15
b	168,618
c	-5894,094
x	14,98
σ_s [MPa]	202,34
σ_c [MPa]	6,31
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	122,46
a	15
b	168,618
c	-5894,094
x	14,98
σ_s [MPa]	223,56
σ_c [MPa]	6,97
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	8,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	26,01
J interamentereagente (cm ⁴)	403263,61
W interamentereagente (cm ³)	16806,86
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	41,41

Φ [mm]	20
As [cm ²]	8,164
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00080
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,6
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	8,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	26,01
J interamentereagente (cm ⁴)	403263,61
W interamentereagente (cm ³)	16806,86
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	42,54

σ_c [MPa]	6,49
σ_s [MPa]	207,86
Φ [mm]	20
As [cm ²]	8,164
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00082
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,6
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	26,01
J1,0 (cm4)	388336
Freccia di stadio I (cm)	0,38

STADIO II	
a	15
b	168,6
c	-5894,1
x2,0 (cm)	14,98
J2,0 (cm4)	165796
Freccia di stadio II (cm)	0,88

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	42,99
Mmax (kNm)	69,60
Freccia Effettiva (cm)	0,78

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	22
Q1	11,53

$$q_{SLE,Rara} = 48,94 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 45,48 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 44,33 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 61,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 57 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 55,5 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	122,46
a	15
b	168,618
c	-5894,094
x	14,98
σ_s [MPa]	161,35
σ_c [MPa]	5,03
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	122,46
a	15
b	168,618
c	-5894,094
x	14,98
σ_s [MPa]	178,79
σ_c [MPa]	5,58
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	8,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	26,01
J interamente reagente (cm ⁴)	403263,61
W interamente reagente (cm ³)	16806,86
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,02
Φ [mm]	20
As [cm ²]	8,164
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00060
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,6
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	8,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	26,01
J interamente reagente (cm ⁴)	403263,61
W interamente reagente (cm ³)	16806,86
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,91
σ_c [MPa]	5,17
σ_s [MPa]	165,71
Φ [mm]	20
As [cm ²]	8,164
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00062
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,6
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	26,01
J1,0 (cm4)	388336
Freccia di stadio I (cm)	0,29

STADIO II	
a	15
b	168,6
c	-5894,1
x2,0 (cm)	14,98
J2,0 (cm4)	165796
Freccia di stadio II (cm)	0,69

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	42,99
Mmax (kNm)	55,50
Freccia Effettiva (cm)	0,57

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 57,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 51,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 43,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	180,47
σ_c [MPa]	4,48
VERIFICA	
σ_c<0.45f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	239,52
σ_c [MPa]	5,94
VERIFICA	
σ_c<0.60f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,04
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00063
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,40
σ_c [MPa]	5,33
σ_s [MPa]	214,99
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00080
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,19

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm⁴)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,28

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm⁴)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,86

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M_{messurazione} (kNm)	39,60
M_{max} (kNm)	43,40
Freccia Effettiva (cm)	0,62

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 47,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 42,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 40,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	168,83
σ_c [MPa]	4,19
VERIFICA	
σ_c<0.45f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	197,52
σ_c [MPa]	4,90
VERIFICA	
σ_c<0.60f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	26,23
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ε_{sm}	0,00058
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,14

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	27,45
σ_c [MPa]	4,39
σ_s [MPa]	176,73
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ε_{sm}	0,00061
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,22

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm4)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	40,60
Freccia Effettiva (cm)	0,46

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Secondo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 54,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 49,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 46,9 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	195,03
σ_c [MPa]	4,84
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	227,46
σ_c [MPa]	5,64
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,30
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00070
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,17

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,72
σ_c [MPa]	5,07
σ_s [MPa]	204,18
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00074
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,18

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,28

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm4)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,86

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	46,90
Freccia Effettiva (cm)	0,65

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 45,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 40,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 38,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	160,51
σ_c [MPa]	3,98
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	188,37
σ_c [MPa]	4,67
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	3,08
A_s (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamente agente (cm ⁴)	379033,17
W interamente agente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	24,94
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	5,6206
$h_{c,eff}$ [cm]	7,50
$A_{c,eff}$ [cm ²]	225,00
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00054
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	3,08
A_s	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamente agente (cm ⁴)	379033,17
W interamente agente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	26,16
σ_c [MPa]	4,18
σ_s [MPa]	168,41
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	5,6206
$h_{c,eff}$ [cm]	7,50
$A_{c,eff}$ [cm ²]	225,00
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00057
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,14

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,22

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm4)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	38,60
Freccia Effettiva (cm)	0,43

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 52,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 46,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 44,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	185,46
σ_c [MPa]	4,60
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	216,65
σ_c [MPa]	5,38
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamente reagente (cm ⁴)	379033,17
W interamente reagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,81
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00066
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamente reagente (cm ⁴)	379033,17
W interamente reagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,17
σ_c [MPa]	4,82
σ_s [MPa]	194,19
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00070
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,17

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm ⁴)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,28

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm ⁴)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,86

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	44,60
Freccia Effettiva (cm)	0,63

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 44,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 39,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 37,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	156,77
σ_c [MPa]	3,89
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	183,80
σ_c [MPa]	4,56
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	24,35
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00052
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	25,58
σ_c [MPa]	4,09
σ_s [MPa]	164,67
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00056
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,22

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm4)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	37,70
Freccia Effettiva (cm)	0,42

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

TELAIO “C”

Piano Copertura

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	11,92
Q1	5,72

$$q_{SLE,Rara} = 33,66 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 29,08 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 27,94 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 48,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 42,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 40,5 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	186,28
σ_c [MPa]	5,62
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	224,92
σ_c [MPa]	6,79
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,87
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00069
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,37
σ_c [MPa]	5,84
σ_s [MPa]	193,64
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00072
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm4)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,45

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm4)	83574
Freccia di stadio II (cm)	1,10

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	40,50
Freccia Effettiva (cm)	0,95

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	11,92
Q1	5,72

$$q_{SLE,Rara} = 34,41 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 29,83 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 28,69 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 70,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 61,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 58,9 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	210,59
σ_c [MPa]	5,59
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	252,78
σ_c [MPa]	6,70
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,68
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00080
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,18

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,12
σ_c [MPa]	5,80
σ_s [MPa]	218,81
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00084
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,18

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm ⁴)	386215
Freccia di stadio I (cm)	0,34

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	13,38
J2,0 (cm ⁴)	141715
Freccia di stadio II (cm)	0,92

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	41,07
Mmax (kNm)	58,90
Freccia Effettiva (cm)	0,78

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Attico

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 41,72 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 37,32 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 35,56 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 59,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 52,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 50,2 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	179,48
σ_c [MPa]	4,76
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	211,30
σ_c [MPa]	5,60
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,27
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00066
$\Delta s,max$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,14

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	32,88
σ_c [MPa]	5,01
σ_s [MPa]	188,78
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00070
$\Delta s,max$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E_{cm} (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm ⁴)	386215
Freccia di stadio I (cm)	0,30

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	13,38
J2,0 (cm ⁴)	141715
Freccia di stadio II (cm)	0,83

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	41,07
Mmax (kNm)	50,20
Freccia Effettiva (cm)	0,65

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	40
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	5
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 42,97 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 36,81 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 82 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 73,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 70,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	20
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	20
b	158,727
c	-4807,497
x	12,04
σ_s [MPa]	249,18
σ_c [MPa]	5,72
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	20
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	20
b	158,727
c	-4807,497
x	12,04
σ_s [MPa]	290,65
σ_c [MPa]	6,67
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,39
J interamentereagente (cm ⁴)	496532,27
W interamentereagente (cm ³)	20175,06
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	34,85
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	300,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00093
$\Delta s_{,max}$ (cm)	25,7
w_d (mm)	0,24

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,39
J interamentereagente (cm ⁴)	496532,27
W interamentereagente (cm ³)	20175,06
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,53
σ_c [MPa]	5,99
σ_s [MPa]	261,23
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	300,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00099
$\Delta s_{,max}$ (cm)	25,7
w_d (mm)	0,25

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,39
J1,0 (cm ⁴)	491101
Freccia di stadio I (cm)	0,34

STADIO II	
a	20
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	12,04
J2,0 (cm ⁴)	148510
Freccia di stadio II (cm)	1,12

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	51,61
Mmax (kNm)	70,30
Freccia Effettiva (cm)	0,91

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 41,72 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 37,32 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 35,56 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 60,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 54 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 51,5 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	184,13
σ_c [MPa]	4,88
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	215,59
σ_c [MPa]	5,72
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	32,07
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00068
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
wd (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,63
σ_c [MPa]	5,12
σ_s [MPa]	193,07
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00072
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
wd (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E_{cm} (MPa)	31447
x _{1,0} (cm)	25,51
J _{1,0} (cm ⁴)	386215
Freccia di stadio I (cm)	0,30

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-4807,5
x _{2,0} (cm)	13,38
J _{2,0} (cm ⁴)	141715
Freccia di stadio II (cm)	0,83

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M _{fessurazione} (kNm)	41,07
M _{max} (kNm)	51,50
Freccia Effettiva (cm)	0,66

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	40
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	5
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 42,97 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 36,81 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 66,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 59,84 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 57,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	20
R's	60,288
Rs	98,439
a	20
b	158,727
c	-4807,497
x	12,04
σ_s [MPa]	202,39
σ_c [MPa]	4,64
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	20
R's	60,288
Rs	98,439
a	20
b	158,727
c	-4807,497
x	12,04
σ_s [MPa]	235,36
σ_c [MPa]	5,40
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,39
J interamentereagente (cm ⁴)	496532,27
W interamentereagente (cm ³)	20175,06
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,30
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	300,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00071
$\Delta s_{,max}$ (cm)	25,7
w_d (mm)	0,18

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,39
J interamentereagente (cm ⁴)	496532,27
W interamentereagente (cm ³)	20175,06
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,66
σ_c [MPa]	4,87
σ_s [MPa]	212,10
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	300,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00075
$\Delta s_{,max}$ (cm)	25,7
w_d (mm)	0,19

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,39
J1,0 (cm4)	491101
Freccia di stadio I (cm)	0,34

STADIO II	
a	20
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	12,04
J2,0 (cm4)	148510
Freccia di stadio II (cm)	1,12

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	51,61
Mmax (kNm)	57,10
Freccia Effettiva (cm)	0,80

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Secondo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 41,72 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 37,32 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 35,58 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 57,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 51,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 49 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	175,19
σ_c [MPa]	4,65
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	205,22
σ_c [MPa]	5,44
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,52
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00063
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
wa (mm)	0,14

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	32,01
σ_c [MPa]	4,87
σ_s [MPa]	183,77
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00068
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
wa (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm ⁴)	386215
Freccia di stadio I (cm)	0,30

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	13,38
J2,0 (cm ⁴)	141715
Freccia di stadio II (cm)	0,83

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	41,07
Mmax (kNm)	49,00
Freccia Effettiva (cm)	0,64

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	40
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	5
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 42,97 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 36,81 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 67,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 60,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 57,8 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	20
R's	60,288
Rs	98,439
a	20
b	158,727
c	-4807,497
x	12,04
σ_s [MPa]	204,87
σ_c [MPa]	4,70
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	20
R's	60,288
Rs	98,439
a	20
b	158,727
c	-4807,497
x	12,04
σ_s [MPa]	238,55
σ_c [MPa]	5,47
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,39
J interamentereagente (cm ⁴)	496532,27
W interamentereagente (cm ³)	20175,06
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,65
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	300,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00072
$\Delta s_{,max}$ (cm)	25,7
wa (mm)	0,19

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s /Es)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,39
J interamentereagente (cm ⁴)	496532,27
W interamentereagente (cm ³)	20175,06
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,04
σ_c [MPa]	4,93
σ_s [MPa]	214,80
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	300,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00077
$\Delta s_{,max}$ (cm)	25,7
wa (mm)	0,20

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s /Es)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,39
J1,0 (cm⁴)	491101
Freccia di stadio I (cm)	0,34

STADIO II	
a	20
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	12,04
J2,0 (cm⁴)	148510
Freccia di stadio II (cm)	1,12

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	51,61
Mmax (kNm)	57,80
Freccia Effettiva (cm)	0,81

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 41,72 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 37,32 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 35,58 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 56,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 50,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 48 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	171,62
σ_c [MPa]	4,55
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	200,93
σ_c [MPa]	5,33
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,89
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00062
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,33
σ_c [MPa]	4,77
σ_s [MPa]	179,84
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00066
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,14

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm ⁴)	386215
Freccia di stadio I (cm)	0,30

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	13,38
J2,0 (cm ⁴)	141715
Freccia di stadio II (cm)	0,83

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	41,07
Mmax (kNm)	48,00
Freccia Effettiva (cm)	0,63

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	40
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	5
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 42,97 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 36,81 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 53,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 48 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 45,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	20
R's	60,288
Rs	98,439
a	20
b	158,727
c	-4807,497
x	12,04
σ_s [MPa]	161,63
σ_c [MPa]	3,71
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	20
R's	60,288
Rs	98,439
a	20
b	158,727
c	-4807,497
x	12,04
σ_s [MPa]	190,70
σ_c [MPa]	4,38
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,39
J interamentereagente (cm ⁴)	496532,27
W interamentereagente (cm ³)	20175,06
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	22,60
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	300,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00051
$\Delta s_{,max}$ (cm)	25,7
w_d (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,39
J interamentereagente (cm ⁴)	496532,27
W interamentereagente (cm ³)	20175,06
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	23,79
σ_c [MPa]	3,90
σ_s [MPa]	170,14
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	300,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00055
$\Delta s_{,max}$ (cm)	25,7
w_d (mm)	0,14

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,39
J1,0 (cm4)	491101
Freccia di stadio I (cm)	0,34

STADIO II	
a	20
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	12,04
J2,0 (cm4)	148510
Freccia di stadio II (cm)	1,12

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	51,61
Mmax (kNm)	45,60
Freccia Effettiva (cm)	0,62

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

TELAIO "D"

Piano Copertura

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	10,41
Q1	4,99

$$q_{SLE,Rara} = 29,77 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 25,78 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 24,78 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 32,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 28,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 27 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	124,19
σ_c [MPa]	3,75
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	149,49
σ_c [MPa]	4,51
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	25,25
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00039
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,09

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	26,28
σ_c [MPa]	3,90
σ_s [MPa]	129,25
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00042
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,09

la sezione è FESSURATA

attenzione

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm4)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,31

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm4)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,76

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,36
Mmax (kNm)	27,00
Freccia Effettiva (cm)	0,53

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P. TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	10,41
Q1	4,99

$$q_{SLE,Rara} = 29,77 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 25,78 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 24,78 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 65,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 56,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 54,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	251,14
σ_c [MPa]	7,58
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	300,81
σ_c [MPa]	9,08
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamente reagente (cm ⁴)	208757,72
W interamente reagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	51,06

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	6,5626
$h_{c,eff}$ [cm]	7,50
$A_{c,eff}$ [cm ²]	225,00
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00100
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,22

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamente reagente (cm ⁴)	208757,72
W interamente reagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	53,02

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	7,87
σ_s [MPa]	260,80
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	6,5626
$h_{c,eff}$ [cm]	7,50
$A_{c,eff}$ [cm ²]	225,00
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00104
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,23

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm4)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,31

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm4)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,76

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	54,60
Freccia Effettiva (cm)	0,70

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Attico

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 36,14 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,3 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 30,76 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 41,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 37,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 35,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	164,20
σ_c [MPa]	4,95
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	189,96
σ_c [MPa]	5,73
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,39

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	6,5626
$h_{c,eff}$ [cm]	7,50
$A_{c,eff}$ [cm ²]	225,00
E_s [MPa]	210000
k_t (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00058
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,13

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	34,98
σ_c [MPa]	5,19
σ_s [MPa]	172,02
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	6,5626
$h_{c,eff}$ [cm]	7,50
$A_{c,eff}$ [cm ²]	225,00
E_s [MPa]	210000
k_t (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00062
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,14

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm4)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,39

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm4)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,94

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	35,70
Freccia Effettiva (cm)	0,78

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 36,89 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,05 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,51 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 64,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 57,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 54,8 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	195,93
σ_c [MPa]	5,20
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	229,54
σ_c [MPa]	6,09
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	34,13

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00073
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd (mm)	0,16
---------	------

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,81

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	5,45
σ_s [MPa]	205,58
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00078
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd (mm)	0,17
---------	------

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	386215
Freccia di stadio I (cm)	0,37

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	13,38
J2,0 (cm4)	141715
Freccia di stadio II (cm)	1,01

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	41,07
Mmax (kNm)	54,80
Freccia Effettiva (cm)	0,83

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 36,14 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,2 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 30,76 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 39,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 35 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 33,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	153,63
σ_c [MPa]	4,64
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	179,84
σ_c [MPa]	5,43
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,24

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00053
$\Delta s,max$ (cm)	21,9

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd (mm)	0,12
---------	------

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	32,82

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	4,87
σ_s [MPa]	161,44
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00057
$\Delta s,max$ (cm)	21,9

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd (mm)	0,12
---------	------

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E_{cm} (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm ⁴)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,39

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm ⁴)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,94

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M _{fessurazione} (kNm)	27,35
M _{max} (kNm)	33,40
Freccia Effettiva (cm)	0,76

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 36,89 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,05 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,51 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 59,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 58,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 51,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	182,70
σ_c [MPa]	4,85
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	213,81
σ_c [MPa]	5,67
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,83

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00067
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,15

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,50

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	5,56
σ_s [MPa]	209,51
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00080
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,17

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm⁴)	386215
Freccia di stadio I (cm)	0,37

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	13,38
J2,0 (cm⁴)	141715
Freccia di stadio II (cm)	1,01

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	41,07
Mmax (kNm)	51,10
Freccia Effettiva (cm)	0,80

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Secondo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 36,14 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,3 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 30,78 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 39,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 35,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 33,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	153,63
σ_c [MPa]	4,64
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	180,30
σ_c [MPa]	5,44
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,24
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00053
$\Delta s,max$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	32,82
σ_c [MPa]	4,87
σ_s [MPa]	161,44
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00057
$\Delta s,max$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm4)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,39

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm4)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,94

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	33,40
Freccia Effettiva (cm)	0,76

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 36,89 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,05 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,51 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 63,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 56,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 53,9 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	192,71
σ_c [MPa]	5,11
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	225,96
σ_c [MPa]	5,99
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,57

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00072
$\Delta s,max$ (cm)	21,9

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

wd (mm)	0,16
---------	------

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,25

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	5,37
σ_s [MPa]	202,36
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00076
$\Delta s,max$ (cm)	21,9

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

wd (mm)	0,17
---------	------

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm ⁴)	386215
Freccia di stadio I (cm)	0,37

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	13,38
J2,0 (cm ⁴)	141715
Freccia di stadio II (cm)	1,01

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	41,07
Mmax (kNm)	53,90
Freccia Effettiva (cm)	0,82

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 36,14 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,30 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 30,76 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 40,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 36,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 35,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	164,20
σ_c [MPa]	4,95
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	186,28
σ_c [MPa]	5,62
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,39

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00058
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,13

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	34,13
σ_c [MPa]	5,07
σ_s [MPa]	167,88
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00060
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E _{cm} (MPa)	31447
x _{1,0} (cm)	20,48
J _{1,0} (cm ⁴)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,39

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x _{2,0} (cm)	11,53
J _{2,0} (cm ⁴)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,94

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M _{fessurazione} (kNm)	27,35
M _{max} (kNm)	35,70
Freccia Effettiva (cm)	0,78

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 36,89 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,05 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,51 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 67,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 60,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 57,3 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	204,87
σ_c [MPa]	5,43
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-4807,497
x	13,38
σ_s [MPa]	240,26
σ_c [MPa]	6,37
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,69
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00078
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,17

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	393282,49
W interamentereagente (cm ³)	16056,28
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,43
σ_c [MPa]	5,70
σ_s [MPa]	214,88
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00082
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,18

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	386215
Freccia di stadio I (cm)	0,37

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-4807,5
x2,0 (cm)	13,38
J2,0 (cm4)	141715
Freccia di stadio II (cm)	1,01

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	41,07
Mmax (kNm)	57,30
Freccia Effettiva (cm)	0,84

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

TELAIO “E”

Piano Copertura

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	8,73
Q1	4,19

$$q_{SLE,Rara} = 25,45 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 22,1 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 21,26 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 29,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 25,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 24,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	113,61
σ_c [MPa]	3,43
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	135,69
σ_c [MPa]	4,09
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	23,10
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00034
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	23,94
σ_c [MPa]	3,55
σ_s [MPa]	117,75
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00036
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

attenzione

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm ⁴)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,27

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm ⁴)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,65

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	24,70
Freccia Effettiva (cm)	0,42

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	8,73
Q1	4,19

$$q_{SLE,Rara} = 25,45 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 22,1 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 21,26 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 48,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 41,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 40,10 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	184,44
σ_c [MPa]	5,56
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	221,24
σ_c [MPa]	6,67
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,50
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00068
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,00
σ_c [MPa]	5,79
σ_s [MPa]	191,80
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00071
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm⁴)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,47

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm⁴)	83574
Freccia di stadio II (cm)	1,15

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	40,10
Freccia Effettiva (cm)	0,99

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Attico

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 30,79 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 28,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 32,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 29,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 28 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	128,79
σ_c [MPa]	3,89
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	151,33
σ_c [MPa]	4,57
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	26,19
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00041
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,09

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	27,49
σ_c [MPa]	4,08
σ_s [MPa]	135,23
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00044
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,10

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm4)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,33

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm4)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,81

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	28,00
Freccia Effettiva (cm)	0,58

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 30,79 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 28,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 54,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 48,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 46,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	136,59
a	15
b	196,878
c	-5234,694
x	13,24
σ_s [MPa]	156,03
σ_c [MPa]	5,79
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	136,59
a	15
b	196,878
c	-5234,694
x	13,24
σ_s [MPa]	181,92
σ_c [MPa]	6,76
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	9,11
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,93
J interamentereagente (cm ⁴)	224318,13
W interamentereagente (cm ³)	11762,01
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,45
Φ [mm]	20
As [cm ²]	9,106
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,040
ϵ_{sm}	0,00059
$\Delta s,max$ (cm)	18,6
w_d (mm)	0,11

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	9,11
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,93
J interamentereagente (cm ⁴)	224318,13
W interamentereagente (cm ³)	11762,01
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	41,32
σ_c [MPa]	6,07
σ_s [MPa]	163,42
Φ [mm]	20
As [cm ²]	9,106
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,040
ϵ_{sm}	0,00063
$\Delta s,max$ (cm)	18,6
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,93
J1,0 (cm ⁴)	211886
Freccia di stadio I (cm)	0,56

STADIO II	
a	15
b	196,9
c	-5234,7
x2,0 (cm)	13,24
J2,0 (cm ⁴)	106641
Freccia di stadio II (cm)	1,12

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	30,09
Mmax (kNm)	46,40
Freccia Effettiva (cm)	1,00

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 30,79 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 30,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 27,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 26,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	121,43
σ_c [MPa]	3,66
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	60,288
Rs	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	142,13
σ_c [MPa]	4,29
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	24,69
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00038
$\Delta s,max$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	25,90
σ_c [MPa]	3,84
σ_s [MPa]	127,41
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00041
$\Delta s,max$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,09

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm4)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,33

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm4)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,81

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	26,40
Freccia Effettiva (cm)	0,55

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P. TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 30,79 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 58,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 52,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 50,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	60,288
Rs	136,59
a	15
b	196,878
c	-5234,694
x	13,24
σ_s [MPa]	169,48
σ_c [MPa]	6,29
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	60,288
Rs	136,59
a	15
b	196,878
c	-5234,694
x	13,24
σ_s [MPa]	197,72
σ_c [MPa]	7,34
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	9,11
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,93
J interamentereagente (cm ⁴)	224318,13
W interamentereagente (cm ³)	11762,01
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	42,85
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	9,106
$h_{c,eff}$ [cm]	7,50
$A_{c,eff}$ [cm ²]	225,00
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,040
ϵ_{sm}	0,00065
$\Delta s_{,max}$ (cm)	18,6
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	9,11
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,93
J interamentereagente (cm ⁴)	224318,13
W interamentereagente (cm ³)	11762,01
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	44,89
σ_c [MPa]	6,59
σ_s [MPa]	177,55
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	9,106
$h_{c,eff}$ [cm]	7,50
$A_{c,eff}$ [cm ²]	225,00
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,040
ϵ_{sm}	0,00069
$\Delta s_{,max}$ (cm)	18,6
w_d (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,93
J1,0 (cm ⁴)	211886
Freccia di stadio I (cm)	0,56

STADIO II	
a	15
b	196,9
c	-5234,7
x2,0 (cm)	13,24
J2,0 (cm ⁴)	106641
Freccia di stadio II (cm)	1,12

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	30,09
Mmax (kNm)	50,40
Freccia Effettiva (cm)	1,02

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Secondo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 30,79 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 31,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 27,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 26,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	122,35
σ_c [MPa]	3,69
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	143,05
σ_c [MPa]	4,32
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	24,88
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00038
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	26,09
σ_c [MPa]	3,87
σ_s [MPa]	128,33
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00041
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_d (mm)	0,09

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm4)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,33

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm4)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,81

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	26,60
Freccia Effettiva (cm)	0,56

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 30,79 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 54,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 48,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 46,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	136,59
a	15
b	196,878
c	-5234,694
x	13,24
σ_s [MPa]	156,70
σ_c [MPa]	5,82
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	136,59
a	15
b	196,878
c	-5234,694
x	13,24
σ_s [MPa]	181,92
σ_c [MPa]	6,76
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	9,11
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,93
J interamentereagente (cm ⁴)	224318,13
W interamentereagente (cm ³)	11762,01
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,62
Φ [mm]	20
As [cm ²]	9,106
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,040
ϵ_{sm}	0,00059
$\Delta s_{,max}$ (cm)	18,6
Wa (mm)	0,11

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	9,11
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,93
J interamentereagente (cm ⁴)	224318,13
W interamentereagente (cm ³)	11762,01
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	41,32
σ_c [MPa]	6,07
σ_s [MPa]	163,42
Φ [mm]	20
As [cm ²]	9,106
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,040
ϵ_{sm}	0,00063
$\Delta s_{,max}$ (cm)	18,6
Wa (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E_{cm} (MPa)	31447
x_{1,0} (cm)	20,93
J_{1,0} (cm⁴)	211886
Freccia di stadio I (cm)	0,56

STADIO II	
a	15
b	196,9
c	-5234,7
x_{2,0} (cm)	13,24
J_{2,0} (cm⁴)	106641
Freccia di stadio II (cm)	1,12

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M_{fessurazione} (kNm)	30,09
M_{max} (kNm)	46,60
Freccia Effettiva (cm)	1,00

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 30,79 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 30,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 27,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 26,3 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	120,97
σ_c [MPa]	3,65
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	98,439
a	15
b	158,727
c	-3823,107
x	11,53
σ_s [MPa]	142,13
σ_c [MPa]	4,29
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	24,60
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00038
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_a (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	6,56
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,48
J interamentereagente (cm ⁴)	208757,72
W interamentereagente (cm ³)	10693,10
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	25,90
σ_c [MPa]	3,84
σ_s [MPa]	127,41
Φ [mm]	20
As [cm ²]	6,5626
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,029
ϵ_{sm}	0,00041
$\Delta s_{,max}$ (cm)	21,9
w_a (mm)	0,09

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,48
J1,0 (cm ⁴)	203606
Freccia di stadio I (cm)	0,33

STADIO II	
a	15
b	158,7
c	-3823,1
x2,0 (cm)	11,53
J2,0 (cm ⁴)	83574
Freccia di stadio II (cm)	0,81

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,35
Mmax (kNm)	26,30
Freccia Effettiva (cm)	0,55

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 30,79 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,57 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,28 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 51,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 46,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 44 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	136,59
a	15
b	196,878
c	-5234,694
x	13,24
σ_s [MPa]	147,96
σ_c [MPa]	5,49
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	60,288
R_s	136,59
a	15
b	196,878
c	-5234,694
x	13,24
σ_s [MPa]	172,50
σ_c [MPa]	6,41
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	9,11
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,93
J interamentereagente (cm ⁴)	224318,13
W interamentereagente (cm ³)	11762,01
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,41
Φ [mm]	20
As [cm ²]	9,106
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,040
ϵ_{sm}	0,00055
$\Delta s_{,max}$ (cm)	18,6
w_d (mm)	0,10

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	9,11
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,93
J interamentereagente (cm ⁴)	224318,13
W interamentereagente (cm ³)	11762,01
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,19
σ_c [MPa]	5,76
σ_s [MPa]	155,02
Φ [mm]	20
As [cm ²]	9,106
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,040
ϵ_{sm}	0,00059
$\Delta s_{,max}$ (cm)	18,6
w_d (mm)	0,11

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,93
J1,0 (cm ⁴)	211886
Freccia di stadio I (cm)	0,56

STADIO II	
a	15
b	196,9
c	-5234,7
x2,0 (cm)	13,24
J2,0 (cm ⁴)	106641
Freccia di stadio II (cm)	1,12

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	30,09
Mmax (kNm)	44,00
Freccia Effettiva (cm)	0,99

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

7.5 I pilastri

Al § 4.1.6.1.2 la Normativa precisa che nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore o uguale a 12 mm e non possono avere interassi maggiori di 30 cm, rispettando le seguenti limitazioni:

$$A_{s,\min} = (0,10 \cdot N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c$$

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c$$

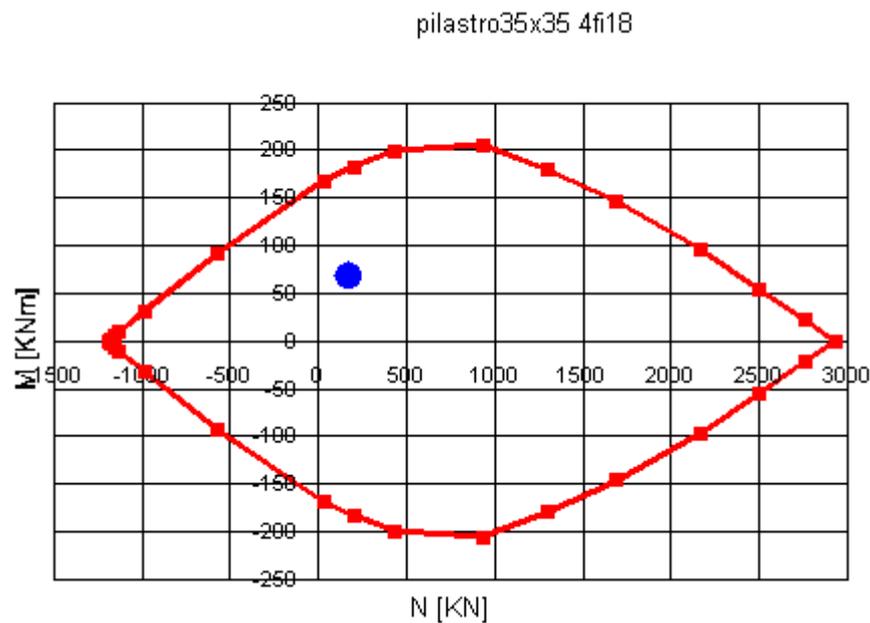
7.5.1 Calcolo delle sollecitazioni e Verifiche di resistenza allo SLU

Al fine di non appesantire la trattazione, nel seguito vengono riportati i risultati relativi al solo telaio C; si intende che per gli altri telai le verifiche risultano soddisfatte.

7.5.1.1 Verifiche a pressoflessione

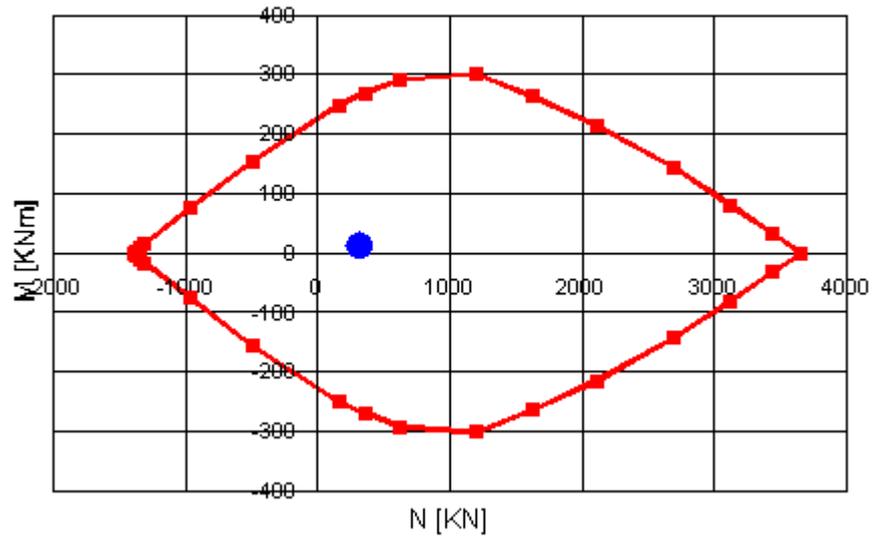
Copertura

PILASTRO SX



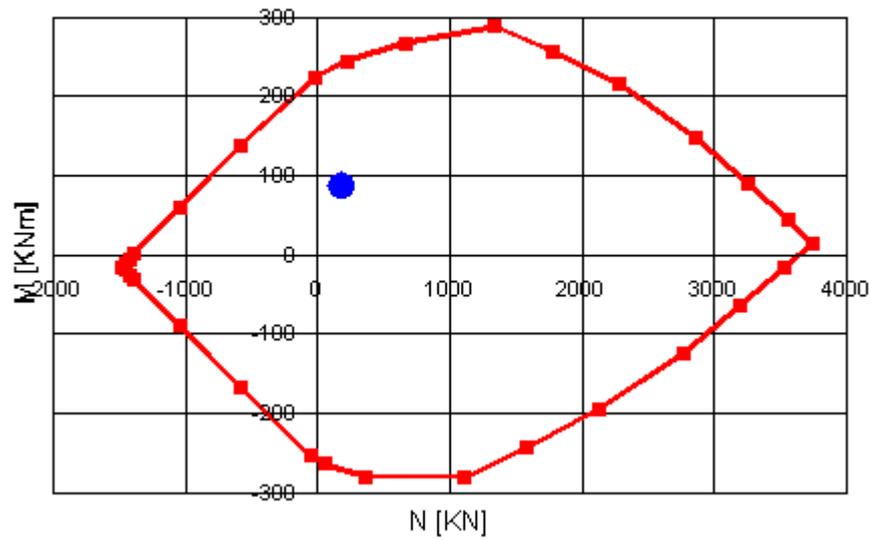
PILASTRO CENTRALE

Pilastro 40X40 5fi18



PILASTRO DX

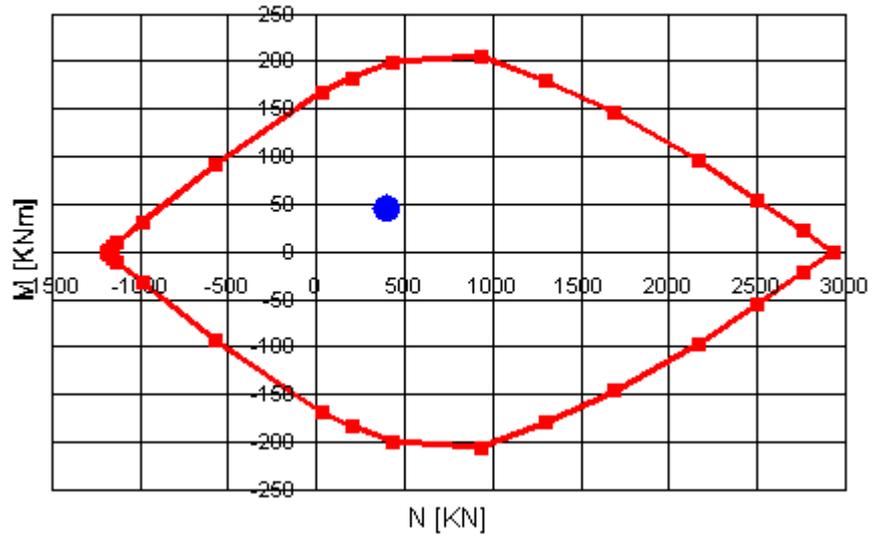
Pilastro 40x40 4fi20



Piano Attico

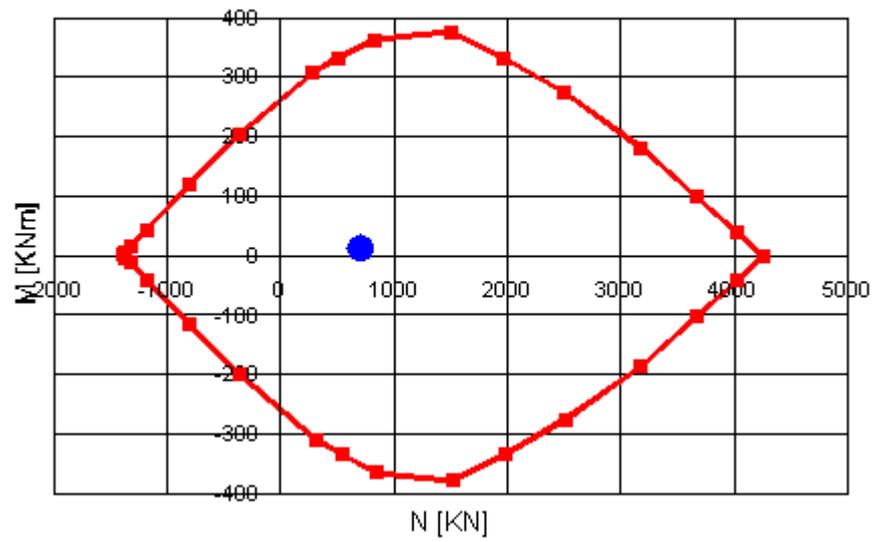
PILASTRO SX

pilastro35x35 4f18



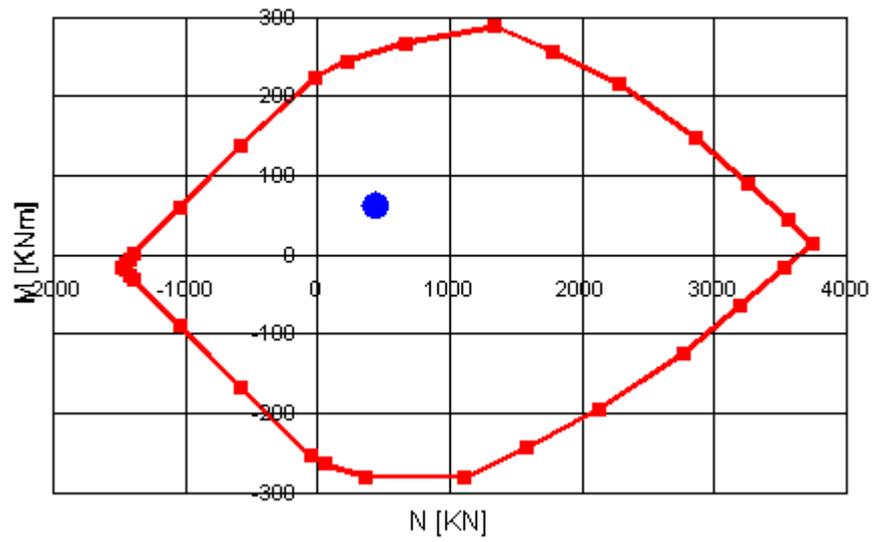
PILASTRO CENTRALE

pilastro 45x45 5f18



PILASTRO DX

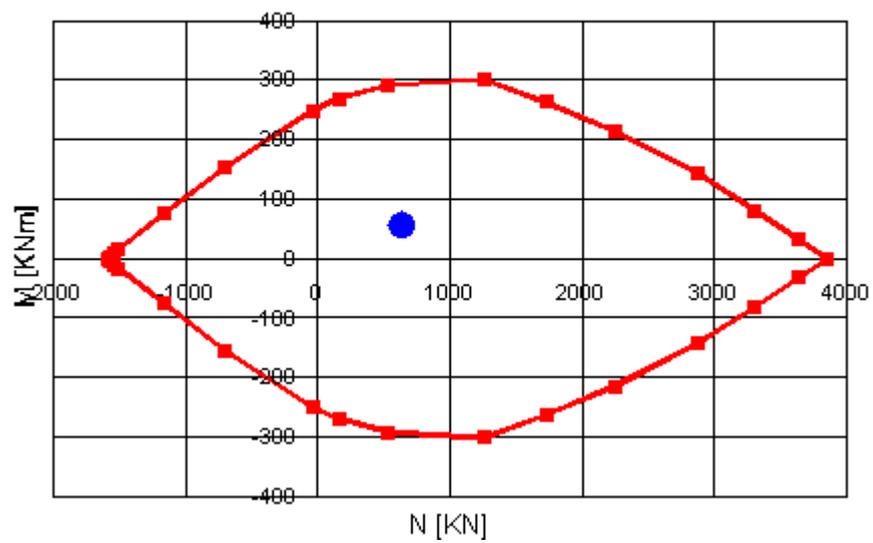
Pilastro40x40 4f20



Piano Terzo

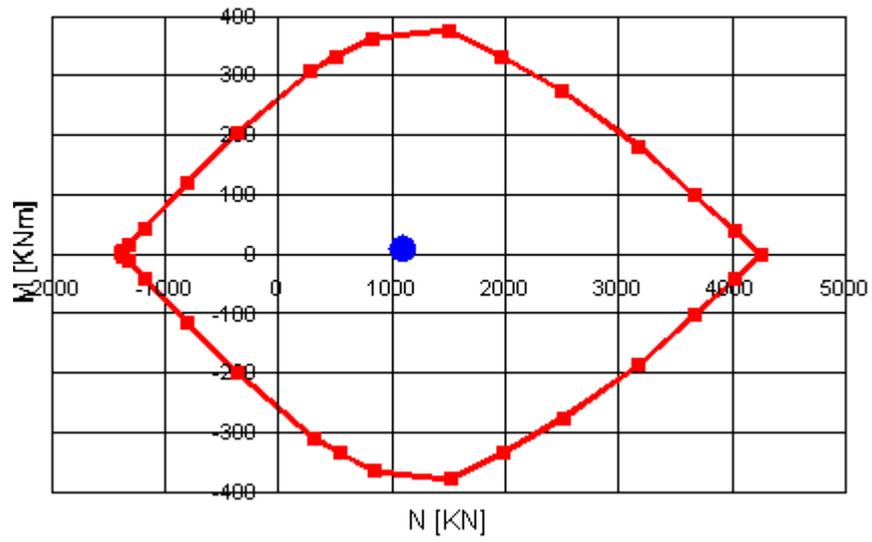
PILASTRO SX

Pilastro 40X40 5f18



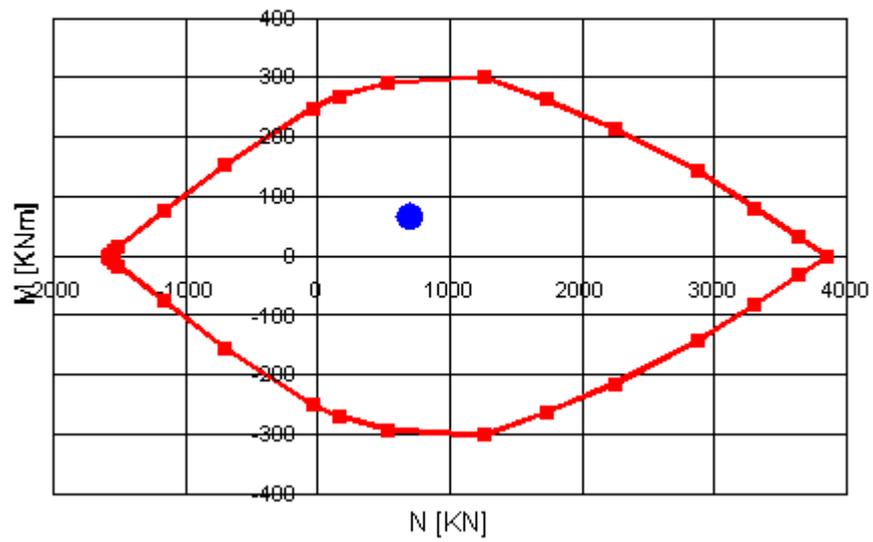
PILASTRO CENTRALE

pilastro 45x45 5f18



PILASTRO DX

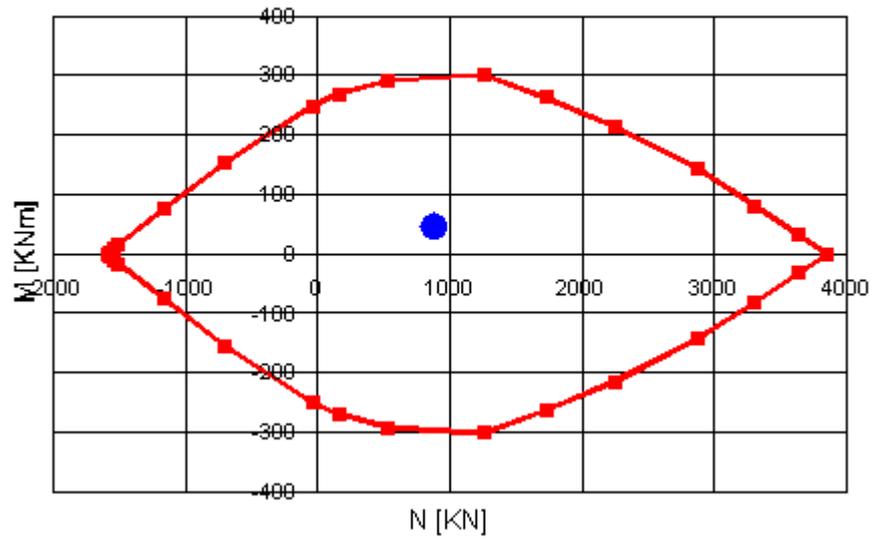
Pilastro 40X40 5f18



Piano Secondo

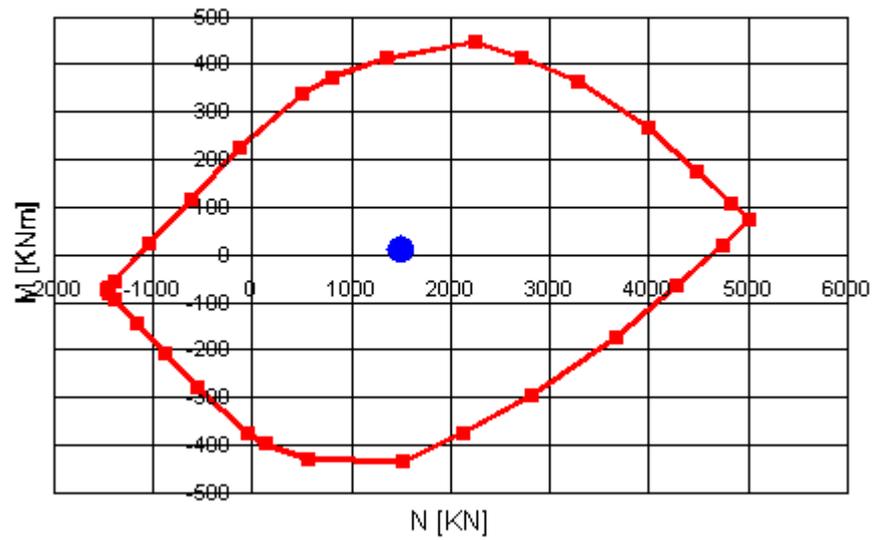
PILASTRO SX

Pilastro 40X40 5fi18



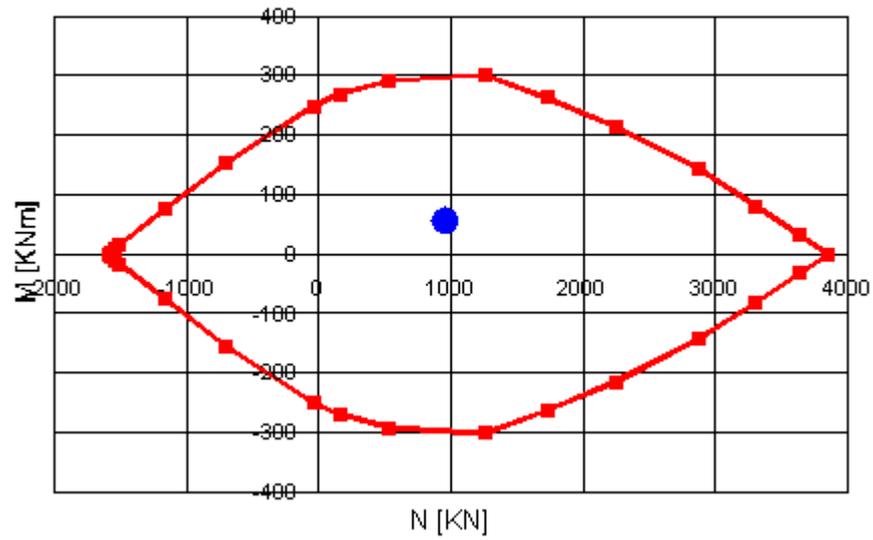
PILASTRO CENTRALE

pilastro50x50 5fi20



PILASTRO DX

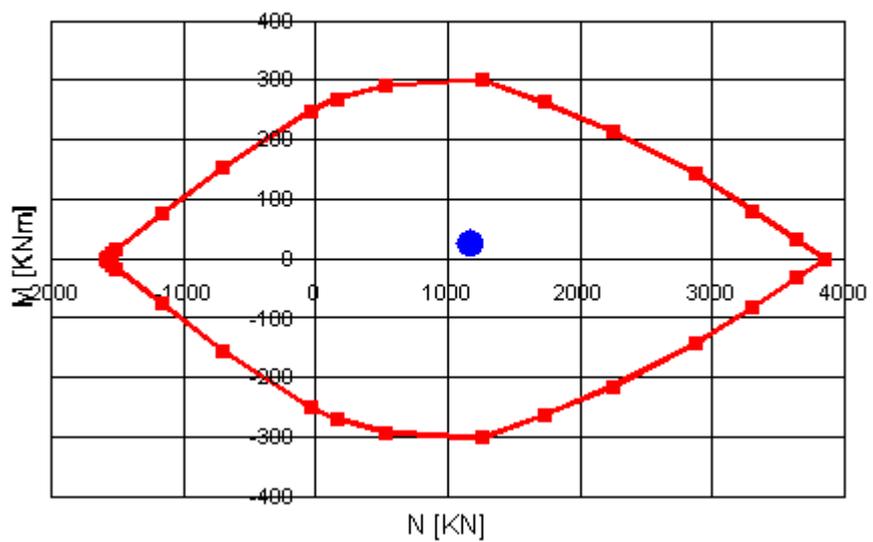
Pilastro 40X40 5f18



Piano Primo

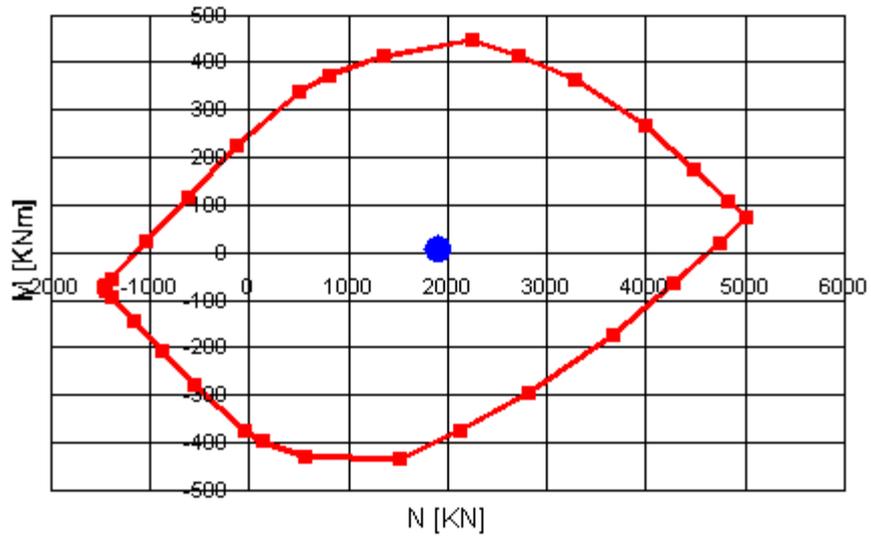
PILASTRO SX

Pilastro 40X40 5f18



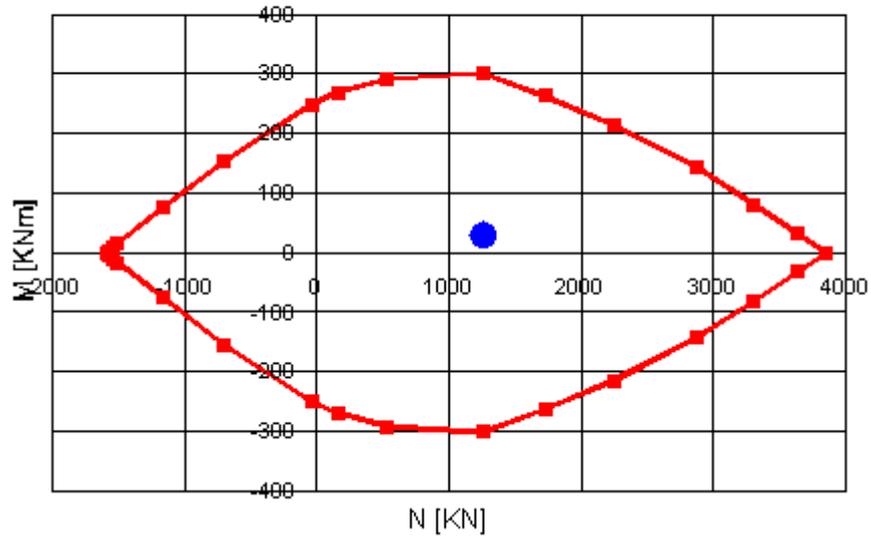
PILASTRO CENTRALE

pilastro50x50 5f20



PILASTRO DX

Pilastro 40X40 5f18



7.5.1.2 Verifiche a taglio

Copertura

PILASTRO SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	32
<i>H</i>	35
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	35
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	10,16
<i>As (cm²)</i>	10,16

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	40,20
-----------------	-------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	320	
<i>Asl (mm²)</i>	1016	
<i>bw (mm)</i>	350	
<i>σ_{cp}</i>	0	
<i>fck</i>	24,9	
<i>γ_c</i>	1,5	
<i>k</i>	1,791	→ ok! minore di 2
<i>v_{min}</i>	0,418	
<i>ρ_l</i>	0,0091	→ ok! minore di 0.02
<i>VRd (kN)</i>	68,0	
Con la seguente condizione:		
<i>v_{min}*bw*d</i>	46,9	OK! <i>VRd > v_{min}*bw*d</i>

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa:

le staffe devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250

mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Pertanto, poiché il passo massimo ammesso è pari a $12 \cdot 18 \text{ mm} = 21,6 \text{ cm}$, si prevedono staffe $\Phi 6,2br/20 \text{ cm}$.

PILASTRO CENTRALE

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

$d \text{ (cm)}$	37
H	40
copriferro	3
$B \text{ (cm)}$	40
$f_{ck} \text{ (MPa)}$	24,9
f_{cd}	11,29
$A's \text{ (cm}^2\text{)}$	12,7
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	12,7

TAGLIO DI PROGETTO

$V_{sd} \text{ (kN)}$	7,10
---	-------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

$d \text{ (mm)}$	370	
$A_{sl} \text{ (mm}^2\text{)}$	1270	
$b_w \text{ (mm)}$	400	
σ_{cp}	0	
f_{ck}	24,9	
γ_c	1,5	
k	1,735	→ ok! minore di 2
v_{min}	0,399	
ρ_l	0,0086	→ ok! minore di 0.02
$VR_d \text{ (kN)}$	85,5	
Con la seguente condizione:		
$v_{min} \cdot b_w \cdot d$	59,1	OK! $VR_d > v_{min} \cdot b_w \cdot d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

PILASTRO DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	37
<i>H</i>	40
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	12,56
<i>As (cm²)</i>	12,56

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	50,80
-----------------	-------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	370
<i>Asl (mm²)</i>	1256
<i>bw (mm)</i>	400
<i>σ_{cp}</i>	0
<i>fck</i>	24,9
<i>γ_c</i>	1,5
<i>k</i>	1,735
<i>vmin</i>	0,399
<i>ρ_l</i>	0,0085
VRd (kN)	85,2

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

Con la seguente condizione:

<i>vmin *bw*d</i>	59,1	OK! VRd > vmin *bw*d
-------------------	------	--------------------------------

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

Piano Attico

PILASTRO SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	32
<i>H</i>	35
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	35
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	10,16
<i>As (cm²)</i>	10,16

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	28,30
-----------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	320	
<i>Asl (mm²)</i>	1016	
<i>bw (mm)</i>	350	
<i>σ_{cp}</i>	0	
<i>fck</i>	24,9	
<i>γ_c</i>	1,5	
<i>k</i>	1,791	→ ok! minore di 2
<i>v_{min}</i>	0,418	
<i>ρ_l</i>	0,0091	→ ok! minore di 0.02
<i>VRd (kN)</i>	68,0	
Con la seguente condizione:		
<i>v_{min} * bw * d</i>	46,9	OK! VRd > v_{min} * bw * d

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

PILASTRO CENTRALE

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	37
H	40
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
A'_s (cm ²)	12,7
A_s (cm ²)	12,7

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	7,30
---------------------------------	-------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	370	
A_{sl} (mm ²)	1270	
b_w (mm)	400	
σ_{cp}	0	
f_{ck}	24,9	
γ_c	1,5	
k	1,735	→ ok! minore di 2
v_{min}	0,399	
ρ_l	0,0086	→ ok! minore di 0.02
VR_d (kN)	85,5	
Con la seguente condizione:		
$v_{min} * b_w * d$	59,1	OK! $VR_d > v_{min} * b_w * d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

PILASTRO DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	37
<i>H</i>	40
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	12,56
<i>As (cm²)</i>	12,56

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	39,60
-----------------	-------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	370	
<i>Asl (mm²)</i>	1256	
<i>bw (mm)</i>	400	
<i>σ_{cp}</i>	0	
<i>fck</i>	24,9	
<i>γ_c</i>	1,5	
<i>k</i>	1,735	→ ok! minore di 2
<i>v_{min}</i>	0,399	
<i>ρ_l</i>	0,0085	→ ok! minore di 0.02
VRd (kN)	85,2	
Con la seguente condizione:		
<i>v_{min}*bw*d</i>	59,1	OK! VRd > v_{min}*bw*d

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

Piano Terzo

PILASTRO SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	37
H	40
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
A'_s (cm ²)	12,7
A_s (cm ²)	12,7

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	35,10
---------------------------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	370
A_{sl} (mm ²)	1270
b_w (mm)	400
σ_{cp}	0
f_{ck}	24,9
γ_c	1,5
k	1,735
v_{min}	0,399
ρ_l	0,0086
VR_d (kN)	85,5
Con la seguente condizione:	
$v_{min} \cdot b_w \cdot d$	59,1

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

OK! $VR_d > v_{min} \cdot b_w \cdot d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

PILASTRO CENTRALE

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	42
H	45
copriferro	3
B (cm)	45
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
A_s (cm ²)	12,7
A_s (cm ²)	12,7

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	5,10
---------------	------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	420	
A_{sl} (mm ²)	1270	
b_w (mm)	450	
σ_{cp}	0	
f_{ck}	24,9	
γ_c	1,5	
k	1,690	→ ok! minore di 2
v_{min}	0,384	
ρ_l	0,0067	→ ok! minore di 0.02
VR_d (kN)	98,0	
Con la seguente condizione:		
$v_{min} \cdot b_w \cdot d$	72,5	OK! $VR_d > v_{min} \cdot b_w \cdot d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

PILASTRO DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	37
H	40
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
A_s (cm ²)	12,7
A_s (cm ²)	12,7

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	41,60
---------------------------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	370
A_{sl} (mm ²)	1270
b_w (mm)	400
σ_{cp}	0
f_{ck}	24,9
γ_c	1,5
k	1,735
v_{min}	0,399
ρ_l	0,0086
VR_d (kN)	85,5

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

Con la seguente condizione:

$v_{min} * b_w * d$	59,1	OK! $VR_d > v_{min} * b_w * d$
---------------------	------	---

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

Piano Secondo

PILASTRO SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	37
H	40
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
$A's$ (cm ²)	12,7
A_s (cm ²)	12,7

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	27,90
---------------	-------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	370
A_{sl} (mm ²)	1270
b_w (mm)	400
σ_{cp}	0
f_{ck}	24,9
γ_c	1,5
k	1,735
v_{min}	0,399
ρ_l	0,0086
VR_d (kN)	85,5
Con la seguente condizione:	
$v_{min} \cdot b_w \cdot d$	59,1

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

OK! $VR_d > v_{min} \cdot b_w \cdot d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

PILASTRO CENTRALE

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	47
H	50
copriferro	3
B (cm)	50
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
$A's$ (cm ²)	15,7
A_s (cm ²)	15,7

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	6,60
---------------	------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	470
A_{sl} (mm ²)	1570
b_w (mm)	500
σ_{cp}	0
f_{ck}	24,9
γ_c	1,5
k	1,652
v_{min}	0,371
ρ_l	0,0067
VR_d (kN)	118,9

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

Con la seguente condizione:

$v_{min} * b_w * d$	87,2	OK! $VR_d > v_{min} * b_w * d$
---------------------	------	---

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

PILASTRO DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	37
<i>H</i>	40
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	12,7
<i>As (cm²)</i>	12,7

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	35,20
-----------------	-------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	370
<i>Asl (mm²)</i>	1270
<i>bw (mm)</i>	400
<i>σ_{cp}</i>	0
<i>fck</i>	24,9
<i>γ_c</i>	1,5
<i>k</i>	1,735
<i>v_{min}</i>	0,399
<i>ρ_l</i>	0,0086
<i>VRd (kN)</i>	85,5

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

Con la seguente condizione:

<i>v_{min}*bw*d</i>	59,1	OK! VRd > v_{min}*bw*d
-----------------------------	------	--

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

Piano Primo

PILASTRO SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	37
H	40
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
$A's$ (cm ²)	12,7
A_s (cm ²)	12,7

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	10,60
---------------------------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	370	
A_{sl} (mm ²)	1270	
b_w (mm)	400	
σ_{cp}	0	
f_{ck}	24,9	
γ_c	1,5	
k	1,735	→ ok! minore di 2
v_{min}	0,399	
ρ_l	0,0086	→ ok! minore di 0.02
VR_d (kN)	85,5	
Con la seguente condizione:		
$v_{min} * b_w * d$	59,1	OK! $VR_d > v_{min} * b_w * d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

PILASTRO CENTRALE

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	47
<i>H</i>	50
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	50
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	15,7
<i>As (cm²)</i>	15,7

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	2,90
-----------------	------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	470
<i>Asl (mm²)</i>	1570
<i>bw (mm)</i>	500
<i>σ_{cp}</i>	0
<i>fck</i>	24,9
<i>γ_c</i>	1,5
<i>k</i>	1,652
<i>v_{min}</i>	0,371
<i>ρ_l</i>	0,0067
VRd (kN)	118,9
Con la seguente condizione:	
<i>v_{min}*bw*d</i>	87,2

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

OK! VRd > v_{min}*bw*d

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

PILASTRO DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	37
H	40
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
A'_s (cm ²)	12,7
A_s (cm ²)	12,7

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	13,20
---------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	370	
A_{sl} (mm ²)	1270	
b_w (mm)	400	
σ_{cp}	0	
f_{ck}	24,9	
γ_c	1,5	
k	1,735	→ ok! minore di 2
v_{min}	0,399	
ρ_l	0,0086	→ ok! minore di 0.02
VR_d (kN)	85,5	
Con la seguente condizione:		
$v_{min} \cdot b_w \cdot d$	59,1	OK! $VR_d > v_{min} \cdot b_w \cdot d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/20$ cm

SOLUZIONE CON TRAVI IN SPESSORE

7.6 Le Travi

7.6.1 Calcolo delle sollecitazioni allo SLU

Si procede ipotizzando sezioni minime $54\text{cm} \times 24\text{cm}$ per tutte le travi, sostituendole nell'ordine con sezioni $59\text{cm} \times 24\text{cm}$, $64\text{cm} \times 24\text{cm}$, $69\text{cm} \times 24\text{cm}$, $74\text{cm} \times 24\text{cm}$, $79\text{cm} \times 24\text{cm}$, $84\text{cm} \times 24\text{cm}$, $89\text{cm} \times 24\text{cm}$ a seconda delle necessità al fine di soddisfare le verifiche previste.

Le sollecitazioni di progetto sono quelle calcolate mediante il programma agli elementi finiti SAP2000.

7.6.1.1 Dettagli costruttivi

Secondo quanto riportato al §4.1.6.1.1, l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

e comunque non minore di $0,0013 \cdot b_t \cdot d$

dove:

b_t larghezza media della zona tesa

d altezza utile della sezione

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Al § 7.4.6.1 in materia di limitazioni geometriche, si precisa che, per le travi basse denominate comunemente "a spessore", la larghezza deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

7.6.2 Verifiche di resistenza allo SLU

7.6.2.1 Verifiche a flessione

TELAIO "H"

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	39,9	0	20	4	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 8,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 115,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 39,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	80,6	3	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 96,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 80,6 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	50,4	0	20	4	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 8,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 115,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 50,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	91,2	3	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 96,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 91,2 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	50,7	4	20	6	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 3,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 165 \text{ kNm} > M_{Ed} = 50,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	100,2	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 115,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 100,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	52	5	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 3,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 187,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 52 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	102,3	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 102,3 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	49,5	3	20	6	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 164,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 49,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	99,1	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 99,1 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	51,5	5	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 3,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 187,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 41,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	102,2	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 102,2 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	48,5	3	20	6	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 164,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 48,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	95,4	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95,4 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	51,5	5	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 3,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 187,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 41,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	102,2	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 102,2 \text{ kNm}$

TELAIO "A"

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	20	2	20
MEZZERIA	76	5	20	9	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 5,4 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 247,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 76 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
APPOGGIO	145	6	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 9,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 155,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 145 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	59				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	63,7	4	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 4,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 187,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	59				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	128,8	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 128,8 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,7	2	16	2	16
		5	20	8	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 4,4 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 209,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
APPOGGIO	128,2	2	16	2	16
		5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 136,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 128,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	52	5	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 3,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 187,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 52 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	102,3	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 102,3 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	63,1	2	16	2	16
		5	20	8	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 4,4 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 209,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	127,9	2	16	2	16
		5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 136,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 127,9 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	55,1	5	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 3,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 187,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 55,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	107,8	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 107,8 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	63,1	2	16	2	16
		5	20	8	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 4,4 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 209,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	127,9	2	16	2	16
		5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 136,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 127,9 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	55,1	5	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 3,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 187,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 55,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	107,8	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 107,8 \text{ kNm}$

TELAIO "B"

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	42,2	0	20	1	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 1,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 53,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 42,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	79,6	3	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 97,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 79,6 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	35,3	0	20	1	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 1,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 53,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 35,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	69,3	2	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 3,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 69,3 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	84				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	89,4	0	20	8	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 8,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 199,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 89,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	84				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	175	7	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 9,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 177,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 175 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	78,9	0	20	6	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 7,6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 160,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 78,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	157,4	7	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 10,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 173,5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 157,4 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	64	0	20	5	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 139,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 64 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	127,8	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 136,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 127,8 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	56,4	0	20	3	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 5,2 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 56,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	111,6	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 111,6 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	64	0	20	5	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 139,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 64 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	127,8	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 136,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 127,8 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	56,4	3	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 6,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 184,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 56,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	111,6	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 111,6 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	64	0	20	5	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 139,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 64 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	127,8	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 136,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 127,8 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	56,4	0	20	4	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 6,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 117,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 56,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	111,6	4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 111,6 \text{ kNm}$

TELAIO "C"

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

GEOMETRIA					
B cm	64				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	63,6	0	20	5	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 139,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,6 \text{ kNm}$

Limitazioni di armatura

$As,min = 1,99 \text{ cm}^2$	VERO
$As,min = 1,75 \text{ cm}^2$	VERO

$As,max = 61,44 \text{ cm}^2$	VERO
-------------------------------	------

Momento sollecitante negativo

GEOMETRIA					
B cm	64				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	124,9	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 136,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 124,9 \text{ kNm}$

Limitazioni di armatura

$As,min = 1,99 \text{ cm}^2$	VERO
$As,min = 1,75 \text{ cm}^2$	VERO

$As,max = 61,44 \text{ cm}^2$	VERO
-------------------------------	-------------

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	70,8	0	20	6	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 7,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 162,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 70,8 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	140	6	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 140 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	70,7	0	20	5	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 6,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 141,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 70,7 \text{ kNm}$

Limitazioni di armatura

As,min =	2,30	cm ²	VERO
As,min =	2,02	cm ²	VERO

As,max =	71,04	cm ²	VERO
-----------------	-------	-----------------	-------------

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	144,3	6	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 157,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 177 \text{ kNm}$

Limitazioni di armatura

$A_{s,min} =$	2,30	cm ²	VERO
$A_{s,min} =$	2,02	cm ²	VERO

$A_{s,max} =$	71,04	cm ²	VERO
---------------	-------	-----------------	-------------

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>						
B cm	89					
H cm	24					
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>						
		Med (kN)	As,sup		As,inf	
			2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	85,2		0	20	7	20
			0	16	0	22

- posizione asse neutro = 8,6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 179,5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 85,2 \text{ kNm}$

Limitazioni di armatura

$A_{s,min} =$	2,76	cm ²	VERO
$A_{s,min} =$	2,43	cm ²	VERO

$A_{s,max} =$	85,44	cm ²	VERO
---------------	-------	-----------------	-------------

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>						
B cm	89					
H cm	24					
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>						
		MEd (kN)	As,sup		As,inf	
			2	16	2	20
<u>APPOGGIO</u>	168,7		7	20	0	20
			0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,7 cm (distanza dal lembo compresso)

- $M_{Rd,neg} = 182,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 168,7 \text{ kNm}$

Limitazioni di armatura

$As,min =$	2,76	cm ²	VERO
$As,min =$	2,43	cm ²	VERO
$As,max =$	85,44	cm ²	VERO

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	70,7	0	20	5	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 6,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 141,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 70,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	20
<u>MEZZERIA</u>	85,1	0	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 157,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 144,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	85,1	2	16	2	20
		0	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 9,4 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 191,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 85,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
APPOGGIO	168	2	16	2	20
		7	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 182,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 168 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	70,7	0	20	5	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 6,3cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 141,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 70,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	144,3	6	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 157,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 144,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	20
<u>MEZZERIA</u>	85,1	0	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 8,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 196,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 85,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	20
<u>APPOGGIO</u>	168,3	7	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 182,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 168,3 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	20
<u>MEZZERIA</u>	70,7	0	20	5	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 7,2 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 155,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 70,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	144,3	6	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 157,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 144,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	20
<u>MEZZERIA</u>	85,2	0	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 8,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 196,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 85,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	20
<u>APPOGGIO</u>	169,1	7	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 182,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 169,1 \text{ kNm}$

TELAIO ‘D’

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	44,4	0	20	5	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 9,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 133,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 44,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	99,3	4	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 99,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	72,2	4	20	9	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 6,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 229,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 70,8 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	127,5	5	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 7,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 137,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 127,5 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	53,9	2	14	2	14
		4	20	8	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 5,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 201,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 53,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
APPOGGIO	111	2	16	2	16
		4	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 6,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 118,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 177 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	80,4	7	20	11	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 4,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 270,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 80,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	142,6	6	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 8,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 142,6 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	53	1	20	8	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 10,2 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 189,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 53 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	118,9	5	20	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 8,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 136,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 118,9 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	24				
H cm	79				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	81,2	7	20	11	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 4,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 270,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 85,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	151,5	6	20	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 8,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 151,5 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	53,4	4	20	8	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 5,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 201,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 53,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	107,9	4	20	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 8,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 118,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 144,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	79	7	20	11	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 4,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 270,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 79 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	153,7	6	20	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 8,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 153,7 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	52,9	3	20	8	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 7,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 199,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 52,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	108	4	20	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 6,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 118,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 108 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	78,7	7	20	11	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 4,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 270,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 78,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	153,3	6	20	0	20
		0	18	0	16

- posizione asse neutro = 8,3 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 158,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 153,3 \text{ kNm}$

TELAIO "E"

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

GEOMETRIA					
B cm	56				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	37,6	0	20	4	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 6,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 118,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 37,6 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

GEOMETRIA					
B cm	56				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	86,7	3	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 5,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 97,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 86,7 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	62,3	4	20	7	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 186,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	108,4	4	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 7,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 116,2 \text{ kNm} > M_{Ed} = 108,4 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	45,1	2	14	2	14
		0	20	6	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 10 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 147 \text{ kNm} > M_{Ed} = 45,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	95,7	2	16	2	16
		3	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 97,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95,7 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	14	2	14
<u>MEZZERIA</u>	76,6	5	20	9	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 5,4 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 224,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 76,6 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	123,2	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 137,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 123,2 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
<u>MEZZERIA</u>	43,3	2	14	2	14
		2	20	5	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,pos} = 135,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 43,3 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
<u>APPOGGIO</u>	95,2	2	16	2	16
		3	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 97,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	69,8	6	20	9	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 4,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 232,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 69,8 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	128,9	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 137,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 128,9 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	43,4	0	20	6	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 10 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 43,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	95,2	3	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 97,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95,2 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	69,8	6	20	9	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 4,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 232,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 69,8 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	128,9	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 137,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 128,9 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	43,2	0	20	6	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 10 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 153,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 43,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	56				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	89,1	3	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 5,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 97,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 89,1 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	65,9	6	20	9	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 4,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 232,4 \text{ kNm} > M_{Ed} = 65,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	128,3	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 137,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 128,3 \text{ kNm}$

TELAIO ‘F’

Copertura

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	43,2	0	20	1	20
		0	16	0	22

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 1,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 53,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 43,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	95	3	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 96,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 95 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	56,2	0	20	3	20
		0	16	0	22

- posizione asse neutro = 5,2 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 56,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
APPOGGIO	103	4	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 8,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 115,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 103 \text{ kNm}$

Attico

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	61,4	0	20	3	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 5,2 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 98,1 \text{ kNm} > 61,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	121,4	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 10,1 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 132,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 121,4 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	66,4	0	20	5	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 6,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 140,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 66,4 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	127,2	5	20	0	20
		0	14	0	16

- posizione asse neutro = 7,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 137,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 127,2 \text{ kNm}$

Piano Terzo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	41,7	0	20	5	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 8,7 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 136,1 \text{ kNm} > M_{Ed} = 41,7 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
APPOGGIO	92,1	3	20	0	20
			14	0	16

- posizione asse neutro = 6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 96,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 92,1 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	67	0	20	5	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 6,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 140,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 67,1 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	122,7	5	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 7,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 137,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 122,7 \text{ kNm}$

Piano Secondo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	42,2	0	20	2	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 3,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 42,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
APPOGGIO	88,7	3	20	0	20
			14	0	16

- posizione asse neutro = 6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 96,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 88,7 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	64,9	0	20	5	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 6,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 140,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 64,9 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
APPOGGIO	124	5	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 7,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 137,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 125,2 \text{ kNm}$

Piano Primo

Trave SX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	42,2	0	20	2	20
		0	16	0	14

Procedendo come già descritto per i solai, si ottiene:

- posizione asse neutro = 3,5 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 76,5 \text{ kNm} > M_{Ed} = 42,2 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kNm)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	86,3	3	20	0	20
			14	0	16

- posizione asse neutro = 6 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 96,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 86,3 \text{ kNm}$

Trave DX:

Momento sollecitante positivo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>MEZZERIA</u>	63,5	0	20	5	20
		0	16	0	14

- posizione asse neutro = 6,8 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 140,7 \text{ kNm} > M_{Ed} = 63,5 \text{ kNm}$

Momento sollecitante negativo

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
<u>APPOGGIO</u>	122,8	5	20	0	20
		0	16	0	16

- posizione asse neutro = 7,9 cm (distanza dal lembo compresso)
- $M_{Rd,neg} = 137,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 122,8 \text{ kNm}$

7.6.2.2 Verifiche a taglio

Le travi sono numerate in ordine crescente dalla Copertura al Piano Primo, e da sinistra verso destra.

TELAIO A

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	69
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	158,30
-----------------	--------

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	10
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,57
<i>s,max (cm)</i>	7,34
<i>VRsd kN</i>	165,96

s (cm) 7

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	460,02

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	59
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	146,80
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	7,91
VRsd kN	165,96

s (cm) 7

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	393,35

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	64
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	142,00
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	8,18
VRsd kN	145,21

s (cm) 8

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	426,69

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	56
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	129,20
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	5,75
<i>VRsd kN</i>	148,70

<i>s (cm)</i>	5
---------------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	373,35

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	64
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	141,20
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,27
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	426,69

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	56
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	129,30
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,75
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	64
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	141,20
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	5,27
<i>VRsd kN</i>	148,70

<i>s (cm)</i>	5
---------------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	426,69

Trave 8

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	56
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	129,30
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,75
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
f _{cd}	7,055
VRcd kN	373,35

TELAIO "B"

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	56
f _{ck} (MPa)	24,9
f _{cd}	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

V _{sd} (kN)	86,60
----------------------	-------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	8,59
VRsd kN	92,94

s (cm) 8

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
f _{cd}	7,055
VRcd kN	373,35

V _{Rd} > V _{sd}	SEZIONE VERIFICATA
-----------------------------------	--------------------

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	56
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	80,30
-----------------	--------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	9,26
VRsd kN	82,61

s (cm)	9
---------------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	84
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	193,30
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	6,01
VRsd kN	193,62

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	560,03

$V_{Rd} > V_{sd}$ SEZIONE VERIFICATA

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	74
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	183,60
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	6,33
VRsd kN	193,62

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	493,36

$V_{Rd} > V_{sd}$ SEZIONE VERIFICATA

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	64
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	143,90
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	5,17
VRsd kN	148,70

s (cm)	5
---------------	----------

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
VRcd kN	426,69

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	47
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	50
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	154,10
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,01
s,max (cm)	10,80
VRsd kN	166,40

s (cm) 10

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	596,85

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	64
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	143,90
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,01
s,max (cm)	5,17
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	426,69

Trave 8

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	47
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	50
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	40
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	9,11
<i>As (cm²)</i>	16,58

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	154,10
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm²)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	10,80
<i>VRsd kN</i>	166,40

<i>s (cm)</i>	10
---------------	----

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	596,85

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 9

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	64
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11
<i>A's (cm²)</i>	4,02
<i>As (cm²)</i>	19,72

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	143,90
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,17
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	426,69

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 10

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	47
Asmin	0,00
H	50
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	154,10
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	10,80
VRsd kN	166,40

s (cm) 10

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	596,85

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

TELAIO "C"

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	64
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	144,50
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"

<i>Diametro (mm)</i>	10
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,57
<i>s,max (cm)</i>	8,04
<i>VRsd kN</i>	232,34

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"

<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	426,69

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	79
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	135,20
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,57
s,max (cm)	8,59
VRsd kN	232,34

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	526,69

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	74
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	176,50
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,57
s,max (cm)	6,58
VRsd kN	193,62

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	493,36

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	89
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	176,50
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	6,58
VRsd kN	232,34

s (cm)	5
---------------	----------

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	593,36

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	74
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	176,50
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,57
s,max (cm)	6,58
VRsd kN	232,34

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	493,36

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	89
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	176,30
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,57
s,max (cm)	6,59
VRsd kN	193,62

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	593,36

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	74
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	176,50
------------------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	10
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,57
<i>s,max (cm)</i>	6,58
VRsd kN	232,34

<i>s (cm)</i>	5
----------------------	----------

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
VRcd kN	493,36

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
----------------------------	---------------------------

Trave 8

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	89
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	176,20
------------------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,57
s,max (cm)	6,59
VRsd kN	232,34

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
f _{cd}	7,055
VRcd kN	593,36

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Trave 9

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
As _{min}	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	89
f _{ck} (MPa)	24,9
f _{cd}	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

V _{sd} (kN)	176,50
----------------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,57
s,max (cm)	6,58
VRsd kN	232,34

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
f _{cd}	7,055
VRcd kN	593,36

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Trave 10

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	89
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	176,60
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	6,58
VRsd kN	193,62

s (cm)	6
---------------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	593,36

V_{Rd} > V_{sd}	SEZIONE VERIFICATA
---	---------------------------

TELAIO "D"

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	54
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	111,30
-----------------	--------

Staffe:

<u>RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"</u>	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	6,68
<i>VRsd kN</i>	123,91

<i>s (cm)</i>	6
---------------	---

<u>RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"</u>	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	360,02

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	69
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	131,60
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,65
VRsd kN	148,70

s (cm)	5
---------------	----------

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	460,02

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	64
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	133,40
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,57
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	426,69

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	79
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	156,90
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	7,40
VRsd kN	165,96

s (cm) 7

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	526,69

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	64
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	131,00
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	8,87
VRsd kN	145,21

s (cm)	8
---------------	----------

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	426,69

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	79
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	158,00
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	7,35
VRsd kN	165,96

s (cm) 7

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	526,69

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	64
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	130,10
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	8,93
VRsd kN	145,21

s (cm) 8

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	426,69

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave 8

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	79
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	158,00
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	10
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,57
<i>s,max (cm)</i>	7,35
<i>VRsd kN</i>	165,96

s (cm) 7

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	526,69

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 9

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	64
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	130,00
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	8,94
VRsd kN	145,21

s (cm) 8

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	426,69

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Trave 10

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	79
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	157,70
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	7,37
VRsd kN	165,96

s (cm) 7

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	526,69

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

TELAIO "E"

Trave 1

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	64
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	97,90
-----------------	-------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	7,59
<i>VRsd kN</i>	106,21

s (cm) 7

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	426,69

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 2

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	56
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	112,80
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	6,59
VRsd kN	123,91

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 3

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	56
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	111,60
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,57
s,max (cm)	10,41
VRsd kN	232,34

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 4

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	30
<i>fck (MPa)</i>	69
<i>fcd</i>	39,10

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	130,20
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	5,71
<i>VRsd kN</i>	148,70

<i>s (cm)</i>	5
---------------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	19,550
<i>VRcd kN</i>	554,24

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 5

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	56
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	110,70
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	6,72
VRsd kN	123,91

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

$VRd > Vsd$	SEZIONE VERIFICATA
-------------	--------------------

Trave 6

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	40
fck (MPa)	69
fcd	39,10

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	134,00
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,55
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	19,550
VRcd kN	738,99

$VRd > Vsd$	SEZIONE VERIFICATA
-------------	--------------------

Trave 7

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	56
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	110,70
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	6,72
<i>VRsd kN</i>	123,91

<i>s (cm)</i>	6
---------------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	373,35

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave 8

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	69
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	134,00
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,55
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	460,02

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Trave 9

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	56
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	108,10
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	6,88
VRsd kN	123,91

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Trave 10

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	69
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	132,50
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	5,61
<i>VRsd kN</i>	148,70

<i>s (cm)</i>	5
---------------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	460,02

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

TELAIO "F"

Copertura

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	54
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	106,30
-----------------	--------

Staffe:

<u>RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"</u>	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	6,99
<i>VRsd kN</i>	123,91

→ *s (cm)* 6

<u>RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"</u>	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	360,02

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	54
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	108,20
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	6,87
<i>VRsd kN</i>	123,91

<i>s (cm)</i>	6
---------------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	360,02

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Attico

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	54
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	146,10
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,01
s,max (cm)	5,09
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
f _{cd}	7,055
VRcd kN	360,02

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	69
f _{ck} (MPa)	24,9
f _{cd}	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	129,50
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,01
s,max (cm)	5,74
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
f _{cd}	7,055
VRcd kN	460,02

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Piano Terzo

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	56
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	107,00
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	6,95
<i>VRsd kN</i>	123,91

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	373,35

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	69
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	128,80
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,77
VRsd kN	148,70

s (cm)	5
--------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	460,02

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Piano Secondo

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	56
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	105,80
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	7,03
VRsd kN	106,21

s (cm) 7

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	69
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	128,50
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,79
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	460,02

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Piano Primo

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	56
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	104,50
-----------------	--------

Staffe:

<u>RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"</u>	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	7,11
<i>VRsd kN</i>	106,21

<i>s (cm)</i>	7
---------------	---

<u>RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"</u>	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	373,35

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	54
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	127,50
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	5,83
VRsd kN	148,70

s (cm) 5

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
f'cd	7,055
VRcd kN	360,02

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

TELAIO "H"

Attico

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	54
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	84,30
-----------------	-------

Staffe:

<u>RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"</u>	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	8,82
<i>VRsd kN</i>	92,94

<i>s (cm)</i>	8
---------------	---

<u>RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"</u>	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	360,02

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	56
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	100,40
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	7,41
VRsd kN	106,21

s (cm)	7
---------------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

VRd > Vsd	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Piano Terzo

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	54
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	110,10
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	6,75
VRsd kN	123,91

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	360,02

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	56
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	111,90
----------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	6,64
VRsd kN	123,91

s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

$V_{Rd} > V_{sd}$	SEZIONE VERIFICATA
-------------------	--------------------

Piano Secondo

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	54
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	109,30
-----------------	--------

Staffe:

<u>RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"</u>	
<i>Diametro (mm)</i>	8
<i>Asw_staffe a 2br_ (cm2)</i>	1,01
<i>s,max (cm)</i>	6,80
<i>VRsd kN</i>	123,91

<i>s (cm)</i>	6
---------------	---

<u>RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"</u>	
<i>fcd</i>	7,055
<i>VRcd kN</i>	360,02

<i>VRd > Vsd</i>	SEZIONE VERIFICATA
---------------------	---------------------------

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	21
<i>Asmin</i>	0,00
<i>H</i>	24
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	54
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	111,90
-----------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm ²)	1,01
s,max (cm)	6,64
VRsd kN	123,91

s (cm)	6
--------	---

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
f _{cd}	7,055
VRcd kN	360,02

$VRd > Vsd$	SEZIONE VERIFICATA
-------------	--------------------

Piano Primo

Trave SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
As _{min}	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	56
f _{ck} (MPa)	24,9
f _{cd}	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

V _{sd} (kN)	107,70
----------------------	--------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	6,90
VRsd kN	123,91

→ s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	373,35

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

Trave DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	21
Asmin	0,00
H	24
copriferro	3
B (cm)	54
fck (MPa)	24,9
fcd	14,11

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	111,90
-----------------	---------------

Staffe:

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	8
Asw_staffe a 2br_ (cm2)	1,01
s,max (cm)	6,64
VRsd kN	123,91

→ s (cm) 6

RESISTENZA A "TAGLIO COMPRESSIONE"	
fcd	7,055
VRcd kN	360,02

VRd > Vsd **SEZIONE VERIFICATA**

7.6.3 Calcolo delle sollecitazioni allo SLE e relative verifiche di resistenza

TELAIO "A"

Piano Attico

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	69
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	4,14
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	9,2
Q1	15,2

$$q_{SLE,Rara} = 39,8 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 35,2 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 33,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 53,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 47,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 45,3 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	34,5
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	129,16
σ_c [MPa]	6,97
VERIFICA	
σ_c<0.45f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	34,5
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	152,26
σ_c [MPa]	8,22
VERIFICA	
σ_c<0.60f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	42,27
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00050
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0
w_a (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	44,14

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	7,28
σ_s [MPa]	134,87
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00053
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

w_a (mm)	0,08
------------	-------------

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,05
J1,0 (cm ⁴)	103811
Freccia di stadio I (cm)	0,64

STADIO II	
a	35
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	9,40
J2,0 (cm ⁴)	61374
Freccia di stadio II (cm)	1,08

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,42
Mmax (kNm)	45,30
Freccia Effettiva (cm)	1,00

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	59
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,54
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	9,2
Q1	15,2

$$q_{SLE,Rara} = 39,2 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34,6 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 33,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 44,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 39,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 37,8 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	29,5
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	29,5
b	308,976
c	-5403,312
x	9,27
σ_s [MPa]	128,02
σ_c [MPa]	6,75
VERIFICA	
σ_c<0.45f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	29,5
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	29,5
b	308,976
c	-5403,312
x	9,27
σ_s [MPa]	151,39
σ_c [MPa]	7,98
VERIFICA	
σ_c<0.60f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,98
J interamente reagente (cm ⁴)	100128,64
W interamente reagente (cm ³)	9088,53
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	41,59

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,91
$A_{c,eff}$ [cm ²]	289,60
E_s [MPa]	210000
k_t (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,057
ϵ_{sm}	0,00049
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,1

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d (mm)	0,08
------------	------

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,98
J interamente reagente (cm ⁴)	100128,64
W interamente reagente (cm ³)	9088,53
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	43,46

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	7,05
σ_s [MPa]	133,78
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,91
$A_{c,eff}$ [cm ²]	289,60
E_s [MPa]	210000
k_t (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,057
ϵ_{sm}	0,00052
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,1

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d (mm)	0,08
------------	------

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E _{cm} (MPa)	31447
x _{1,0} (cm)	12,98
J _{1,0} (cm ⁴)	89195
Freccia di stadio I (cm)	0,57

STADIO II	
a	30
b	309,0
c	-5403,3
x _{2,0} (cm)	9,27
J _{2,0} (cm ⁴)	52254
Freccia di stadio II (cm)	0,98

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M _{fessurazione} (kNm)	23,25
M _{max} (kNm)	37,80
Freccia Effettiva (cm)	0,90

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	64
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,84
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	13,95
Q1	7,6

$$q_{SLE,Rara} = 36,6 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,8 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 45 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 40,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 38,5 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	32
b	356,076
c	-6392,412
x	9,63
σ_s [MPa]	110,23
σ_c [MPa]	6,22
VERIFICA	
σ_c<0.45f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	32
b	356,076
c	-6392,412
x	9,63
σ_s [MPa]	128,84
σ_c [MPa]	7,27
VERIFICA	
σ_c<0.60f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,12
J interamentereagente (cm ⁴)	112124,18
W interamentereagente (cm ³)	10305,72
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,36

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	19,7192
$h_{c,eff}$ [cm]	4,79
$A_{c,eff}$ [cm ²]	306,65
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,064
ϵ_{sm}	0,00042
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,5

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

w_d (mm)	0,06
------------	------

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,12
J interamentereagente (cm ⁴)	112124,18
W interamentereagente (cm ³)	10305,72
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,20

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	6,53
σ_s [MPa]	115,67
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	19,7192
$h_{c,eff}$ [cm]	4,79
$A_{c,eff}$ [cm ²]	306,65
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,064
ϵ_{sm}	0,00044
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,5

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

w_d (mm)	0,07
------------	------

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,12
J1,0 (cm4)	97765
Freccia di stadio I (cm)	0,63

STADIO II	
a	32
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	9,63
J2,0 (cm4)	59940
Freccia di stadio II (cm)	1,03

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	26,36
Mmax (kNm)	38,50
Freccia Effettiva (cm)	0,94

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	54
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,24
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	13,95
Q1	7,6

$$q_{SLE,Rara} = 36 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,8 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 33 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 38,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 34,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 33 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	27
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	27
b	308,976
c	-5403,312
x	9,54
σ_s [MPa]	112,30
σ_c [MPa]	6,23
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	27
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	27
b	308,976
c	-5403,312
x	9,54
σ_s [MPa]	131,70
σ_c [MPa]	7,31
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,06
J interamentereagente (cm ⁴)	94902,00
W interamentereagente (cm ³)	8671,97
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,05
Φ [mm]	20
As [cm ²]	16,5792
hc,eff [cm]	4,82
Ac,eff [cm ²]	260,32
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,064
ϵ_{sm}	0,00043
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,5
wa (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,06
J interamentereagente (cm ⁴)	94902,00
W interamentereagente (cm ³)	8671,97
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	40,01
σ_c [MPa]	6,55
σ_s [MPa]	118,08
Φ [mm]	20
As [cm ²]	16,5792
hc,eff [cm]	4,82
Ac,eff [cm ²]	260,32
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,064
ϵ_{sm}	0,00045
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,5
wa (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,06
J1,0 (cm ⁴)	83151
Freccia di stadio I (cm)	0,61

STADIO II	
a	27
b	309,0
c	-5403,3
x2,0 (cm)	9,54
J2,0 (cm ⁴)	50868
Freccia di stadio II (cm)	1,00

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	22,18
Mmax (kNm)	33,00
Freccia Effettiva (cm)	0,91

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Secondo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	64
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,84
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	13,95
Q1	7,6

$$q_{SLE,Rara} = 36,6 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,8 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 44,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 39,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 38,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	32
b	356,076
c	-6392,412
x	9,63
σ_s [MPa]	109,09
σ_c [MPa]	6,15
VERIFICA	
σ_c<0.45f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	32
b	356,076
c	-6392,412
x	9,63
σ_s [MPa]	127,41
σ_c [MPa]	7,19
VERIFICA	
σ_c<0.60f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,12
J interamentereagente (cm ⁴)	112124,18
W interamentereagente (cm ³)	10305,72
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,97

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	19,7192
$h_{c,eff}$ [cm]	4,79
$A_{c,eff}$ [cm ²]	306,65
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,064
ϵ_{sm}	0,00041
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,5
w_d (mm)	0,06

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,12
J interamentereagente (cm ⁴)	112124,18
W interamentereagente (cm ³)	10305,72
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,72

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	6,45
σ_s [MPa]	114,24
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	19,7192
$h_{c,eff}$ [cm]	4,79
$A_{c,eff}$ [cm ²]	306,65
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,064
ϵ_{sm}	0,00044
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,5
w_d (mm)	0,07

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,12
J1,0 (cm4)	97765
Freccia di stadio I (cm)	0,63

STADIO II	
a	32
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	9,63
J2,0 (cm4)	59940
Freccia di stadio II (cm)	1,03

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	26,36
Mmax (kNm)	38,10
Freccia Effettiva (cm)	0,94

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	56
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,36
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	13,95
Q1	7,6

$$q_{SLE,Rara} = 36,2 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 33,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 38,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 34,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 33,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	28
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	28
b	308,976
c	-5403,312
x	9,43
σ_s [MPa]	112,42
σ_c [MPa]	6,11
VERIFICA	
σ_c<0.45f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	28
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	28
b	308,976
c	-5403,312
x	9,43
σ_s [MPa]	131,78
σ_c [MPa]	7,16
VERIFICA	
σ_c<0.60f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,03
J interamentereagente (cm ⁴)	96983,36
W interamentereagente (cm ³)	8837,39
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,45

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,86
$A_{c,eff}$ [cm ²]	271,98
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,061
ϵ_{sm}	0,00042
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,8

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

w_d (mm)	0,07
------------	------

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,03
J interamentereagente (cm ⁴)	96983,36
W interamentereagente (cm ³)	8837,39
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,15

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	6,38
σ_s [MPa]	117,51
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,86
$A_{c,eff}$ [cm ²]	271,98
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,061
ϵ_{sm}	0,00045
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,8

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

w_d (mm)	0,07
------------	------

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,03
J1,0 (cm4)	85573
Freccia di stadio I (cm)	0,60

STADIO II	
a	28
b	309,0
c	-5403,3
x2,0 (cm)	9,43
J2,0 (cm4)	51436
Freccia di stadio II (cm)	0,99

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mflessurazione (kNm)	22,61
Mmax (kNm)	33,10
Freccia Effettiva (cm)	0,90

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	64
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,84
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	13,95
Q1	7,6

$$q_{SLE,Rara} = 36,6 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,8 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 44,50 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 39,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 38,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	32
b	356,076
c	-6392,412
x	9,63
σ_s [MPa]	109,09
σ_c [MPa]	6,15
VERIFICA	
σ_c<0.45f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	32
b	356,076
c	-6392,412
x	9,63
σ_s [MPa]	127,41
σ_c [MPa]	7,19
VERIFICA	
σ_c<0.60f_{ck}	VERO
σ_s<0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,12
J interamentereagente (cm ⁴)	112124,18
W interamentereagente (cm ³)	10305,72
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,97

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	306,65
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,064
ϵ_{sm}	0,00041
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,5
w_d (mm)	0,06

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,12
J interamentereagente (cm ⁴)	112124,18
W interamentereagente (cm ³)	10305,72
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,72

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	6,45
σ_s [MPa]	114,24
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	306,65
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,064
ϵ_{sm}	0,00044
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,5
w_d (mm)	0,07

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E_{cm} (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,12
J1,0 (cm ⁴)	97765
Freccia di stadio I (cm)	0,63

STADIO II	
a	32
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	9,63
J2,0 (cm ⁴)	59940
Freccia di stadio II (cm)	1,03

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M _{fessurazione} (kNm)	26,36
M _{max} (kNm)	38,10
Freccia Effettiva (cm)	0,94

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	56
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,36
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,25
G2	13,95
Q1	7,6

$$q_{SLE,Rara} = 36,2 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 33,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 38,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 34,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 33,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	28
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	28
b	308,976
c	-5403,312
x	9,43
σ_s [MPa]	112,42
σ_c [MPa]	6,11
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	28
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	28
b	308,976
c	-5403,312
x	9,43
σ_s [MPa]	131,78
σ_c [MPa]	7,16
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,03
J interamente reagente (cm ⁴)	96983,36
W interamente reagente (cm ³)	8837,39
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,45

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,86
$A_{c,eff}$ [cm ²]	271,98
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,061
ϵ_{sm}	0,00042
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,8

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

w_d (mm)	0,07
------------	------

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,03
J interamente reagente (cm ⁴)	96983,36
W interamente reagente (cm ³)	8837,39
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,15

la sezione è FESSURATA

σ_c [MPa]	6,38
σ_s [MPa]	117,51
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,86
$A_{c,eff}$ [cm ²]	271,98
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,061
ϵ_{sm}	0,00045
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,8

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

w_d (mm)	0,07
------------	------

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,03
J1,0 (cm4)	85573
Freccia di stadio I (cm)	0,60

STADIO II	
a	28
b	309,0
c	-5403,3
x2,0 (cm)	9,43
J2,0 (cm4)	51436
Freccia di stadio II (cm)	0,99

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	22,61
Mmax (kNm)	33,10
Freccia Effettiva (cm)	0,90

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

TELAIO "B"

Piano Copertura

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	6,23
G2	5,7
Q1	2,74

$$q_{SLE,Rara} = 17,67 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 15,48 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 14,93 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 33,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 30 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 29,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	155,57
σ_c [MPa]	4,40
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	179,10
σ_c [MPa]	5,06
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,36
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00051
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,24
σ_c [MPa]	4,53
σ_s [MPa]	160,39
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00054
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,49
J1,0 (cm4)	195859
Freccia di stadio I (cm)	0,25

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-3257,9
x2,0 (cm)	11,02
J2,0 (cm4)	73257
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	26,24
Mmax (kNm)	29,10
Freccia Effettiva (cm)	0,50

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	40
P.P.TRAVE (kN/m)	3
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	6,23
G2	5,7
Q1	2,74

$$q_{SLE,Rara} = 17,67 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 15,48 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 14,93 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 27,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 24,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 23,9 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	46,158
Rs	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	127,77
σ_c [MPa]	3,61
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	46,158
Rs	84,309
a	15
b	130,467
c	-3257,907
x	11,02
σ_s [MPa]	146,49
σ_c [MPa]	4,14
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	23,30
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00038
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,09

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	20,49
J interamentereagente (cm ⁴)	200183,49
W interamentereagente (cm ³)	10259,23
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	24,08
σ_c [MPa]	3,73
σ_s [MPa]	132,05
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00040
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,10

la sezione è FESSURATA

attenzione

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	20,49
J1,0 (cm⁴)	195859
Freccia di stadio I (cm)	0,25

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-3257,9
x2,0 (cm)	11,02
J2,0 (cm⁴)	73257
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	26,24
Mmax (kNm)	23,90
Freccia Effettiva (cm)	0,42

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Attico

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	22
Q1	11,53

$$q_{SLE,Rara} = 48,94 \text{ Nm}$$

$$q_{SLE,freq} = 45,48 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 44,33 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 76,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 71,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 69,60 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	122,46
a	15
b	168,618
c	-5894,094
x	14,98
σ_s [MPa]	202,34
σ_c [MPa]	6,31
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	122,46
a	15
b	168,618
c	-5894,094
x	14,98
σ_s [MPa]	223,56
σ_c [MPa]	6,97
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	8,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	26,01
J interamentereagente (cm ⁴)	403263,61
W interamentereagente (cm ³)	16806,86
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	41,41

Φ [mm]	20
As [cm ²]	8,164
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00080
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,6
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	8,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	26,01
J interamentereagente (cm ⁴)	403263,61
W interamentereagente (cm ³)	16806,86
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	42,54

σ_c [MPa]	6,49
σ_s [MPa]	207,86
Φ [mm]	20
As [cm ²]	8,164
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00082
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,6
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	26,01
J1,0 (cm⁴)	388336
Freccia di stadio I (cm)	0,38

STADIO II	
a	15
b	168,6
c	-5894,1
x2,0 (cm)	14,98
J2,0 (cm⁴)	165796
Freccia di stadio II (cm)	0,88

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	42,99
Mmax (kNm)	69,60
Freccia Effettiva (cm)	0,78

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	22
Q1	11,53

$$q_{SLE,Rara} = 48,94 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 45,48 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 44,33 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 61,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 57 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 55,5 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	46,158
Rs	122,46
a	15
b	168,618
c	-5894,094
x	14,98
σ_s [MPa]	161,35
σ_c [MPa]	5,03
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	46,158
Rs	122,46
a	15
b	168,618
c	-5894,094
x	14,98
σ_s [MPa]	178,79
σ_c [MPa]	5,58
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	8,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	26,01
J interamentereagente (cm ⁴)	403263,61
W interamentereagente (cm ³)	16806,86
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,02
Φ [mm]	20
As [cm ²]	8,164
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00060
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,6
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	8,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	26,01
J interamentereagente (cm ⁴)	403263,61
W interamentereagente (cm ³)	16806,86
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,91
σ_c [MPa]	5,17
σ_s [MPa]	165,71
Φ [mm]	20
As [cm ²]	8,164
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00062
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,6
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK! > 0,6 (σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	26,01
J1,0 (cm4)	388336
Freccia di stadio I (cm)	0,29

STADIO II	
a	15
b	168,6
c	-5894,1
x2,0 (cm)	14,98
J2,0 (cm4)	165796
Freccia di stadio II (cm)	0,69

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	42,99
Mmax (kNm)	55,50
Freccia Effettiva (cm)	0,57

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 57,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 51,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 43,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	180,47
σ_c [MPa]	4,48
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	239,52
σ_c [MPa]	5,94
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,04
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00063
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
wa (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,40
σ_c [MPa]	5,33
σ_s [MPa]	214,99
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00080
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
wa (mm)	0,19

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm⁴)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,28

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm⁴)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,86

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M_{messurazione} (kNm)	39,60
M_{max} (kNm)	43,40
Freccia Effettiva (cm)	0,62

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 47,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 42,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 40,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	168,83
σ_c [MPa]	4,19
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	197,52
σ_c [MPa]	4,90
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	26,23
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00058
$\Delta s,max$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,14

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	27,45
σ_c [MPa]	4,39
σ_s [MPa]	176,73
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00061
$\Delta s,max$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,22

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm4)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	40,60
Freccia Effettiva (cm)	0,46

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Secondo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 54,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 49,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 46,9 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	195,03
σ_c [MPa]	4,84
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	227,46
σ_c [MPa]	5,64
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,30
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00070
$\Delta s,max$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,17

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	31,72
σ_c [MPa]	5,07
σ_s [MPa]	204,18
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00074
$\Delta s,max$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,18

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,28

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm4)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,86

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	46,90
Freccia Effettiva (cm)	0,65

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 45,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 40,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 38,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	160,51
σ_c [MPa]	3,98
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	188,37
σ_c [MPa]	4,67
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	24,94
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00054
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	26,16
σ_c [MPa]	4,18
σ_s [MPa]	168,41
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00057
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,14

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,22

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm4)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	38,60
Freccia Effettiva (cm)	0,43

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P.TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 52,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 46,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 44,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	185,46
σ_c [MPa]	4,60
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	15
R'_s	46,158
R_s	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	216,65
σ_c [MPa]	5,38
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,81
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00066
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,17
σ_c [MPa]	4,82
σ_s [MPa]	194,19
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00070
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
w_d (mm)	0,17

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm ⁴)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,28

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm ⁴)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,86

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	44,60
Freccia Effettiva (cm)	0,63

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	30
H (cm)	50
P.P. TRAVE (kN/m)	3,75
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,66
G2	14,46
Q1	7,88

$$q_{SLE,Rara} = 37,75 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,81 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,23 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 44,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 39,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 37,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	15
R's	46,158
Rs	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	156,77
σ_c [MPa]	3,89
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	15
R's	46,158
Rs	84,309
a	15
b	130,467
c	-4100,997
x	12,75
σ_s [MPa]	183,80
σ_c [MPa]	4,56
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	3,08
As (cm ²)	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	24,35
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00052
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
wa (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	3,08
As	5,62
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	25,51
J interamentereagente (cm ⁴)	379033,17
W interamentereagente (cm ³)	15480,08
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	25,58
σ_c [MPa]	4,09
σ_s [MPa]	164,67
Φ [mm]	20
As [cm ²]	5,6206
hc,eff [cm]	7,50
Ac,eff [cm ²]	225,00
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,025
ϵ_{sm}	0,00056
$\Delta s_{,max}$ (cm)	23,8
wa (mm)	0,13

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	25,51
J1,0 (cm4)	373123
Freccia di stadio I (cm)	0,22

STADIO II	
a	15
b	130,5
c	-4101,0
x2,0 (cm)	12,75
J2,0 (cm4)	124014
Freccia di stadio II (cm)	0,67

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	39,60
Mmax (kNm)	37,70
Freccia Effettiva (cm)	0,42

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	

<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

TELAIO “C”

Piano Copertura

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	64
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	3,84
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	11,92
Q1	5,72

$$q_{SLE,Rara} = 34,5 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 31,6 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 30,50 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 43,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 37,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 36,3 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	32
R's	295,788
Rs	437,088
a	32
b	732,876
c	-10066,212
x	9,66
σ_s [MPa]	71,12
σ_c [MPa]	4,04
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	32
R's	295,788
Rs	437,088
a	32
b	732,876
c	-10066,212
x	9,66
σ_s [MPa]	85,22
σ_c [MPa]	4,84
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	19,72
As (cm ²)	29,14
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,56
J interamentereagente (cm ⁴)	141197,70
W interamentereagente (cm ³)	12342,99
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,41

la sezione è FESSURATA

Φ [mm]	20
As [cm ²]	29,1392
hc,eff [cm]	4,78
Ac,eff [cm ²]	305,91
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,095
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,8

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d (mm)	0,04
------------	------

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	19,72
As	29,14
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,56
J interamentereagente (cm ⁴)	141197,70
W interamentereagente (cm ³)	12342,99
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,54
σ_c [MPa]	4,19
σ_s [MPa]	73,86
Φ [mm]	20
As [cm ²]	29,1392
hc,eff [cm]	4,78
Ac,eff [cm ²]	305,91
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,095
ϵ_{sm}	0,00027
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,8
w_d (mm)	0,04

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,56
J1,0 (cm ⁴)	126410
Freccia di stadio I (cm)	0,79

STADIO II	
a	32
b	732,9
c	-10066,2
x2,0 (cm)	9,66
J2,0 (cm ⁴)	88558
Freccia di stadio II (cm)	1,13

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	31,57
Mmax (kNm)	36,30
Freccia Effettiva (cm)	1,01

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	79
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	4,74
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	11,92
Q1	5,72

$$q_{SLE,Rara} = 34,5 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 32,54 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,40 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 50,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 44,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 42,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	39,5
R'_s	389,988
R_s	531,288
a	39,5
b	921,276
c	-12327,012
x	9,51
σ_s [MPa]	68,25
σ_c [MPa]	3,76
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	39,5
R'_s	389,988
R_s	531,288
a	39,5
b	921,276
c	-12327,012
x	9,51
σ_s [MPa]	81,45
σ_c [MPa]	4,49
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	26,00
As (cm ²)	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,45
J interamentereagente (cm ⁴)	173690,84
W interamentereagente (cm ³)	15039,98
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	28,19
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,83
Ac,eff [cm ²]	381,68
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,093
ϵ_{sm}	0,00024
$\Delta s,max$ (cm)	13,9
w_d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	26,00
As	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,45
J interamentereagente (cm ⁴)	173690,84
W interamentereagente (cm ³)	15039,98
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,32
σ_c [MPa]	3,91
σ_s [MPa]	70,99
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,83
Ac,eff [cm ²]	381,68
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,093
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s,max$ (cm)	13,9
w_d (mm)	0,04

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,45
J1,0 (cm4)	158720
Freccia di stadio I (cm)	0,90
STADIO II	
a	40
b	921,3
c	-12327,0
x2,0 (cm)	9,51
J2,0 (cm4)	109317
Freccia di stadio II (cm)	1,30

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	38,47
Mmax (kNm)	42,40
Freccia Effettiva (cm)	1,13

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Attico

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	74
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	4,44
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 42,41 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,01 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 36,25 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 49,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 44,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 42,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	37
R's	389,988
Rs	531,288
a	37
b	921,276
c	-12327,012
x	9,64
σ_s [MPa]	68,89
σ_c [MPa]	3,90
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	37
R's	389,988
Rs	531,288
a	37
b	921,276
c	-12327,012
x	9,64
σ_s [MPa]	80,51
σ_c [MPa]	4,56
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	26,00
As (cm ²)	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,47
J interamentereagente (cm ⁴)	168289,40
W interamentereagente (cm ³)	14597,65
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,25
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	354,10
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,100
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,6
w_d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	26,00
As	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,47
J interamentereagente (cm ⁴)	168289,40
W interamentereagente (cm ³)	14597,65
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,62
σ_c [MPa]	4,08
σ_s [MPa]	72,12
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	354,10
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,100
ϵ_{sm}	0,00026
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,6
w_d (mm)	0,04

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,47
J1,0 (cm4)	152652
Freccia di stadio I (cm)	0,78

STADIO II	
a	37
b	921,3
c	-12327,0
x2,0 (cm)	9,64
J2,0 (cm4)	107854
Freccia di stadio II (cm)	1,11

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	37,34
Mmax (kNm)	42,70
Freccia Effettiva (cm)	0,982

VERIFICHE

Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera

freccia < L/250 **VERO**

Integrità delle pareti divisorie...

freccia < L/500 **VERO**

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	89
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	5,34
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 43,31 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,91 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 37,15 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 60,20 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 54,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 51,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	44,5
R's	389,988
Rs	679,182
a	44,5
b	1069,17
c	-15432,786
x	10,15
σ_s [MPa]	65,43
σ_c [MPa]	4,08
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	44,5
R's	389,988
Rs	679,182
a	44,5
b	1069,17
c	-15432,786
x	10,15
σ_s [MPa]	76,34
σ_c [MPa]	4,76
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	26,00
As (cm ²)	45,28
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,81
J interamentereagente (cm ⁴)	206872,20
W interamentereagente (cm ³)	18490,62
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	27,91
Φ [mm]	20
As [cm ²]	45,2788
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	410,94
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,110
ϵ_{sm}	0,00023
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,3
w_d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(sigmast/Es)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	26,00
As	45,28
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,81
J interamentereagente (cm ⁴)	206872,20
W interamentereagente (cm ³)	18490,62
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,26
σ_c [MPa]	4,28
σ_s [MPa]	68,60
Φ [mm]	20
As [cm ²]	45,2788
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	410,94
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,110
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,3
w_d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(sigmast/Es)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,81
J1,0 (cm4)	175616
Freccia di stadio I (cm)	0,96

STADIO II	
a	45
b	1069,2
c	-15432,8
x2,0 (cm)	10,15
J2,0 (cm4)	130914
Freccia di stadio II (cm)	1,28

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	47,30
Mmax (kNm)	51,60
Freccia Effettiva (cm)	1,15

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	74
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	4,44
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 42,41 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,01 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 36,25 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 49,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 44,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 42,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	37
R's	389,988
Rs	531,288
a	37
b	921,276
c	-12327,012
x	9,64
σ_s [MPa]	68,89
σ_c [MPa]	3,90
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	37
R's	389,988
Rs	531,288
a	37
b	921,276
c	-12327,012
x	9,64
σ_s [MPa]	80,51
σ_c [MPa]	4,56
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	26,00
As (cm ²)	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,47
J interamentereagente (cm ⁴)	168289,40
W interamentereagente (cm ³)	14597,65
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,25
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	354,10
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,100
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,6
w_d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{max}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	26,00
As	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,47
J interamentereagente (cm ⁴)	168289,40
W interamentereagente (cm ³)	14597,65
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,62
σ_c [MPa]	4,08
σ_s [MPa]	72,12
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	354,10
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,100
ϵ_{sm}	0,00026
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,6
w_d (mm)	0,04

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{max}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E_{cm} (MPa)	31447
x_{1,0} (cm)	12,47
J_{1,0} (cm⁴)	152652
Freccia di stadio I (cm)	0,78

STADIO II	
a	37
b	921,3
c	-12327,0
x_{2,0} (cm)	9,64
J_{2,0} (cm⁴)	107854
Freccia di stadio II (cm)	1,11

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M_{fessurazione} (kNm)	37,34
M_{max} (kNm)	42,70
Freccia Effettiva (cm)	0,982

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	89
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	5,34
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 43,31 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,91 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 37,15 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 60,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 54,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 51,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	44,5
R's	389,988
Rs	679,182
a	44,5
b	1069,17
c	-15432,786
x	10,15
σ_s [MPa]	65,43
σ_c [MPa]	4,08
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	44,5
R's	389,988
Rs	679,182
a	44,5
b	1069,17
c	-15432,786
x	10,15
σ_s [MPa]	76,34
σ_c [MPa]	4,76
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	26,00
As (cm ²)	45,28
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,81
J interamentereagente (cm ⁴)	206872,20
W interamentereagente (cm ³)	18490,62
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	27,91
Φ [mm]	20
As [cm ²]	45,2788
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	410,94
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,110
ϵ_{sm}	0,00023
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,3
wa (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	26,00
As	45,28
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,81
J interamentereagente (cm ⁴)	206872,20
W interamentereagente (cm ³)	18490,62
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,26
σ_c [MPa]	4,28
σ_s [MPa]	68,60
Φ [mm]	20
As [cm ²]	45,2788
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	410,94
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,110
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,3
wa (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"**STADIO I**

n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,81
J1,0 (cm⁴)	175616
Freccia di stadio I (cm)	0,96

STADIO II

a	45
b	1069,2
c	-15432,8
x2,0 (cm)	10,15
J2,0 (cm⁴)	130914
Freccia di stadio II (cm)	1,28

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING

Mfessurazione (kNm)	47,30
Mmax (kNm)	51,60
Freccia Effettiva (cm)	1,15

VERIFICHE*Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera***freccia < L/250** **VERO***Integrità delle pareti divisorie...***freccia < L/500** **VERO****Piano Secondo**

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	74
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	4,44
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 42,41 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,01 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 36,25 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 49,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 44,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 42,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	37
R's	389,988
Rs	531,288
a	37
b	921,276
c	-12327,012
x	9,64
σ_s [MPa]	68,89
σ_c [MPa]	3,90
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	37
R's	389,988
Rs	531,288
a	37
b	921,276
c	-12327,012
x	9,64
σ_s [MPa]	80,51
σ_c [MPa]	4,56
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	26,00
As (cm ²)	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,47
J interamentereagente (cm ⁴)	168289,40
W interamentereagente (cm ³)	14597,65
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,25
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	354,10
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,100
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,6
w_d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{max}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	26,00
As	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,47
J interamentereagente (cm ⁴)	168289,40
W interamentereagente (cm ³)	14597,65
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,62
σ_c [MPa]	4,08
σ_s [MPa]	72,12
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	354,10
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,100
ϵ_{sm}	0,00026
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,6
w_d (mm)	0,04

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{max}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,47
J1,0 (cm4)	152652
Freccia di stadio I (cm)	0,78

STADIO II	
a	37
b	921,3
c	-12327,0
x2,0 (cm)	9,64
J2,0 (cm4)	107854
Freccia di stadio II (cm)	1,11

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	37,34
Mmax (kNm)	42,70
Freccia Effettiva (cm)	0,982

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	89
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	5,34
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 43,31 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,91 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 37,15 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 60,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 54,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 51,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	44,5
R's	389,988
Rs	679,182
a	44,5
b	1069,17
c	-15432,786
x	10,15
σ_s [MPa]	65,43
σ_c [MPa]	4,08
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	44,5
R's	389,988
Rs	679,182
a	44,5
b	1069,17
c	-15432,786
x	10,15
σ_s [MPa]	76,34
σ_c [MPa]	4,76
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	26,00
As (cm ²)	45,28
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,81
J interamentereagente (cm ⁴)	206872,20
W interamentereagente (cm ³)	18490,62
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	27,91
Φ [mm]	20
As [cm ²]	45,2788
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	410,94
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,110
ϵ_{sm}	0,00023
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,3
w _d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₂=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	26,00
As	45,28
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,81
J interamentereagente (cm ⁴)	206872,20
W interamentereagente (cm ³)	18490,62
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,26
σ_c [MPa]	4,28
σ_s [MPa]	68,60
Φ [mm]	20
As [cm ²]	45,2788
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	410,94
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,110
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,3
w _d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₃=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,81
J1,0 (cm4)	175616
Freccia di stadio I (cm)	0,96

STADIO II	
a	45
b	1069,2
c	-15432,8
x2,0 (cm)	10,15
J2,0 (cm4)	130914
Freccia di stadio II (cm)	1,28

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	47,30
Mmax (kNm)	51,60
Freccia Effettiva (cm)	1,15

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	74
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	4,44
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 42,41 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,01 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 36,25 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 49,90 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 44,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 42,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	37
R's	389,988
Rs	531,288
a	37
b	921,276
c	-12327,012
x	9,64
σ_s [MPa]	68,89
σ_c [MPa]	3,90
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	37
R's	389,988
Rs	531,288
a	37
b	921,276
c	-12327,012
x	9,64
σ_s [MPa]	80,51
σ_c [MPa]	4,56
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	26,00
As (cm ²)	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,47
J interamentereagente (cm ⁴)	168289,40
W interamentereagente (cm ³)	14597,65
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,25
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	354,10
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,100
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s,max$ (cm)	13,6
w_d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	26,00
As	35,42
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,47
J interamentereagente (cm ⁴)	168289,40
W interamentereagente (cm ³)	14597,65
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	30,62
σ_c [MPa]	4,08
σ_s [MPa]	72,12
Φ [mm]	20
As [cm ²]	35,4192
hc,eff [cm]	4,79
Ac,eff [cm ²]	354,10
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,100
ϵ_{sm}	0,00026
$\Delta s,max$ (cm)	13,6
w_d (mm)	0,04

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,47
J1,0 (cm4)	152652
Freccia di stadio I (cm)	0,78

STADIO II	
a	37
b	921,3
c	-12327,0
x2,0 (cm)	9,64
J2,0 (cm4)	107854
Freccia di stadio II (cm)	1,11

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	37,34
Mmax (kNm)	42,70
Freccia Effettiva (cm)	0,982

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	89
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	5,34
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	13,02
G2	16,15
Q1	8,8

$$q_{SLE,Rara} = 43,31 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 38,91 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 37,15 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 60,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 54,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 51,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	44,5
R's	389,988
Rs	679,182
a	44,5
b	1069,17
c	-15432,786
x	10,15
σ_s [MPa]	65,43
σ_c [MPa]	4,08
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	44,5
R's	389,988
Rs	679,182
a	44,5
b	1069,17
c	-15432,786
x	10,15
σ_s [MPa]	76,34
σ_c [MPa]	4,76
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	26,00
As (cm ²)	45,28
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,81
J interamentereagente (cm ⁴)	206872,20
W interamentereagente (cm ³)	18490,62
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	27,91
Φ [mm]	20
As [cm ²]	45,2788
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	410,94
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,110
ϵ_{sm}	0,00023
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,3
w _d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₂=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	26,00
As	45,28
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,81
J interamentereagente (cm ⁴)	206872,20
W interamentereagente (cm ³)	18490,62
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,26
σ_c [MPa]	4,28
σ_s [MPa]	68,60
Φ [mm]	20
As [cm ²]	45,2788
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	410,94
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,110
ϵ_{sm}	0,00025
$\Delta s_{,max}$ (cm)	13,3
w _d (mm)	0,03

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₃=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"**STADIO I**

n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,81
J1,0 (cm ⁴)	175616
Freccia di stadio I (cm)	0,96

STADIO II

a	45
b	1069,2
c	-15432,8
x2,0 (cm)	10,15
J2,0 (cm ⁴)	130914
Freccia di stadio II (cm)	1,28

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING

Mfessurazione (kNm)	47,30
Mmax (kNm)	51,60
Freccia Effettiva (cm)	1,15

VERIFICHE*Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera*

freccia < L/250	VERO
-----------------	-------------

Integrità delle pareti divisorie...

freccia < L/500	VERO
-----------------	-------------

TELAIO "D"

Piano Copertura

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	54
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	3,24
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	10,41
Q1	4,99

$$q_{SLE,Rara} = 30 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 26 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 25 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 31,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 27,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 26,5 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	27
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	27
b	356,076
c	-6392,412
x	10,15
σ_s [MPa]	76,59
σ_c [MPa]	4,77
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	27
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	27
b	356,076
c	-6392,412
x	10,15
σ_s [MPa]	91,62
σ_c [MPa]	5,71
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,28
J interamentereagente (cm ⁴)	101992,11
W interamentereagente (cm ³)	9516,79
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	27,85
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	249,37
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,079
ϵ_{sm}	0,00027
$\Delta s_{,max}$ (cm)	14,5
Wa (mm)	0,04

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{mas}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,28
J interamentereagente (cm ⁴)	101992,11
W interamentereagente (cm ³)	9516,79
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	29,00
σ_c [MPa]	4,97
σ_s [MPa]	79,77
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,62
Ac,eff [cm ²]	249,37
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,079
ϵ_{sm}	0,00029
$\Delta s_{,max}$ (cm)	14,5
Wa (mm)	0,04

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{mas}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
E_{cm} (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,28
J1,0 (cm ⁴)	85547
Freccia di stadio I (cm)	0,45

STADIO II	
a	27
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	10,15
J2,0 (cm ⁴)	56725
Freccia di stadio II (cm)	0,68

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
M _{fessurazione} (kNm)	24,35
M _{max} (kNm)	26,50
Freccia Effettiva (cm)	0,58

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	69
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	4,14
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	10,41
Q1	4,99

$$q_{SLE,Rara} = 30,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 26,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 25,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 51,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 44,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 43,2 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	34,5
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	123,18
σ_c [MPa]	6,65
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	34,5
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	147,13
σ_c [MPa]	7,94
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	40,31
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00047
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s /Es)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	41,90
σ_c [MPa]	6,91
σ_s [MPa]	128,02
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00049
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_s /Es)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"**STADIO I**

n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,05
J1,0 (cm ⁴)	103811
Freccia di stadio I (cm)	0,68

STADIO II

a	35
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	9,40
J2,0 (cm ⁴)	61374
Freccia di stadio II (cm)	1,15

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING

Mfessurazione (kNm)	27,42
Mmax (kNm)	43,20
Freccia Effettiva (cm)	1,05

VERIFICHE*Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera*freccia < L/250 **VERO***Integrità delle pareti divisorie...*freccia < L/500 **VERO****Piano Attico**

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	64
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	3,84
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 37 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 38,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 34,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 32,5 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	32
b	308,976
c	-5403,312
x	9,03
σ_s [MPa]	109,59
σ_c [MPa]	5,52
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	32
b	308,976
c	-5403,312
x	9,03
σ_s [MPa]	128,47
σ_c [MPa]	6,47
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,92
J interamentereagente (cm ⁴)	105424,66
W interamentereagente (cm ³)	9514,03
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	34,16
Φ [mm]	20
As [cm ²]	16,5792
hc,eff [cm]	4,99
Ac,eff [cm ²]	319,27
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,052
ϵ_{sm}	0,00040
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,7
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,92
J interamentereagente (cm ⁴)	105424,66
W interamentereagente (cm ³)	9514,03
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,84
σ_c [MPa]	5,79
σ_s [MPa]	114,98
Φ [mm]	20
As [cm ²]	16,5792
hc,eff [cm]	4,99
Ac,eff [cm ²]	319,27
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,052
ϵ_{sm}	0,00042
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,7
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,92
J1,0 (cm4)	95202
Freccia di stadio I (cm)	0,66

STADIO II	
a	32
b	309,0
c	-5403,3
x2,0 (cm)	9,03
J2,0 (cm4)	53532
Freccia di stadio II (cm)	1,17

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	24,34
Mmax (kNm)	32,50
Freccia Effettiva (cm)	1,02

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	79
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	4,74
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 37,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 55,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 49,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 47,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	39,5
R's	60,288
Rs	342,888
a	39,5
b	403,176
c	-7381,512
x	9,49
σ_s [MPa]	116,71
σ_c [MPa]	6,41
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	39,5
R's	60,288
Rs	342,888
a	39,5
b	403,176
c	-7381,512
x	9,49
σ_s [MPa]	136,16
σ_c [MPa]	7,48
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	22,86
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,11
J interamentereagente (cm ⁴)	134506,86
W interamentereagente (cm ³)	12347,13
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,39
Φ [mm]	20
As [cm ²]	22,8592
hc,eff [cm]	4,84
Ac,eff [cm ²]	382,14
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,060
ϵ_{sm}	0,00044
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,9
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	22,86
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,11
J interamentereagente (cm ⁴)	134506,86
W interamentereagente (cm ³)	12347,13
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	40,25
σ_c [MPa]	6,72
σ_s [MPa]	122,37
Φ [mm]	20
As [cm ²]	22,8592
hc,eff [cm]	4,84
Ac,eff [cm ²]	382,14
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,060
ϵ_{sm}	0,00047
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,9
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,11
J1,0 (cm ⁴)	118451
Freccia di stadio I (cm)	0,75

STADIO II	
a	40
b	403,2
c	-7381,5
x2,0 (cm)	9,49
J2,0 (cm ⁴)	70471
Freccia di stadio II (cm)	1,25

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	31,59
Mmax (kNm)	47,40
Freccia Effettiva (cm)	1,14

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	64
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	3,84
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 37 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,1 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 37,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 34 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 31,9 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	32
R's	60,288
Rs	248,688
a	32
b	308,976
c	-5403,312
x	9,03
σ_s [MPa]	107,57
σ_c [MPa]	5,41
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	32
R's	60,288
Rs	248,688
a	32
b	308,976
c	-5403,312
x	9,03
σ_s [MPa]	126,11
σ_c [MPa]	6,35
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,92
J interamente reagente (cm ⁴)	105424,66
W interamente reagente (cm ³)	9514,03
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,53
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,99
$A_{c,eff}$ [cm ²]	319,27
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,052
ϵ_{sm}	0,00039
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,7
w_d (mm)	0,06

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,92
J interamente reagente (cm ⁴)	105424,66
W interamente reagente (cm ³)	9514,03
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,74
σ_c [MPa]	5,77
σ_s [MPa]	114,65
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,99
$A_{c,eff}$ [cm ²]	319,27
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,052
ϵ_{sm}	0,00042
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,7
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,92
J1,0 (cm ⁴)	95202
Freccia di stadio I (cm)	0,66

STADIO II	
a	32
b	309,0
c	-5403,3
x2,0 (cm)	9,03
J2,0 (cm ⁴)	53532
Freccia di stadio II (cm)	1,17

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	24,34
Mmax (kNm)	31,90
Freccia Effettiva (cm)	1,02

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	79
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	4,74
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 37,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 57,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 51,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 49,3 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	39,5
R's	60,288
Rs	342,888
a	39,5
b	403,176
c	-7381,512
x	9,49
σ_s [MPa]	121,39
σ_c [MPa]	6,67
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	39,5
R's	60,288
Rs	342,888
a	39,5
b	403,176
c	-7381,512
x	9,49
σ_s [MPa]	141,33
σ_c [MPa]	7,77
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	22,86
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,11
J interamentereagente (cm ⁴)	134506,86
W interamentereagente (cm ³)	12347,13
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,93
Φ [mm]	20
As [cm ²]	22,8592
hc,eff [cm]	4,84
Ac,eff [cm ²]	382,14
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,060
ϵ_{sm}	0,00046
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,9
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	22,86
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,11
J interamentereagente (cm ⁴)	134506,86
W interamentereagente (cm ³)	12347,13
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	41,79
σ_c [MPa]	6,98
σ_s [MPa]	127,05
Φ [mm]	20
As [cm ²]	22,8592
hc,eff [cm]	4,84
Ac,eff [cm ²]	382,14
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,060
ϵ_{sm}	0,00049
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,9
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,11
J1,0 (cm⁴)	118451
Freccia di stadio I (cm)	0,75

STADIO II	
a	40
b	403,2
c	-7381,5
x2,0 (cm)	9,49
J2,0 (cm⁴)	70471
Freccia di stadio II (cm)	1,25

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	31,59
Mmax (kNm)	49,30
Freccia Effettiva (cm)	1,15

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Secondo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	64
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	3,84
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 37 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,1 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 37,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 33,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 32,2 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	32
R's	60,288
Rs	248,688
a	32
b	308,976
c	-5403,312
x	9,03
σ_s [MPa]	108,58
σ_c [MPa]	5,47
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	32
R's	60,288
Rs	248,688
a	32
b	308,976
c	-5403,312
x	9,03
σ_s [MPa]	127,12
σ_c [MPa]	6,40
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifiche di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$ (cm ²)	4,02
A_s (cm ²)	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,92
J interamenteagente (cm ⁴)	105424,66
W interamenteagente (cm ³)	9514,03
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,84
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,99
$A_{c,eff}$ [cm ²]	319,27
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,052
ϵ_{sm}	0,00039
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,7
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
$A's$	4,02
A_s	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,92
J interamenteagente (cm ⁴)	105424,66
W interamenteagente (cm ³)	9514,03
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,53
σ_c [MPa]	5,74
σ_s [MPa]	113,97
Φ [mm]	20
A_s [cm ²]	16,5792
$h_{c,eff}$ [cm]	4,99
$A_{c,eff}$ [cm ²]	319,27
E_s [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,052
ϵ_{sm}	0,00042
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,7
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,92
J1,0 (cm4)	95202
Freccia di stadio I (cm)	0,66

STADIO II	
a	32
b	309,0
c	-5403,3
x2,0 (cm)	9,03
J2,0 (cm4)	53532
Freccia di stadio II (cm)	1,17

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	24,34
Mmax (kNm)	32,20
Freccia Effettiva (cm)	1,02

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	79
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	4,74
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 37,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 55,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 50,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 47,9 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	39,5
R's	60,288
Rs	342,888
a	39,5
b	403,176
c	-7381,512
x	9,49
σ_s [MPa]	117,94
σ_c [MPa]	6,48
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	39,5
R's	60,288
Rs	342,888
a	39,5
b	403,176
c	-7381,512
x	9,49
σ_s [MPa]	137,39
σ_c [MPa]	7,55
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	22,86
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,11
J interamentereagente (cm ⁴)	134506,86
W interamentereagente (cm ³)	12347,13
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,79
Φ [mm]	20
As [cm ²]	22,8592
hc,eff [cm]	4,84
Ac,eff [cm ²]	382,14
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,060
ϵ_{sm}	0,00045
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,9
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	22,86
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,11
J interamentereagente (cm ⁴)	134506,86
W interamentereagente (cm ³)	12347,13
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	40,66
σ_c [MPa]	6,79
σ_s [MPa]	123,60
Φ [mm]	20
As [cm ²]	22,8592
hc,eff [cm]	4,84
Ac,eff [cm ²]	382,14
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,060
ϵ_{sm}	0,00047
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,9
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,11
J1,0 (cm4)	118451
Freccia di stadio I (cm)	0,75

STADIO II	
a	40
b	403,2
c	-7381,5
x2,0 (cm)	9,49
J2,0 (cm4)	70471
Freccia di stadio II (cm)	1,25

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	31,59
Mmax (kNm)	47,90
Freccia Effettiva (cm)	1,14

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	5,31
B (cm)	64
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,84
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 37 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 33,1 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 31,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 37,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 33,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 31,9 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	32
b	308,976
c	-5403,312
x	9,03
σ_s [MPa]	107,57
σ_c [MPa]	5,41
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	32
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	32
b	308,976
c	-5403,312
x	9,03
σ_s [MPa]	125,77
σ_c [MPa]	6,33
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,92
J interamentereagente (cm ⁴)	105424,66
W interamentereagente (cm ³)	9514,03
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	33,53
Φ [mm]	20
As [cm ²]	16,5792
hc,eff [cm]	4,99
Ac,eff [cm ²]	319,27
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,052
ϵ_{sm}	0,00039
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,7
w_d (mm)	0,06

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,92
J interamentereagente (cm ⁴)	105424,66
W interamentereagente (cm ³)	9514,03
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,11
σ_c [MPa]	5,67
σ_s [MPa]	112,62
Φ [mm]	20
As [cm ²]	16,5792
hc,eff [cm]	4,99
Ac,eff [cm ²]	319,27
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,052
ϵ_{sm}	0,00041
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,7
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,92
J1,0 (cm4)	95202
Freccia di stadio I (cm)	0,66

STADIO II	
a	32
b	309,0
c	-5403,3
x2,0 (cm)	9,03
J2,0 (cm4)	53532
Freccia di stadio II (cm)	1,17

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	24,34
Mmax (kNm)	31,90
Freccia Effettiva (cm)	1,02

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	79
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	4,74
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	11,37
G2	14,09
Q1	7,68

$$q_{SLE,Rara} = 37,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 34 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 32,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 55,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 50 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 47,7 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	39,5
R's	60,288
Rs	342,888
a	39,5
b	403,176
c	-7381,512
x	9,49
σ_s [MPa]	117,45
σ_c [MPa]	6,45
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	39,5
R's	60,288
Rs	342,888
a	39,5
b	403,176
c	-7381,512
x	9,49
σ_s [MPa]	136,90
σ_c [MPa]	7,52
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	22,86
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,11
J interamentereagente (cm ⁴)	134506,86
W interamentereagente (cm ³)	12347,13
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,63
Φ [mm]	20
As [cm ²]	22,8592
hc,eff [cm]	4,84
Ac,eff [cm ²]	382,14
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,060
ϵ_{sm}	0,00045
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,9
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	22,86
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,11
J interamentereagente (cm ⁴)	134506,86
W interamentereagente (cm ³)	12347,13
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	40,50
σ_c [MPa]	6,76
σ_s [MPa]	123,11
Φ [mm]	20
As [cm ²]	22,8592
hc,eff [cm]	4,84
Ac,eff [cm ²]	382,14
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,060
ϵ_{sm}	0,00047
$\Delta s_{,max}$ (cm)	15,9
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,11
J1,0 (cm4)	118451
Freccia di stadio I (cm)	0,75

STADIO II	
a	40
b	403,2
c	-7381,5
x2,0 (cm)	9,49
J2,0 (cm4)	70471
Freccia di stadio II (cm)	1,25

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	31,59
Mmax (kNm)	47,70
Freccia Effettiva (cm)	1,14

VERIFICHE

Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera

freccia < L/250	VERO	
-----------------	-------------	--

Integrità delle pareti divisorie...

freccia < L/500	VERO	
-----------------	-------------	--

TELAIO "E"

Piano Copertura

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	56
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,36
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	8,73
Q1	4,19

$$q_{SLE,Rara} = 25,8\text{m}$$

$$q_{SLE,freq} = 22,5 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 21,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 27,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 24,2 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 21,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	28
R's	60,288
Rs	107,388
a	28
b	167,676
c	-2436,012
x	6,80
σ_s [MPa]	175,54
σ_c [MPa]	5,61
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	28
R's	60,288
Rs	107,388
a	28
b	167,676
c	-2436,012
x	6,80
σ_s [MPa]	209,44
σ_c [MPa]	6,69
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	7,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,28
J interamentereagente (cm ⁴)	79058,97
W interamentereagente (cm ³)	6745,89
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	34,54
Φ [mm]	20
As [cm ²]	7,1592
hc,eff [cm]	5,73
Ac,eff [cm ²]	321,03
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00058
$\Delta s,max$ (cm)	25,4
w _d (mm)	0,15

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₂=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	7,16
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,28
J interamentereagente (cm ⁴)	79058,97
W interamentereagente (cm ³)	6745,89
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,87
σ_c [MPa]	5,82
σ_s [MPa]	182,32
Φ [mm]	20
As [cm ²]	7,1592
hc,eff [cm]	5,73
Ac,eff [cm ²]	321,03
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,022
ϵ_{sm}	0,00062
$\Delta s,max$ (cm)	25,4
w _d (mm)	0,16

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₃=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"**STADIO I**

n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,28
J1,0 (cm4)	77366
Freccia di stadio I (cm)	0,43

STADIO II

a	28
b	167,7
c	-2436,0
x2,0 (cm)	6,80
J2,0 (cm4)	28394
Freccia di stadio II (cm)	1,17

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING

Mfessurazione (kNm)	17,26
Mmax (kNm)	23,30
Freccia Effettiva (cm)	0,97

VERIFICHE*Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera*

freccia < L/250

VERO*Integrità delle pareti divisorie...*

freccia < L/500

VERO*Trave DX*

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	56
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,36
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	8,73
Q1	4,19

$$q_{SLE,Rara} = 25,8 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 22,5 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 21,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 44,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 38,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 37,6 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	28
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	28
b	308,976
c	-5403,312
x	9,43
σ_s [MPa]	127,36
σ_c [MPa]	6,92
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	28
R'_s	60,288
R_s	248,688
a	28
b	308,976
c	-5403,312
x	9,43
σ_s [MPa]	151,48
σ_c [MPa]	8,23
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,03
J interamentereagente (cm ⁴)	96983,36
W interamentereagente (cm ³)	8837,39
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	42,43
Φ [mm]	20
As [cm ²]	16,5792
hc,eff [cm]	4,86
Ac,eff [cm ²]	271,98
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,061
ϵ_{sm}	0,00049
$\Delta s,max$ (cm)	15,8
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{max}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	16,58
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,03
J interamentereagente (cm ⁴)	96983,36
W interamentereagente (cm ³)	8837,39
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	44,02
σ_c [MPa]	7,18
σ_s [MPa]	132,12
Φ [mm]	20
As [cm ²]	16,5792
hc,eff [cm]	4,86
Ac,eff [cm ²]	271,98
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,061
ϵ_{sm}	0,00052
$\Delta s,max$ (cm)	15,8
w_d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{max}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,03
J1,0 (cm4)	85573
Freccia di stadio I (cm)	0,69

STADIO II	
a	28
b	309,0
c	-5403,3
x2,0 (cm)	9,43
J2,0 (cm4)	51436
Freccia di stadio II (cm)	1,14

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	22,61
Mmax (kNm)	37,50
Freccia Effettiva (cm)	1,06

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Attico

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	54
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	3,24
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 31 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,8 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 33,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 29,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 28,5 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	27
R's	60,288
Rs	154,488
a	27
b	214,776
c	-3425,112
x	7,97
σ_s [MPa]	152,17
σ_c [MPa]	6,20
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	27
R's	60,288
Rs	154,488
a	27
b	214,776
c	-3425,112
x	7,97
σ_s [MPa]	176,73
σ_c [MPa]	7,20
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	10,30
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,56
J interamentereagente (cm ⁴)	82250,07
W interamentereagente (cm ³)	7190,43
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,64
Φ [mm]	20
As [cm ²]	10,2992
hc,eff [cm]	5,34
Ac,eff [cm ²]	288,59
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00056
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,7
w_d (mm)	0,11

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	10,30
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,56
J interamentereagente (cm ⁴)	82250,07
W interamentereagente (cm ³)	7190,43
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	41,44
σ_c [MPa]	6,48
σ_s [MPa]	159,11
Φ [mm]	20
As [cm ²]	10,2992
hc,eff [cm]	5,34
Ac,eff [cm ²]	288,59
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00059
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,7
w_d (mm)	0,12

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,56
J1,0 (cm4)	77911
Freccia di stadio I (cm)	0,52

STADIO II	
a	27
b	214,8
c	-3425,1
x2,0 (cm)	7,97
J2,0 (cm4)	36831
Freccia di stadio II (cm)	1,11

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	18,39
Mmax (kNm)	28,50
Freccia Effettiva (cm)	0,99

VERIFICHE

Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera

freccia < L/250	VERO	
-----------------	-------------	--

Integrità delle pareti divisorie...

freccia < L/500	VERO	
-----------------	-------------	--

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	69
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	4,14
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 31,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 28,7 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 27,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 46,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 41,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 40 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	34,5
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	114,05
σ_c [MPa]	6,16
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	34,5
R'_s	60,288
R_s	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	132,87
σ_c [MPa]	7,17
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,32
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00043
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0
w _d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₂=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,10
σ_c [MPa]	6,45
σ_s [MPa]	119,47
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00045
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0
w _d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₃=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,05
J1,0 (cm4)	103811
Freccia di stadio I (cm)	0,72

STADIO II	
a	35
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	9,40
J2,0 (cm4)	61374
Freccia di stadio II (cm)	1,21

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,42
Mmax (kNm)	40,00
Freccia Effettiva (cm)	1,10

VERIFICHE

Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera

freccia < L/250 **VERO**

Integrità delle pareti divisorie...

freccia < L/500 **VERO**

Piano Terzo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	54
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	3,24
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 31 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 30,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 27,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 26,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
R_c	27
R'_s	60,288
R_s	154,488
a	27
b	214,776
c	-3425,112
x	7,97
σ_s [MPa]	139,36
σ_c [MPa]	5,68
VERIFICA	
σ_c < 0.45f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

COMBINAZIONE RARA	
R_c	27
R'_s	60,288
R_s	154,488
a	27
b	214,776
c	-3425,112
x	7,97
σ_s [MPa]	163,39
σ_c [MPa]	6,66
VERIFICA	
σ_c < 0.60f_{ck}	VERO
σ_s < 0.80f_{yk}	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	10,30
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,56
J interamentereagente (cm ⁴)	82250,07
W interamentereagente (cm ³)	7190,43
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,30
Φ [mm]	20
As [cm ²]	10,2992
hc,eff [cm]	5,34
Ac,eff [cm ²]	288,59
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00049
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,7
w_d (mm)	0,10

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	10,30
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,56
J interamentereagente (cm ⁴)	82250,07
W interamentereagente (cm ³)	7190,43
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,11
σ_c [MPa]	5,96
σ_s [MPa]	146,30
Φ [mm]	20
As [cm ²]	10,2992
hc,eff [cm]	5,34
Ac,eff [cm ²]	288,59
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00053
$\Delta s_{,max}$ (cm)	19,7
w_d (mm)	0,10

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,56
J1,0 (cm4)	77911
Freccia di stadio I (cm)	0,52

STADIO II	
a	27
b	214,8
c	-3425,1
x2,0 (cm)	7,97
J2,0 (cm4)	36831
Freccia di stadio II (cm)	1,11

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	18,39
Mmax (kNm)	26,10
Freccia Effettiva (cm)	0,96

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	69
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	4,14
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 31,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 28,7 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 27,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 49,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 44,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 42,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	34,5
R's	60,288
Rs	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	120,90
σ_c [MPa]	6,53
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	34,5
R's	60,288
Rs	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	140,86
σ_c [MPa]	7,60
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,56
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00046
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0
w _d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₂=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	41,43
σ_c [MPa]	6,84
σ_s [MPa]	126,60
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00049
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0
w _d (mm)	0,08

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

w_d<w₃=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,05
J1,0 (cm4)	103811
Freccia di stadio I (cm)	0,72

STADIO II	
a	35
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	9,40
J2,0 (cm4)	61374
Freccia di stadio II (cm)	1,21

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,42
Mmax (kNm)	42,40
Freccia Effettiva (cm)	1,11

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Piano Secondo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	54
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	3,24
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 30,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,8 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 31,1 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 27,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 26,4 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	27
R's	60,288
Rs	154,488
a	27
b	214,776
c	-3425,112
x	7,97
σ_s [MPa]	140,96
σ_c [MPa]	5,74
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	27
R's	60,288
Rs	154,488
a	27
b	214,776
c	-3425,112
x	7,97
σ_s [MPa]	166,06
σ_c [MPa]	6,77
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	10,30
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,56
J interamentereagente (cm ⁴)	82250,07
W interamentereagente (cm ³)	7190,43
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	36,72
Φ [mm]	20
As [cm ²]	10,2992
hc,eff [cm]	5,34
Ac,eff [cm ²]	288,59
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00050
$\Delta s,max$ (cm)	19,7
w_d (mm)	0,10

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	10,30
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,56
J interamentereagente (cm ⁴)	82250,07
W interamentereagente (cm ³)	7190,43
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,52
σ_c [MPa]	6,03
σ_s [MPa]	147,90
Φ [mm]	20
As [cm ²]	10,2992
hc,eff [cm]	5,34
Ac,eff [cm ²]	288,59
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,036
ϵ_{sm}	0,00054
$\Delta s,max$ (cm)	19,7
w_d (mm)	0,11

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,56
J1,0 (cm4)	77911
Freccia di stadio I (cm)	0,52

STADIO II	
a	27
b	214,8
c	-3425,1
x2,0 (cm)	7,97
J2,0 (cm4)	36831
Freccia di stadio II (cm)	1,11

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	18,39
Mmax (kNm)	26,40
Freccia Effettiva (cm)	0,97

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	69
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	4,14
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 31,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 28,7 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 27,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 47,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 42,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 40,8 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	34,5
R's	60,288
Rs	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	116,33
σ_c [MPa]	6,28
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	34,5
R's	60,288
Rs	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	135,44
σ_c [MPa]	7,31
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	38,07
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00044
$\Delta s,max$ (cm)	16,0
wd (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w2=0.3 mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,84
σ_c [MPa]	6,57
σ_s [MPa]	121,75
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00046
$\Delta s,max$ (cm)	16,0
wd (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

wd<w3=0.4 mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,05
J1,0 (cm4)	103811
Freccia di stadio I (cm)	0,72

STADIO II	
a	35
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	9,40
J2,0 (cm4)	61374
Freccia di stadio II (cm)	1,21

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mmessurazione (kNm)	27,42
Mmax (kNm)	40,80
Freccia Effettiva (cm)	1,10

VERIFICHE

Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera

freccia < L/250 **VERO**

Integrità delle pareti divisorie...

freccia < L/500 **VERO**

Piano Primo

Trave SX

DATI	
LUCE (m)	4,99
B (cm)	56
H (cm)	24
P.P. TRAVE (kN/m)	3,36
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 31,2 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 27,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 26,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 30,5 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 27,3 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 26,1 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	28
R's	60,288
Rs	154,488
a	28
b	214,776
c	-3425,112
x	7,87
σ_s [MPa]	139,10
σ_c [MPa]	5,56
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	28
R's	60,288
Rs	154,488
a	28
b	214,776
c	-3425,112
x	7,87
σ_s [MPa]	162,55
σ_c [MPa]	6,50
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	10,30
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,54
J interamentereagente (cm ⁴)	84472,62
W interamentereagente (cm ³)	7373,59
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	35,40
Φ [mm]	20
As [cm ²]	10,2992
hc,eff [cm]	5,38
Ac,eff [cm ²]	301,08
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,034
ϵ_{sm}	0,00049
$\Delta s,max$ (cm)	20,1
w_d (mm)	0,10

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	10,30
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	12,54
J interamentereagente (cm ⁴)	84472,62
W interamentereagente (cm ³)	7373,59
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,02
σ_c [MPa]	5,82
σ_s [MPa]	145,50
Φ [mm]	20
As [cm ²]	10,2992
hc,eff [cm]	5,38
Ac,eff [cm ²]	301,08
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,034
ϵ_{sm}	0,00052
$\Delta s,max$ (cm)	20,1
w_d (mm)	0,10

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	12,54
J1,0 (cm4)	80267
Freccia di stadio I (cm)	0,51

STADIO II	
a	28
b	214,8
c	-3425,1
x2,0 (cm)	7,87
J2,0 (cm4)	37162
Freccia di stadio II (cm)	1,10

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	18,86
Mmax (kNm)	26,10
Freccia Effettiva (cm)	0,95

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

Trave DX

DATI	
LUCE (m)	5,75
B (cm)	69
H (cm)	24
P.P.TRAVE (kN/m)	4,14
fck (MPa)	24,9
fctm	2,56
G1 kN/m	9,53
G2	11,82
Q1	6,44

$$q_{SLE,Rara} = 31,9 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,freq} = 28,7 \text{ kNm}$$

$$q_{SLE,quasiperm} = 27,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,Rara} = 46,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,freq} = 41,9 \text{ kNm}$$

$$M_{\max,quasiperm} = 40 \text{ kNm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Rc	34,5
R's	60,288
Rs	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	114,05
σ_c [MPa]	6,16
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.45f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

COMBINAZIONE RARA	
Rc	34,5
R's	60,288
Rs	295,788
a	34,5
b	356,076
c	-6392,412
x	9,40
σ_s [MPa]	132,87
σ_c [MPa]	7,17
VERIFICA	
$\sigma_c < 0.60f_{ck}$	VERO
$\sigma_s < 0.80f_{yk}$	VERO

Verifica di fessurazione

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE	
Sezione interamente reagente	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's (cm ²)	4,02
As (cm ²)	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	37,32
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00043
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_2 = 0.3$ mm

VERO

COMBINAZIONE FREQUENTE	
σ_t [kg/cm ²]	21,32
A's	4,02
As	19,72
n	15
baricentro sezione [cm] (dall'alto)	13,05
J interamentereagente (cm ⁴)	117314,38
W interamentereagente (cm ³)	10716,96
$\sigma_{c,max}$ [kg/cm ²]	39,10
σ_c [MPa]	6,45
σ_s [MPa]	119,47
Φ [mm]	20
As [cm ²]	19,7192
hc,eff [cm]	4,87
Ac,eff [cm ²]	335,87
Es [MPa]	210000
kt (carichi di lunga durata)	0,4
α_e	6,68
ρ_{eff}	0,059
ϵ_{sm}	0,00045
$\Delta s_{,max}$ (cm)	16,0
w_d (mm)	0,07

la sezione è FESSURATA

OK!>0,6(σ_{sm}/E_s)

$w_d < w_3 = 0.4$ mm

VERO

Verifica di deformabilità

FRECCIA A LUNGO TERMINE per la combinazione di carico "QUASI PERMANENTE"

STADIO I	
n	15,00
Ecm (MPa)	31447
x1,0 (cm)	13,05
J1,0 (cm ⁴)	103811
Freccia di stadio I (cm)	0,72

STADIO II	
a	35
b	356,1
c	-6392,4
x2,0 (cm)	9,40
J2,0 (cm ⁴)	61374
Freccia di stadio II (cm)	1,21

Freccia EFFETTIVA che tiene conto del TENSION STIFFENING	
Mfessurazione (kNm)	27,42
Mmax (kNm)	40,00
Freccia Effettiva (cm)	1,10

VERIFICHE

<i>Salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera</i>		
freccia < L/250	VERO	
<i>Integrità delle pareti divisorie...</i>		
freccia < L/500	VERO	

7.7 I pilastri

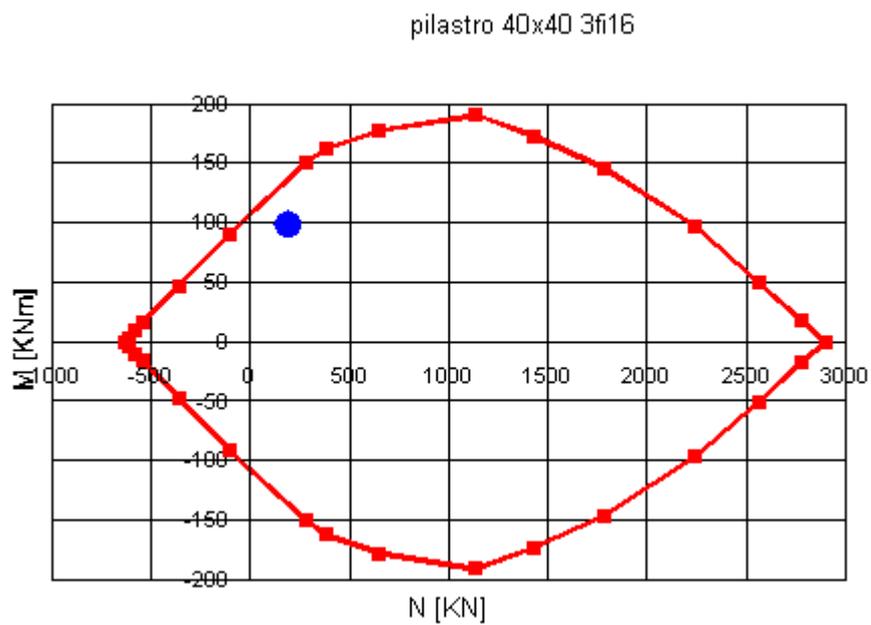
7.7.1 Calcolo delle sollecitazioni e verifiche di resistenza allo SLU

Al fine di non appesantire la trattazione, nel seguito vengono riportati i risultati relativi al solo telaio C; si intende che per gli altri telai le verifiche risultano soddisfatte.

7.7.1.1 Verifiche a pressoflessione

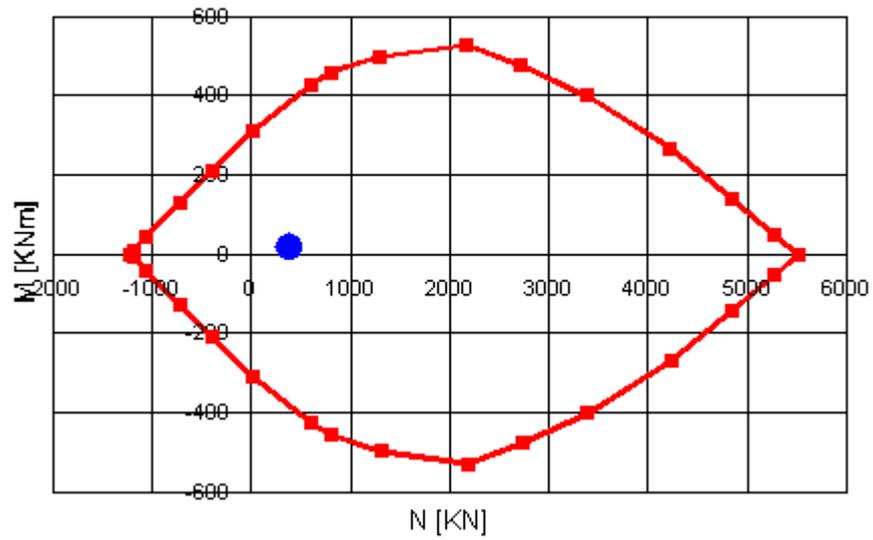
Copertura

PILASTRO SX



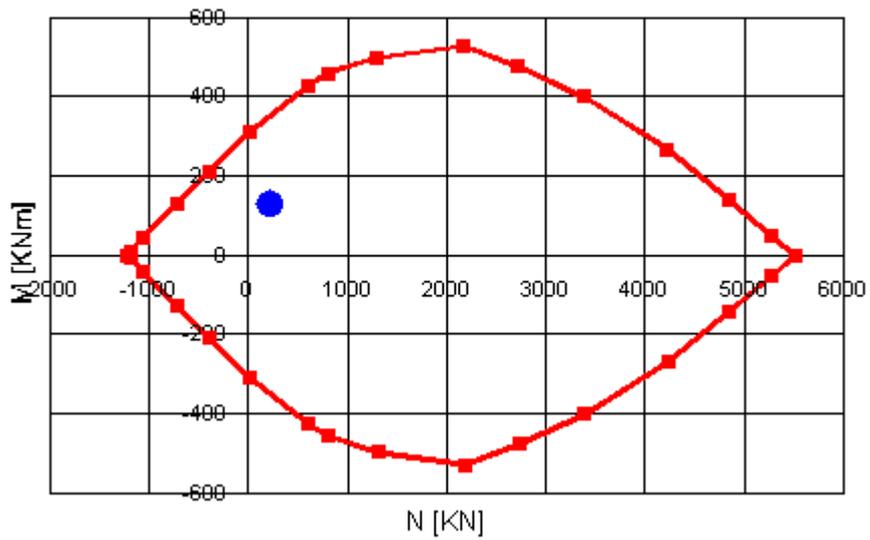
PILASTRO CENTRALE

pilastro55x55 4f20



PILASTRO DX

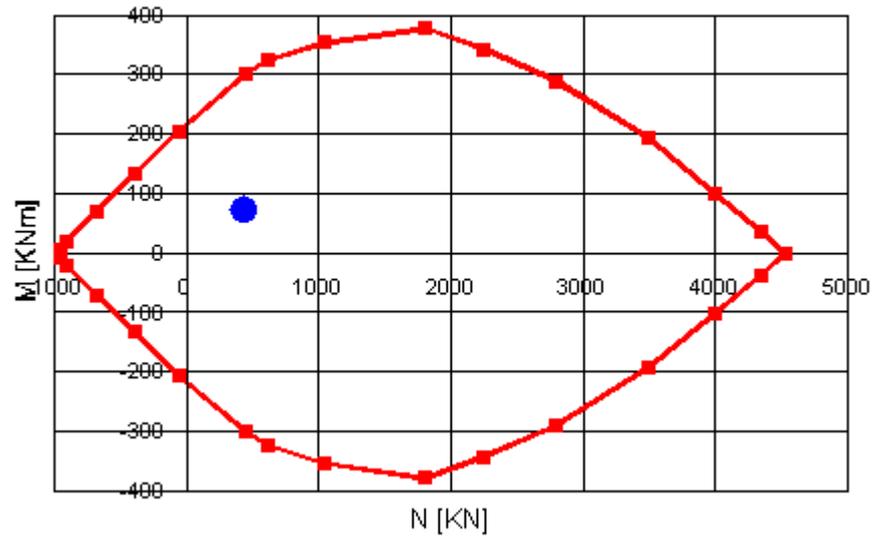
pilastro55x55 4f20



Piano Attico

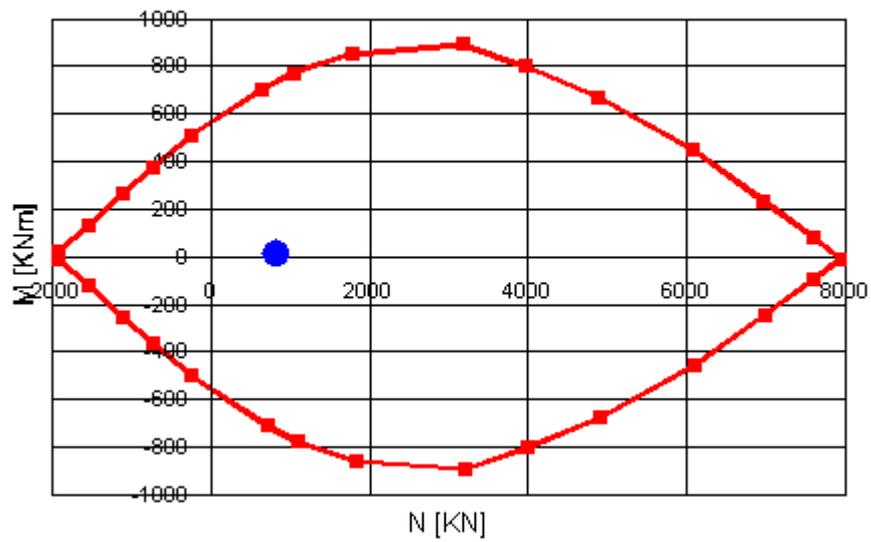
PILASTRO SX

pilastro50x50 3f20



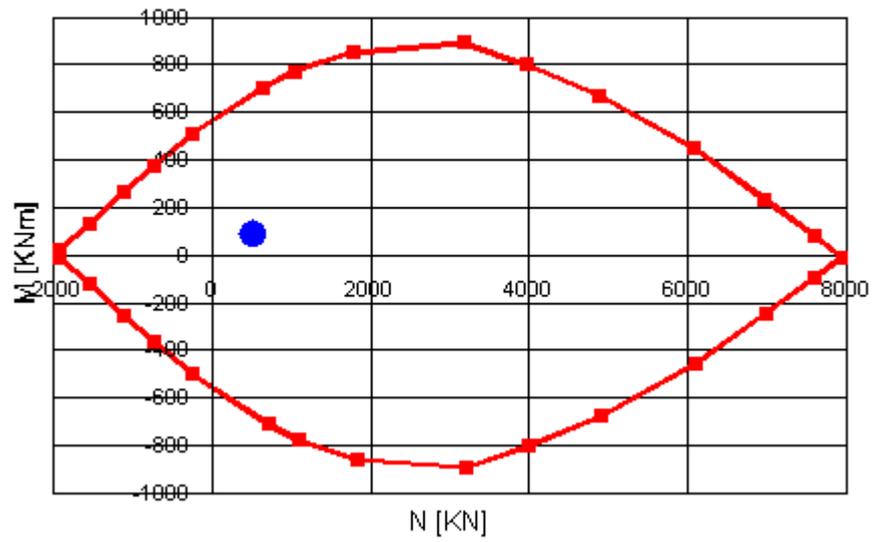
PILASTRO CENTRALE

pilastro65x65 5f20



PILASTRO DX

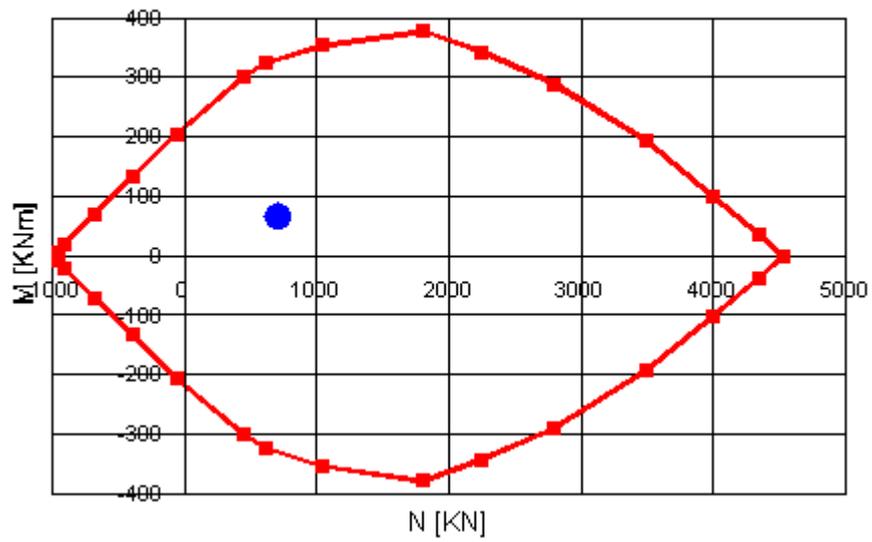
pilastro65x65 5fi20



Piano Terzo

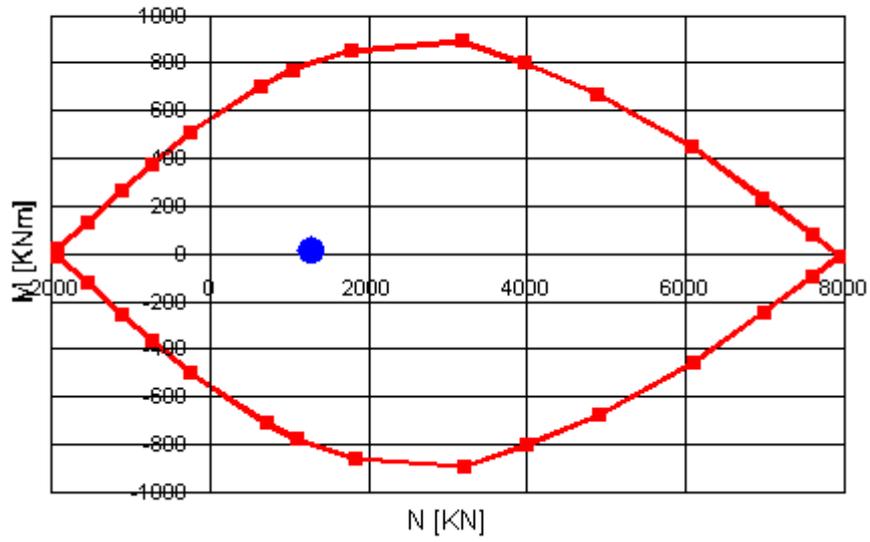
PILASTRO SX

pilastro50x50 3fi20



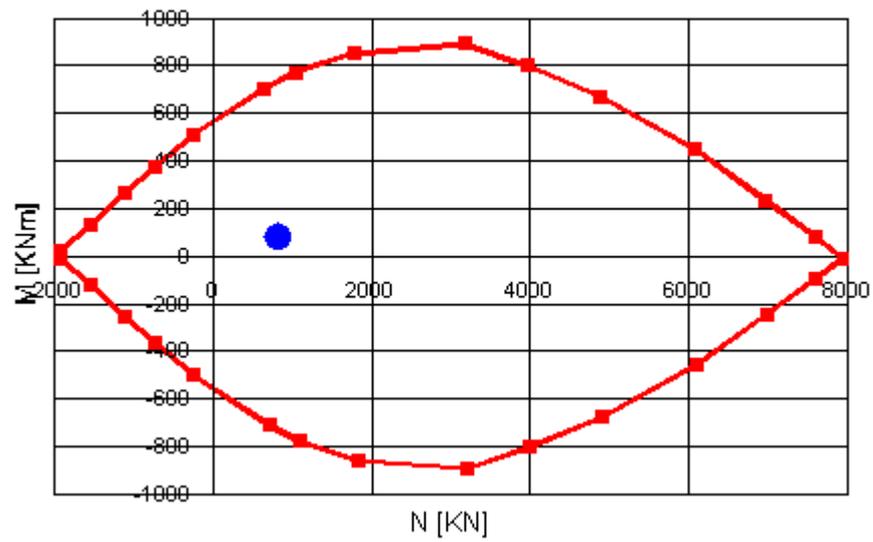
PILASTRO CENTRALE

pilastro65x65 5fi20



PILASTRO DX

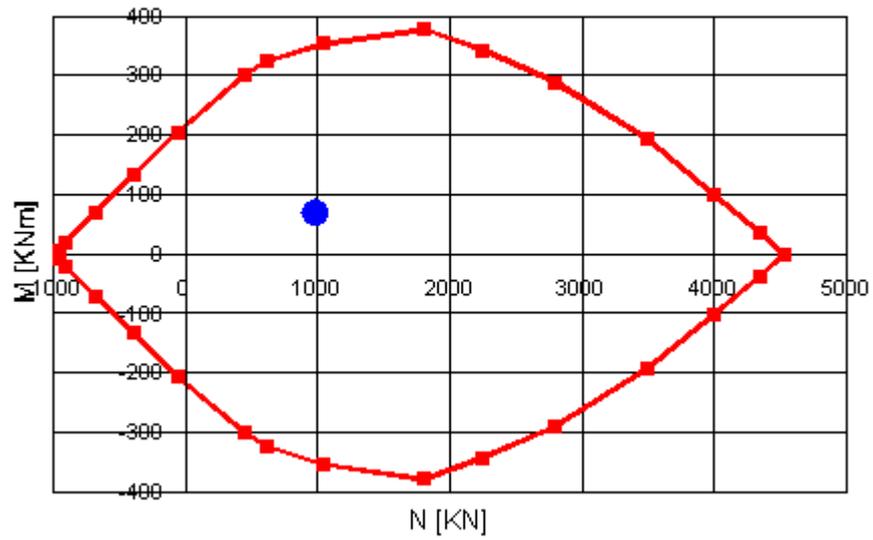
pilastro65x65 5fi20



Piano Secondo

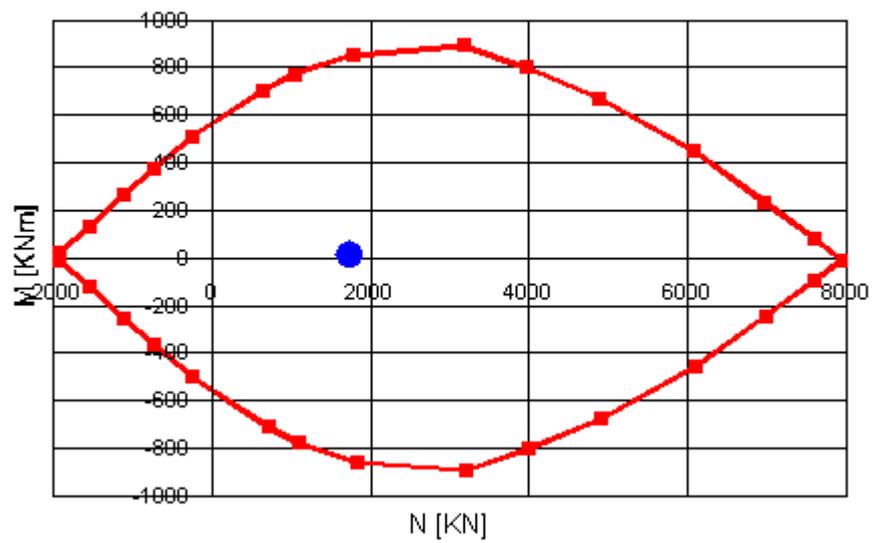
PILASTRO SX

pilastro50x50 3f20



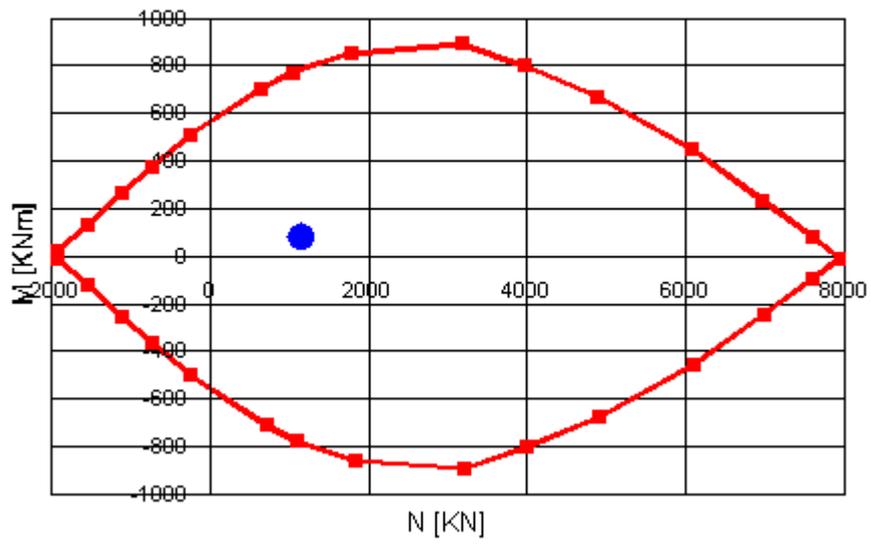
PILASTRO CENTRALE

pilastro65x65 5f20



PILASTRO DX

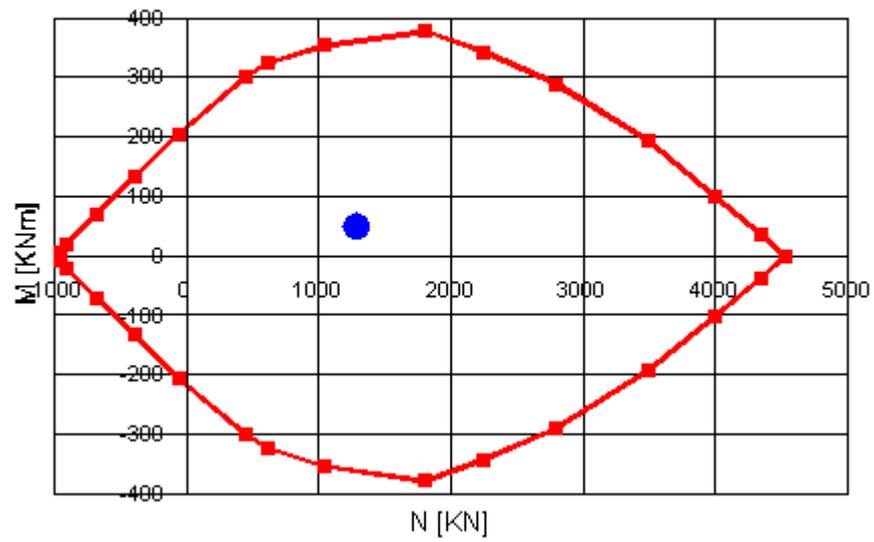
pilastro65x65 5f20



Piano Primo

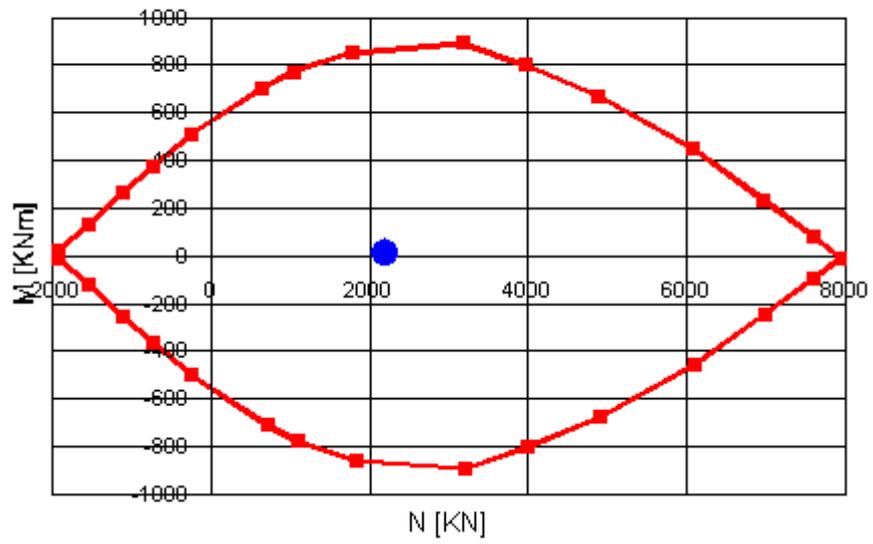
PILASTRO SX

pilastro50x50 3f20



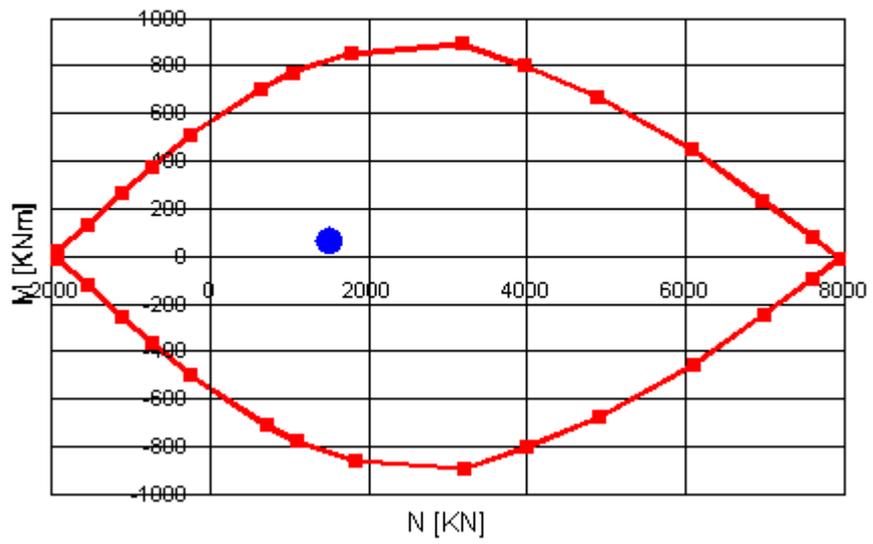
PILASTRO CENTRALE

pilastro65x65 5f20



PILASTRO DX

pilastro65x65 5f20



7.7.1.2 Verifiche a taglio

Copertura

PILASTRO SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	37
H	40
copriferro	3
B (cm)	40
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
A_s (cm ²)	6,03
As (cm ²)	6,03

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	52,70
---------------------------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	370	
A_{sl} (mm ²)	603	
b_w (mm)	400	
σ_{cp}	0	
f_{ck}	24,9	
γ_c	1,5	
k	1,735	→ ok! minore di 2
v_{min}	0,399	
ρ_l	0,0041	→ ok! minore di 0.02
VR_d (kN)	66,7	
Con la seguente condizione:		
$v_{min} \cdot b_w \cdot d$	59,1	OK! $VR_d > v_{min} \cdot b_w \cdot d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/19$ cm

PILASTRO CENTRALE

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	52
<i>H</i>	55
copriferro	3
<i>B (cm)</i>	55
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	12,56
<i>As (cm²)</i>	12,56

TAGLIO DI PROGETTO

Vsd (kN)	11,90
-----------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	520	
<i>Asl (mm²)</i>	1256	
<i>bw (mm)</i>	550	
σ_{cp}	0	
<i>fck</i>	24,9	
γ_c	1,5	
<i>k</i>	1,620	→ ok! minore di 2
<i>vmin</i>	0,360	
ρ_l	0,0044	→ ok! minore di 0.02
VRd (kN)	123,4	
Con la seguente condizione:		
$vmin * bw * d$	103,0	OK! VRd > vmin * bw * d

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

PILASTRO DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	52
<i>H</i>	55
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	55
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	12,56
<i>As (cm²)</i>	12,56

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	65,90
-----------------	-------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	520
<i>Asl (mm²)</i>	1256
<i>bw (mm)</i>	550
σ_{cp}	0
<i>fck</i>	24,9
γ_c	1,5
<i>k</i>	1,620
<i>vmin</i>	0,360
ρ_l	0,0044
VRd (kN)	123,4
Con la seguente condizione:	
$vmin * bw * d$	103,0

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

OK! VRd > vmin * bw * d

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

Piano Attico

PILASTRO SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	47
H	50
copriferro	3
B (cm)	50
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
$A's$ (cm ²)	9,42
A_s (cm ²)	9,42

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	46,40
---------------------------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	470	
A_{sl} (mm ²)	942	
b_w (mm)	500	
σ_{cp}	0	
f_{ck}	24,9	
γ_c	1,5	
k	1,652	→ ok! minore di 2
v_{min}	0,371	
ρ_l	0,0040	→ ok! minore di 0.02
V_{Rd} (kN)	100,3	
Con la seguente condizione:		
$v_{min} * b_w * d$	87,2	OK! $V_{Rd} > v_{min} * b_w * d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

PILASTRO CENTRALE

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	62
<i>H</i>	65
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	65
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	15,7
<i>As (cm²)</i>	15,7

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	7,40
-----------------	------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	620
<i>Asl (mm²)</i>	1570
<i>bw (mm)</i>	650
<i>σ_{cp}</i>	0
<i>fck</i>	24,9
<i>γ_c</i>	1,5
<i>k</i>	1,568
<i>v_{min}</i>	0,343
<i>ρ_l</i>	0,0039
<i>VRd (kN)</i>	161,7

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

Con la seguente condizione:

<i>v_{min}*bw*d</i>	138,2	OK! VRd > v_{min}*bw*d
-----------------------------	-------	--

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

PILASTRO DX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

<i>d (cm)</i>	62
<i>H</i>	65
<i>copriferro</i>	3
<i>B (cm)</i>	65
<i>fck (MPa)</i>	24,9
<i>fcd</i>	11,29
<i>A's (cm²)</i>	15,7
<i>As (cm²)</i>	15,7

TAGLIO DI PROGETTO

<i>Vsd (kN)</i>	56,00
-----------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

<i>d (mm)</i>	620
<i>Asl (mm²)</i>	1570
<i>bw (mm)</i>	650
<i>σ_{cp}</i>	0
<i>fck</i>	24,9
<i>γ_c</i>	1,5
<i>k</i>	1,568
<i>v_{min}</i>	0,343
<i>ρ_l</i>	0,0039
VRd (kN)	161,7
Con la seguente condizione:	
v_{min}*bw*d	138,2

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

OK! VRd > v_{min}*bw*d**LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO**

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

Piano Terzo

PILASTRO SX

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	47
H	50
copriferro	3
B (cm)	50
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
$A's$ (cm ²)	9,42
A_s (cm ²)	9,42

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	41,90
---------------------------------	--------------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	470	
A_{sl} (mm ²)	942	
b_w (mm)	500	
σ_{cp}	0	
f_{ck}	24,9	
γ_c	1,5	
k	1,652	→ ok! minore di 2
v_{min}	0,371	
ρ_l	0,0040	→ ok! minore di 0.02
VR_d (kN)	100,3	
Con la seguente condizione:		
$v_{min} * b_w * d$	87,2	OK! $VR_d > v_{min} * b_w * d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

PILASTRO CENTRALE

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

d (cm)	62
H	65
copriferro	3
B (cm)	65
f_{ck} (MPa)	24,9
f_{cd}	11,29
A'_s (cm ²)	15,7
A_s (cm ²)	15,7

TAGLIO DI PROGETTO

V_{sd} (kN)	7,50
---------------	------

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

d (mm)	620
A_{sl} (mm ²)	1570
b_w (mm)	650
σ_{cp}	0
f_{ck}	24,9
γ_c	1,5
k	1,568
v_{min}	0,343
ρ_l	0,0039
VR_d (kN)	161,7
Con la seguente condizione:	
$v_{min} \cdot b_w \cdot d$	138,2

→ ok! minore di 2

→ ok! minore di 0.02

OK! $VR_d > v_{min} \cdot b_w \cdot d$

LA SEZIONE NON NECESSITA DI ARMATURA A TAGLIO

Poiché la sezione non necessita di armatura a taglio, si procede disponendo l'armatura minima prevista dalla Normativa: staffe $\Phi 6,2br/24$ cm

Poiché i pilastri si mantengono uguali anche per gli altri piani, e i valori del taglio agente risultano inferiori, le verifiche risultano soddisfatte e le armature minime da disporre sono le stesse dei piani superiori.

PARTE 3

ANALISI SISMICA

8 Combinazione delle azioni per analisi sismica (SLD+SLV)

8.1 Masse da considerarsi per la definizione dell'azione sismica e loro combinazioni

Al paragrafo 2.5.3 è indicata la “combinazione sismica”, la quale viene impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (azioni derivanti dai terremoti § 2.5.1.3).

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

Il paragrafo 3.2.4 tratta poi nello specifico la COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI specificando che:

“nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 e di seguito riportata”:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

dove (§ 2.5.1.3 , 2.5.2):

G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P = pretensione e precompressione

$\Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ = valore quasi permanente, media della distribuzione temporale dell'intensità

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} .$$

Di conseguenza, le masse che è necessario considerare nell'azione sismica coincidono con le masse che mi generano le azioni verticali sulla struttura in esame nel momento in cui si verifica il sisma.

I valori Ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I che di seguito viene riportata:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
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 ≤ 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 ≤ 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

Si evince pertanto che la combinazione delle azioni per gli stati limite ultimi in sismica :

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} .$$

non equivale né sostituisce la combinazione delle azioni per gli stati limite ultimi in statica ovvero:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Di seguito si procede alla determinazione dei PESI e delle MASSE di piano per poter poi successivamente calcolare le FORZE di piano.

I carichi verticali a partire dai quali si calcolano le masse di piano sono quelli relativi ai carichi gravitazionali contenuti nella combinazione sismica $G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} .$

8.1.1 Valutazione dei contributi ai pesi di piano (soluzione con travi in altezza)

Solaio di copertura

$$G_1 : \text{PESO PROPRIO SOLAIO} = 2,96 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 : \text{CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI} = 2,71 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_1 : \text{DESTINAZIONE D'USO} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{CARICO NEVE} = 1,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\Psi_{2,j} = 0,0 \text{ Categoria H "Coperture"}$$

$$\Psi_{2,j} = 0,0 \text{ Azione variabile "Neve"}$$

$$\text{da cui: } 2,96 + 2,71 + 0,0 \cdot 0,5 + 0,0 \cdot 1,3 = 5,67 \text{ kN / m}^2$$

Solaio del piano tipo (P3°,P2°,P1°)

$$G_1 : \text{ PESO PROPRIO SOLAIO} = 2.96 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 : \text{ CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI} = 3,67 \text{ kN/m}^2$$

Q_1 : 2,00 kN/m² Cat.A "Ambienti ad uso residenziale" secondo quanto riportato
in Tabella 3.1.II.

$$\Psi_{2,j} = 0,3 \text{ Categoria A "Ambienti ad uso residenziale"}$$

$$\text{da cui: } 2.96 + 3,67 + 0,3 \cdot 2 = 7,23 \text{ kN / m}^2$$

Solaio BALCONI

$$G_1 : \text{ PESO PROPRIO SOLAIO} = 2.96 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 : \text{ CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI} \\ (\text{pavimento+massetto+intonaco}) = 2.47 \text{ kN/m}^2$$

Q_1 : 4,00 kN/m² Cat.C2 "Ambienti suscettibili di affollamento" secondo quanto
riportato

in Tabella 3.1.II.

$$\Psi_{2,j} = 0,6 \text{ Categoria A "Ambienti ad uso residenziale"}$$

$$\text{da cui: } 2,96 + 2,47 + 0,6 \cdot 4 = 7,83 \text{ kN / m}^2$$

Area di piano

L'area di piano vale approssimativamente:

$$A_{PIANO_COPERTURA} = 11,06 \cdot 15,23 + 5,75 \cdot 2,85 = 185 \text{ m}^2$$

$$A_{PIANO_TIPO} = 11,06 \cdot 29,29 = 324 \text{ m}^2$$

▪ **Incidenza solaio**

COPERTURA

$$W_{COPERTURA} = 5,67 \text{ kN/m}^2 \cdot 185 \text{ m}^2 = 1049 \text{ kN}$$

PIANO ATTICO

$$W_{attico} = 7,23 \text{ kN/m}^2 \cdot 185 \text{ m}^2 + 7,83 \text{ kN/m}^2 \cdot 139 \text{ m}^2 = 2426 \text{ kN}$$

$$W_{balcone} = 7,83 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,5 \text{ m}^2 = 35 \text{ kN}$$

$$W_{TOTALE} = 2461 \text{ kN}$$

PIANO 3°,2°:

$$W_{P.TIPO} = 7,23 \text{ kN/m}^2 \cdot 324 \text{ m}^2 = 2343 \text{ kN}$$

$$W_{balcone} = 7,83 \text{ kN/m}^2 \cdot 43 \text{ m}^2 = 337 \text{ kN}$$

$$W_{TOTALE} = 2680 \text{ kN}$$

PIANO 1°:

$$W_{P.TIPO} = 7,23 \text{ kN/m}^2 \cdot 324 \text{ m}^2 = 2343 \text{ kN}$$

$$W_{balcone} = 7,83 \text{ kN/m}^2 \cdot 94 \text{ m}^2 = 736 \text{ kN}$$

$$W_{copertura} = 5,67 \text{ kN/m}^2 \cdot 36 \text{ m}^2 = 204 \text{ kN}$$

$$W_{TOTALE} = 3283 \text{ kN}$$

▪ **Incidenza travi**

$$- P.P.TRAVE_{30 \times 40} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,3\text{m} \cdot 0,4\text{m} = 3,00 \text{ kN/m}$$

$$- P.P.TRAVE_{30 \times 50} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,3\text{m} \cdot 0,5 = 3,75 \text{ kN/m}$$

$$- P.P.TRAVE_{40,50} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,4\text{m} \cdot 0,5 = 5,00 \text{ kN/m}$$

$$- P.P.TRAVE_{40 \times 60} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,4\text{m} \cdot 0,6 = 6,00 \text{ kN/m}$$

Telai principali

Telaio H :

		Trave SX L= 5,31		Trave DX L= 5,43					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX		Peso DX		TOTALE
Copertura	0	0	0	0	0,0 kN		0,0 kN		0,0 kN
Attico	30	40	30	40	15,9 kN		16,3 kN		32,2 kN
Piano 3	30	50	30	50	19,9 kN		20,4 kN		40,3 kN
Piano 2	30	50	30	50	19,9 kN		20,4 kN		40,3 kN
Piano 1	30	50	30	50	19,9 kN		20,4 kN		40,3 kN

Telaio A :

		Trave SX L= 5,31		Trave DX L= 4,99					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX		Peso DX		TOTALE
Copertura	0	0	0	0	0,0 kN		0,0 kN		0,0 kN
Attico	30	50	30	40	19,9 kN		15,0 kN		34,9 kN
Piano 3	40	50	40	50	26,6 kN		25,0 kN		51,5 kN
Piano 2	40	50	40	50	26,6 kN		25,0 kN		51,5 kN
Piano 1	40	60	40	50	31,9 kN		25,0 kN		56,8 kN

Telaio B :

		Trave SX L= 5,31		Trave DX L= 5,75					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX		Peso DX		TOTALE
Copertura	30	40	30	40	15,9 kN		17,3 kN		33,2 kN
Attico	30	50	30	50	19,9 kN		21,6 kN		41,5 kN
Piano 3	40	50	40	50	26,6 kN		28,8 kN		55,3 kN
Piano 2	40	50	40	50	26,6 kN		28,8 kN		55,3 kN
Piano 1	40	50	40	50	26,6 kN		28,8 kN		55,3 kN

Telaio C :

		Trave SX L= 5,31		Trave DX L= 5,75					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX		Peso DX		TOTALE
Copertura	30	40	30	50	15,9 kN		21,6 kN		37,5 kN
Attico	30	50	40	50	19,9 kN		28,8 kN		48,7 kN
Piano 3	30	50	40	50	19,9 kN		28,8 kN		48,7 kN
Piano 2	40	50	40	50	26,6 kN		28,8 kN		55,3 kN
Piano 1	40	60	40	60	31,9 kN		34,5 kN		66,4 kN

Telaio D :

		Trave SX L= 5,31		Trave DX L= 5,75					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX	Peso DX	TOTALE		
Copertura	30	40	30	40	15,9 kN	17,3 kN	33,2 kN		
Attico	30	40	30	40	15,9 kN	17,3 kN	33,2 kN		
Piano 3	30	50	30	50	19,9 kN	21,6 kN	41,5 kN		
Piano 2	30	50	40	50	19,9 kN	28,8 kN	48,7 kN		
Piano 1	40	50	40	50	26,6 kN	28,8 kN	55,3 kN		

Telaio E :

		Trave SX L= 4,8		Trave DX L= 5,75					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX	Peso DX	TOTALE		
Copertura	30	40	30	40	14,4 kN	17,3 kN	31,7 kN		
Attico	30	40	30	40	14,4 kN	17,3 kN	31,7 kN		
Piano 3	30	40	30	40	14,4 kN	17,3 kN	31,7 kN		
Piano 2	40	50	40	50	24,0 kN	28,8 kN	52,8 kN		
Piano 1	40	50	40	50	24,0 kN	28,8 kN	52,8 kN		

Telaio F :

		Trave SX L= 4,8		Trave DX L= 5,75					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX	Peso DX	TOTALE		
Copertura	30	40	30	40	14,4 kN	17,3 kN	31,7 kN		
Attico	30	40	30	40	14,4 kN	17,3 kN	31,7 kN		
Piano 3	40	50	30	50	24,0 kN	21,6 kN	45,6 kN		
Piano 2	40	50	40	50	24,0 kN	28,8 kN	52,8 kN		
Piano 1	40	50	40	50	24,0 kN	28,8 kN	52,8 kN		

Telaio G :

		Trave SX L= 4,8		Trave DX L= 5,75					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX	Peso DX	TOTALE		
Copertura			30	40	0,0 kN	17,3 kN	17,3 kN		
Attico	30	40	30	40	14,4 kN	17,3 kN	31,7 kN		
Piano 3	30	50	40	50	18,0 kN	28,8 kN	46,8 kN		
Piano 2	40	50	40	50	24,0 kN	28,8 kN	52,8 kN		
Piano 1	40	50	40	50	24,0 kN	28,8 kN	52,8 kN		

Telaio L :

	Trave SX L= 4,8		Trave DX L= 4,99					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX	Peso DX	TOTALE	
Copertura					0,0 kN	0,0 kN	0,0	kN
Attico	30	40	30	40	14,4 kN	15,0 kN	29,4	kN
Piano 3	30	50	40	50	18,0 kN	25,0 kN	43,0	kN
Piano 2	40	50	40	50	24,0 kN	25,0 kN	49,0	kN
Piano 1	40	50	40	50	24,0 kN	25,0 kN	49,0	kN

Telai secondari

Telaio 1 :

$$\text{COPERTURA : } (25 \text{ kN / m} \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 15,23\text{m}) = 45,7 \text{ kN}$$

$$\text{ATTICO,P3° ,P2° ,P1° : } (25 \text{ kN / m} \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 29,28\text{m}) = 87,8 \text{ kN}$$

Telaio 2 :

$$\text{COPERTURA : } (25 \text{ kN / m} \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 18,08\text{m}) = 54,2 \text{ kN}$$

$$\text{ATTICO,P3° ,P2° ,P1° : } (25 \text{ kN / m} \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 29,28\text{m}) = 87,8 \text{ kN}$$

Telaio 3 :

$$\text{COPERTURA : } (25 \text{ kN / m} \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 18,08\text{m}) = 54,2 \text{ kN}$$

$$\text{ATTICO,P3° ,P2° ,P1° : } (25 \text{ kN / m} \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 29,28\text{m}) = 87,8 \text{ kN}$$

Balconi

Piano ATTICO:

Telaio D

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN / m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 1,45\text{m} = 4,35 \text{ kN}$$

Telaio E

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN / m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 1,45\text{m} = 4,35 \text{ kN}$$

Piano 3°:

Telaio B

$$W_{travi_balcone} = 2 \cdot 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 2,95m = 17,7 \text{ kN}$$

Telaio C

$$W_{travi_balcone} = 2 \cdot 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 2,95m = 17,7 \text{ kN}$$

Telaio D

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 1,95m = 5,85 \text{ kN}$$

Telaio E

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 2,46m = 7,38 \text{ kN}$$

Telaio F

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 2,46m = 7,38 \text{ kN}$$

Piano 2°:

Telaio B

$$W_{travi_balcone} = 2 \cdot 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 2,95m = 17,7 \text{ kN}$$

Telaio C

$$W_{travi_balcone} = 2 \cdot 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 2,95m = 17,7 \text{ kN}$$

Telaio D

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 1,95m = 5,85 \text{ kN}$$

Telaio E

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 2,46m = 7,38 \text{ kN}$$

Telaio F

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 2,46\text{m} = 7,38 \text{ kN}$$

Piano 1°:

Telaio H

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 2,95\text{m} = 8,9 \text{ kN}$$

Telaio A

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 2,95\text{m} = 8,9 \text{ kN}$$

Telaio B

$$W_{travi_balcone} = 2 \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 2,95\text{m} = 17,7 \text{ kN}$$

Telaio C

$$W_{travi_balcone} = 2 \cdot 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot 2,95\text{m} = 17,7 \text{ kN}$$

Telaio D

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot (2,95\text{m} + 1,95\text{m}) = 14,7 \text{ kN}$$

Telaio E

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot (2,95\text{m} + 1,95\text{m}) = 14,7 \text{ kN}$$

Telaio F

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot (2,95\text{m} + 1,95\text{m}) = 14,7 \text{ kN}$$

Telaio G

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,30\text{m} \cdot 0,40\text{m} \cdot (2,95\text{m} + 1,95\text{m}) = 14,7 \text{ kN}$$

Telaio L

$$W_{travi_balcone} = 25 \text{ kN} / m^3 \cdot 0,30m \cdot 0,40m \cdot 2,95m = 8,9 \text{ kN}$$

Pertanto l'incidenza delle travi relativa ai diversi piani risulta:

Copertura

$$W_{TRAVI} = 184,6 \text{ kN} + 45,7 + 54,2 + 54,2 + = 338,7 \text{ kN}$$

Piano Attico

$$W_{TRAVI} = 315 \text{ kN} + 87,8 + 87,8 + 87,8 + 4,35 + 4,35 = 587,1 \text{ kN}$$

Piano Terzo

$$W_{TRAVI} = 404,4 \text{ kN} + 87,8 + 87,8 + 87,8 + 17,7 \cdot 2 + 5,9 + 7,4 \cdot 2 = 723,9 \text{ kN}$$

Piano Secondo

$$W_{TRAVI} = 458,5 \text{ kN} + 87,8 + 87,8 + 87,8 + 17,7 \cdot 2 + 5,9 + 7,4 \cdot 2 = 778 \text{ kN}$$

Piano Primo

$$W_{TRAVI} = 481,5 \text{ kN} + 87,8 + 87,8 + 87,8 + 8,9 \cdot 3 + 17,7 \cdot 2 + 14,7 \cdot 4 = 865,8 \text{ kN}$$

▪ Incidenza pilastri

Sintesi delle sezioni e dei relativi pesi dei pilastri che sorreggono i diversi piani.

Telaio H :

	Pilastro SX		Pilastro Centro		Pilastro DX					
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX	Peso Centro	Peso DX	TOT
Copertura							0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN
Attico	30	30	30	30	30	30	7,0 kN	7,0 kN	7,0 kN	20,9 kN
Piano 3	30	30	35	35	30	30	7,0 kN	9,5 kN	7,0 kN	23,4 kN
Piano 2	35	35	40	40	35	35	9,5 kN	12,4 kN	9,5 kN	31,4 kN
Piano 1	35	35	40	40	35	35	10,4 kN	13,6 kN	10,4 kN	34,4 kN

Telaio A :

	Pilastro SX		Pilastro Centro		Pilastro DX		Peso SX	Peso Centro	Peso DX	Pendolari	TOT
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)					
Copertura	0	0	0	0	0	0	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	7,0	7,0 kN
Attico	35	35	40	40	35	35	9,5 kN	12,4 kN	9,5 kN	7,0	38,4 kN
Piano 3	40	40	45	45	40	40	12,4 kN	15,7 kN	12,4 kN	7,0	47,5 kN
Piano 2	40	40	50	50	40	40	12,4 kN	19,4 kN	12,4 kN	7,0	51,2 kN
Piano 1	40	40	50	50	40	40	13,6 kN	21,3 kN	13,6 kN	7,7	56,1 kN

Telaio B :

	Pilastro SX		Pilastro Centro		Pilastro DX		Peso SX	Peso Centro	Peso DX	Pendolari	TOT
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)					
Copertura	35	35	40	40	35	35	9,5 kN	12,4 kN	9,5 kN	7,0	38,4 kN
Attico	35	35	40	40	35	35	9,5 kN	12,4 kN	9,5 kN	7,0	38,4 kN
Piano 3	40	40	45	45	40	40	12,4 kN	15,7 kN	12,4 kN	7,0	47,5 kN
Piano 2	40	40	50	50	40	40	12,4 kN	19,4 kN	12,4 kN	7,0	51,2 kN
Piano 1	40	40	50	50	40	40	13,6 kN	21,3 kN	13,6 kN	7,7	56,1 kN

Telaio C :

	Pilastro SX		Pilastro Centro		Pilastro DX		Peso SX	Peso Centro	Peso DX	Pendolari	TOT
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)					
Copertura	35	35	40	40	40	40	9,5 kN	12,4 kN	12,4 kN	7,0	41,3 kN
Attico	35	35	40	40	40	40	9,5 kN	12,4 kN	12,4 kN	7,0	41,3 kN
Piano 3	40	40	45	45	40	40	12,4 kN	15,7 kN	12,4 kN	7,0	47,5 kN
Piano 2	40	40	50	50	40	40	12,4 kN	19,4 kN	12,4 kN	7,0	51,2 kN
Piano 1	40	40	50	50	40	40	13,6 kN	21,3 kN	13,6 kN	7,7	56,1 kN

Telaio D :

	Pilastro SX		Pilastro Centro		Pilastro DX		Peso SX	Peso Centro	Peso DX	Pendolari	TOT
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)					
Copertura	30	30	35	35	30	30	7,0 kN	9,5 kN	7,0 kN	7,0	30,4 kN
Attico	30	30	45	45	35	35	7,0 kN	15,7 kN	9,5 kN	7,0	39,1 kN
Piano 3	35	35	45	45	35	35	9,5 kN	15,7 kN	9,5 kN	7,0	41,7 kN
Piano 2	40	40	45	45	35	35	12,4 kN	15,7 kN	9,5 kN	7,0	44,6 kN
Piano 1	40	40	45	45	40	40	13,6 kN	17,2 kN	13,6 kN	7,7	52,1 kN

Telaio E :

	Pilastro SX		Pilastro Centro		Pilastro DX		Peso SX	Peso Centro	Peso DX	Pendolari	TOT
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)					
Copertura	30	30	35	35	30	30	7,0 kN	9,5 kN	7,0 kN	7,0	30,4 kN
Attico	30	30	35	35	30	30	7,0 kN	9,5 kN	7,0 kN	7,0	30,4 kN
Piano 3	35	35	35	35	35	35	9,5 kN	9,5 kN	9,5 kN	7,0	35,5 kN
Piano 2	40	40	45	45	35	35	12,4 kN	15,7 kN	9,5 kN	7,0	44,6 kN
Piano 1	40	40	50	50	40	40	13,6 kN	21,3 kN	13,6 kN	7,7	56,1 kN

Telaio F :

	Pilastro SX		Pilastro Centro		Pilastro DX						
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX	Peso Centro	Peso DX	Pendolari	TOT
Copertura	30	30	35	35	30	30	7,0 kN	9,5 kN	7,0 kN	7,0	30,4 kN
Attico	35	35	35	35	35	35	9,5 kN	9,5 kN	9,5 kN	7,0	35,5 kN
Piano 3	40	40	40	40	35	35	12,4 kN	12,4 kN	9,5 kN	7,0	41,3 kN
Piano 2	40	40	45	45	35	35	12,4 kN	15,7 kN	9,5 kN	7,0	44,6 kN
Piano 1	40	40	50	50	40	40	13,6 kN	21,3 kN	13,6 kN	7,7	56,1 kN

Telaio G :

	Pilastro SX		Pilastro Centro		Pilastro DX						
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX	Peso Centro	Peso DX	Pendolari	TOT
Copertura	0	0	35	35	30	30	0,0 kN	9,5 kN	7,0 kN	7,0	23,4 kN
Attico	30	30	40	40	30	30	7,0 kN	12,4 kN	7,0 kN	7,0	33,3 kN
Piano 3	35	35	40	40	35	35	9,5 kN	12,4 kN	9,5 kN	7,0	38,4 kN
Piano 2	35	35	40	40	35	35	9,5 kN	12,4 kN	9,5 kN	7,0	38,4 kN
Piano 1	40	40	40	40	40	40	13,6 kN	13,6 kN	13,6 kN	7,7	48,5 kN

Telaio L :

	Pilastro SX		Pilastro Centro		Pilastro DX						
	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	B (cm)	H (cm)	Peso SX	Peso Centro	Peso DX	Pendolari	TOT
Copertura	0	0	0	0	0	0	0,0 kN	0,0 kN	0,0 kN	7,0	7,0 kN
Attico	30	30	35	35	30	30	7,0 kN	9,5 kN	7,0 kN	7,0	30,4 kN
Piano 3	35	35	40	40	35	35	9,5 kN	12,4 kN	9,5 kN	7,0	38,4 kN
Piano 2	40	40	40	40	40	40	12,4 kN	12,4 kN	12,4 kN	7,0	44,2 kN
Piano 1	40	40	50	50	40	40	13,6 kN	21,3 kN	13,6 kN	7,7	56,1 kN

Pilastrini Balconi:

Piano 3°

$$W_{pilastrini_balconi} = 7 \cdot (25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,3\text{m} \cdot 0,3\text{m} \cdot 3,1\text{m}) = 48,8 \text{ kN}$$

Piano 2°

$$W_{pilastrini_balconi} = 7 \cdot (25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,3\text{m} \cdot 0,3\text{m} \cdot 3,1\text{m}) = 48,8 \text{ kN}$$

Piano 1°

$$W_{pilastrini_balconi} = 15 \cdot (25 \text{ kN} / \text{m}^3 \cdot 0,3\text{m} \cdot 0,3\text{m} \cdot 3,1\text{m}) = 104,6 \text{ kN}$$

Pertanto l'incidenza dei pilastri relativa ai diversi piani risulta:

Copertura

$$W_{pilastrì} = 151,9 / 2 \text{ kN} = 76 \text{ kN}$$

Piano Attico

$$W_{pilastrì} = 151,9 \text{ kN}$$

Piano Terzo

$$W_{pilastrì} = 239,7 \text{ kN}$$

Piano Secondo

$$W_{pilastrì} = 287,6 \text{ kN} + 48,8 \text{ kN} = 336,4 \text{ kN}$$

Piano Primo

$$W_{pilastrì} = 321,8 \text{ kN} + 48,8 \text{ kN} = 370,6 \text{ kN}$$

▪ Incidenza Tamponature

I tamponamenti utilizzati sono a doppia fodera (8 kN/m³) e prevedono:

intonaco interno (2 cm)	0,36 kN/m ²
Fodera interna (10 cm)	0,80 kN/m ²
Fodera esterna (15 cm)	1,2 kN/m ²
Intonaco esterno (2 cm)	0,36 kN/m ²
TOTALE	2,80 kN/m²

$$L_{Tamponature}^{attico} = 2 \cdot 11,06 + 2 \cdot 15,23 + 2 \cdot 2,86 = 58,3 \text{ m}$$

$$L_{Tamponature}^{p.TIPO} = 2 \cdot 11,06 + 2 \cdot 29,29 = 80,7 \text{ m}$$

$$h_{Tamponature} = \text{altezza pilastrò} - \text{altezza trave}$$

- COPERTURA, ATTICO:

$$h_{Tamponature} = 3,1\text{m} - 0,40\text{m} = 2,7\text{m}$$

$$W_{Tamponature} = 58,3 \text{ m} \cdot 2,7 \text{ m} \cdot 2,80 \text{ kN} / \text{m}^2 = 441 \text{ kN} \cdot 0,8 = 353 \text{ kN}$$

Si considera infatti una riduzione del 20% che tiene conto della presenza di aperture (porte e finestre).

In copertura l'incidenza dei tamponamenti si considera dimezzata:

$$W_{\text{Tamponature,COPERTURA}} = 353 \text{ kN/m}^2 / 2 = 177 \text{ kN/m}^2$$

- **P3°, P2°, P1°:**

$$h_{\text{Tamponature}} = 3,1\text{m} - 0,50\text{m} = 2,6\text{m}$$

$$W_{\text{Tamponature}} = 80,7 \text{ m} \cdot 2,6 \text{ m} \cdot 2,80 \text{ kN/m}^2 = 588 \text{ kN} \cdot 0,8 = 470 \text{ kN}$$

8.1.2 Calcolo dei pesi sismici di piano

▪ Peso sismico piano 1°

INCIDENZA SOLAIO	3283 kN
INCIDENZA TRAVI	865,8 kN
INCIDENZA PILASTRI	370,6 kN
INCIDENZA TAMPONATURE	470 kN
<u>TOTALE</u>	<u>4990 kN</u>

▪ Peso sismico piano 2°

INCIDENZA SOLAIO	2680 kN
INCIDENZA TRAVI	778 kN
INCIDENZA PILASTRI	336,4 kN
INCIDENZA TAMPONATURE	470 kN
<u>TOTALE</u>	<u>4264 kN</u>

▪ Peso sismico piano 3°

INCIDENZA SOLAIO	2680 kN
INCIDENZA TRAVI	723,9 kN

INCIDENZA PILASTRI	239,7 kN
INCIDENZA TAMPONATURE	470 kN
<u>TOTALE</u>	<u>4114 kN</u>

▪ Peso sismico ATTICO

INCIDENZA SOLAIO	2473 kN
INCIDENZA TRAVI	587,1 kN
INCIDENZA PILASTRI	151,9 kN
INCIDENZA TAMPONATURE	353 kN
<u>TOTALE</u>	<u>3565 kN</u>

▪ Peso sismico Copertura

INCIDENZA SOLAIO	1049 kN
INCIDENZA TRAVI	338,7 kN
INCIDENZA PILASTRI	76 kN
INCIDENZA TAMPONATURE	177 kN
<u>TOTALE</u>	<u>1641 kN</u>

8.2 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Al paragrafo 7.3.5 la Normativa di riferimento fornisce indicazioni relative alla *RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO* .

Nel caso in cui la risposta venga valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti.

Gli effetti sulla struttura (ad es. sollecitazioni) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi

8.3 Vita nominale, classi d'uso, periodo di riferimento per l'azione sismica

8.3.1 Vita Nominale

Secondo il paragrafo 2.4.1 la vita nominale di un' opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter 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 ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

8.3.2 Classi d'uso

Al §2.4.2 , con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise nelle seguenti classi d'uso:

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.

8.3.4 Periodo di riferimento

Secondo quanto specificato al paragrafo 2.4.3 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, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove il coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II :

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

La costruzione in esame rientra nella tipologia delle opere ordinarie (vita nominale $V_N \geq 50$ anni) ed appartiene alla classe d'uso II relativa ai normali affollamenti (coefficiente d'uso $C_U = 1,0$); il periodo di riferimento in relazione a cui viene valutata l'azione sismica sulla costruzione è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni}$$

9 Valutazione degli effetti del sisma

9.1 Definizione dell'accelerazione di riferimento

9.1.1 Pericolosità sismica di base

Al paragrafo 3.2 della Normativa di riferimento si precisa che le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Essa è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa " a_g " in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie di riferimento orizzontale;
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{V_R} (definite nel § 3.2.1), nel periodo di riferimento V_R (definito nel § 2.4).

Il DM 14-01.2008 definisce le forme spettrali per ciascuna probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di questi parametri sono forniti per ogni sito nell' **ALLEGATO B** alle **NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**: in **TABELLA 1** vengono forniti, per 10751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno T_R (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni) i valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* da utilizzare per definire l'azione sismica.

Per il sito in esame "L'AQUILA", note le coordinate geografiche (ID 26306)

LONGITUDINE	13,422°
LATITUDINE	42,385°

l'allegato fornisce i seguenti parametri di pericolosità sismica con i quali calcolare lo spettro di risposta :

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,789	2,4	0,27
SLD	50	1,041	2,33	0,28
SLV	475	2,608	2,36	0,35
SLC	975	3,341	2,40	0,36

dove l'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10; F_o è dimensionale e T_C^* è espresso in secondi.

9.1.2 Obiettivi prestazionali sismici

Al paragrafo 3.2.1 si precisa che nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati con riferimento alle **PRESTAZIONI** della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Secondo il § 7.1, in mancanza di espresse indicazioni, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito :

1. nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
2. nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni costruttive e progettuali di seguito riportate e siano soddisfatte le verifiche di sicurezza relative al solo SLV.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV , gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il superamento delle verifiche di sicurezza relative allo SLO (§§ 7.3.7.2 e 7.3.7.3).

Per quanto riguarda l'opera in oggetto, non costituendo una struttura di particolare rilevanza (CLASSE D'USO II), gli unici stati limite da verificare sono:

1. SLD
2. SLV

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate in Tab. 3.2.I.

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

9.1.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Secondo quanto indicato al § 7.2.1 la componente verticale deve essere valutata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4 m..... e purchè il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Nel caso in esame, poiché non si verifica nessuna delle sopra citate condizioni, la componente verticale del sisma non viene presa in considerazione.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

9.1.4 Definizione della forma spettrale (a_g, F_0, T_C^*)

La normativa fornisce i parametri a_g, F_0, T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R ottenibile dall'*Allegato A* mediante l'espressione:

$$T_{RIT} = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

che esprime il valore del periodo di ritorno in funzione dei due parametri V_R e P_{V_R} .

$$\underline{\text{SLD}}: T_{RIT} = -\frac{50}{\ln(1-0,63)} = 50 \text{ anni}$$

$$\underline{\text{SLV}}: T_{RIT} = -\frac{50}{\ln(1-0,10)} = 475 \text{ anni}$$

Con riferimento alla Tabella dei Parametri Spettrali relativa al sito de L'AQUILA, i valori di a_g, F_o, T_C^* con i quali andare a calcolare lo spettro di risposta sono:

SLD: $T_R=50$ anni

- $a_g = 0,1041$ g
- $F_o = 2,33$
- $T_C^* = 0,28$ s

SLV: $T_R=475$ anni

- $a_g = 0,2608$ g
- $F_o = 2,36$
- $T_C^* = 0,35$ s

9.1.5 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale \leq a 4,0 s.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Qualche che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{v_r} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

nelle quali T ed S_e sono rispettivamente periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI).

η = fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove T_C^* è definito al paragrafo 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V)

T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

9.1.5.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione per gli stati limite di esercizio.

9.1.5.1.1 Caratteristiche del sito

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi (§ 7.11.3), ma in assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato basato sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Nel caso in esame, la categoria di sottosuolo a cui appartiene L'Aquila è la CATEGORIA "B" relativa alle "rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti".

Coefficiente di amplificazione stratigrafica:

Categoria di sottosuolo B

$$S_s = 1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$$

$$S_s = 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1,40 - 0,4 \cdot 2,33 \cdot \frac{0,1041}{g} = 1,3$$

Essendo $1,3 > 1,2$ (limite superiore previsto):

$$S_s = 1,20$$

Coefficiente di amplificazione topografica:

Categoria topografica T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Il coefficiente di amplificazione topografica viene desunto dalla Tabella 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

$$S_T = 1,00$$

Per poter definire completamente lo spettro di risposta elastico, rimangono da definire i valori dei periodo in corrispondenza dei quali si ha un cambio di comportamento della curva con riferimento ai parametri spettrali relativi allo SLD:

- T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a **VELOCITA' COSTANTE** dello spettro:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1,4189 \cdot 0,28 = 0,3973 \text{ s}$$

essendo per la categoria di sottosuolo B:

$$C_C = 1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20} = 1,10 \cdot (0,28)^{-0,20} = 1,4189$$

- T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto ad **ACCELERAZIONE COSTANTE** dello spettro:

$$T_B = T_C / 3 = 0,3973 / 3 = 0,1324 \text{ s}$$

- T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a **SPOSTAMENTO COSTANTE** dello spettro

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4,0 \cdot \frac{0,1041}{g} + 1,6 = 2,0164 \text{ s}$$

Rimane da determinare il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame T_1 :

secondo il § 7.3.3.2, per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

con

H = altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione

$C_1 = 0,075$ per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato

ne segue che $T_1 = 0,075 \cdot 18,8^{3/4} = 0,68 \text{ s}$

9.1.6 Spettro di risposta elastico in accelerazione per gli stati limite ultimi (SLV)

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

Categoria di sottosuolo B:

$$S_s = 1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$$

$$S_s = 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} = 1,40 - 0,4 \cdot 2,36 \cdot \frac{0,2608 \text{ g}}{g} = 1,15$$

Coefficiente di amplificazione topografica

Categoria topografica T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Il coefficiente di amplificazione topografica viene desunto dalla Tabella 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

da cui $S_T = 1,00$

Per poter definire lo spettro di risposta elastico, rimangono da definire i valori del periodo in corrispondenza dei quali si ha un cambio di comportamento della curva con riferimento ai parametri spettrali relativi allo SLV:

- T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a **VELOCITA' COSTANTE** dello spettro:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 1,357 \cdot 0,35 = 0,4750 \text{ s}$$

essendo per la categoria di sottosuolo B:

$$C_C = 1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20} = 1,10 \cdot (0,35)^{-0,20} = 1,357$$

- T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto ad **ACCELERAZIONE COSTANTE** dello spettro:

$$T_B = T_C / 3 = 0,470 / 3 = 0,1583 \text{ s}$$

- T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a **SPOSTAMENTO COSTANTE** dello spettro

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 4,0 \cdot \frac{0,2608 \text{ g}}{g} + 1,6 = 2,643 \text{ s}$$

Rimane da determinare il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame T_1 :

secondo il § 7.3.3.2, per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

con

H = altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione

$C_1 = 0,075$ per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato

ne segue che $T_1 = 0,075 \cdot 18,8^{3/4} = 0,68$ s

9.1.7 Spettri di risposta di progetto per SLD e SLV

9.1.7.1 Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

In accordo con la normativa (§ 3.2.3.4), per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata.

9.1.7.2 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Secondo quanto riportato dalla normativa al § 3.2.3.5, qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative della struttura possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle sue plasticizzazioni. In tal caso lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4 il valore di η con $\frac{1}{q}$, dove "q" è il fattore di struttura.

9.1.7.2.1 Fattore di struttura

Come indicato al § 7.3.1, il fattore di struttura “q” da utilizzare per ciascuna direzione dell’azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto la non linearità del materiale. Esso può essere calcolato secondo la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u / α_1 tra il valore dell’azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Considerando una Classe di duttilità BASSA (CD”B”), i massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità sono riportati in Tab. 7.4.I:

Tipologia	q_0	
	CD”B”	CD”A”
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

da cui $q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ essendo la struttura in esame “a telaio”.

Per strutture regolari in pianta, la Normativa fornisce diversi valori per $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ a seconda delle caratteristiche relative alle diverse tipologie strutturali: per una struttura a telaio con più piani e più campate il rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,3$.

Pertanto $q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,3 = 3,9$ ed il fattore di struttura $q = q_0 \cdot K_R$ risulta essere pari a:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3,9 \cdot 0,8 = 3,12$$

in cui K_R è stato assunto pari a 0,8 per tenere conto della irregolarità in altezza della struttura in esame.

9.1.8 Calcolo dell'accelerazione di riferimento per SLD e SLV

9.1.8.1 Accelerazione di riferimento per SLD

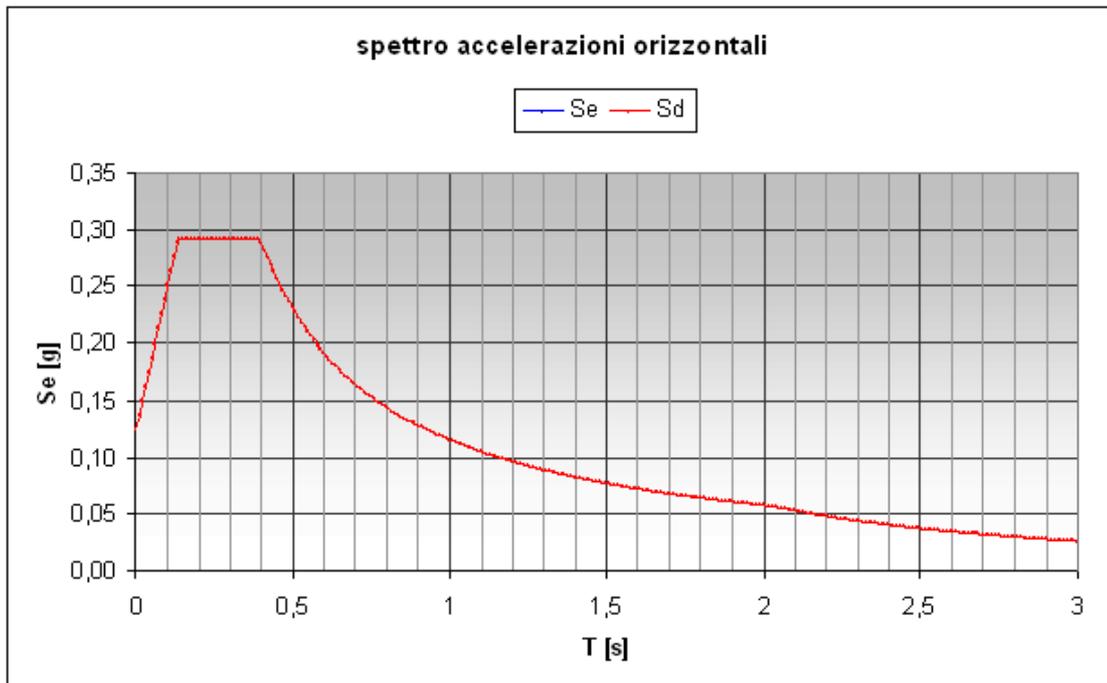
$$T_C = 0,40 \text{ s}$$

$$T_D = 2,02 \text{ s}$$

$$T_C \leq T_1 = 0,68 \text{ s} \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$S_e(T) = 0,1041 \text{ g} \cdot 1,20 \cdot 1 \cdot 2,33 \cdot \left(\frac{0,40}{0,68} \right) = 0,171 \text{ g}$$

$$S_d(T) = 0,1041 \text{ g} \cdot 1,20 \cdot 1 \cdot 2,33 \cdot \left(\frac{0,40}{0,68} \right) = 0,171 \text{ g}$$



9.1.8.2 Accelerazione di riferimento per SLV

Essendo:

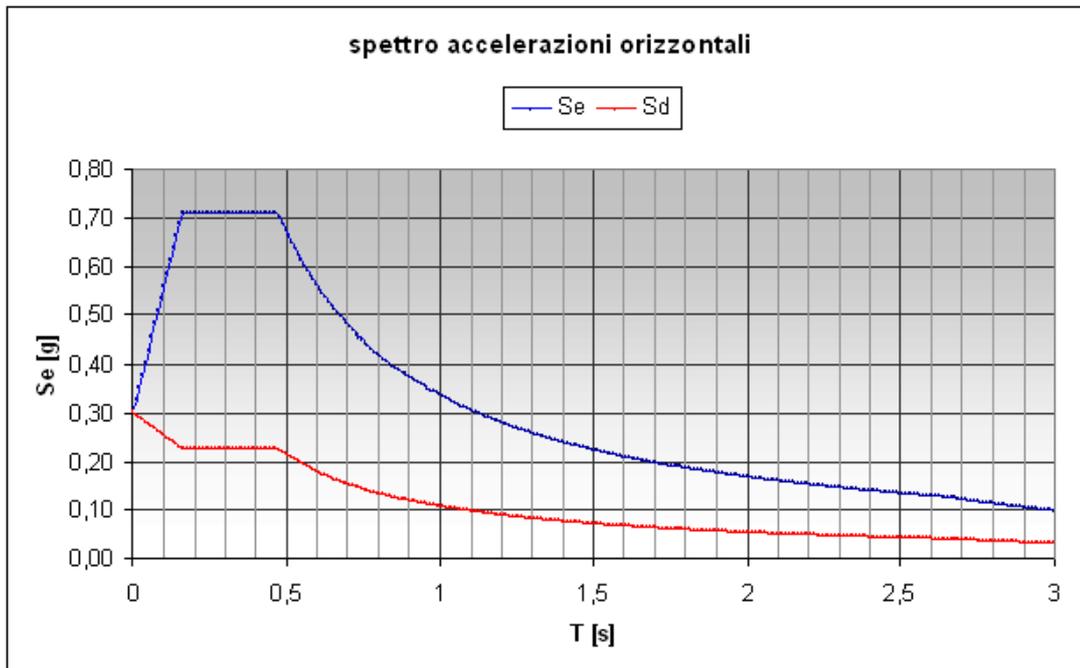
$$T_C = 0,475 \text{ s}$$

$$T_D = 2,64 \text{ s}$$

$$T_C \leq T_1 = 0,68 \text{ s} \leq T_D \quad S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$S_e(T_1) = 0,2608 \text{ g} \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 2,36 \cdot \left(\frac{0,475}{0,68} \right) = 0,494 \text{ g}$$

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) = 0,2608 \text{ g} \cdot 1,15 \cdot \frac{1}{3,12} \cdot 2,36 \cdot \left(\frac{0,475}{0,68} \right) = 0,158 \text{ g}$$



9.2. Analisi sismica della struttura mediante analisi statica equivalente (ASE)

Secondo il § 7.3.3.2, l'analisi statica lineare (o “equivalente”) consiste nell’applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall’azione sismica e può essere effettuata a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Nonostante la struttura in esame non soddisfi il requisito di regolarità in altezza, l’analisi statica lineare (o analisi statica equivalente) viene sviluppata qui di seguito in quanto utile metodo per individuare l’ordine di grandezza dei risultati.

L’entità delle forze si ottiene dall’ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla seguente formula:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j sono i pesi,rispettivamente, dalla massa i e dalla massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definita al § 3.2.3.5

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85, poiché la costruzione ha più di tre orizzontamenti e

$$T_1 = 0,68 \text{ s} < 2T_C = 0,80 \text{ s}$$

g è l'accelerazione di gravità

Indicando $S_d(T_1)$ con " \bar{a} ", F_i può essere riscritta come:

$$F_i = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j} = \bar{a} \cdot \frac{\sum_j W_j}{\sum_j z_j \cdot W_j} \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot z_i \cdot W_i = \bar{a} \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot \frac{z_i}{z_G} \cdot W_i$$

la quale può essere riscritta come $F_i = \bar{a} \cdot \frac{\lambda}{g} \cdot \varphi(z_i) \cdot W_i$, avendo sostituito il rapporto

$\frac{z_i}{z_G}$ con la funzione $\varphi(z_i)$.

Si procede con il calcolo dei diversi $\varphi(z_i) = z_i \cdot \frac{\sum_j W_j}{\sum_j z_j \cdot W_j}$:

Essendo:

$$\underline{PESO\ SISMICO\ COPERTURA} = 1641\ \text{kN}$$

$$\underline{PESO\ SISMICO\ ATTICO} = 3565\ \text{kN}$$

$$\underline{PESO\ SISMICO\ P3^\circ} = 4114\ \text{kN}$$

$$\underline{PESO\ SISMICO\ P2^\circ} = 4264\ \text{kN}$$

$$\underline{PESO\ SISMICO\ P1^\circ} = 4990\ \text{kN}$$

$$z_1 = 3,40\ \text{m}$$

$$z_2 = 6,50\ \text{m}$$

$$z_3 = 9,60\ \text{m}$$

$$z_4 = 12,70\ \text{m}$$

$$z_5 = 15,80\ \text{m}$$

$$\frac{\sum_j W_j}{\sum_j z_j \cdot W_j} = \frac{4990 + 4264 + 4114 + 3565 + 1641}{4990 \times 3,40 + 4264 \times 6,50 + 4114 \times 9,60 + 3565 \cdot 12,70 + 1641 \cdot 15,80} =$$
$$= 0,120\ \frac{1}{m}$$

da cui:

$$\varphi(z_1) = 3,40\text{m} \cdot 0,120\ \frac{1}{m} = 0,408$$

$$\varphi(z_2) = 6,50\text{m} \cdot 0,120\ \frac{1}{m} = 0,780$$

$$\varphi(z_3) = 9,60\text{m} \cdot 0,120\ \frac{1}{m} = 1,152$$

$$\varphi(z_4) = 12,70m \cdot 0,120 \frac{1}{m} = 1,524$$

$$\varphi(z_5) = 15,74m \cdot 0,120 \frac{1}{m} = 1,889$$

9.2.1 SLD

9.2.1 Valutazione numerica delle forze e dei tagli di piano

$$\bar{a}_{SLD} = 0,171 \text{ g}$$

L'ordinata dello spettro di risposta di progetto $S_d(T_1) = \bar{a}_{SLD} = 0,171 \text{ g}$, da cui le **FORZE DI PIANO** allo SLD risultano:

$$F_1 = 0,85 \cdot 0,171 \text{ g} \cdot \frac{4990 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 0,408 = 296 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,85 \cdot 0,171 \text{ g} \cdot \frac{4264 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 0,780 = 484 \text{ kN}$$

$$F_3 = 0,85 \cdot 0,171 \text{ g} \cdot \frac{4114 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 1,152 = 689 \text{ kN}$$

$$F_4 = 0,85 \cdot 0,171 \text{ g} \cdot \frac{3565 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 1,524 = 790 \text{ kN}$$

$$F_5 = 0,85 \cdot 0,171 \text{ g} \cdot \frac{1641 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 1,873 = 451 \text{ kN}$$

Tagli di piano

$$T_1 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 = 2710 \text{ kN}$$

$$T_2 = F_2 + F_3 + F_4 + F_5 = 2414 \text{ kN}$$

$$T_3 = F_3 + F_4 + F_5 = 1930 \text{ kN}$$

$$T_4 = F_4 + F_5 = 1241 \text{ kN}$$

$$T_5 = F_6 = 451 \text{ kN}$$

Taglio alla base

$$T_{base} = \sum_{i=1}^{n.piani} F_i = \sum_{i=1}^{n.piani} \frac{\bar{a}}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_i}{z_G} \cdot W_i = \frac{\bar{a}}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{1}{z_G} \cdot \sum_{i=1}^{n.piani} z_i \cdot W_i = \frac{\bar{a}}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{1}{z_G} \cdot z_G \cdot \sum_{i=1}^{n.piani} W_i$$

$$\text{essendo } z_G = \frac{\sum_i z_i \cdot W_i}{\sum_i W_i}$$

pertanto:

$$T_{base} = \frac{\bar{a}}{g} \cdot \lambda \cdot W_{tot} = 0,171 \cdot 0,85 \cdot (4990 + 4264 + 4114 + 3565 + 1641) \text{ kN} = 2700 \text{ kN}$$

9.2.1.2 Verifiche di deformabilità

Al § 7.3.7 della normativa di riferimento vengono indicati i criteri di verifica agli stati limite di esercizio, secondo cui le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento di funzionalità.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II, gli elementi strutturali possono essere verificati in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali: si deve cioè verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori ai seguenti limiti:

- per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0,005 h$$

- per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamento di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti della struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore e al solaio inferiore.

h è l'altezza di piano.

Ipotizzando per la struttura in esame dei tamponamenti collegati rigidamente alla struttura ed utilizzando una schematizzazione di tipo shear-type, lo spostamento di interpiano d_r risulta pari a:

$$d_r = \delta_i = \frac{T_i \cdot h_i^3}{12EJ_{tot}}$$

dove $J_{tot} = \sum_{i=1}^{n.pilastri} J_i$ = momento d'inerzia complessivo dei tagli di piano

I pilastri esterni a sostegno dei balconi sono pilastri pendolari di tipo "Mesnager" e pertanto sono in grado di resistere alle sole azioni verticali e non a quelle orizzontali dovute al sisma.

Nel seguito si procede con le verifiche e con il successivo calcolo delle sollecitazioni:

Piano Primo

- 7 pilastri 35×35
- 17 pilastri 40×40
- 2 pilastri 45×45

$$J_{\text{pilastri } 35 \times 35}^{\text{totale}} = 7 \cdot \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 875365 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{pilastri } 40 \times 40}^{\text{totale}} = 17 \cdot \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 3626667 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{pilastri } 45 \times 45}^{\text{totale}} = 3 \cdot \frac{45 \cdot 45^3}{12} = 1025156 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{TOTALE}} = 5527188 \text{ cm}^4$$

$$d_r = \delta_i = \frac{T_i \cdot h_i^3}{12EJ_{\text{tot}}} = \frac{2710 \text{ kN} \cdot 3,40^3 \text{ m}^3}{12 \cdot E \cdot 10^3 \text{ kPa} \cdot 5527188 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}$$

Modulo Elastico	$E = E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$
$\delta_1 = \frac{T_1 \cdot h_1^3}{12EJ_{\text{tot}}}$	$\delta_1 = 0,51 \text{ cm}$
<u>VERIFICA</u> $\frac{\delta_1}{h_1} < 0,005$	$\frac{0,51}{340 \text{ cm}} = 0,00115 < 0,005$ SODDISFATTA

Piano Secondo

- 14 pilastri 35×35
- 11 pilastri 40×40
- 2 pilastri 45×45

$$J_{\text{pilastri } 35 \times 35}^{\text{totale}} = 14 \cdot \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 1750729 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{pilastri } 40 \times 40}^{\text{totale}} = 11 \cdot \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 2346667 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{pilastri } 45 \times 45}^{\text{totale}} = 2 \cdot \frac{45 \cdot 45^3}{12} = 683438 \text{ cm}^4$$

$$J_{\text{TOTALE}} = 1750729 + 2346667 + 683438 = 4780834 \text{ cm}^4$$

$$d_r = \delta_i = \frac{T_i \cdot h_i^3}{12EJ_{\text{tot}}} = \frac{2414 \text{ kN} \cdot 3,10^3 \text{ m}^3}{12 \cdot E \cdot 10^3 \text{ kPa} \cdot 4780834 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}$$

Modulo Elastico	$E = E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$
$\delta_2 = \frac{T_2 \cdot h_2^3}{12EJ_{\text{tot}}}$	$\delta_2 = 0,40 \text{ cm}$
<u>VERIFICA</u> $\frac{\delta_2}{h_2} < 0,005$	$\frac{0,40}{310 \text{ cm}} = 0,0013 < 0,005$ SODDISFATTA

Piano Terzo

$$- J_{pilastr\text{30}\times\text{30}}^{totale} = 10 \cdot \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 675000 \text{ cm}^4$$

$$- J_{pilastr\text{35}\times\text{35}}^{totale} = 13 \cdot \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 1625677 \text{ cm}^4$$

$$- J_{pilastr\text{40}\times\text{40}}^{totale} = 4 \cdot \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 853333 \text{ cm}^4$$

$$J_{TOTALE} = 675000 + 1625677 + 853333 = 3154010 \text{ cm}^4$$

$$d_r = \delta_i = \frac{T_i \cdot h_i^3}{12EJ_{tot}} = \frac{1930 \text{ kN} \cdot 3,1^3 \text{ m}^3}{12 \cdot E \cdot 10^3 \text{ kPa} \cdot 3154010 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}$$

Modulo Elastico	$E = E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$
$\delta_3 = \frac{T_3 \cdot h_3^3}{12EJ_{tot}}$	$\delta_3 = 0,48 \text{ cm}$
<u>VERIFICA</u> $\frac{\delta_3}{h_3} < 0,005$	$\frac{0,48}{310 \text{ cm}} = 0,0016 < 0,005$ SODDISFATTA

Piano Attico

$$- J_{pilastr\text{30}\times\text{30}}^{totale} = 15 \cdot \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 1012500 \text{ cm}^4$$

$$- J_{pilastr\text{35}\times\text{35}}^{totale} = 11 \cdot \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 1375573 \text{ cm}^4$$

$$- J_{pilastr\text{40}\times\text{40}}^{totale} = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4$$

$$J_{TOTALE} = 1012500 + 1375573 + 2133333 = 4521406 \text{ cm}^4$$

$$d_r = \delta_i = \frac{T_i \cdot h_i^3}{12EJ_{tot}} = \frac{1241 \text{ kN} \cdot 3,1^3 \text{ m}^3}{12 \cdot E \cdot 10^3 \text{ kPa} \cdot 4521406 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}$$

Modulo Elastico	$E = E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$
$\delta_4 = \frac{T_4 \cdot h_4^3}{12EJ_{tot}}$	$\delta_4 = 0,22 \text{ cm}$
<u>VERIFICA</u> $\frac{\delta_4}{h_4} < 0,005$	$\frac{0,22}{310 \text{ cm}} = 0,0007 < 0,005$ SODDISFATTA

Copertura

$$- J_{pilastr\text{30}\times\text{30}}^{totale} = 12 \cdot \frac{30 \cdot 30^3}{12} = 810000 \text{ cm}^4$$

$$- J_{pilastr\text{35}\times\text{35}}^{totale} = 5 \cdot \frac{35 \cdot 35^3}{12} = 625260 \text{ cm}^4$$

$$d_r = \delta_i = \frac{T_i \cdot h_i^3}{12EJ_{tot}} = \frac{451 \text{ kN} \cdot 3,1^3 \text{ m}^3}{12 \cdot E \cdot 10^3 \text{ kPa} \cdot 1435260 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4}$$

Modulo Elastico	$E = E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$
-----------------	----------------------------------

$\delta_5 = \frac{T_1 \cdot h_1^3}{12EJ_{tot}}$	$\delta_5 = 0,26 \text{ cm}$
<p style="text-align: center;"><u>VERIFICA</u></p> $\frac{\delta_5}{h_5} < 0,005$	$\frac{0,26}{310 \text{ cm}} = 0,0008 < 0,005$ <p style="text-align: center;">SODDISFATTA</p>

9.2.2 SLV

9.2.2.1 Valutazione numerica delle forze e dei tagli di piano

$$\bar{a}_{SLV} = 0,158 \text{ g}$$

L'ordinata dello spettro di risposta di progetto $S_d(T_1) = \bar{a}_{SLV} = 0,158 \text{ g}$, da cui le

FORZE DI PIANO allo SLV risultano:

$$F_1 = 0,85 \cdot 0,158 \text{ g} \cdot \frac{4990 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 0,408 = 273 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0,85 \cdot 0,158 \text{ g} \cdot \frac{4264 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 0,780 = 447 \text{ kN}$$

$$F_3 = 0,85 \cdot 0,158 \text{ g} \cdot \frac{4114 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 1,152 = 636 \text{ kN}$$

$$F_4 = 0,85 \cdot 0,158 \text{ g} \cdot \frac{3565 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 1,524 = 730 \text{ kN}$$

$$F_5 = 0,85 \cdot 0,158 \text{ g} \cdot \frac{1641 \text{ kN}}{\text{g}} \cdot 1,873 = 413 \text{ kN}$$

Tagli di piano

$$T_1 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 = 2499 \text{ kN}$$

$$T_2 = F_2 + F_3 + F_4 + F_5 = 2226 \text{ kN}$$

$$T_3 = F_3 + F_4 + F_5 = 1779 \text{ kN}$$

$$T_4 = F_4 + F_5 = 1143 \text{ kN}$$

$$T_5 = F_5 = 413 \text{ kN}$$

TAGLIO ALLA BASE

$$T_{base} = \sum_{i=1}^{n.piani} F_i = \sum_{i=1}^{n.piani} \frac{\bar{a}}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{z_i}{z_G} \cdot W_i = \frac{\bar{a}}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{1}{z_G} \cdot \sum_{i=1}^{n.piani} z_i \cdot W_i = \frac{\bar{a}}{g} \cdot \lambda \cdot \frac{1}{z_G} \cdot z_G \cdot \sum_{i=1}^{n.piani} W_i$$

$$\text{essendo } z_G = \frac{\sum_i z_i \cdot W_i}{\sum_i W_i}$$

pertanto

$$T_{base} = \frac{\bar{a}}{g} \cdot \lambda \cdot W_{tot} = 0,158 \cdot 0,85 \cdot (4990 + 4264 + 4114 + 3565 + 1641) \text{ kN} = 2494 \text{ kN}$$

9.2.2.2 Calcolo delle sollecitazioni nelle membrature

Secondo quanto riportato al § 7.2.6 della normativa, relativo ai criteri di modellazione della struttura in relazione all'azione sismica, il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza; la modellazione bidimensionale è consentita quando l'edificio è regolare in pianta.

Per quanto riguarda gli edifici (normativa § 7.2.2), una costruzione è regolare in pianta se sono rispettate tutte le seguenti condizioni:

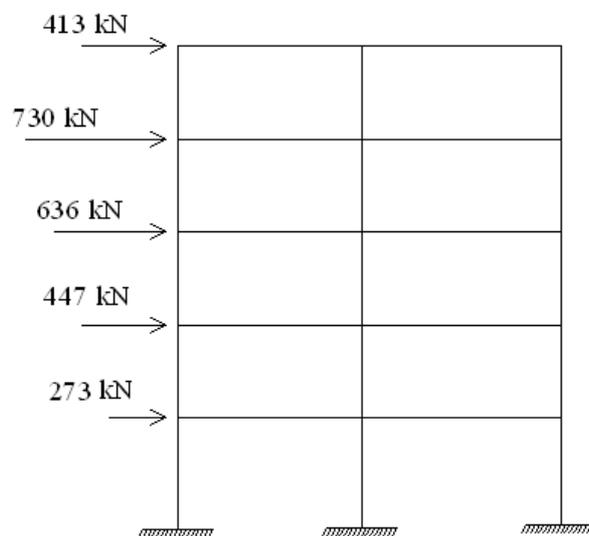
- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Al fine di determinare le sollecitazioni nelle membrature, si considerano due modelli piani separati per le due direzioni di ingresso del sisma a cui vengono applicate le forze di piano.

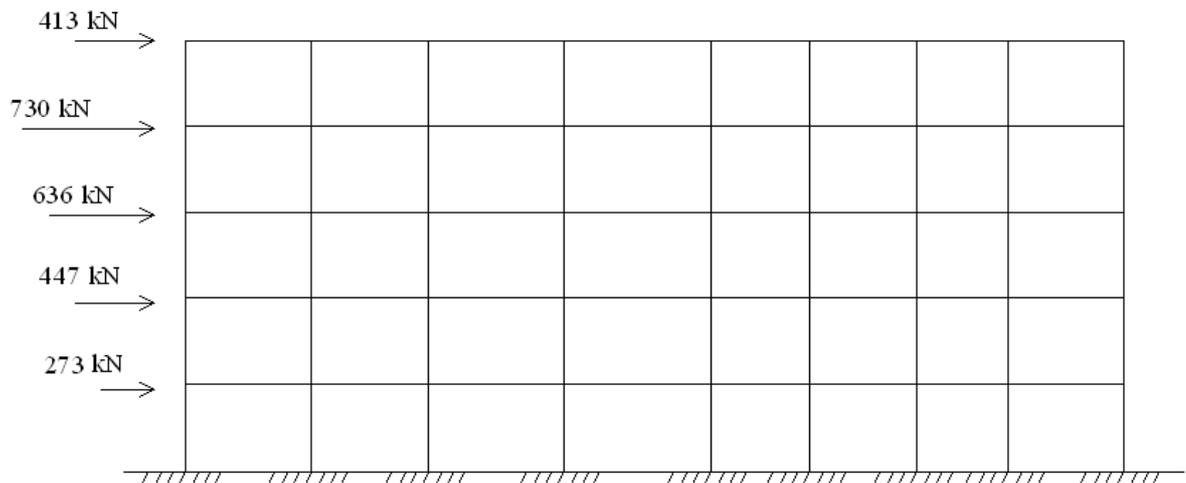
Si ottengono:

1. un telaio costituito da 9 telai schiacciati in direzione X;
2. un telaio costituito da 3 telai schiacciati in direzione Y.

Telaio in direzione X



Telaio in direzione Y



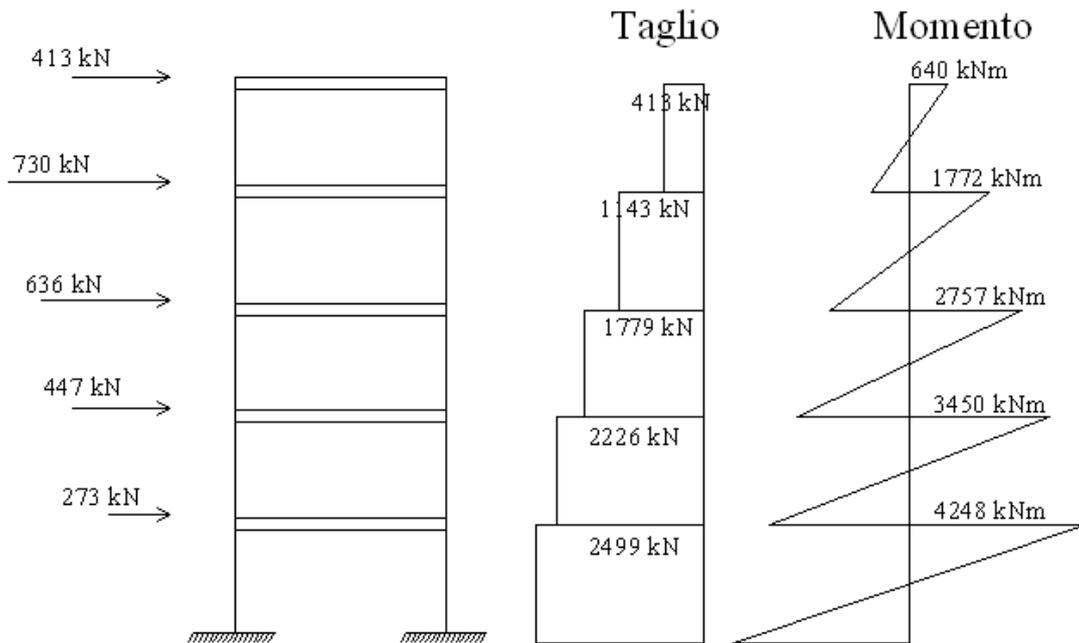
Entrambi i telai devono essere risolti con le giuste rigidezze, pertanto si può procedere:

1. con il metodo di Cross;
2. con il calcolatore;
3. con metodi semplificati per il calcolo manuale.

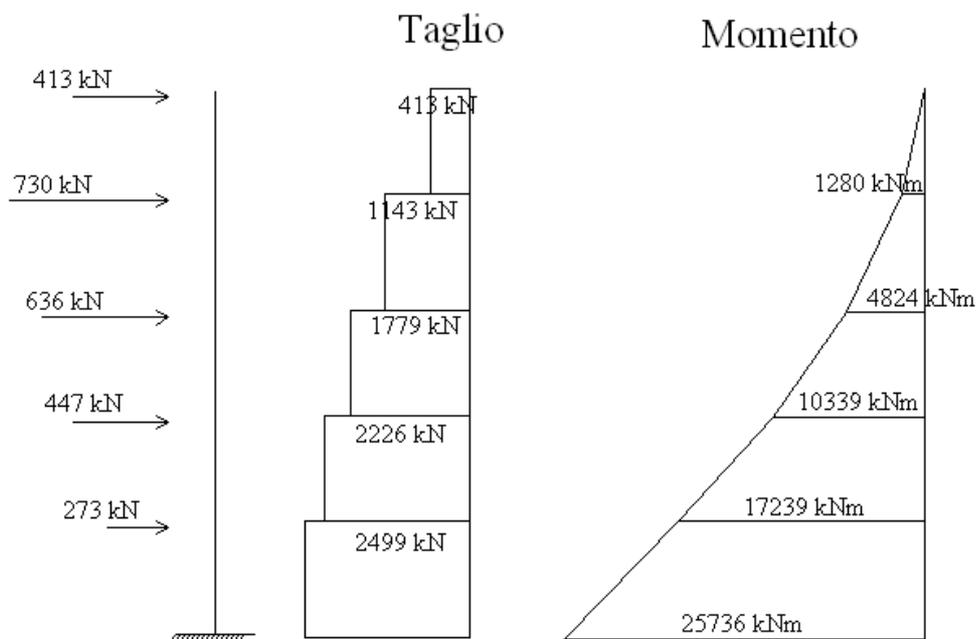
Nell'ultimo caso si può procedere ragionando per *CASI LIMITE*:

- telaio shear-type (hp: travi infinitamente rigide rispetto ai pilastri)
- schema a mensola

CASO LIMITE SHEAR-TYPE



CASO LIMITE MENSOLA



Si tratta dei valori di Taglio e Momento complessivi di piano ed occorre pertanto procedere con la determinazione delle sollecitazioni relative a ciascun pilastro;

nonostante i pilastri appartenenti allo stesso piano non sono uguali fra loro, si procede ugualmente dividendo il valore della sollecitazione totale per il numero di pilastri fra cui si ripartisce al fine di eseguire una semplice valutazione qualitativa delle sollecitazioni:

Caso limite Shear-type

TAGLIO:

$$T_5 = \frac{413 \text{ kN}}{n.\text{pilastri}} = \frac{413 \text{ kN}}{17} = 24,3 \text{ kN}$$

$$T_4 = \frac{1143 \text{ kN}}{n.\text{pilastri}} = \frac{1143 \text{ kN}}{27} = 42,3 \text{ kN}$$

$$T_3 = \frac{1779 \text{ kN}}{n.\text{pilastri}} = \frac{1779 \text{ kN}}{27} = 65,9 \text{ kN}$$

$$T_2 = \frac{2226 \text{ kN}}{n.\text{pilastri}} = \frac{2226 \text{ kN}}{27} = 82,4 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{2499 \text{ kN}}{n.\text{pilastri}} = \frac{2499 \text{ kN}}{27} = 92,6 \text{ kN}$$

MOMENTO:

$$M_5 = \frac{640 \text{ kNm}}{n.\text{pilastri}} = \frac{640 \text{ kNm}}{17} = 37,6 \text{ kNm}$$

$$M_4 = \frac{1772 \text{ kNm}}{n.\text{pilastri}} = \frac{1772 \text{ kNm}}{27} = 65,6 \text{ kN}$$

$$M_3 = \frac{2757 \text{ kNm}}{n.\text{pilastri}} = \frac{2757 \text{ kNm}}{27} = 102,1 \text{ kN}$$

$$M_2 = \frac{3450 \text{ kNm}}{n.\text{pilastri}} = \frac{3450 \text{ kNm}}{27} = 127,8 \text{ kN}$$

$$M_1 = \frac{4248 \text{ kNm}}{n.\text{pilastri}} = \frac{4248 \text{ kNm}}{27} = 157,3 \text{ kN}$$

Caso limite Mensola

TAGLIO:

$$T_5 = \frac{413 \text{ kN}}{n.pilastrri} = \frac{413 \text{ kN}}{17} = 24,3 \text{ kN}$$

$$T_4 = \frac{1143 \text{ kN}}{n.pilastrri} = \frac{1143 \text{ kN}}{27} = 42,3 \text{ kN}$$

$$T_3 = \frac{1779 \text{ kN}}{n.pilastrri} = \frac{1779 \text{ kN}}{27} = 65,9 \text{ kN}$$

$$T_2 = \frac{2226 \text{ kN}}{n.pilastrri} = \frac{2226 \text{ kN}}{27} = 82,4 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{2499 \text{ kN}}{n.pilastrri} = \frac{2499 \text{ kN}}{27} = 92,6 \text{ kN}$$

MOMENTO:

$$M_5 = \frac{1280 \text{ kNm}}{n.pilastrri} = \frac{1280 \text{ kNm}}{17} = 75,3 \text{ kNm}$$

$$M_4 = \frac{4824 \text{ kNm}}{n.pilastrri} = \frac{4824 \text{ kNm}}{27} = 178,7 \text{ kNm}$$

$$M_3 = \frac{10339 \text{ kNm}}{n.pilastrri} = \frac{10339 \text{ kNm}}{27} = 382,9 \text{ kNm}$$

$$M_2 = \frac{17239 \text{ kNm}}{n.pilastrri} = \frac{17239 \text{ kNm}}{27} = 638,5 \text{ kNm}$$

$$M_1 = \frac{25736 \text{ kNm}}{n.pilastrri} = \frac{25736 \text{ kNm}}{27} = 953,2 \text{ kNm}$$

9.3 Effetti dell'eccentricità

Al §7.3.3.2 si precisa che se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali possono essere

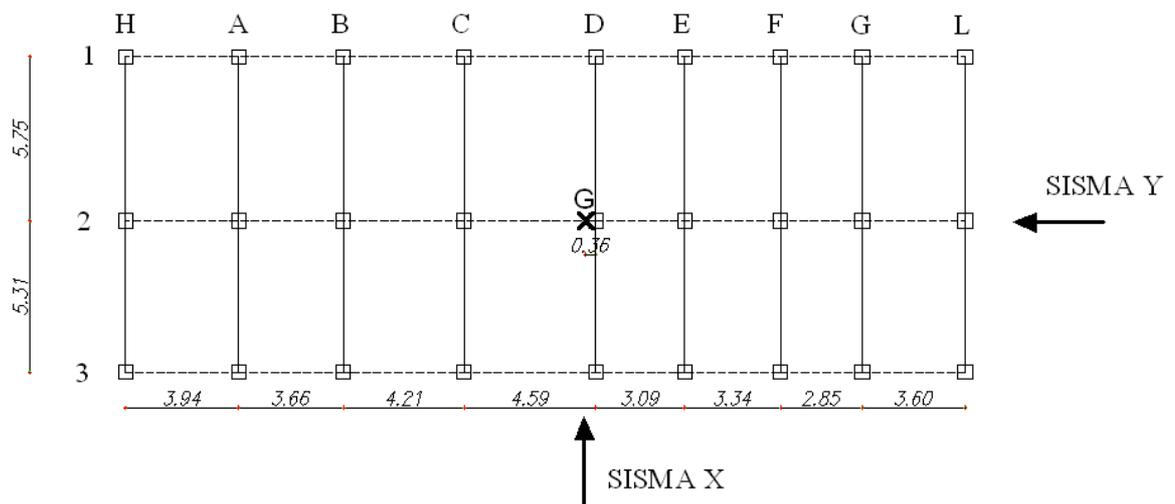
considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente attraverso il fattore δ risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

dove:

x = distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata.

L_e = distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo



SISMA X

$$\text{fila H} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{16,04}{29,28} = 1,33$$

$$\text{fila A} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{12,1}{29,28} = 1,25$$

$$\text{fila B} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{8,44}{29,28} = 1,17$$

$$\text{fila C} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{4,23}{29,28} = 1,09$$

$$\underline{\text{fila D}} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{0,36}{29,28} = 1,00$$

$$\underline{\text{fila E}} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{3,45}{29,28} = 1,07$$

$$\underline{\text{fila F}} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{6,79}{29,28} = 1,14$$

$$\underline{\text{fila G}} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{9,64}{29,28} = 1,20$$

$$\underline{\text{fila L}} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{13,24}{29,28} = 1,27$$

SISMA Y

$$\underline{\text{fila 1}} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{5,71}{11,06} = 1,31$$

$$\underline{\text{fila 2}} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{0,04}{11,06} = 1,00$$

$$\underline{\text{fila 3}} \quad \delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{5,35}{11,06} = 1,29$$

10 Valutazione degli effetti del sisma mediante analisi dinamica modale a spettro di risposta (ADMSR)

10.1 ADMSR a mano

Oltre alla distinzione tra *lineare/non lineare*, i metodi di analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio venga trattato staticamente o dinamicamente.

Come riportato al § 7.3.2, il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi che su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto corrispondente (sistema non dissipativo – sistema dissipativo).

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Così come nell'analisi statica equivalente, l'obiettivo è trovare forze di piano statiche orizzontali da applicare alla struttura, mentre la differenza consiste nel fatto che, nel calcolo dei parametri di risposta del sistema, si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura tramite l'utilizzo dei modi propri di vibrare.

10.1.1 Pesi di piano e Masse

	PESO	MASSA
PIANO 1°	4990 kN	508,7 kNsec ² /m
PIANO 2°	4264 kN	434,7 kNsec ² /m
PIANO 3°	4114 kN	419,4 kNsec ² /m
PIANO ATTICO	3585 kN	363,4 kNsec ² /m
COPERTURA	1641 kN	167,3 kNsec ² /m

10.1.2 Rigidezze di piano

Modulo elastico $E = 314470 \text{ Kg/cm}^2$.

$$\begin{aligned} K_1 &= 7 \cdot \left[\frac{12EJ_{35 \times 35}}{h_1^3} \right] + 17 \cdot \left[\frac{12EJ_{40 \times 40}}{h_1^3} \right] + 3 \cdot \left[\frac{12EJ_{45 \times 45}}{h_1^3} \right] = \\ &= 7 \cdot \left[\frac{12 \cdot 314470 \left(\frac{35 \cdot 35^3}{12} \right)}{340^3} \right] + 17 \cdot \left[\frac{12 \cdot 314470 \left(\frac{40 \cdot 40^3}{12} \right)}{340^3} \right] + 3 \cdot \left[\frac{12 \cdot 314470 \left(\frac{45 \cdot 45^3}{12} \right)}{340^3} \right] = \\ &= 84045 + 348202 + 98427 = 530674 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_2 &= 14 \cdot \left[\frac{12EJ_{35 \times 35}}{h_1^3} \right] + 11 \cdot \left[\frac{12EJ_{40 \times 40}}{h_1^3} \right] + 2 \cdot \left[\frac{12EJ_{45 \times 45}}{h_1^3} \right] = \\ &= 14 \cdot \left[\frac{12 \cdot 314470 \left(\frac{35 \cdot 35^3}{12} \right)}{310^3} \right] + 11 \cdot \left[\frac{12 \cdot 314470 \left(\frac{40 \cdot 40^3}{12} \right)}{310^3} \right] + 2 \cdot \left[\frac{12 \cdot 314470 \left(\frac{45 \cdot 45^3}{12} \right)}{310^3} \right] = \\ &= 221766 + 297253 + 86571 = 605590 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_3 &= 4 \cdot \left[\frac{12EJ_{30 \times 30}}{h_1^3} \right] + 16 \cdot \left[\frac{12EJ_{35 \times 35}}{h_1^3} \right] + 7 \cdot \left[\frac{12EJ_{40 \times 40}}{h_1^3} \right] = \\ &= 34201 + 253447 + 189161 = 476809 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}} \end{aligned}$$

$$K_4 = 16 \cdot \left[\frac{12EJ_{30 \times 30}}{h_1^3} \right] + 10 \cdot \left[\frac{12EJ_{35 \times 35}}{h_1^3} \right] + 1 \cdot \left[\frac{12EJ_{40 \times 40}}{h_1^3} \right] =$$

$$= 136804 + 158404 + 27023 = 322231 \frac{Kg}{cm}$$

$$K_5 = 12 \cdot \left[\frac{12EJ_{30 \times 30}}{h_1^3} \right] + 5 \cdot \left[\frac{12EJ_{35 \times 35}}{h_1^3} \right] =$$

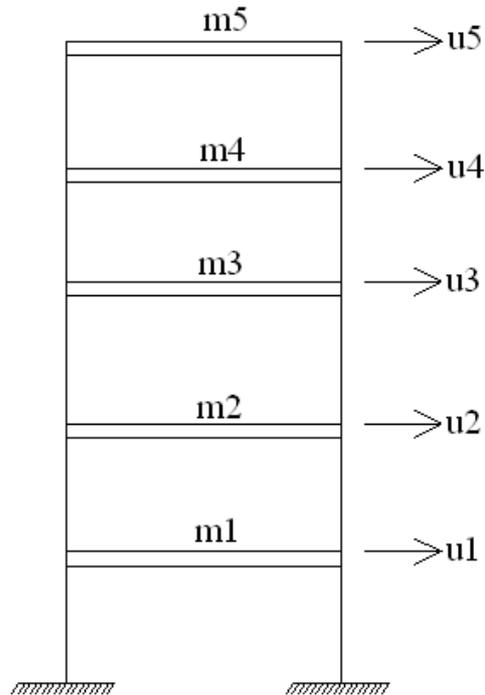
$$= 102603 + 79202 + 27023 = 181805 \frac{Kg}{cm}$$

Raccogliendo e approssimando i risultati:

	<i>kg/cm</i>	<i>kN/cm</i>	<i>kN/m</i>
K_1	530674	5307	530700
K_2	605590	6056	605600
K_3	476809	4768	476800
K_4	322231	3222	322200
K_5	181805	1818	181800

Hp) travi infinitamente rigide rispetto ai pilastri

Schematizzazione Shear-Type



10.1.3 Matrice delle masse [m]

$$[m] = \begin{bmatrix} m1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 508,7 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 434,7 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 419,4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 363,4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 167,3 \end{bmatrix} \frac{\text{kN} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}}$$

10.1.4 Matrice delle rigidezze [k]

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & 0 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 + k_5 & -k_5 \\ 0 & 0 & 0 & -k_5 & k_5 \end{bmatrix} =$$

$$[k] = \begin{bmatrix} 1136300 & -605600 & 0 & 0 & 0 \\ -605600 & 1082400 & -476800 & 0 & 0 \\ 0 & -476800 & 799000 & -322200 & 0 \\ 0 & 0 & -322200 & 504000 & -181800 \\ 0 & 0 & 0 & -181800 & 181800 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

10.1.5 Autovalori

Per calcolare le pulsazioni ω_i relative ai diversi modi di vibrare è necessario risolvere un problema agli autovalori del tipo:

$$([k] - \lambda[m]) \cdot \{u\} = \{0\}$$

Esso costituisce un sistema omogeneo, il quale ammette soluzione diversa da quella banale se e solo se

$$\det([k] - \omega^2[m]) = 0$$

$$\omega^2 = \lambda \quad \text{autovalore del sistema}$$

$$\det \begin{bmatrix} k_1 + k_2 - \lambda m_1 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 - \lambda m_2 & -k_3 & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 - \lambda m_3 & -k_4 & 0 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 + k_5 - \lambda m_4 & -k_5 \\ 0 & 0 & 0 & -k_5 & k_5 - \lambda m_5 \end{bmatrix} = 0$$

Un problema agli autovalori può essere risolto mediante *MATLAB* attraverso la funzione “eig” implementata nel modo seguente:

$$[F, E] = \text{eig}(k, m)$$

MATLAB fornisce la soluzione nella forma:

$$[E] = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \omega_3^2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \omega_4^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \omega_5^2 \end{bmatrix}$$

$$[F] = \left[\begin{array}{c} \left\{ \begin{array}{c} \Phi_1 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \\ \left\{ \begin{array}{c} \Phi_2 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \\ \left\{ \begin{array}{c} \Phi_3 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \\ \left\{ \begin{array}{c} \Phi_4 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \\ \left\{ \begin{array}{c} \Phi_5 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \end{array} \right]$$

dove con Φ_i stanno ad indicare gli auto vettori del problema, mentre la matrice modale assume la forma seguente:

$$[\Phi] = \left[\begin{array}{c} \left\{ \begin{array}{c} \Phi_1 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\}, \left\{ \begin{array}{c} \Phi_2 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\}, \left\{ \begin{array}{c} \Phi_3 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\}, \left\{ \begin{array}{c} \Phi_4 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\}, \left\{ \begin{array}{c} \Phi_5 \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \end{array} \right]$$

Occorre fare attenzione al fatto che di default MATLAB normalizza a modulo unitario (es. $\Phi_1 = \Phi_{11}^2 + \Phi_{21}^2 + \Phi_{31}^2 + \Phi_{41}^2 + \Phi_{51}^2 = 1$), tuttavia ad essa si è preferita una normalizzazione a valore massimo unitario ottenendo i seguenti risultati

E =

1.0e+003 *

0.1281	0	0	0	0
0	0.7358	0	0	0
0	0	1.6358	0	0
0	0	0	2.5422	0
0	0	0	0	4.0605

F =

0.2711	0.4408	-0.4806	-0.7010	0.6517
0.4794	0.5547	-0.2414	0.1816	-1.0000
0.6881	0.3272	0.4224	0.8818	0.6041
0.8821	-0.3229	0.5053	-1.0000	-0.2150
1.0000	-1.0000	-1.0000	0.7466	0.0786

La soluzione del problema agli autovalori risulta pertanto:

$$\lambda_1 = \omega_1^2 = 128,1 \frac{1}{\text{sec}^2}$$

$$\lambda_2 = \omega_2^2 = 735,8 \frac{1}{\text{sec}^2}$$

$$\lambda_3 = \omega_3^2 = 1635,8 \frac{1}{\text{sec}^2}$$

$$\lambda_4 = \omega_4^2 = 2542,2 \frac{1}{\text{sec}^2}$$

$$\lambda_5 = \omega_5^2 = 4060,5 \frac{1}{\text{sec}^2}$$

La radice quadrata degli autovalori rappresenta la pulsazione relativa a ciascun modo di vibrare:

$$\omega_1 = 11,3194 \frac{1}{\text{sec}}$$

$$\omega_2 = 27,1260 \frac{1}{\text{sec}}$$

$$\omega_3 = 40,4447 \frac{1}{\text{sec}}$$

$$\omega_4 = 50,4201 \frac{1}{\text{sec}}$$

$$\omega_5 = 63,7220 \frac{1}{\text{sec}}$$

Poiché il periodo proprio è definito come $T = \frac{2\pi}{\omega}$, ne segue che il periodo

corrispondente a ciascun modo di vibrare risulta:

$$T_1 = 0,5551 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,2316 \text{ sec}$$

$$T_3 = 0,1554 \text{ sec}$$

$$T_4 = 0,1246 \text{ sec}$$

$$T_5 = 0,0986 \text{ sec}$$

10.1.6 Controllo ortogonalità dei modi di vibrare

Per verificare di non avere commesso errori numerici può essere utile procedere con il controllo dell'ortogonalità dei modi vibrare.

Deve risultare:

$$\{\Phi_i\}^T [m] \{\Phi_j\} = \begin{cases} 0 & \text{se } i \neq j \\ M_i^* & \text{se } i = j \end{cases}$$

dove M_i^* rappresenta la massa modale del modo i-esimo.

Si riporta a dimostrazione della correttezza numerica dei risultati:

$$\{\Phi_1\}^T [m] \{\Phi_2\} = 5.6843e-014$$

$$\{\Phi_1\}^T [m] \{\Phi_3\} = -1.7053e-013$$

$$\{\Phi_1\}^T [m] \{\Phi_4\} = 1.7053e-013$$

$$\{\Phi_1\}^T [m] \{\Phi_5\} = -4.6185e-014$$

Attraverso la stessa procedura si può verificare che anche gli altri modi di vibrare sono ortogonali.

10.1.7 Calcolo delle masse modali

$$M_1^* = \{\Phi_1\}^T [m] \{\Phi_1\} = 785,9230 \frac{\text{kN} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}}$$

$$M_2^* = \{\Phi_2\}^T [m] \{\Phi_2\} = 482,6594 \frac{\text{kN} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}}$$

$$M_3^* = \{\Phi_3\}^T [m] \{\Phi_3\} = 477,7405 \frac{\text{kN} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}}$$

$$M_4^* = \{\Phi_4\}^T [m] \{\Phi_4\} = 1047,1 \frac{\text{kN} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}}$$

$$M_5^* = \{\Phi_5\}^T [m] \{\Phi_5\} = 821,6344 \frac{\text{kN} \cdot \text{sec}^2}{\text{m}}$$

10.1.8 Coefficienti di partecipazione

Il coefficiente di partecipazione g_i fornisce una misura qualitativa della quota parte di \ddot{x}_g che viene coinvolta nel moto globale del sistema dal modo di vibrare i -esimo.

L'espressione del coefficiente di partecipazione in forma matriciale è la seguente:

$$g_i = \frac{\{\Phi_i\}^T [m] \{1\}}{\{\Phi_i\}^T [m] \{\Phi_i\}} = \frac{\{\Phi_i\}^T [m] \{1\}}{M_i^*}$$

Mentre quella in forma indiciale è:

$$g_i = \frac{\sum_{j=1}^{n=4} m_j \cdot \Phi_{ji}}{\sum_{j=1}^{n=4} m_j \cdot \Phi_{ji}^2}$$

dove:

i = indice di modo

j = indice di piano

Facendo sempre riferimento alla normalizzazione a valore massimo unitario per gli auto vettori, si ottengono i seguenti coefficienti di partecipazione

$$g_1 = 1.4286$$

$$g_2 = 0.6587$$

$$g_3 = -0.3264$$

$$g_4 = -0.1398$$

$$g_5 = 0,1037$$

10.1.9 Accelerazioni di piano per ogni modo

L'accelerazione al piano j-esimo dovuta al modo i-esimo vale :

$$a_{ji} = \Phi_{ji} \cdot g_i \cdot S_{a,i}$$

dove $S_{a,i} = S_a(T_i)$ è da leggersi sullo “spettro di risposta elastico” diviso per il coefficiente di struttura q, ovvero sullo spettro di progetto allo stato limite ultimo (SLU).

$$\begin{aligned} S_{a,1} &= S_a(T_1) = S_a(0,5551\text{sec}) \\ &= \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \cdot \left(\frac{T_c}{T_1} \right) = \frac{0,2608g \cdot 1,15 \cdot 2,36}{3,12} \cdot \left(\frac{0,475\text{sec}}{0,5551} \right) = 0,194g \end{aligned}$$

$$S_{a,2} = S_a(T_2) = S_a(0,2316 \text{ sec}) = \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} = \frac{0,2608g \cdot 1,15 \cdot 2,36}{3,12} = 0,227g$$

$$S_{a,3} = S_a(T_3) = S_a(0,1554 \text{ sec})$$

$$= \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] = \frac{0,2608 \cdot 1,15 \cdot 2,36}{3,12} \cdot \left[\frac{0,1554}{0,1583} + \frac{3,12}{2,36} \left(1 - \frac{0,1554}{0,1583} \right) \right] = 0,228g$$

$$S_{a,4} = S_a(T_4) = S_a(0,1246 \text{ sec}) =$$

$$= \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] = \frac{0,2608 \cdot 1,15 \cdot 2,36}{3,12} \cdot \left[\frac{0,1246}{0,1583} + \frac{3,12}{2,36} \left(1 - \frac{0,1246}{0,1583} \right) \right] = 0,242g$$

$$S_{a,5} = S_a(T_5) = S_a(0,0986 \text{ sec}) =$$

$$= \frac{a_g \cdot S \cdot F_0}{q} \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] = \frac{0,2608 \cdot 1,15 \cdot 2,36}{3,12} \cdot \left[\frac{0,0986}{0,1583} + \frac{3,12}{2,36} \left(1 - \frac{0,0986}{0,1583} \right) \right] = 0,254g$$

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
PIANO PRIMO	0,0751 g	0,0659 g	0,0358 g	0,0237 g	0,0172 g

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
PIANO 2°	0,1329 g	0,0829 g	0,0180 g	-0,0061 g	-0,0263 g

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
PIANO 3°	0,1907 g	0,0489 g	-0,0314 g	-0,0298 g	0,0159 g

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
ATTICO	0,2445 g	-0,0483 g	-0,0376 g	0,0338 g	-0,0057 g

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
COPERTURA	0,2771 g	-0,1495 g	0,0744 g	-0,0253 g	0,0021 g

10.1.10 Forze di piano per ogni modo

Valutiamo ora le forze di piano che nascono in corrispondenza di ogni piano per ciascun modo di vibrare:

$$F_{ji} = m_j \cdot a_{ji}$$

che rappresenta la forza al piano “j” dovuta al modo “i”, espresse in kN.

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
PIANO 1°	374,9 kN	328,9 kN	178,5 kN	118,3 kN	86,6 kN

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
PIANO 2°	566,6 kN	353,7 kN	76,6 kN	-26,2 kN	-112,3 kN

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
PIANO 3°	784,6 kN	201,3 kN	-129,3 kN	-122,7 kN	65,4 kN

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
ATTICO	871,5 kN	-172,1 kN	-134,0 kN	120,6 kN	-20,2 kN

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5°MODO
COPERTURA	454,8 kN	-245,4 kN	122,1 kN	-41,4 kN	3,4 kN

Il taglio al piede non è altro che la somma delle forze di tutti i piani.

Taglio al piede = 3703,2 kN

Controllo ordine di grandezza taglio totale al piede

Per verificare che l'ordine di grandezza del taglio alla base sia corretto, si può fare una stima della forza orizzontale complessiva dovuta al sisma moltiplicando la massa totale dell'edificio per l'accelerazione spettrale $S_{a,1}$:

$$m_{tot} \cdot S_{a,1} = 1893,5 \cdot 0,169 \cdot 9,81 = 3603,6 \text{ kN}$$

Questo risultato è legato al fatto che in realtà i modi hanno un peso diverso nella determinazione della risposta complessiva della struttura, ma l'ordine di grandezza viene colto.

Ancora meglio se come S_a mettiamo una media pesata.

10.1.11 Massa efficace per ogni modo

La massa efficace della struttura nel modo i -esimo può essere interpretata come la parte di massa totale che risponde al terremoto secondo il modo i -esimo; è una proprietà della struttura e non dipende dalla normalizzazione adottata per gli autovettori.

$$M_{eff,i} = \frac{\left(\{\Phi_i\}^T [m] \{1\}\right)^2}{\{\Phi_i\}^T [m] \{\Phi_i\}} = \frac{\left(\{\Phi_i\}^T [m] \{1\}\right)^2}{M_i^*} = \frac{\left(\sum_{j=1}^{n=5} m_j \cdot \Phi_{ji}\right)^2}{\sum_{j=1}^{n=4} m_j \cdot \Phi_{ji}^2}$$

L'interpretazione della massa efficace è valida solo se si fa riferimento a strutture a telaio con solai rigidi nel piano che quindi distribuiscono le forze secondo le rigidità degli elementi resistenti alle azioni orizzontali.

Secondo quanto riportato al § 7.2.6, gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in c.a., oppure come nel caso in esame con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore.

La massa totale risulta pari alla somma delle masse efficaci dei vari modi:

$$m_{tot} = \sum_{i=1}^n M_{eff,i}$$

Inserendo il coefficiente di partecipazione la massa effettiva può essere espressa come:

$$M_{eff,i} = \frac{\left(\sum_{j=1}^{n=6} m_j \cdot \Phi_{ji} \right)^2}{\sum_{j=1}^{n=6} m_j \cdot \Phi_{ji}^2} = g_i \cdot \left(\sum_{j=1}^{n=6} m_j \cdot \Phi_{ji} \right)$$

I valori delle masse efficaci sono:

$$M_{eff,1} = 1603,9 \frac{kN \cdot sec^2}{m}$$

$$M_{eff,2} = 209,43 \frac{kN \cdot sec^2}{m}$$

$$M_{eff,3} = 50,89 \frac{kN \cdot sec^2}{m}$$

$$M_{eff,4} = 20,45 \frac{kN \cdot sec^2}{m}$$

$$M_{eff,5} = 8,83 \frac{kN \cdot sec^2}{m}$$

Si può fare un controllo sulla massa totale:

$$m_{tot} = M_{eff,1} + M_{eff,2} + M_{eff,3} + M_{eff,4} + M_{eff,5} = 1893,5 \frac{kN \cdot sec^2}{m} \quad \mathbf{OK!}$$

10.1.12 Massa percentuale partecipante per ogni modo

Per capire quanto un singolo modo contribuisce alla risposta complessiva della struttura, si valuta la massa percentuale partecipante del modo come rapporto:

$$M_{\%,i} = \frac{M_{eff,i} \cdot 100}{m_{tot}}$$

Nel caso in esame si ha:

$$M_{\%,1} = 84,7 \%$$

$$M_{\%,2} = 11,1 \%$$

$$M_{\%,3} = 2,7 \%$$

$$M_{\%,4} = 1,1 \%$$

$$M_{\%,5} = 0,5 \%$$

Si può notare che il primo modo è largamente predominante nella determinazione della risposta complessiva della struttura.

A tale proposito la Normativa precisa al § 7.3.3.1 che devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, ed è pertanto opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

10.1.13 Spostamenti di piano per ogni modo

Dalle equazioni differenziali disaccoppiate di ciascun modo:

$$K_i^* Y_{iMAX} = M_i^* (g_i \cdot S_{a,i})$$

è possibile ricavare l'espressione degli spostamenti relativi ai 5 oscillatori semplici modali o generalizzati in cui è stata scomposta la struttura;

$$Y_{iMAX} = \frac{g_i}{\omega_i^2} \cdot S_{a,i}$$

$$Y_{1MAX} = \frac{g_1}{\omega_1^2} \cdot S_{a,1} = 2,122 \text{ cm}$$

$$Y_{2MAX} = \frac{g_2}{\omega_2^2} \cdot S_{a,2} = 1,994 \cdot 10^{-1} \text{ cm}$$

$$Y_{3MAX} = \frac{g_3}{\omega_3^2} \cdot S_{a,3} = -4,46 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

$$Y_{4MAX} = \frac{g_4}{\omega_4^2} \cdot S_{a,4} = -1,31 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

$$Y_{5MAX} = \frac{g_5}{\omega_5^2} \cdot S_{a,5} = 6,4 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

Una volta noti gli $Y_{i,MAX}$ relativi ai 5 oscillatori semplici modali in cui abbiamo scomposto la nostra struttura, si possono determinare gli spostamenti di piano massimi associati ad ogni singolo modo di vibrare come segue:

$$(x_{ji})_{MAX} = \Phi_{ji} \cdot Y_{iMAX} = \Phi_{ji} \cdot \frac{g_i}{\omega_i^2} \cdot S_{a,i} = \frac{(F_{ji})_{MAX}}{m_j \cdot \omega_i^2}$$

Con i = indice di modo

j = indice di piano

Gli spostamenti di piano, espressi in cm, sono riassunti nella tabella seguente:

	1° MODO	2° MODO	3° MODO	4° MODO	5° MODO
PIANO 1°	0,5752 cm	0,0879 cm	0,0214 cm	0,0091 cm	0,0041 cm
PIANO 2°	1,0173 cm	0,1106 cm	0,0108 cm	-0,0024 cm	-0,0064 cm
PIANO 3°	1,4600 cm	0,0652 cm	-0,0189 cm	-0,0115 cm	0,0038 cm
ATTICO	1,8717 cm	-0,0644 cm	-0,0225 cm	0,0131 cm	-0,0014 cm
COPERTURA	2,1219 cm	-0,1994 cm	0,0446 cm	-0,0097 cm	0,0005 cm

La sovrapposizione degli effetti dei diversi modi di vibrare (spostamenti, forze, tagli, momenti...), resa possibile dall'ipotesi di elasticità lineare, non si effettua però sommando contemporaneamente tutti i massimi, perché i massimi delle $Y_i(t)$, che

sono i g.d.l. modali degli oscillatori semplici in cui abbiamo scomposto la struttura, non si verificano nello stesso istante temporale.

Per via sperimentale si è visto che si può operare per quadratura degli effetti E_i dei diversi modi, cioè:

$$E_{MAX} = \sqrt{\sum_{i=1}^n E_{i,MAX}^2} < \sum_{i=1}^n E_{i,MAX} \quad (\text{SRSS})$$

10.1.14 Valutazione dei tagli di piano

Esistono 3 possibilità per valutare i tagli di piano:

1. quadratura degli spostamenti
2. quadratura delle forze
3. quadratura dei tagli

10.1.14.1 Quadratura degli spostamenti:

$$\{\alpha\} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n \text{ modi}} \{\alpha^{(i)}\}^2} = \sqrt{\{\alpha^{(1)}\}^2 + \{\alpha^{(2)}\}^2 + \{\alpha^{(3)}\}^2 + \{\alpha^{(4)}\}^2}$$

Spostamento totale 1° PIANO:

$$\{\alpha_1\} = 0,5823 \text{ cm}$$

Spostamento totale 2° PIANO:

$$\{\alpha_2\} = 1,0234 \text{ cm}$$

Spostamento totale 3° PIANO:

$$\{\alpha_3\} = 1,4617 \text{ cm}$$

Spostamento totale ATTICO:

$$\{\alpha_4\} = 1,8730 \text{ cm}$$

Spostamento totale COPERTURA:

$$\{\alpha_5\} = 2,1317 \text{ cm}$$

Una volta calcolato il vettore $\{\alpha\}$, lo si moltiplica per la matrice di rigidezza $[k]$ così da ottenere le forze agenti in ciascun piano, da cui è possibile valutare i tagli di piano:

$$\{F\} = [k] \cdot \{\alpha\}$$

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 801000 & -400500 & 0 & 0 & 0 \\ -400500 & 828200 & -427700 & 0 & 0 \\ 0 & -427700 & 724200 & -296500 & 0 \\ 0 & 0 & -296500 & 593000 & -296500 \\ 0 & 0 & 0 & -296500 & 296500 \end{bmatrix} \frac{1 \text{ kN}}{100 \text{ cm}} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \end{Bmatrix}$$

I tagli di piano risultano:

$$\begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \\ T_4 \\ T_5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 \\ F_2 + F_3 + F_4 + F_5 \\ F_3 + F_4 + F_5 \\ F_4 + F_5 \\ F_5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3090,4 \text{ kN} \\ 2671 \text{ kN} \\ 2089,7 \text{ kN} \\ 1325,3 \text{ kN} \\ 470,4 \text{ kN} \end{Bmatrix}$$

10.1.14.2 Quadratura delle forze

Si determinano i 5 vettori delle forze per ciascun modo di vibrare, poi si effettua la quadratura delle forze piano per piano:

$$\{F^{(i)}\} = [k] \{\alpha^{(i)}\}$$

Gli $\{F^{(i)}\}$ sono:

F1 =

374.8945
566.6168
784.5850
871.4989
454.8466

F2 =

328.9462
353.6834
201.2695
-172.1092
-245.4103

F3 =

178.4582
76.5975
-129.3214
-134.0432
122.1244

F4 =

118.3260
-26.1982
-122.7045
120.5788
-41.4442

F5 =

85.6329
-112.2862
65.4440
-20.1851
3.3957

Si esegue poi la quadratura delle forze piano:

$$\{F\} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n \text{ mod } i} \{F^{(i)}\}^2} = \sqrt{\{F^{(1)}\}^2 + \{F^{(2)}\}^2 + \{F^{(3)}\}^2 + \{F^{(4)}\}^2 + \{F^{(5)}\}^2}$$

$$FP1 = 549.4841$$

$$FP2 = 682.1350$$

$$FP3 = 831.9534$$

$$F_{\text{pianoattico}} = 906.6676$$

$$FCOP = 532.6868$$

I tagli di piano risultano:

$$\begin{Bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \\ T_4 \\ T_5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 \\ F_2 + F_3 + F_4 + F_5 \\ F_3 + F_4 + F_5 \\ F_4 + F_5 \\ F_5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3502,9 \text{ kN} \\ 2953,4 \text{ kN} \\ 2271,3 \text{ kN} \\ 1439,4 \text{ kN} \\ 532,7 \text{ kN} \end{Bmatrix}$$

10.1.14.3 Quadratura dei tagli

A partire dai 5 vettori delle forze di ogni singolo modo di vibrare, è immediato calcolare i 5 vettori dei tagli provocati da ogni singolo modo di vibrare.

Vettori dei tagli di ogni singolo modo di vibrare:

$$\{T^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} F_1^{(1)} + F_2^{(1)} + F_3^{(1)} + F_4^{(1)} + F_5^{(1)} \\ F_2^{(1)} + F_3^{(1)} + F_4^{(1)} + F_5^{(1)} \\ F_3^{(1)} + F_4^{(1)} + F_5^{(1)} \\ F_4^{(1)} + F_5^{(1)} \\ F_5^{(1)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 3052,4 \text{ kN} \\ 2677,5 \text{ kN} \\ 2110,9 \text{ kN} \\ 1326,3 \text{ kN} \\ 454,8 \text{ kN} \end{Bmatrix}$$

$$\{T^{(2)}\} = \begin{Bmatrix} 466,4 \text{ kN} \\ 137,4 \text{ kN} \\ -216,3 \text{ kN} \\ -417,5 \text{ kN} \\ -245,4 \text{ kN} \end{Bmatrix}$$

$$\{T^{(3)}\} = \begin{Bmatrix} 113,8 \text{ kN} \\ -64,6 \text{ kN} \\ -141,2 \text{ kN} \\ -11,9 \text{ kN} \\ 122,1 \text{ kN} \end{Bmatrix}$$

$$\{T^{(4)}\} = \begin{Bmatrix} 22 \text{ kN} \\ -63,6 \text{ kN} \\ -48,7 \text{ kN} \\ -16,8 \text{ kN} \\ 3,4 \text{ kN} \end{Bmatrix}$$

$$\{T^{(5)}\} = \begin{Bmatrix} 5 \text{ kN} \\ -16,2 \text{ kN} \\ 24,2 \text{ kN} \\ -15,7 \text{ kN} \\ 15 \text{ kN} \end{Bmatrix}$$

In seguito, si effettua la quadratura dei tagli di piano:

$$\{T\} = \sqrt{\sum_{i=1}^{n \text{ mod } i} \{T^{(i)}\}^2} = \sqrt{\{T^{(1)}\}^2 + \{T^{(2)}\}^2 + \{T^{(3)}\}^2 + \{T^{(4)}\}^2}$$

Taglio del 1° piano:

$$\{T_1\} = 3090,7 \text{ kN}$$

Taglio del 2° piano:

$$\{T_2\} = 2683,5 \text{ kN}$$

Taglio del 3° piano:

$$\{T_3\} = 2127,7 \text{ kN}$$

Taglio del 4° piano:

$$\{T_4\} = 1392,9 \text{ kN}$$

Taglio del 5° piano:

$$\{T_5\} = 532,7 \text{ kN}$$

RIASSUNTO DEI TAGLI DI PIANO

	<u>Quadratura SPOSTAMENTI</u>	<u>Quadratura FORZE</u>	<u>Quadratura TAGLI</u>
<u>Taglio 1° Piano</u>	3090,4 kN	3502,9 kN	3090,7 kN
<u>Taglio 2° Piano</u>	2671 kN	2953,4 kN	2683,5 kN
<u>Taglio 3° Piano</u>	2089,7 kN	2271,3 kN	2127,7 kN
<u>Taglio Attico</u>	1325,3 kN	1439,4 kN	1392,9 kN
<u>Taglio Copertura</u>	470,4 kN	532,7 kN	532,7 kN

Con l'analisi statica equivalente, facendo riferimento ad una schematizzazione di tipo shear type, si erano ottenuti i seguenti tagli di piano:

$$T_1 = 2499 \text{ kN}$$

$$T_2 = 2226 \text{ kN}$$

$$T_3 = 1779 \text{ kN}$$

$$T_4 = 1143 \text{ kN}$$

$$T_5 = 413 \text{ kN}$$

A partire dai valori dei tagli di piano ricavati tramite “quadratura dei tagli”, si procede al calcolo delle sollecitazioni sui singoli pilastri:

Poiché i pilastri appartenenti allo stesso piano non hanno tutti uguale sezione, è opportuno ridistribuire le sollecitazioni proporzionalmente alle rigidezze degli elementi strutturali in gioco come segue:

- Il $T_5 = 532,7 \text{ kN}$ viene assorbito da 12 pilastri 30x30 e 5 pilastri 35x35;
- Il $T_4 = 1392,9 \text{ kN}$ viene assorbito da 16 pilastri 30x30 e 10 pilastri 35x35 e 1 pilastro 40x40;
- Il $T_3 = 2127,7 \text{ kN}$ viene assorbito da 4 pilastri 30x30 e 16 pilastri 35x35 e 7 pilastri 40x40;
- Il $T_2 = 2683,5 \text{ kN}$ viene assorbito da 14 pilastri 35x35 e 11 pilastri 40x40 e 2 pilastri 45x45;
- Il $T_1 = 3090,7 \text{ kN}$ viene assorbito da 7 pilastri 35x35 e 17 pilastri 40x40 e 3 pilastri 45x45.

TAGLIO SOLLECITANTE [kN]

Nel seguito viene indicato come “pilastro 1” il pilastro con sezione minore, “pilastro 2” il pilastro con sezione intermedia e “pilastro 3” quello con sezione maggiore.

Piano Primo

Taglio pilastro1	69,9
Taglio pilastro2	119,3
Taglio pilastro3	191,1

Piano Secondo

Taglio pilastro1	70,2
Taglio pilastro2	119,7
Taglio pilastro3	191,8

Piano Terzo

Taglio pilastro1	38,2
Taglio pilastro2	70,7
Taglio pilastro3	120,6

Piano Attico

Taglio pilastro1	37,0
Taglio pilastro2	68,5
Taglio pilastro3	116,8

Copertura

Taglio pilastro1	25,1
Taglio pilastro2	46,4

MOMENTO SOLLECITANTE [kNm]

Piano Primo (Mtot = 5254,2 kNm)

Momento pilastro 1	118,9
Momento pilastro 2	202,8
Momento pilastro 3	324,8

Piano Secondo (Mt_{tot} = 4159,4 kNm)

Momento pilastro	
1	108,8
Momento pilastro	
2	185,6
Momento pilastro	
3	297,3

Piano Terzo (Mt_{tot} = 3297,9 kNm)

Momento pilastro	
1	59,1
Momento pilastro	
2	109,6
Momento pilastro	
3	186,9

Piano Attico (Mt_{tot} = 2159 kNm)

Momento pilastro	
1	57,3
Momento pilastro	
2	106,1
Momento pilastro	
3	181,1

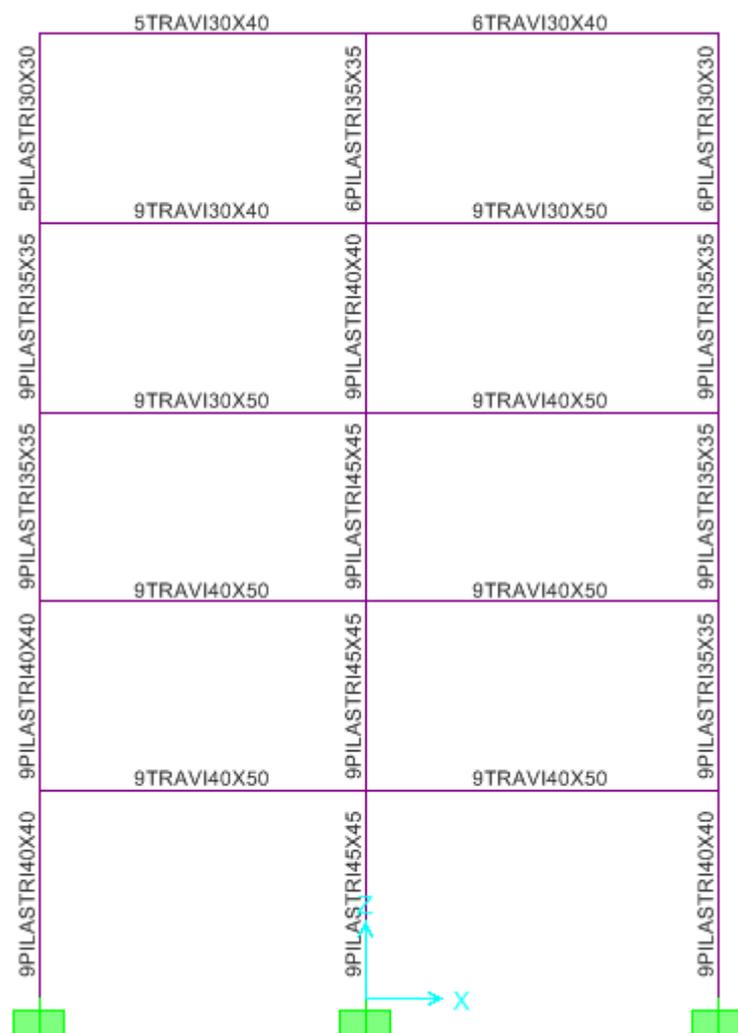
Copertura (Mt_{tot} = 825,7 kNm)

Momento pilastro	
1	38,8
Momento pilastro	
2	71,9

10.2 ADMSR mediante SAP2000***10.2.1 Modello 2D***

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti relativi ad un telaio 2D reso equivalente ad un telaio 3D mediante modifica dei fattori di rigidezza dei diversi elementi strutturali.

Il telaio rappresentativo in esame è il seguente:

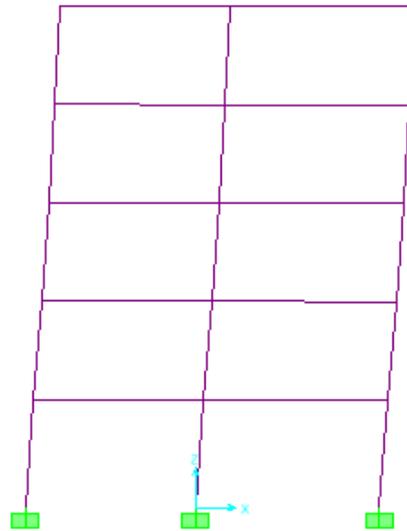


Rigidezze effettive

Eliminando l'ipotesi utilizzata nel calcolo manuale di *travi infinitamente rigide rispetto ai pilastri* e quindi con riferimento alle *effettive rigidezze*, una volta implementato lo spettro di progetto, l'analisi modale a spettro di risposta restituisce i seguenti risultati:

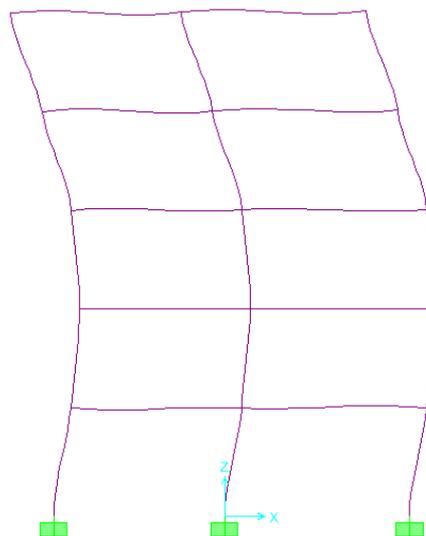
Forma modale 1 :

$T_1 = 0,70252 \text{ sec}$ (a mano 0,5551 sec)



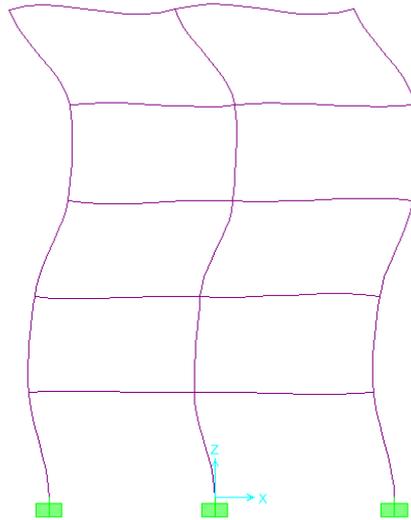
Forma modale 2 :

$T_2 = 0,26733 \text{ sec}$ (a mano 0,2316 sec)



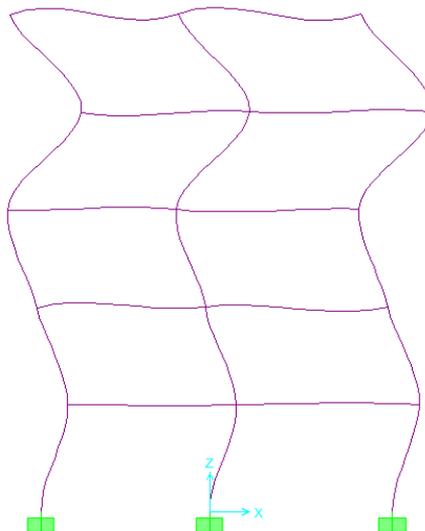
Forma modale 3 :

$T_3 = 0,17283 \text{ sec}$ (a mano 0,1554 sec)



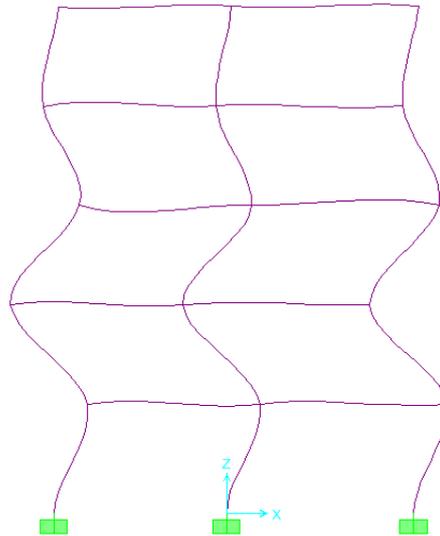
Forma modale 4 :

$T_4 = 0,12122 \text{ sec}$ (a mano 0,1246 sec)



Forma modale 5 :

$T_5 = 0,09075$ sec (a mano 0,0986 sec)



10.2.1.1 Sintesi delle sollecitazioni

Le combinazioni delle azioni cui si farà riferimento nel seguito sono le seguenti:

	<i>Sisma direzione X</i>	<i>Sisma direzione Y</i>	<i>Azioni statiche (Combinazione quasi permanente)</i>
Combinazione 1	1	0	0
Combinazione 2	0	1	0
Combinazione 3	± 1	$\pm 0,3$	1
Combinazione 4	$\pm 0,3$	± 1	1

COMBINAZIONE 1

Sollecitazioni pilastri

Taglio sismico [kN]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
PIANO 1°	71	122	74
PIANO 2°	69	118	48
PIANO 3°	40	101	46
PIANO ATTICO	33	58	34
COPERTURA	20	41	22

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
<i>PIANO 1°</i>	148	246	152
<i>PIANO 2°</i>	112	184	77
<i>PIANO 3°</i>	64	163	74
<i>PIANO ATTICO</i>	55	98	54
<i>COPERTURA</i>	31	64	37

Sollecitazioni travi

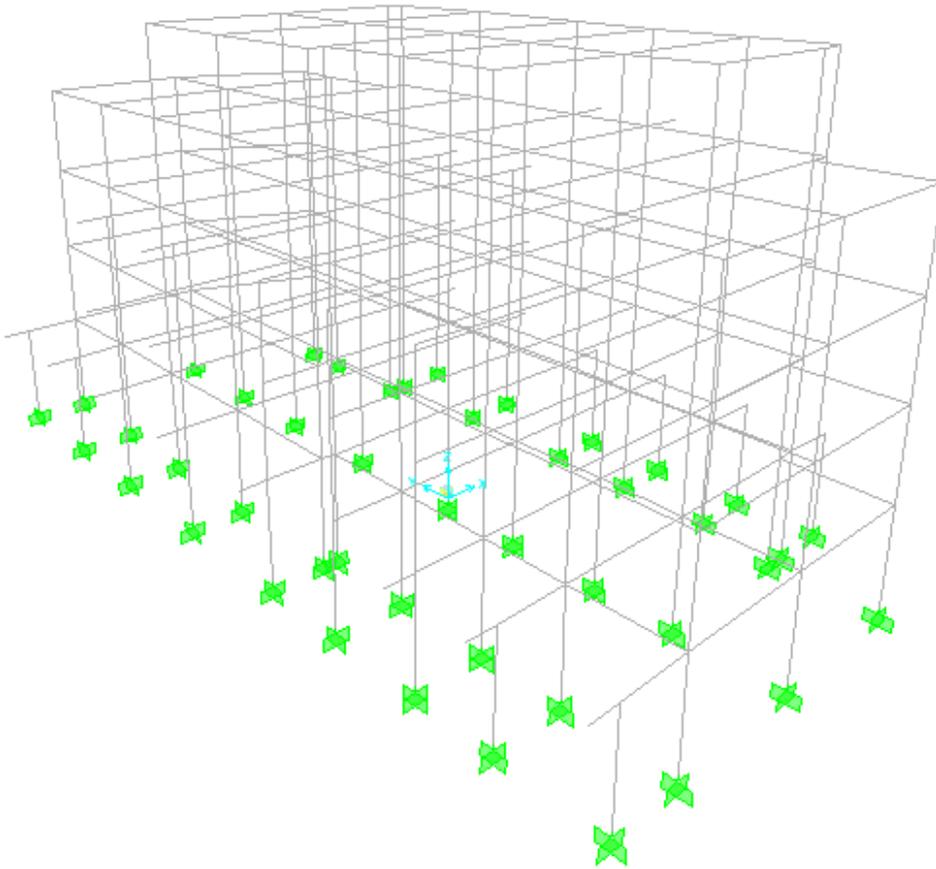
Taglio sismico [kN] :

	ADMSR mediante SAP	
	<i>TRAVE SX</i>	<i>TRAVE DX</i>
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
<i>COPERTURA</i>	6,1	9,0
<i>PIANO ATTICO</i>	25,9	24,1
<i>PIANO 3°</i>	41,1	44,1
<i>PIANO 2°</i>	64,8	52,5
<i>PIANO 1°</i>	127,8	87,8

Momento flettente sismico massimo [kNm] :

	ADMSR mediante SAP	
	<i>TRAVE SX</i>	<i>TRAVE DX</i>
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
<i>COPERTURA</i>	17,1	27,5
<i>PIANO ATTICO</i>	69,8	71,9
<i>PIANO 3°</i>	109,5	130,2
<i>PIANO 2°</i>	173,5	155,5
<i>PIANO 1°</i>	347,6	255,0

10.2.2 Modello 3D



10.2.2.1 Verifiche di deformabilità allo SLD

Viene preso in esame il valore di spostamento di interpiano d_r più sfavorevole, ovvero quello relativo al piano primo interessato dal taglio maggiore e dall'altezza di interpiano maggiore ($h = 3,4$ m).

$$d_r = 0,76 \text{ cm} < 0,005 \cdot 340 \text{ cm} = 1,7 \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

10.2.2.2 Calcolo delle sollecitazioni allo SLV

Per tutti i pilastri di estremità si considera un'eccentricità $e = 1,3$, mentre per le travi si considera l'eccentricità δ corrispondente al telaio di appartenenza.

TELAIO "A"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
<i>COPERTURA</i>	0	0	0
<i>PIANO ATTICO</i>	30,9	62	31
<i>PIANO 3°</i>	58,8	106,2	61,2
<i>PIANO 2°</i>	74,5	151,9	62,5
<i>PIANO 1°</i>	82,4	172	69,7

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>			<i>ADMSR mediante SAP</i>		
	<i>SENZA ECCENTRICITA'</i>			<i>CON ECCENTRICITA'</i>		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
<i>COPERTURA</i>				0,0	0,0	0,0
<i>PIANO ATTICO</i>	54,0	104,0	54,0	70,2	104,0	70,2
<i>PIANO 3°</i>	98,0	179,0	100,0	127,4	179,0	130,0
<i>PIANO 2°</i>	124,0	239,0	98,0	161,2	239,0	127,4
<i>PIANO 1°</i>	159,0	353,0	145,0	206,7	353,0	188,5

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,25$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>	
	<i>TRAVE SX</i>	<i>TRAVE DX</i>
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
<i>COPERTURA</i>	0,0	0,0
<i>PIANO ATTICO</i>	20,5	22,7
<i>PIANO 3°</i>	50,5	56,9
<i>PIANO 2°</i>	70,7	77,7
<i>PIANO 1°</i>	100,3	78,0

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA			0,0	0,0
PIANO 4°	56,0	58,0	70,0	72,5
PIANO 3°	138,0	146,0	172,5	182,5
PIANO 2°	189,0	195,0	236,3	243,8
PIANO 1°	279	196,0	348,8	245,0

TELAIO "B"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	Pilastro SX	Pilastro Centro	Pilastro DX
COPERTURA	22,5	45,4	24
PIANO ATTICO	43,8	85,8	45,3
PIANO 3°	63	114,9	66
PIANO 2°	67,8	150,4	71
PIANO 1°	75	168,1	76,1

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx
COPERTURA	38,0	75,0	40,0	49,4	75,0	52,0
PIANO ATTICO	71,0	136,0	73,0	92,3	136,0	94,9
PIANO 3°	101,0	190,0	106,0	131,3	190,0	137,8
PIANO 2°	106,0	241,0	111,0	137,8	241,0	144,3
PIANO 1°	155,0	360,0	156,0	201,5	360,0	202,8

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,17$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX
	Taglio max	Taglio max
COPERTURA	14,1	15,2
PIANO ATTICO	36,9	40,3
PIANO 3°	60,6	67,0
PIANO 2°	74,5	82,5
PIANO 1°	78,2	87,3

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA	38	39	44,5	45,6
PIANO 4°	100	102	117,0	119,3
PIANO 3°	166	173	194,2	202,4
PIANO 2°	199	206	232,8	241,0
PIANO 1°	211	222	246,9	259,7

TELAIO "C"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
<i>COPERTURA</i>	23,6	42,9	35,7
<i>PIANO ATTICO</i>	44,8	93,9	60,7
<i>PIANO 3°</i>	75	131	67,4
<i>PIANO 2°</i>	81,9	176,8	79
<i>PIANO 1°</i>	91,1	202,9	89,3

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>			<i>ADMSR mediante SAP</i>		
	<i>SENZA ECCENTRICITA'</i>			<i>CON ECCENTRICITA'</i>		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
<i>COPERTURA</i>	39	72	65	50,7	72,0	84,5
<i>PIANO ATTICO</i>	73	154	101	94,9	154,0	131,3
<i>PIANO 3°</i>	121	216	106	157,3	216,0	137,8
<i>PIANO 2°</i>	138	291	133	179,4	291,0	172,9
<i>PIANO 1°</i>	177	407	175	230,1	407,0	227,5

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,09$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>	
	<i>TRAVE SX</i>	<i>TRAVE DX</i>
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
<i>COPERTURA</i>	12,3	19,3
<i>PIANO ATTICO</i>	37,6	46,7
<i>PIANO 3°</i>	68,2	63,3
<i>PIANO 2°</i>	84,6	77,3
<i>PIANO 1°</i>	107,8	95,2

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA	38	63	41,4	68,7
PIANO 4°	105	145	114,5	158,1
PIANO 3°	186	191	202,7	208,2
PIANO 2°	225	211	245,3	230,0
PIANO 1°	294	279	320,5	304,1

TELAIO "D"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	Pilastro SX	Pilastro Centro	Pilastro DX
COPERTURA	24,1	37,4	19,7
PIANO ATTICO	33	98,5	43,3
PIANO 3°	53,6	117	54,2
PIANO 2°	70,4	127,5	52,8
PIANO 1°	75,4	129,1	77,1

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx
COPERTURA	40	71	36	52,0	71,0	46,8
PIANO ATTICO	52	158	69	67,6	158,0	89,7
PIANO 3°	88	186	88	114,4	186,0	114,4
PIANO 2°	112	206	84	145,6	206,0	109,2
PIANO 1°	157	260	159	204,1	260,0	206,7

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX
	Taglio max	Taglio max
COPERTURA	15,9	11,9
PIANO ATTICO	36,4	29,7
PIANO 3°	65,3	53,1
PIANO 2°	74,0	61,7
PIANO 1°	88,4	61,6

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA	40	36	40,0	36,0
PIANO 4°	92	86	92,0	86,0
PIANO 3°	167	155	167,0	155,0
PIANO 2°	179	185	179,0	185,0
PIANO 1°	217	180	217,0	180,0

TELAIO "E"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
<i>COPERTURA</i>	19,1	35,7	17,5
<i>PIANO ATTICO</i>	28,6	59,2	26
<i>PIANO 3°</i>	47,1	62,7	46,7
<i>PIANO 2°</i>	66,7	121,3	44,6
<i>PIANO 1°</i>	64	147,4	65,8

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>			<i>ADMSR mediante SAP</i>		
	<i>SENZA ECCENTRICITA'</i>			<i>CON ECCENTRICITA'</i>		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
<i>COPERTURA</i>	34	64	32	44,2	64,0	41,6
<i>PIANO ATTICO</i>	48	94	44	62,4	94,0	57,2
<i>PIANO 3°</i>	80	103	82	104,0	103,0	106,6
<i>PIANO 2°</i>	105	199	69	136,5	199,0	89,7
<i>PIANO 1°</i>	133	313	135	172,9	313,0	175,5

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,07$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>	
	<i>TRAVE SX</i>	<i>TRAVE DX</i>
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
<i>COPERTURA</i>	14,0	11,0
<i>PIANO ATTICO</i>	30,6	23,5
<i>PIANO 3°</i>	39,8	29,7
<i>PIANO 2°</i>	71,7	49,2
<i>PIANO 1°</i>	81,2	56,7

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA	34	32	36,4	34,2
PIANO 4°	74	68	79,2	72,8
PIANO 3°	99	89	105,9	95,2
PIANO 2°	181	146	193,7	156,2
PIANO 1°	197	166	210,8	177,6

TELAIO "F"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	Pilastro SX	Pilastro Centro	Pilastro DX
COPERTURA	19,1	35,7	17,5
PIANO ATTICO	28,6	59,2	26
PIANO 3°	47,1	62,7	46,7
PIANO 2°	66,7	121,3	44,6
PIANO 1°	64	147,4	65,8

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx
COPERTURA	33	64	31	42,9	64,0	40,3
PIANO ATTICO	69	96	61	89,7	96,0	79,3
PIANO 3°	92	137	65	119,6	137,0	84,5
PIANO 2°	97	174	68	126,1	174,0	88,4
PIANO 1°	116	276	118	150,8	276,0	153,4

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,14$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
COPERTURA	14,0	10,9
PIANO ATTICO	36,4	23,4
PIANO 3°	62,8	36,5
PIANO 2°	31,0	45,5
PIANO 1°	72,9	50,8

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	<i>Momento max</i>	<i>Momento max</i>	<i>Momento max</i>	<i>Momento max</i>
COPERTURA	34	32	38,8	36,5
PIANO 4°	77	70	87,8	79,8
PIANO 3°	162	114	184,7	130,0
PIANO 2°	177	131	201,8	149,3
PIANO 1°	176	148	200,6	168,7

TELAIO "G"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	Pilastro SX	Pilastro Centro	Pilastro DX
COPERTURA	0	28,9	22,3
PIANO ATTICO	26,4	63,1	34,4
PIANO 3°	37,2	68,9	41,7
PIANO 2°	39,8	82,9	40,7
PIANO 1°	54,2	65,2	55

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
COPERTURA		47	38	0,0	47,0	49,4
PIANO ATTICO	42	106	41	54,6	106,0	53,3
PIANO 3°	58	108	67	75,4	108,0	87,1
PIANO 2°	63	130	64	81,9	130,0	83,2
PIANO 1°	111	124	112	144,3	124,0	145,6

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,20$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
COPERTURA	0,0	16,4
PIANO ATTICO	22,4	25,1
PIANO 3°	40,0	43,8
PIANO 2°	50,4	47,2
PIANO 1°	53,5	49,1

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	<i>Momento max</i>	<i>Momento max</i>	<i>Momento max</i>	<i>Momento max</i>
COPERTURA		45	0,0	54,0
PIANO 4°	59	64	70,8	76,8
PIANO 3°	97	112	116,4	134,4
PIANO 2°	123	121	147,6	145,2
PIANO 1°	138	131	165,6	157,2

TELAIO "L"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
<i>COPERTURA</i>			
<i>PIANO ATTICO</i>	18	34	17
<i>PIANO 3°</i>	29	61	29
<i>PIANO 2°</i>	47	64	47
<i>PIANO 1°</i>	40	104	40

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
<i>COPERTURA</i>				0,0	0,0	0,0
<i>PIANO ATTICO</i>	28	53	27	36,4	53,0	35,1
<i>PIANO 3°</i>	74	95	47	96,2	95,0	61,1
<i>PIANO 2°</i>	74	103	73	96,2	103,0	94,9
<i>PIANO 1°</i>	85	213	84	110,5	213,0	109,2

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,27$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	<i>TRAVE SX</i>	<i>TRAVE DX</i>
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
<i>COPERTURA</i>		
<i>PIANO ATTICO</i>	12	12
<i>PIANO 3°</i>	30	28
<i>PIANO 2°</i>	45	42
<i>PIANO 1°</i>	52	48

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA			0,0	0,0
PIANO 4°	29	30	36,8	38,1
PIANO 3°	74	72	94,0	91,4
PIANO 2°	115	113	146,1	143,5
PIANO 1°	127	123	161,3	156,2

TELAIO "H"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	Pilastro SX	Pilastro Centro	Pilastro DX
COPERTURA			
PIANO ATTICO	19	28	9
PIANO 3°	32	48	15
PIANO 2°	49	64	16
PIANO 1°	47	72	31

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx
COPERTURA				0,0	0,0	0,0
PIANO ATTICO	30	48	18	39,0	48,0	23,4
PIANO 3°	52	79	26	67,6	79,0	33,8
PIANO 2°	77	102	28	100,1	102,0	36,4
PIANO 1°	95	152	74	123,5	152,0	96,2

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,33$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX
	Taglio max	Taglio max
COPERTURA		
PIANO ATTICO	12	17
PIANO 3°	32	16
PIANO 2°	48	12
PIANO 1°	54	7

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA			0,0	0,0
PIANO 4°	31	34	41,2	45,2
PIANO 3°	91	34	121,0	45,2
PIANO 2°	133	45	176,9	59,9
PIANO 1°	148	49	196,8	65,2

11 Verifiche di resistenza allo SLV

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di RESISTENZA e DUTTILITA' secondo le seguenti modalità:

- verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (§ 7.3.6.1): occorre verificare che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione E_d sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto R_d .
- verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione (§ 7.3.6.2): occorre verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura "q" adottato; tale condizione è ritenuta soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Le successive indicazioni riguardano solo gli elementi strutturali principali delle strutture in elevazione.

11.1 I solai

Secondo quanto riportato al §7.3.6.1, gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%.

Solaio di copertura

Il momento sollecitante positivo derivante dall'analisi statica $M_{sd}^+ = 14 \text{ kNm}$ amplificato del 30% è pari a $M_{sd}^+ = 18,2 \text{ kNm}$ che risulta essere minore del $M_{Rd} = 18,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto la verifica risulta essere SODDISFATTA.

Il momento sollecitante negativo derivante dall'analisi statica $M_{sd}^+ = 9,3 \text{ kNm}$ amplificato del 30% è pari a $M_{sd}^+ = 12,1 \text{ kNm}$ che risulta essere minore del $M_{Rd} = 26,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto la verifica risulta essere SODDISFATTA.

Il taglio sollecitante derivante dall'analisi statica $V_{sd} = 12,2 \text{ kNm}$ amplificato del 30% è pari a $V_{sd} = 15,9 \text{ kNm}$ che risulta essere minore del $V_{Rd} = 15,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto la verifica risulta NON essere SODDISFATTA ed è quindi necessario sostituire i $2\Phi 12$ di armatura tesa con $2\Phi 14$, ottenendo un $V_{Rd} = 16,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ per cui la verifica risulta essere soddisfatta.

Solaio del piano tipo

Al fine di soddisfare le verifiche, la stessa armatura utilizzata nel caso del solaio di copertura deve essere utilizzata per il solaio del piano tipo.

11.2 Le Travi

11.2.1 Telai in direzione "X"

11.2.1.1 Verifiche a flessione

Secondo quanto riportato al § 7.4.4.1, i momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per la combinazione di carico:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Al § 7.4.6 è poi riportata una serie di limitazioni geometriche e di armatura che devono essere rispettate:

Limitazioni geometriche

1. Larghezza minima della trave pari a 20 cm;
2. Rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$

Limitazioni di Armatura

Armature longitudinali

- 1 Il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa deve essere compreso

entro i seguenti limiti: $\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$;

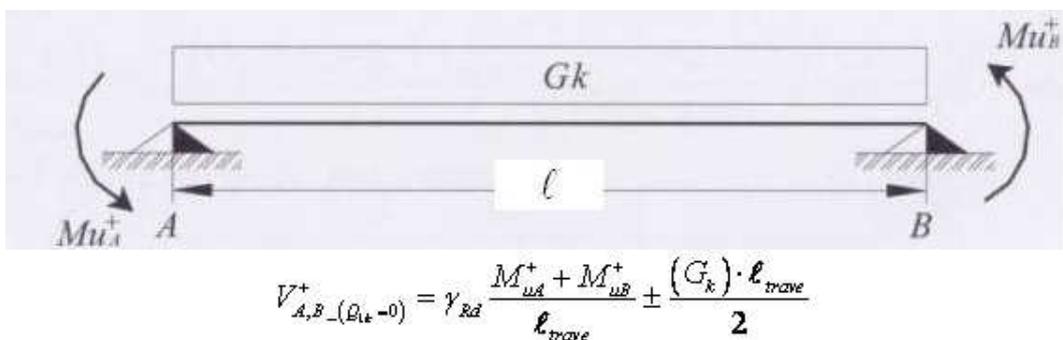
- 2 Nelle zone critiche della trave (che per CD" B" si estendono per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro), deve essere $\rho_{comp} \geq 1/2\rho$ e comunque $\geq 0,25\rho$ al di fuori delle zone critiche.
- 3 Devono essere presenti almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm per tutta la lunghezza della trave, sia superiormente che inferiormente

11.2.1.2 Verifiche a taglio

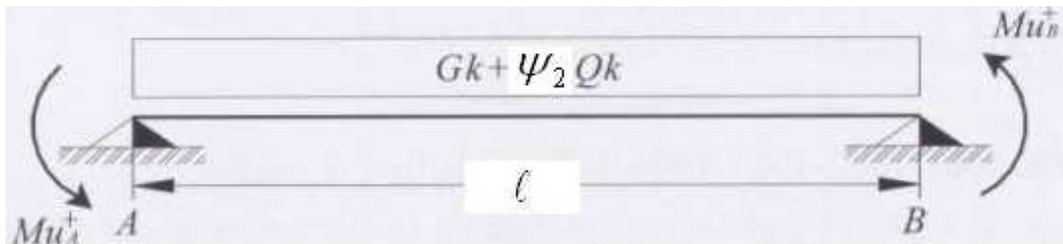
Per quanto riguarda le sollecitazioni di calcolo relative al taglio, al § 7.4.4.1 la Normativa stabilisce che al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuto al taglio, le sollecitazioni di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione, amplificati del fattore di resistenza γ_{Rd} che per strutture in CD" B" (come quella in esame) vale 1,00.

Inoltre per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$, da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.

Schema 1



Schema 2



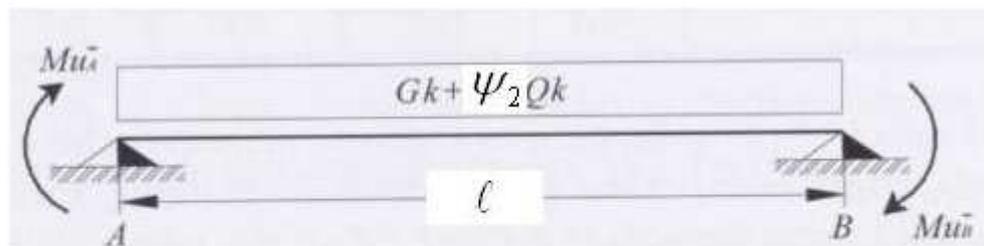
$$V_{A,B}^+(\rho_{lt} \neq 0) = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} \pm \frac{(G_k + \psi_{21} Q_{1k}) \cdot l_{trave}}{2}$$

Schema 3



$$V_{A,B}^-(\rho_{lt} \neq 0) = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} \pm \frac{(G_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Schema 4



$$V_{A,B}^-(\rho_{lt} \neq 0) = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} \pm \frac{(G_k + \psi_{21} Q_{1k}) \cdot l_{trave}}{2}$$

Limitazioni di armatura

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento, disposte ad un passo non superiore alla minore tra le seguenti grandezze:

- 1/4 dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 225 mm (CD" B")

- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (CD" B")
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per tutti i casi mostrati nel seguito, si ipotizzano staffe aventi le seguenti caratteristiche:

Φ	8	
n.bracci	2	
Asw	1,00	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	45	puntoni di cls
ctg θ	1	
sin α	1	

Nel seguito vengono riportate le verifiche a flessione e taglio di tutte le travi appartenenti a ciascun telaio.

TELAIO "H"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 2,7 \text{ kNm} \\ -73,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	44	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	81,3	2	16	2	16
		1	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	44	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	73,2	2	16	2	16
		1	18	0	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	182		128	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura			
Ai = Armatura tesa inferiore			
ρ	0,0055		
ρ_{comp}	0,003349		
f_{yk} [MPa]	450		
Limitazione 1			
$1,4/f_{yk} < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$		VERO	
Limitazione 3			
ZONE CRITICHE: $\rho_{comp} > 0,5\rho$		VERO	
FUORI zone critiche: $\rho_{comp} > 0,25\rho$		VERO	
As = Armatura tesa superiore			
ρ	0,0055		
ρ_{comp}	0,003349		
f_{yk} [MPa]	450		
Limitazione 2			
$1,4/f_{yk} < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$		VERO	

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 89,1$ ed un $M_{Rd,pos} = 49,3$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	5,83 kN/m
G2	5,34 kN/m
Q	2,56 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	89,1 kNm
MRd,pos(A)	49,3 kNm
VEd (schema1)	55,7 kN
VEd (schema2)	57,8 kN
VEd (schema3)	3,6 kN
VEd (schema4)	5,6 kN
VEd	57,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN ,

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -93,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	44,6	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	90,2	2	16	2	16
		1	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	44,6	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	73,2	2	16	2	16
		2	18	0	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	236		128	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0055		ρ	0,0076	
ρcomp	0,003349		ρcomp	0,003349	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 122,4$ ed un $M_{Rd,pos} = 42,8$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,43 m
G1	5,83 kN/m
G2	5,34 kN/m
Q	2,56 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	122,4 kNm
MRd,pos(A)	42,8 kNm
VEd (schema1)	60,8 kN
VEd (schema2)	62,8 kN
VEd (schema3)	-0,1 kN
VEd (schema4)	2,0 kN
VEd	62,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5 \text{ kN}$,

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 33,7 \text{ kNm} \\ -130,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	62,6	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	98,2	2	16	2	16
		1	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	62,6	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	130,4	2	16	2	16
		2	18	0	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	236		128	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0044		ρ	0,0061	
ρcomp	0,002679		ρcomp	0,002679	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 158,1$ ed un $M_{Rd,pos} = 58,6$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	158,1 kNm
MRd,pos(A)	58,6 kNm
VEd (schema1)	95,6 kN
VEd (schema2)	98,7 kN
VEd (schema3)	13,9 kN
VEd (schema4)	17,1 kN
VEd	98,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN ,

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -91,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	52,6	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	104,1	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	52,6	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	91,1	2	16	2	16
		2	18	0	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	236		128	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0044		ρ	0,0061	
ρcomp	0,002679		ρcomp	0,002679	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 158,1$ ed un $M_{Rd,pos} = 58,6$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,43 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	158,1 kNm
MRd,pos(A)	58,6 kNm
VEd (schema1)	95,9 kN
VEd (schema2)	99,1 kN
VEd (schema3)	16,1 kN
VEd (schema4)	19,3 kN
VEd	99,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2 \text{ kN}$,

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 71 \text{ kNm} \\ -167,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,2	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	99,7	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,2	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	167,1	2	16	2	16
		2	20	1	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	252		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0044		ρ	0,0069	
ρcomp	0,002679		ρcomp	0,004375	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 179,2$ ed un $M_{Rd,pos} = 106,1$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	179,2 kNm
MRd,pos(A)	106,1 kNm
VEd (schema1)	108,5 kN
VEd (schema2)	111,6 kN
VEd (schema3)	1,0 kN
VEd (schema4)	4,2 kN
VEd	111,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2 \text{ kN}$,

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -101,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 4.

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 65,3 \text{ kNm} \\ -199,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	55,7	0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	90,6	2	16	2	16
		1	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	55,7	0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		6,56 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	199,4	2	16	2	16
		3	18	1	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	290		182	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura			
Ai = Armatura tesa inferiore		As = Armatura tesa superiore	
ρ	0,0044	ρ	0,0078
ρ_{comp}	0,002679	ρ_{comp}	0,004375
f_{yk} [MPa]	450	f_{yk} [MPa]	450
Limitazione 1		Limitazione 2	
$1,4/f_{yk} < \rho$	VERO	$1,4/f_{yk} < \rho$	VERO
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$	VERO	$\rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$	VERO
Limitazione 3			
ZONE CRITICHE: $\rho_{comp} > 0,5\rho$	VERO		
FUORI zone critiche: $\rho_{comp} > 0,25\rho$	VERO		

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 201,9$ ed un $M_{Rd,pos} = 102,3$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	201,9 kNm
MRd,pos(A)	102,3 kNm
VEd (schema1)	112,0 kN
VEd (schema2)	115,2 kN
VEd (schema3)	-2,5 kN
VEd (schema4)	0,6 kN
VEd	115,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN ,

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -93,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 4

TELAIO "A"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 33,1 \text{ kNm} \\ -160,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	96,6	2	14	2	14
		0	20	1	20
				0	22
APPOGGIO	158,2	2	14	2	14
		2	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	96,6	2	14	2	14
		0	20	1	20
				0	22
	As,tot	3,08 cm2		6,22 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	128		188	
APPOGGIO	160,3	2	14	2	14
		2	20	1	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	248		188	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura			
Ai = Armatura tesa inferiore			
ρ	0,0041		
ρ_{comp}	0,002051		
f_{yk} [MPa]	450		
Limitazione 1			
$1,4/f_{yk} < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$		VERO	
Limitazione 3			
ZONE CRITICHE: $\rho_{comp} > 0,5\rho$		VERO	
FUORI zone critiche: $\rho_{comp} > 0,25\rho$		VERO	
As = Armatura tesa superiore			
ρ	0,0062		
ρ_{comp}	0,004145		
f_{yk} [MPa]	450		
Limitazione 2			
$1,4/f_{yk} < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$		VERO	

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 163$ ed un $M_{Rd,pos} = 101,6$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	11,25 kN/m
G2	9,2 kN/m
Q	15,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	163 kNm
MRd,pos(A)	101,6 kNm
VEd (schema1)	104,1 kN
VEd (schema2)	116,2 kN
VEd (schema3)	4,5 kN
VEd (schema4)	16,6 kN
VEd	116,2 kN

Taglio sollecitante di progetto:

$$V_{Ed} = 116,2 \text{ kN}$$

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2 \text{ kN}$.

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 44,2 \text{ kNm} \\ -158,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 1.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,25 kN/m
G2	9,2 kN/m
Q	15,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	163 kNm
MRd,pos(A)	101,6 kNm
VEd (schema1)	104,0 kN
VEd (schema2)	115,4 kN
VEd (schema3)	-2,0 kN
VEd (schema4)	9,4 kN
VEd	115,4 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2 \text{ kN}$.

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 114,6 \text{ kNm} \\ -244,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	79,6	2	16	2	16
		3	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	134,3	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	79,6	2	16	2	16
		0	20	2	20
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		10,30 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		252	
APPOGGIO	185,7	2	16	2	16
		4	18	2	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	344		236	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0051		ρ	0,0071	
ρ_{comp}	0,002010		ρ_{comp}	0,004553	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 246,8$ ed un $M_{Rd,pos} = 147,3$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	11,25 kN/m
G2	13,95 kN/m
Q	7,6 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	246,8 kNm
MRd,pos(A)	147,3 kNm
VEd (schema1)	141,1 kN
VEd (schema2)	147,2 kN
VEd (schema3)	-7,3 kN
VEd (schema4)	-1,3 kN
VEd	147,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN .

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 132,2 \text{ kNm} \\ -245,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 3.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,25 kN/m
G2	13,95 kN/m
Q	7,6 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	246,8 kNm
MRd,pos(A)	147,3 kNm
VEd (schema1)	141,9 kN
VEd (schema2)	147,5 kN
VEd (schema3)	-16,1 kN
VEd (schema4)	-10,4 kN
VEd	147,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11''$ a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2 \text{ kN}$.

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 112,1 \text{ kNm} \\ -237,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 3.

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 125,4 \text{ kNm} \\ -242,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 142,5 \text{ kNm} \\ -339,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	60				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	71,7	2	14	2	14
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	132,4	2	14	2	14
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	71,7	2	14	2	14
		0	20	2	20
				0	22
	As,tot	3,08 cm ²		9,36 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	128		248	
APPOGGIO	339,5	2	14	2	14
		1	20	3	20
		3	22	0	14
	INTERFERRO 2Φ	386		308	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0039		ρ	0,0073	
ρcomp	0,001282		ρcomp	0,005207	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 374,7$ ed un $M_{Rd,pos} = 254,5$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	11,25 kN/m
G2	13,95 kN/m
Q	7,6 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	374,7 kNm
MRd,pos(A)	254,5 kNm
VEd (schema1)	185,4 kN
VEd (schema2)	191,5 kN
VEd (schema3)	-51,6 kN
VEd (schema4)	-45,5 kN
VEd	191,5 kN

Taglio sollecitante di progetto:

$$V_{Ed} = 191,5 \text{ kN}$$

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 201,7 \text{ kN}$.

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 194,2 \text{ kNm} \\ -290,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	75,4	2	14	2	14
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	130,4	2	14	2	14
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	75,4	2	14	2	14
		0	20	2	20
				0	22
	As,tot	3,08 cm ²		9,36 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	128		248	
APPOGGIO	290,4	2	14	2	14
		1	20	3	20
		3	22	0	18
	INTERFERRO 2Φ	386		308	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0047		ρ	0,0088	
ρ_{comp}	0,001539		ρ_{comp}	0,006249	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 305,7$ ed un $M_{Rd,pos} = 205,6$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,25 kN/m
G2	13,95 kN/m
Q	7,6 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	305,7 kNm
MRd,pos(A)	205,6 kNm
VEd (schema1)	165,3 kN
VEd (schema2)	171,0 kN
VEd (schema3)	-39,6 kN
VEd (schema4)	-33,9 kN
VEd	171,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 184,8 \text{ kN}$.

TELAIO "B"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 18,6 \text{ kNm} \\ 96,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	47,3	2	14	2	14
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	77,3	2	14	2	14
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	47,3	2	14	2	14
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	3,08 cm ²		5,62 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	128		178	
APPOGGIO	96,5	2	14	2	14
		2	18	1	18
		0	22	0	14
	INTERFERRO 2Φ	232		178	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0047		ρ	0,0068	
ρ_{comp}	0,002564		ρ_{comp}	0,004684	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 110,4$ ed un $M_{Rd,pos} = 70,6$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	6,23 kN/m
G2	5,7 kN/m
Q	2,74 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	110,4 kNm
MRd,pos(A)	70,6 kNm
VEd (schema1)	65,8 kN
VEd (schema2)	67,9 kN
VEd (schema3)	-2,4 kN
VEd (schema4)	-0,2 kN
VEd	67,9 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN .

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 16,6 \text{ kNm} \\ -89,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come la trave 1

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	6,23 kN/m
G2	5,7 kN/m
Q	2,74 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	110,4 kNm
MRd,pos(A)	70,6 kNm
VEd (schema1)	66,0 kN
VEd (schema2)	68,1 kN
VEd (schema3)	-6,5 kN
VEd (schema4)	-4,5 kN
VEd	68,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5 \text{ kN}$.

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 58,5 \text{ kNm} \\ -240,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	30				
H cm	50				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	110,5	2	14	2	14
		0	20	2	18
				0	22
APPOGGIO	182,9	2	14	2	14
		2	20	0	16
		1	14		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	110,5	2	16	2	16
		0	20	2	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		9,11 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		236	
APPOGGIO	209,1	2	16	2	16
		2	20	1	18
		1	16	0	14
	INTERFERRO 2Φ	300		182	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0061		ρ	0,0082	
ρcomp	0,002679		ρcomp	0,004375	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 212,7 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 100,3 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	11,66 kN/m
G2	22,02 kN/m
Q	11,53 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	212,7 kNm
MRd,pos(A)	100,3 kNm
VEd (schema1)	148,4 kN
VEd (schema2)	157,5 kN
VEd (schema3)	30,5 kN
VEd (schema4)	39,7 kN
VEd	157,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3$ kN .

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 30,6 \text{ kNm} \\ -201,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come la trave 3.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,66 kN/m
G2	22,02 kN/m
Q	11,53 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	212,7 kNm
MRd,pos(A)	100,3 kNm
VEd (schema1)	146,8 kN
VEd (schema2)	155,4 kN
VEd (schema3)	21,3 kN
VEd (schema4)	29,9 kN
VEd	155,4 kN

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 66,6 \text{ kNm} \\ -240,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	40				
H cm	50				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	81,6	2	14	2	14
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	142	2	14	2	14
		2	20	0	16
		0	14		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	81,6	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		6,56 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	240,8	2	16	2	16
		4	20	2	18
		0	16	0	14
	INTERFERRO 2Φ	372		236	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0083	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,004553	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 286,6 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 140,4 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	4,99 m
G1	11,66 kN/m
G2	14,46 kN/m
Q	7,88 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	286,6 kNm
MRd,pos(A)	140,4 kNm
VEd (schema1)	150,7 kN
VEd (schema2)	156,6 kN
VEd (schema3)	-20,4 kN
VEd (schema4)	-14,5 kN
VEd	156,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3 \text{ kN}$.

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 77,9 \text{ kNm} \\ -256,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	4,99 m
G1	11,66 kN/m
G2	14,46 kN/m
Q	7,88 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	233 kNm
MRd,pos(A)	98,5 kNm
VEd (schema1)	131,6 kN
VEd (schema2)	137,5 kN
VEd (schema3)	-1,3 kN
VEd (schema4)	4,6 kN
VEd	137,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3$ kN .

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 109,4 \text{ kNm} \\ -268 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 111,7 \text{ kNm} \\ -279,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	64,1	2	14	2	14
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	126,4	2	14	2	14
		2	18	0	16
		0	14		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	64,1	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		6,56 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	279,3	2	16	2	16
		4	20	3	18
		0	16	0	14
	INTERFERRO 2Φ	372		290	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0083	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,005825	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 287,9 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 191,5 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,66 kN/m
G2	14,46 kN/m
Q	7,88 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	287,9 kNm
MRd,pos(A)	191,5 kNm
VEd (schema1)	161,2 kN
VEd (schema2)	167,1 kN
VEd (schema3)	-30,9 kN
VEd (schema4)	-25,0 kN
VEd	167,1 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	11,75 cm
passo di progetto	9 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 184,8$ kN .

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 127,8 \text{ kNm} \\ -306,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 10.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	11,66 kN/m
G2	14,46 kN/m
Q	7,88 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	327,4 kNm
MRd,pos(A)	194 kNm
VEd (schema1)	167,5 kN
VEd (schema2)	173,8 kN
VEd (schema3)	-28,8 kN
VEd (schema4)	-22,6 kN
VEd	173,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 184,8 \text{ kN}$.

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 144,6 \text{ kNm} \\ -326,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	60				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	73,9	2	14	2	14
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	141,2	2	14	2	14
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	73,9	2	16	2	16
		0	20	2	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		9,11 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		236	
APPOGGIO	326,7	2	16	2	16
		2	20	1	20
		2	18	1	18
	INTERFERRO 2Φ	360		246	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0038		ρ	0,0064	
ρcomp	0,001675		ρcomp	0,004043	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 327,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 194 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,66 kN/m
G2	14,46 kN/m
Q	7,88 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	327,4 kNm
MRd,pos(A)	194 kNm
VEd (schema1)	169,7 kN
VEd (schema2)	175,6 kN
VEd (schema3)	-39,3 kN
VEd (schema4)	-33,4 kN
VEd	175,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 183,4$ kN .

TELAIO “C”

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 2,6 \text{ kNm} \\ -114,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	68,7	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	143,8	2	16	2	16
		2	20	0	16
		1	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	68,7	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	114,4	2	16	2	16
		2	20	1	18
		1	16	0	16
	INTERFERRO 2Φ	300		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0055		ρ	0,0103	
ρcomp	0,003349		ρcomp	0,005469	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 164,5 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 74,6 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	13,02 kN/m
G2	11,92 kN/m
Q	5,72 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	164,5 kNm
MRd,pos(A)	74,6 kNm
VEd (schema1)	111,2 kN
VEd (schema2)	115,8 kN
VEd (schema3)	21,2 kN
VEd (schema4)	25,7 kN
VEd	115,8 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	9,25 cm
passo di progetto	9 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 18,1 \text{ kNm} \\ -139,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 1.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	13,02 kN/m
G2	11,92 kN/m
Q	5,72 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	164,5 kNm
MRd,pos(A)	74,6 kNm
VEd (schema1)	113,3 kN
VEd (schema2)	118,2 kN
VEd (schema3)	30,1 kN
VEd (schema4)	35,1 kN
VEd	118,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 69,4 \text{ kNm} \\ -212,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	84	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	177	2	16	2	16
		2	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	84	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	212,1	2	16	2	16
		2	20	1	18
		1	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	300		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0044		ρ	0,0082	
ρcomp	0,002679		ρcomp	0,004375	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 212,7 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 100,3 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	212,7 kNm
MRd,pos(A)	100,3 kNm
VEd (schema1)	138,3 kN
VEd (schema2)	145,9 kN
VEd (schema3)	29,4 kN
VEd (schema4)	37,0 kN
VEd	145,9 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 81,5 \text{ kNm} \\ -250,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	116,1	2	16	2	16
		0	20	2	18
				0	22
APPOGGIO	200,2	2	16	2	16
		2	20	0	16
		1	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	116,1	2	16	2	16
		0	20	2	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm²		9,11 cm²	
	INTERFERRO 2Φ	132		236	
APPOGGIO	250,7	2	16	2	16
		3	20	1	22
		1	16	0	16
	INTERFERRO 2Φ	360		202	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0046		ρ	0,0077	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,003580	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 266,4$ kNm ed un $M_{Rd,pos} = 104,2$ kNm

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	266,4 kNm
MRd,pos(A)	104,2 kNm
VEd (schema1)	148,3 kN
VEd (schema2)	155,9 kN
VEd (schema3)	19,4 kN
VEd (schema4)	27,0 kN
VEd	155,9 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3$ kN

Trave5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 102 \text{ kNm} \\ -290,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 6.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	316,5 kNm
MRd,pos(A)	106,4 kNm
VEd (schema1)	157,1 kN
VEd (schema2)	164,1 kN
VEd (schema3)	-2,2 kN
VEd (schema4)	4,8 kN
VEd	164,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3$ kN

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 96 \text{ kNm} \\ -294,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	94	2	16	2	16
		0	20	2	18
				0	22
APPOGGIO	191,2	2	16	2	16
		2	20	0	16
		1	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	94	2	16	2	16
		0	20	2	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		9,11 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		236	
APPOGGIO	294,7	2	16	2	16
		3	22	1	22
		1	20	0	16
	INTERFERRO 2Φ	394		202	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0046		ρ	0,0093	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,003909	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 316,5 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 106,4 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	316,5 kNm
MRd,pos(A)	106,4 kNm
VEd (schema1)	157,4 kN
VEd (schema2)	165,0 kN
VEd (schema3)	10,3 kN
VEd (schema4)	17,9 kN
VEd	165,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3$ kN

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 157,5 \text{ kNm} \\ -329,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	81,5	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	167,3	2	16	2	16
		2	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	81,5	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		6,56 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	329,7	2	16	2	16
		4	22	2	22
		0	20	0	16
	INTERFERRO 2Φ	400		268	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0096	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,005809	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 332 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 183,3 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	332 kNm
MRd,pos(A)	183,3 kNm
VEd (schema1)	174,5 kN
VEd (schema2)	181,5 kN
VEd (schema3)	-19,6 kN
VEd (schema4)	-12,6 kN
VEd	181,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 184,8$ kN

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 136,8 \text{ kNm} \\ -325,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 7.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	332 kNm
MRd,pos(A)	183,3 kNm
VEd (schema1)	173,5 kN
VEd (schema2)	181,1 kN
VEd (schema3)	-5,8 kN
VEd (schema4)	1,8 kN
VEd	181,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 184,8$ kN

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 221,5 \text{ kNm} \\ -404,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	60				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	79,8	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	157,7	2	16	2	16
		2	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	79,8	2	16	2	16
		0	20	2	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		9,11 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		236	
APPOGGIO	404,9	2	16	2	16
		4	22	2	22
		0	20	0	16
	INTERFERRO 2Φ	400		268	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0038		ρ	0,0080	
ρcomp	0,001675		ρcomp	0,004841	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 407,1 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 228,7 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	5,31 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	407,1 kNm
MRd,pos(A)	228,7 kNm
VEd (schema1)	197,2 kN
VEd (schema2)	204,2 kN
VEd (schema3)	-42,3 kN
VEd (schema4)	-35,3 kN
VEd	204,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 224,1$ kN

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 197,7 \text{ kNm} \\ -403,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 9

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	407,1 kNm
MRd,pos(A)	228,7 kNm
VEd (schema1)	194,4 kN
VEd (schema2)	202,0 kN
VEd (schema3)	-26,7 kN
VEd (schema4)	-19,1 kN
VEd	202,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 184,8$ kN

TELAIO "D"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 16,2 \text{ kNm} \\ -104,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	45,6	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	103,2	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	45,6	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	104,5	2	16	2	16
		2	18	0	18
		0	22	0	18
	INTERFERRO 2Φ	236		128	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0055		ρ	0,0076	
ρ_{comp}	0,003349		ρ_{comp}	0,003349	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 42,8 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	4,99 m
G1	11,37 kN/m
G2	10,41 kN/m
Q	4,99 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	122,4 kNm
MRd,pos(A)	42,8 kNm
VEd (schema1)	87,4 kN
VEd (schema2)	91,2 kN
VEd (schema3)	21,2 kN
VEd (schema4)	25,0 kN
VEd	91,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -112,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come la trave 1.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	11,37 kN/m
G2	10,41 kN/m
Q	4,99 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	122,4 kNm
MRd,pos(A)	42,8 kNm
VEd (schema1)	91,3 kN
VEd (schema2)	95,7 kN
VEd (schema3)	33,9 kN
VEd (schema4)	38,2 kN
VEd	95,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 41,6 \text{ kNm} \\ -163,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	59,4	0	20	1	18
				0	22
		2	16	2	16
APPOGGIO	126,8	3	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	59,4	0	20	1	18
				0	22
		As,tot		As,tot	
		4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
		2	16	2	16
APPOGGIO	163,5	3	20	1	18
		0	16	0	16
	INTERFERRO 2Φ	312		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0055		ρ	0,0112	
ρcomp	0,003349		ρcomp	0,005469	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 178,3 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 70,7 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	178,3 kNm
MRd,pos(A)	70,7 kNm
VEd (schema1)	113,4 kN
VEd (schema2)	119,2 kN
VEd (schema3)	13,6 kN
VEd (schema4)	19,4 kN
VEd	119,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 17,8 \text{ kNm} \\ -176,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 3.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	178,3 kNm
MRd,pos(A)	70,7 kNm
VEd (schema1)	116,5 kN
VEd (schema2)	123,1 kN
VEd (schema3)	29,9 kN
VEd (schema4)	36,5 kN
VEd	123,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9''$ a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5 \text{ kN}$

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 104,3 \text{ kNm} \\ -229 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	57,4	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	126,9	2	16	2	16
		3	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	57,4	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	229	2	16	2	16
		3	22	1	22
		0	16	0	16
	INTERFERRO 2Φ	334		202	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0044		ρ	0,0103	
ρcomp	0,002679		ρcomp	0,005212	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 263,9 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 115,3 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	4,99 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	263,9 kNm
MRd,pos(A)	115,3 kNm
VEd (schema1)	139,5 kN
VEd (schema2)	145,3 kN
VEd (schema3)	-12,5 kN
VEd (schema4)	-6,7 kN
VEd	145,3 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 93,1 \text{ kNm} \\ -255,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	263,9 kNm
MRd,pos(A)	115,3 kNm
VEd (schema1)	139,1 kN
VEd (schema2)	145,8 kN
VEd (schema3)	7,2 kN
VEd (schema4)	13,9 kN
VEd	145,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 114,3 \text{ kNm} \\ -239,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 82,8 \text{ kNm} \\ -292,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	40				
H cm	50				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	89,6	2 0	16 20	2 1 0	16 18 22
APPOGGIO	155,6	2 2 0	16 18 16	2 0	16 16
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	89,6	2 0	16 20	2 1 0	16 18 22
	As,tot	4,02 cm2		6,56 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	292,5	2 4 0	16 22 16	2 1 0	16 22 18
	INTERFERRO 2Φ	372		236	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0096	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,003909	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 326,6 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 103,2 \text{ kNm}$.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	326,6 kNm
MRd,pos(A)	103,2 kNm
VEd (schema1)	147,9 kN
VEd (schema2)	154,6 kN
VEd (schema3)	-1,6 kN
VEd (schema4)	5,1 kN
VEd	154,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3$ kN

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 117,6 \text{ kNm} \\ -284,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 8

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	233 kNm
MRd,pos(A)	98,5 kNm
VEd (schema1)	130,0 kN
VEd (schema2)	136,1 kN
VEd (schema3)	5,2 kN
VEd (schema4)	11,3 kN
VEd	136,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 104,5 \text{ kNm} \\ -267,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	84,7	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	157,3	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	84,7	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	267,1	2	16	2	16
		4	20	2	18
		0	16	0	16
	INTERFERRO 2Φ	372		236	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0083	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,004553	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 286,6 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 140,4 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	286,6 kNm
MRd,pos(A)	140,4 kNm
VEd (schema1)	147,5 kN
VEd (schema2)	154,1 kN
VEd (schema3)	-1,1 kN
VEd (schema4)	5,6 kN
VEd	154,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3$ kN

TELAIO "E"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 16,7 \text{ kNm} \\ -91,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,4	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	94,8	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,4	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	91,7	2	16	2	16
		2	18	0	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	236		128	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0055		ρ	0,0076	
ρ_{comp}	0,003349		ρ_{comp}	0,003349	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 122,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 42,8 \text{ kNm}$.

Verifica a Taglio

Ltrave	4,99 m	
G1	9,53 kN/m	
G2	8,73 kN/m	
Q	4,19 kN/m	
Contributo formazione cerniere plastiche		
MRd,neg(A)	122,4 kNm	
MRd,pos(A)	42,8 kNm	
VEd (schema1)	78,7 kN	
VEd (schema2)	81,8 kN	
VEd (schema3)	12,5 kN	
VEd (schema4)	15,6 kN	
VEd	81,8 kN	

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 3,8 \text{ kNm} \\ -100,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 1.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,53 kN/m
G2	8,73 kN/m
Q	4,19 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	122,4 kNm
MRd,pos(A)	42,8 kNm
VEd (schema1)	81,2 kN
VEd (schema2)	84,8 kN
VEd (schema3)	23,8 kN
VEd (schema4)	27,4 kN
VEd	84,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9''$ a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5 \text{ kN}$

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 44,8 \text{ kNm} \\ -136,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	46,7	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	101,4	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	46,7	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	136,5	2	16	2	16
		2	20	1	20
		0	16	0	16
	INTERFERRO 2Φ	252		192	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0055		ρ	0,0086	
ρcomp	0,003349		ρcomp	0,005966	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 138,9 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 89,8 \text{ kNm}$.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	138,9 kNm
MRd,pos(A)	89,8 kNm
VEd (schema1)	98,9 kN
VEd (schema2)	103,5 kN
VEd (schema3)	3,6 kN
VEd (schema4)	8,2 kN
VEd	103,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 10,2 \text{ kNm} \\ -144,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	76,6	2	16	2	16
		0	20	2	18
				0	22
APPOGGIO	126,5	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	76,6	2	16	2	16
		0	20	2	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	144,9	2	16	2	16
		3	18	1	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	290		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0055		ρ	0,0097	
ρcomp	0,003349		ρcomp	0,005469	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 156,3 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 76,7 \text{ kNm}$.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	156,3 kNm
MRd,pos(A)	76,7 kNm
VEd (schema1)	101,9 kN
VEd (schema2)	107,5 kN
VEd (schema3)	20,9 kN
VEd (schema4)	26,4 kN
VEd	107,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 43,1 \text{ kNm} \\ -160,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,9	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	104,3	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,9	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	160,8	2	16	2	16
		2	20	1	18
		0	16	0	16
	INTERFERRO 2Φ	252		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0044		ρ	0,0069	
ρ_{comp}	0,002679		ρ_{comp}	0,004375	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 179,2 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 106,1 \text{ kNm}$.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	179,2 kNm
MRd,pos(A)	106,1 kNm
VEd (schema1)	110,7 kN
VEd (schema2)	115,3 kN
VEd (schema3)	-8,2 kN
VEd (schema4)	-3,6 kN
VEd	115,3 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 36,8 \text{ kNm} \\ -160,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come la trave 5.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	179,2 kNm
MRd,pos(A)	106,1 kNm
VEd (schema1)	111,0 kN
VEd (schema2)	116,6 kN
VEd (schema3)	11,8 kN
VEd (schema4)	17,3 kN
VEd	116,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 129,1 \text{ kNm} \\ -260 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	44,2	0	20	1	18
				0	22
		2	16	2	16
APPOGGIO	99,3	2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	44,2	0	20	1	18
				0	22
		As,tot		As,tot	
		4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
		2	16	2	16
APPOGGIO	260	3	20	2	20
		1	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	360		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0077	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,005150	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 268,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 167,7 \text{ kNm}$.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	268,4 kNm
MRd,pos(A)	167,7 kNm
VEd (schema1)	142,1 kN
VEd (schema2)	146,7 kN
VEd (schema3)	-39,6 kN
VEd (schema4)	-35,0 kN
VEd	146,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 118,3 \text{ kNm} \\ -245,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 7.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	268,4 kNm
MRd,pos(A)	167,7 kNm
VEd (schema1)	137,2 kN
VEd (schema2)	142,8 kN
VEd (schema3)	-14,5 kN
VEd (schema4)	-8,9 kN
VEd	142,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 154,1 \text{ kNm} \\ -328,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,9	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	96,3	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,9	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	328,4	2	16	2	16
		4	22	2	20
		0	20	0	18
	INTERFERRO 2Φ	400		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0096	
ρ_{comp}	0,002010		ρ_{comp}	0,005150	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 330,5 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 156,1 \text{ kNm}$.

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	4,8 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	330,5 kNm
MRd,pos(A)	156,1 kNm
VEd (schema1)	152,6 kN
VEd (schema2)	157,3 kN
VEd (schema3)	-50,1 kN
VEd (schema4)	-45,5 kN
VEd	157,3 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10''$ a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3 \text{ kN}$

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 122,4 \text{ kNm} \\ -257,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 8.

TELAIO "F"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 8,5 \text{ kNm} \\ -95,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	46,4	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	99,2	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	46,4	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	95,9	2	16	2	16
		2	18	0	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	236		128	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0055		ρ	0,0076	
ρ_{comp}	0,003349		ρ_{comp}	0,003349	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 122,4$ kNm ed un $M_{Rd,pos} = 42,8$ kNm

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	4,8 m
G1	9,18 kN/m
G2	8,4 kN/m
Q	4,03 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	122,4 kNm
MRd,pos(A)	42,8 kNm
VEd (schema1)	76,6 kN
VEd (schema2)	79,5 kN
VEd (schema3)	7,8 kN
VEd (schema4)	10,7 kN
VEd	79,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -95,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 1.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,18 kN/m
G2	8,4 kN/m
Q	4,03 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	122,4 kNm
MRd,pos(A)	42,8 kNm
VEd (schema1)	79,3 kN
VEd (schema2)	82,7 kN
VEd (schema3)	21,8 kN
VEd (schema4)	25,3 kN
VEd	82,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9''$ a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,4 \text{ kN}$

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 38,8 \text{ kNm} \\ -154,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	66,3	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	122	2	16	2	16
		2	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	66,3	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	154,7	2	16	2	16
		3	18	1	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	290		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0055		ρ	0,0097	
ρcomp	0,003349		ρcomp	0,005469	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 156,3 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 76,7 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	4,8 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	9,04 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	156,3 kNm
MRd,pos(A)	76,7 kNm
VEd (schema1)	97,9 kN
VEd (schema2)	104,4 kN
VEd (schema3)	0,8 kN
VEd (schema4)	7,3 kN
VEd	104,4 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,4$ kN

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 24,4 \text{ kNm} \\ -153,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 3.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	6,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	156,3 kNm
MRd,pos(A)	76,7 kNm
VEd (schema1)	99,6 kN
VEd (schema2)	105,0 kN
VEd (schema3)	18,6 kN
VEd (schema4)	23,9 kN
VEd	105,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,4$ kN

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 90,3 \text{ kNm} \\ -225,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,8	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	97	2	16	2	16
		3	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,8	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		6,56 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	225,8	2	16	2	16
		4	18	1	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	344		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0071	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,003281	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 245,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 96,1 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	6,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	245,5 kNm
MRd,pos(A)	96,1 kNm
VEd (schema1)	120,5 kN
VEd (schema2)	125,0 kN
VEd (schema3)	-21,8 kN
VEd (schema4)	-17,4 kN
VEd	125,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 86,1 \text{ kNm} \\ -195,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	70,1	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	124,5	2	16	2	16
		3	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	70,1	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	195,7	2	16	2	16
		3	18	1	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	290		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0044		ρ	0,0078	
ρcomp	0,002679		ρcomp	0,004375	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 201,9 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 102,3 \text{ kNm}$

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 123,9 \text{ kNm} \\ -249,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,8	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	97	2	16	2	16
		3	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,8	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		6,56 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	249,8	2	16	2	16
		3	20	2	18
		1	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	360		236	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0077	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,004553	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 268,5 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 143,9 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	6,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	268,5 kNm
MRd,pos(A)	143,9 kNm
VEd (schema1)	135,3 kN
VEd (schema2)	139,7 kN
VEd (schema3)	-36,6 kN
VEd (schema4)	-32,1 kN
VEd	139,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 127,8 \text{ kNm} \\ -246,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 7.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	6,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	268,5 kNm
MRd,pos(A)	143,9 kNm
VEd (schema1)	130,8 kN
VEd (schema2)	136,2 kN
VEd (schema3)	-12,6 kN
VEd (schema4)	-7,3 kN
VEd	136,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 162,2 \text{ kNm} \\ -321,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	40				
H cm	50				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	42,2	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	91,4	2	16	2	16
		3	18	0	16
		0	16		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	42,2	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	321,4	2	16	2	16
		4	22	3	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	400		290	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0096	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,005825	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 332 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 183,9 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	6,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	332 kNm
MRd,pos(A)	183,9 kNm
VEd (schema1)	148,8 kN
VEd (schema2)	154,2 kN
VEd (schema3)	-30,6 kN
VEd (schema4)	-25,3 kN
VEd	154,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3$ kN

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 114,5 \text{ kNm} \\ -252,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 8.

TELAIO “G”

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 29,2 \text{ kNm} \\ -69 \text{ kNm} \end{cases}$$

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 42,5 \text{ kNm} \\ -121,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 55,8 \text{ kNm} \\ -138,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 92,7 \text{ kNm} \\ -156,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 84,2 \text{ kNm} \\ -152,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 117,7 \text{ kNm} \\ -190,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 111,5 \text{ kNm} \\ -188,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 140,2 \text{ kNm} \\ -227,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 130,2 \text{ kNm} \\ -223,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

Tutte come le corrispondenti travi del “Telaio F”.

TELAIO “L”

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 34,4 \text{ kNm} \\ -91,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,8	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	83,4	2	16	2	16
		1	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,8	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	91,6	2	16	2	16
		2	18	0	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	236		128	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura			
Ai = Armatura tesa inferiore			
ρ	0,0055		
ρ_{comp}	0,003349		
f_{yk} [MPa]	450		
Limitazione 1			
$1,4/f_{yk} < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$		VERO	
Limitazione 3			
ZONE CRITICHE: $\rho_{comp} > 0,5\rho$		VERO	
FUORI zone critiche: $\rho_{comp} > 0,25\rho$		VERO	
As = Armatura tesa superiore			
ρ	0,0076		
ρ_{comp}	0,003349		
f_{yk} [MPa]	450		
Limitazione 2			
$1,4/f_{yk} < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$		VERO	

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 122,4$ kNm ed un $M_{Rd,pos} = 42,8$ kNm

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	5,83 kN/m
G2	5,34 kN/m
Q	2,56 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	122,4 kNm
MRd,pos(A)	42,8 kNm
VEd (schema1)	61,2 kN
VEd (schema2)	63,1 kN
VEd (schema3)	-7,6 kN
VEd (schema4)	-5,8 kN
VEd	63,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -95,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 1.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	5,83 kN/m
G2	5,34 kN/m
Q	2,56 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	122,4 kNm
MRd,pos(A)	42,8 kNm
VEd (schema1)	61,0 kN
VEd (schema2)	62,9 kN
VEd (schema3)	-5,2 kN
VEd (schema4)	-3,3 kN
VEd	62,9 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,4$ kN

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 95,1 \text{ kNm} \\ -166,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,5	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	80,8	2	16	2	16
		1	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,5	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	166,4	2	16	2	16
		2	20	1	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	252		182	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0044		ρ	0,0069	
ρ_{comp}	0,002679		ρ_{comp}	0,004375	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 179,2 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 106,1 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	4,8 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	179,2 kNm
MRd,pos(A)	106,1 kNm
VEd (schema1)	108,9 kN
VEd (schema2)	111,8 kN
VEd (schema3)	-9,9 kN
VEd (schema4)	-7,1 kN
VEd	111,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 90,5 \text{ kNm} \\ -166,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 3.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	179,2 kNm
MRd,pos(A)	106,1 kNm
VEd (schema1)	108,6 kN
VEd (schema2)	111,6 kN
VEd (schema3)	-5,7 kN
VEd (schema4)	-2,8 kN
VEd	111,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 145,2 \text{ kNm} \\ -217,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,1	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	77,1	2	16	2	16
		1	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,1	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	223,9	2	16	2	16
		3	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	312		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0067	
ρcomp	0,002010		ρcomp	0,005150	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 233,7 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 172,3 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	4,8 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	233,7 kNm
MRd,pos(A)	172,3 kNm
VEd (schema1)	134,1 kN
VEd (schema2)	136,9 kN
VEd (schema3)	-35,1 kN
VEd (schema4)	-32,3 kN
VEd	136,9 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 148,6 \text{ kNm} \\ -232,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	233,7 kNm
MRd,pos(A)	172,3 kNm
VEd (schema1)	132,8 kN
VEd (schema2)	135,8 kN
VEd (schema3)	-29,9 kN
VEd (schema4)	-27,0 kN
VEd	135,8 kN

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 170,8 \text{ kNm} \\ -285,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	40				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	38,5	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
APPOGGIO	73,2	2	16	2	16
		1	18	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	38,5	2	16	2	16
		0	20	1	18
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		6,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		182	
APPOGGIO	285,8	2	16	2	16
		4	20	3	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	372		290	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0033		ρ	0,0083	
ρ_{comp}	0,002010		ρ_{comp}	0,005825	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 287,5 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 191,5 \text{ kNm}$

Verifica a Taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	287,5 kNm
MRd,pos(A)	191,5 kNm
VEd (schema1)	149,3 kN
VEd (schema2)	152,1 kN
VEd (schema3)	-50,3 kN
VEd (schema4)	-47,5 kN
VEd	152,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/10$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 166,3$ kN

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 169,4 \text{ kNm} \\ -263,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 7.

Verifica a Taglio

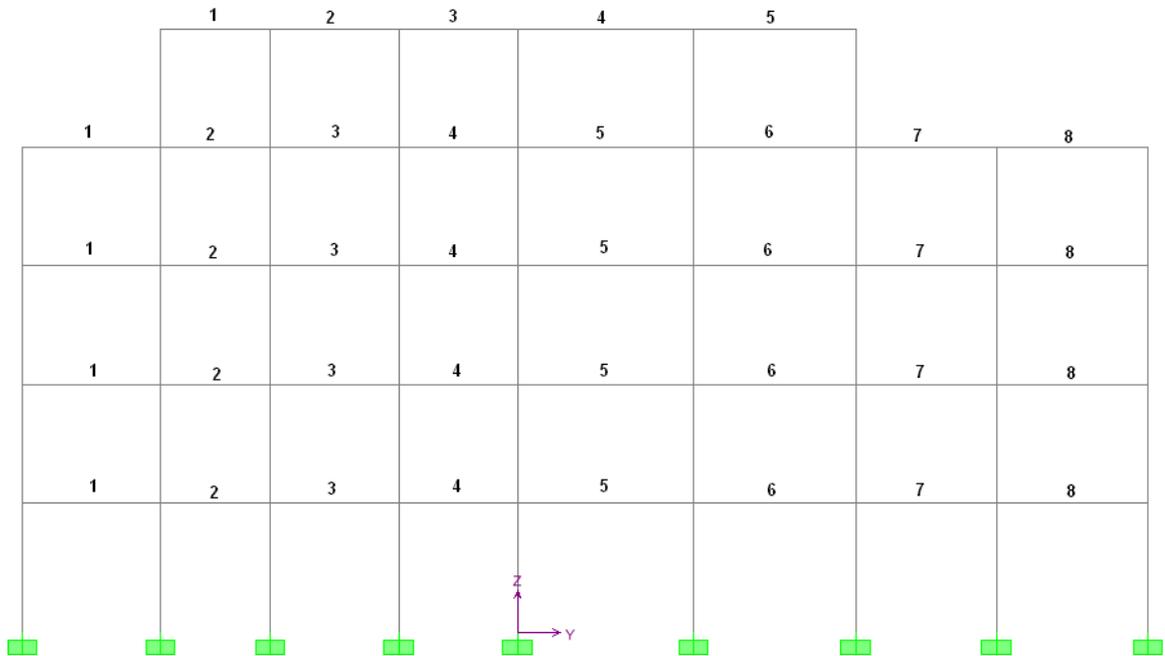
Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	287,5 kNm
MRd,pos(A)	191,5 kNm
VEd (schema1)	147,4 kN
VEd (schema2)	150,4 kN
VEd (schema3)	-44,5 kN
VEd (schema4)	-41,6 kN
VEd	150,4 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11''$ a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2 \text{ Kn}$

11.2.2 Telaio in direzione “Y”

La numerazione delle campate è quella riportata nella figura seguente:



COPERTURA

Campata 5

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 36 \text{ kNm} \\ -60,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	12	2	12
		0	20	1	16
				0	22
APPOGGIO	30	2	12	2	12
		1	16	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	12	2	12
		0	20	1	16
				0	22
	As,tot	2,26 cm2		4,27 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	124		164	
APPOGGIO	60,4	2	14	2	14
		1	16	0	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	168		128	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0036		ρ	0,0042	
ρcomp	0,001884		ρcomp	0,002564	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 69,3$ kNm e un $M_{Rd,pos} = 37,9$ kNm

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,59 m
G1	2,96 kN/m
G2	2,72 kN/m
Q	1,3 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	69,3 kNm
MRd,pos(A)	37,9 kNm
VEd (schema1)	36,4 kN
VEd (schema2)	37,3 kN
VEd (schema3)	-10,3 kN
VEd (schema4)	-9,4 kN
VEd	37,3 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	12
passo max	9,25 cm
passo di progetto	9 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Campata 3

Come campata 5.

Campata 4

Come campata 5.

Campata 2

Come campata 5.

PIANO ATTICO

Campate 1,2,3,4,5,6,7,8

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 75,8 \text{ kNm} \\ -94,6 \text{ kNm} \end{cases} \quad (\text{campata 4})$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	12	2	12
		0	20	1	16
				0	22
APPOGGIO	30	2	12	2	12
		1	16	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	12	2	12
		0	20	1	16
				0	22
	As,tot	2,26 cm ²		4,27 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	124		164	
APPOGGIO	94,6	2	14	2	14
		2	16	1	16
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	216		168	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0036		ρ	0,0059	
ρcomp	0,001884		ρcomp	0,004239	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 96 \text{ kNm}$ e un $M_{Rd,pos} = 64,6 \text{ kNm}$

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,21 m
G1	2,96 kN/m
G2	2,72 kN/m
Q	1,3 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	96 kNm
MRd,pos(A)	64,6 kNm
VEd (schema1)	50,1 kN
VEd (schema2)	50,9 kN
VEd (schema3)	-26,2 kN
VEd (schema4)	-25,4 kN
VEd	50,9 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	14
passo max	9,25 cm
passo di progetto	9 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

PIANO TERZO

Campate 1,2,4,5,6,7

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 107,4 \text{ kNm} \\ -138 \text{ kNm} \end{cases} \quad (\text{campata 1})$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	12	2	12
		0	20	1	16
				0	22
APPOGGIO	30	2	12	2	12
		1	16	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	12	2	12
		0	20	1	16
				0	22
	As,tot	2,26 cm ²		4,27 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	124		164	
APPOGGIO	138	2	16	2	16
		2	20	2	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	252		236	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0036		ρ	0,0086	
ρcomp	0,001884		ρcomp	0,007588	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 138,2 \text{ kNm}$ e un $M_{Rd,pos} = 119,5 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,59 m
G1	2,96 kN/m
G2	2,72 kN/m
Q	1,3 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	138,2 kNm
MRd,pos(A)	119,5 kNm
VEd (schema1)	69,2 kN
VEd (schema2)	70,1 kN
VEd (schema3)	-43,1 kN
VEd (schema4)	-42,2 kN
VEd	70,1 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	9,25 cm
passo di progetto	9 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

Campate 3,8

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 86,3 \text{ kNm} \\ -106,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	40				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	12	2	12
		0	20	1	16
				0	22
APPOGGIO	30	2	12	2	12
		1	16	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	12	2	12
		0	20	1	16
				0	22
	As,tot	2,26 cm ²		4,27 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	124		164	
APPOGGIO	114,4	2	16	2	16
		2	18	2	18
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	236		236	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0036		ρ	0,0076	
ρcomp	0,001884		ρcomp	0,007588	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 123,1 \text{ kNm}$ e un $M_{Rd,pos} = 123,1 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,21 m
G1	2,96 kN/m
G2	2,72 kN/m
Q	1,3 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	123,1 kNm
MRd,pos(A)	123,1 kNm
VEd (schema1)	70,4 kN
VEd (schema2)	71,3 kN
VEd (schema3)	-46,5 kN
VEd (schema4)	-45,7 kN
VEd	71,3 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	9,25 cm
passo di progetto	9 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/9$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 145,5$ kN

PIANO SECONDO

Campate 1,2,3,4,5,6,7,8

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 144,7 \text{ kNm} \\ -167,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	30				
H cm	50				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	12	2	12
		0	20	1	16
				0	22
APPOGGIO	30	2	12	2	12
		1	16	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	15	2	16	2	16
		0	20	1	16
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		6,03 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		172	
APPOGGIO	167,6	2	16	2	16
		2	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	252		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0040		ρ	0,0069	
ρcomp	0,002679		ρcomp	0,006866	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 179,2 \text{ kNm}$ e un $M_{Rd,pos} = 179,2 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,59 m
G1	2,96 kN/m
G2	2,72 kN/m
Q	1,3 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	179,2 kNm
MRd,pos(A)	179,2 kNm
VEd (schema1)	91,1 kN
VEd (schema2)	92,0 kN
VEd (schema3)	-65,0 kN
VEd (schema4)	-64,2 kN
VEd	92,0 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	11,75 cm
passo di progetto	11 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/11$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 151,2$ kN

PIANO PRIMO

Come PIANO SECONDO.

11.3 I pilastri

Secondo quanto riportato al § 7.4.4.2.1, per ciascuna direzione (sisma in direzione X e in direzione Y) e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche (verso sinistra e verso destra) si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , secondo la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (11.1)$$

dove:

γ_{Rd} = coefficiente di sovraresistenza che per la CD "B" vale 1,10.

$M_{C,Rd}$ = momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ = momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nella (11.1) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{C,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

La verifica a pressoflessione deviata viene condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a pressoflessione retta in cui il momento resistente viene ridotto del 30%.

11.3.1 Verifiche di resistenza

11.3.1.1 Verifiche a pressoflessione

Pressoflessione

Per le strutture in CD”B” la sollecitazione di compressione non deve eccedere il 65% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, ovvero:

$$v = \frac{N_{Ed}}{(A_c \cdot f_{cd})} \leq 0,65$$

Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro l’interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l’area dell’armatura longitudinale e l’area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le seguenti limitazioni: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm da una barra fissata PER CD”B”.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle seguenti quantità per CD”B” :

- 1/2 del lato minore della sezione trasversale (CD”B”)
- 175 mm
- 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

dove A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

Nel seguito vengono mostrati i risultati delle verifiche di tutti i pilastri (le verifiche si riferiscono al singolo nodo trave-pilastro).

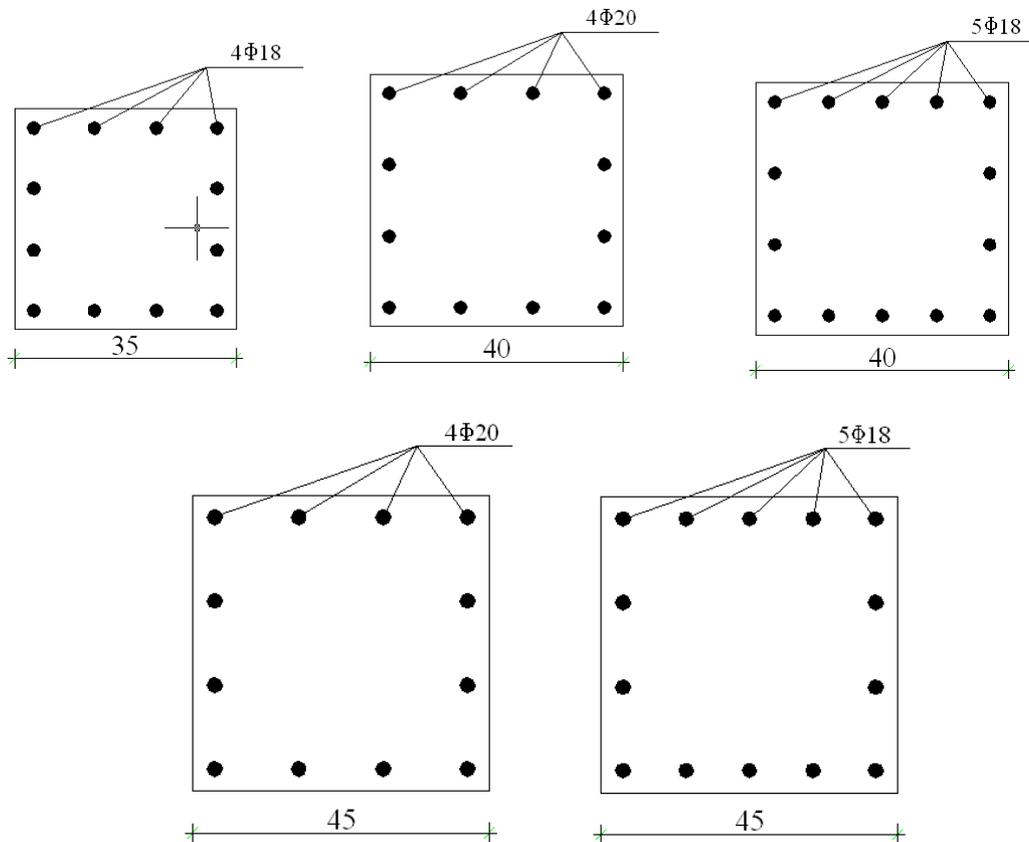
L'armatura prevista è indicata per ciascun pilastro, dove

A_s = armatura tesa

A'_s = armatura compressa

A''_s = armatura totale disposta lungo i lati ortogonali

L'effettiva disposizione delle armature per le diverse sezioni è riassunta nei seguenti disegni :



TELAJ DISPOSTI IN DIREZIONE “X”

Le seguenti verifiche si riferiscono ai NODI trave-pilastro appartenenti ai diversi piani del telaio.

TELAIO “A”

Piano Terzo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 119,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 205,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 244,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$342,4 \text{ kNm} > 268,6 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATA}$$

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} < \text{del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 222,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 412,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 152,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 244,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$448,1 \text{ kNm} > 436,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

La verifica è sicuramente soddisfatta per le ragioni precedentemente riportate.

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 103,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 176,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,NEG}^{\text{trave}} = 244,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{trave}$$

$$343,6 \text{ kNm} > 268,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 215,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 286,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 294,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{trave}$$

$$442,8 \text{ kNm} > 323,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	6	18
A''s	8	18
As	6	18

$$N_{Ed}^{sup} = 425 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 614,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 175,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 294,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$536,9 \text{ kNm} > 516,6 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATA}$$

Sisma verso SINISTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 185,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 251,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 294,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$439,5 \text{ kNm} > 323,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 298,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 468,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 374,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$415,6 \text{ kNm} > 412,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	6	18
A''s	8	18
As	6	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	6	18
A''s	8	18
As	6	18

$$N_{Ed}^{sup} = 636 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 812,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 254,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 374,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$695 \text{ kNm} > 692,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 251,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 281,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 374,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$444,3 \text{ kNm} > 412,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE**1) Pilastro laterale SX**

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 159 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 279 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 145 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 262 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 357 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 520 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “B”

Piano Attico

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 53,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 168,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 212,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

245,4 kNm > 234 kNm

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} < \text{del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 122,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 384,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 100,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 212,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$392,2 \text{ kNm} > 344,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA**Pilastro centrale**

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA**Pilastro laterale DX**

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA**Pilastro laterale DX****Pilastro superiore**

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 67,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 221,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 212,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$249,1 \text{ kNm} > 234 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

.

Piano Terzo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 176,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 327,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 286,6 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{trave}$$

$$351 \text{ kNm} > 315,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 380,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 576 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 140,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 286,6 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$475 \text{ kNm} > 469,7 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 229,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 396,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 286,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} = 145,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} = 227,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$356,6 \text{ kNm} > 315,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 340,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 481,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 286,6 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$455,3 \text{ kNm} > 315,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 576,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 749,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 191,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 287,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$592,5 \text{ kNm} > 527,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 410,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 573,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 287,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$461,1\text{ kNm} > 316,7\text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 493,5\text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 656\text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 351,5\text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$466,9\text{ kNm} > 386,7\text{ kNm} \quad \text{VERIFICATA}$$

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 765,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 930 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 194 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 351,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

697,3 kNm > 600,1 kNm

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 585,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 748,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 327,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$472,6 \text{ kNm} > 360,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 158 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 294 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 355 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 432 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 178 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 300 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le

resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “C”

PIANO ATTICO

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 92,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 186,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 212,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$248,7 \text{ kNm} > 234 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 188,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 416,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 266,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 104,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$410,8 \text{ kNm} > 407,7 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATA}$$

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 96,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 196,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 266,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

333,7 kNm > 293 kNm

VERIFICATA

.

Piano Terzo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 194,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 333,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 316,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$352,2 \text{ kNm} > 348,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 429,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 648 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 106,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 316,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$470,5 \text{ kNm} > 465,2 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATA}$$

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 205,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 362,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 316,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$386,5 \text{ kNm} > 348,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX**

$$N_{Ed}^{sup} = 345,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 474,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 332 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$397 \text{ kNm} > 365,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA**Pilastro laterale SX**

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 663,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 874,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 183,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 332 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$591,6 \text{ kNm} > 566,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 374,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 523,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 332 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$458,1 \text{ kNm} > 365,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 486,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 657,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 407,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$466,7 \text{ kNm} > 447,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 890,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 1082,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 228,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 407,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$709,8 \text{ kNm} > 698,4 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 536,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 737,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 407,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$470,8 \text{ kNm} > 447,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 169,8 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 337,5 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 173,9 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 340,9 kNm .

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 394,3 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 513 kNm.

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “D”

Piano Attico

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 77,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 198,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 122,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$163,5 \text{ kNm} > 134,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 166,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 348,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 76,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 178,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$303,2 \text{ kNm} > 280,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 90,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 192,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 178,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$217,5\text{ kNm} > 196,1\text{ kNm}$$

VERIFICATA

.

Piano Terzo**Sisma verso DESTRA****Pilastro superiore**

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 191,2\text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 332,7\text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 201,9\text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{trave}$$

$$228,1\text{ kNm} > 222,1\text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 358 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 528,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 102,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 212,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$360,6 \text{ kNm} > 346,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 213,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 292,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 212,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$261,4 \text{ kNm} > 234 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 359,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 508,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 201,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$279,1 \text{ kNm} > 222,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 650,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 871 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 284,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 140,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$489,8 \text{ kNm} > 467,4 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 384,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 552,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 233 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$281,7 \text{ kNm} > 256,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 447,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 651,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 284,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$367,4 \text{ kNm} > 313 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 735,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 879,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 140,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 284,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$494,4 \text{ kNm} > 467,4 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 377,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 529 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 268,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$320,2 \text{ kNm} > 295,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 166 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 267 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 150 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 255 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 229 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 356 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “E”

Piano Attico

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 63,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 128,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 122,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$180,6 \text{ kNm} > 134,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferrì	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferrì	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 147,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 304,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 79,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 156,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

258,2 kNm > 256,3 kNm

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 72,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 177,4$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 156,3$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$182,6 > 171,9 \text{ kN}$$

VERIFICATA

Piano Terzo

Sisma verso DESTRA

Pilastr\ o\ laterale SX

Pilastr\ o\ superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastr\ o\ inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\sup} = 136,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\inf} = 266,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 156,3$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} = 98,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} = 102,6 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd, pos}^{trave}$$

$$223,2 > 171,9$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd, pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd, neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A" s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A" s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 304,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 447 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, pos}^{trave} = 76,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, NEG}^{trave} = 156,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$273,8 \text{ kNm} > 256,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 185,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 260 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{neg}}^{\text{trave}} = 156,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} = 100,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} = 102,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}}$$

$$224,6 \text{ kNm} > 171,9 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 273,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 385,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 268,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} = 149,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} = 156,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$310,2 \text{ kNm} > 295,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 456,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 601 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 102,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 201,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} = 159,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} = 241,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$375,1 \text{ kNm} > 334,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 266,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 327,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 201,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$266,1 \text{ kNm} > 222,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 395,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 546,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 330,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} = 157,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} = 238,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$411,3 \text{ kNm} > 363,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 613,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 722,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 167,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 330,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$592,7 \text{ kNm} > 548 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 337,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 462,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 268,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} = 154,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastro\ inf} = 160,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$316,1 \text{ kNm} > 295,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE**1) Pilastro laterale SX**

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 130 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 285 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 127 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 279 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 305 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 409 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le

resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO F

Piano Attico

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 55,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 132,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 156,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$180,4 \text{ kNm} > 171,9 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 145,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 329,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 76,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 156,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$259,5 \text{ kNm} > 256,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferr	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferr	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 70,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 137,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 162,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} = 96 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} = 98,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$181,2 \text{ kNm} > 171,9 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Terzo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 139,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 261,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 245,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{trave}$$

297,8 kNm > 269,9 kNm

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 336,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 466,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 102,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 245,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} = 154,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastro\ inf} = 232,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$406,6 \text{ kNm} > 382,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA**Pilastro centrale**

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA**Pilastro laterale DX**

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA**Pilastro laterale DX****Pilastro superiore**

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 144,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 197,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 201,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} = 98,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} = 142,6 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$252,4 \text{ kNm} > 222,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 268,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 389,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 268,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} = 149,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastro\ inf} = 156,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$352,4 \text{ kNm} > 295,4 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 475,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 631,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 143,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 268,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$465,5 \text{ kNm} > 453,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 204,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 243 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 268,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} = 143,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} = 146,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$258,3 \text{ kNm} > 234 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 398,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 543,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 332 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} = 157,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} = 237,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$411,4 \text{ kNm} > 365,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 643,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 745,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{trave}}^{\text{trave}} = 183,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{trave}}^{\text{trave}} = 332 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} = 244,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} = 341,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{trave}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{trave}}^{\text{trave}})$$

$$595,1 \text{ kNm} > 567,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 252,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 378,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 268,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} = 147,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} = 156,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$308,9 \text{ kNm} > 295,4 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 166 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 267 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 150 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 255 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 229 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 356 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO "G"

Piano Attico

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 40,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 235 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 74,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 156,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$290,5 \text{ kNm} > 256,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 53,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 186 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 156,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$182,1\text{ kNm} > 171,9\text{ kNm}$$

VERIFICATA

.

Piano Terzo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 83,4\text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 143,6\text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 164,5\text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{trave}$$

$$181,9\text{ kNm} > 181\text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 244,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 395,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 74,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 164,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$351,3 \text{ kNm} > 263 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 193 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 292,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 164,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$188,6 \text{ kNm} > 181 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 150,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 207,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 212,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} = 99 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} = 143,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$253,3 \text{ kNm} > 234 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 404,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 542,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 100,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 212,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$362,7 \text{ kNm} > 344,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 299,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 373,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 212,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} = 102,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} = 156,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$270,1 \text{ kNm} > 234 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 216,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 382,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 268 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$307,1 \text{ kNm} > 294,8 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATA}$$

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 554,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 672,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 143,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 268 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$469,5 \text{ kNm} > 453,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 383,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 492 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 212,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

319,3 kNm > 234 kNm

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 118 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 255 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 117 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 260 kNm .

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 130 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 295 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le

resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “L”

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A"s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A"s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 56 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 98 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 179,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$200,2 \text{ kNm} > 197,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 121,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 235,8 \text{ kN}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$344 \text{ kNm} > 313,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

La verifica è sicuramente soddisfatta per le ragioni precedentemente riportate

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 61 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 109 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 179,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{trave}$$

201,6 > 197,1 kNm VERIFICATA

Piano Secondo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 107 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 139 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 233,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$289,1 \text{ kNm} > 257,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{sup} = 268 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 409 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 172,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 233,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$476 > 446,6 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATA}$$

Sisma verso SINISTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 119 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 153 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 233,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$291 > 257,1 \text{ kNm VERIFICATA}$$

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 151 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 249 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 287,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$340,2 > 316,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	5	18
A''s	4	18
As	5	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 421 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 551 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 191,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 287,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$531,3 > 526,9 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA**Pilastro laterale DX****Pilastro superiore**

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 165 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 191 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 287,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

337,4 kNm > 316,3 kNm

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 83 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 247 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 81 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 242 kNm
-

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 221 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 388 kNm .

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le

resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “H”

Piano Terzo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 54,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 104 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 158,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$179,3 \text{ kNm} > 173,9 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A"s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A"s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 115,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 236 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 58,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 158,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$252,8 \text{ kNm} > 238,4 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

La verifica è sicuramente soddisfatta per le ragioni precedentemente riportate

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 61 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 103,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,NEG}^{\text{trave}} = 158,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$179,6 \text{ kNm} > 173,9 \text{ kNm} \quad \text{VERIFICATA}$$

Piano Secondo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 108,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 141,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 158,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$215,3 \text{ kNm} > 197,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{\text{trave}} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 245,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 353,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 175,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 294,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$355,9 \text{ kNm} > 313,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	16
A''s	4	16
As	4	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 110 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 130,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 158,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$181,9 \text{ kNm} > 173,9 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 147,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 240 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 201,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$254,9 \text{ kNm} > 222,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 368,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 451 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 102,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 201,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$455,3 \text{ kNm} > 334,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 140,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 132,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 158,1 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$248,4 \text{ kNm} > 173,9 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 93 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 186 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 78 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 177 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 151 k kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 258 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

11.3.1.2 Verifiche a taglio

TELAIO "A"

PIANO TERZO

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,57	cm ²
$A_{st,min}$	1,57	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	16	cm

Mc,Rd-sup	243	kNm
Mc,Rd-inf	244	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	178,6	kN
VRd	221,2	kN

$$V_{Rsd} = 218,6 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,57	cm ²
$A_{st,min}$	1,69	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	15	cm

Mc,Rd-sup	324	kNm
Mc,Rd-inf	371	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	254,8	kN
VRd	267,8	kN

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,57	cm ²
$A_{st,min}$	1,57	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	16	cm

Mc,Rd-sup	259	kNm
Mc,Rd-inf	262	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	191,0	kN
VRd	221,2	kN

$$V_{Rsd} = 252,8 \text{ kN} > V_{Ed}$$

PIANO SECONDO

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,57	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	16	cm

Mc,Rd-sup	250	kNm
Mc,Rd-inf	251	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	183,7	kN
VRd	221,2	kN

$$V_{Rsd} = 252,8 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
As _{t,min}	1,52	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	12	cm

Mc,Rd-sup	473	kNm
Mc,Rd-inf	476	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	348,0	kN
VRd	374,6	kN

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,47	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	15	cm

Mc,Rd-sup	259	kNm
Mc,Rd-inf	262	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	191,0	kN
VRd	235,9	kN

PIANO PRIMO

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,47	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	15	cm

Mc,Rd-sup	279	kNm
Mc,Rd-inf	293	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	209,7	kN
VRd	235,9	kN

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
As _{t,min}	1,52	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	12	cm

Mc,Rd-sup	493	kNm
Mc,Rd-inf	521	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	371,8	kN
VRd	374,6	kN

$$V_{Rsd} = 374,6 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,57	cm ²
$A_{st,min}$	1,37	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

Mc,Rd-sup	351	kNm
Mc,Rd-inf	288	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	234,3	kN
VRd	252,8	kN

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

TELAIO C

PIANO ATTICO

Pilastro laterale SX

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,17	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm
Mc,Rd-sup	173,8	kNm
Mc,Rd-inf	181,5	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	144,8	kN

$$V_{Rsd} = 218,6 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Pilastro centrale

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,28	cm²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	18		
passo max	14,4	cm	
passo di progetto	13	cm	
Mc,Rd-sup	311,6	kNm	
Mc,Rd-inf	325,6	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	259,6	kN	

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,57	cm²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	20		
passo max	16	cm	
passo di progetto	16	cm	
Mc,Rd-sup	234,2	kNm	
Mc,Rd-inf	242,5	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	194,2	kN	

$$V_{Rsd} = 252,8 \text{ kN} > V_{Esd}$$

PIANO TERZO

Pilastro laterale SX

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,57	cm ²
$A_{st,min}$	1,37	cm ²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm
$M_{c,Rd-sup}$	182,1	kNm
$M_{c,Rd-inf}$	321,1	kNm
L_p	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
V_{Ed}	205,0	kN

$$V_{Rsd} = 252,8 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Pilastro centrale

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,58	cm²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	20		
passo max	16	cm	
passo di progetto	14	cm	
Mc,Rd-sup	326,2	kNm	
Mc,Rd-inf	344	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	273,0	kN	

$$V_{Rsd} = 287 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,37	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm
Mc,Rd-sup	243,2	kNm
Mc,Rd-inf	322,7	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	230,6	kN

$$V_{Rsd} = 252,8 \text{ kN} > V_{Esd}$$

PIANO SECONDO

Pilastro laterale SX

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,28	cm ²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	18		
passo max	14,4	cm	
passo di progetto	13	cm	
Mc,Rd-sup	321,8	kNm	
Mc,Rd-inf	328,6	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	265,0	kN	

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,52	cm²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	18		
passo max	14,4	cm	
passo di progetto	12	cm	
Mc,Rd-sup	345,2	kNm	
Mc,Rd-inf	500	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	344,3	kN	

$$V_{Rsd} = 374,6 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,28	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	13	cm
Mc,Rd-sup	323,3	kNm
Mc,Rd-inf	331,1	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	266,6	kN

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

PIANO PRIMO

Pilastro laterale SX

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,28	cm²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	18		
passo max	14,4	cm	
passo di progetto	13	cm	
Mc,Rd-sup	329,2	kNm	
Mc,Rd-inf	337,5	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	271,6	kN	

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,27	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	10	cm
Mc,Rd-sup	501	kNm
Mc,Rd-inf	513	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	413,1	kN

$$V_{Rsd} = 449,6 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,18	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	12	cm
Mc,Rd-sup	331,7	kNm
Mc,Rd-inf	340,9	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	274,0	kN

$$V_{Rsd} = 294,9 \text{ kN} > V_{Esd}$$

TELAIO “E”

PIANO ATTICO

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	0,83	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	16	
passo max	12,8	cm
passo di progetto	12	cm

Mc,Rd-sup	116,3	kNm
Mc,Rd-inf	117	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	85,5	kN
VRd	215,2	kN

$$V_{Rsd} = 218,6 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,17	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

Mc,Rd-sup	191	kNm
Mc,Rd-inf	117	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	112,9	kN
VRd	218,6	kN

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
As _{t,min}	0,83	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	16	
passo max	12,8	cm
passo di progetto	12	cm

Mc,Rd-sup	119	kNm
Mc,Rd-inf	119	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	87,3	kN
VRd	215,2	kN

$$V_{Rsd} = 252,8 \text{ kN} > V_{Esd}$$

PIANO TERZO

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,17	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

Mc,Rd-sup	188	kNm
Mc,Rd-inf	188	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	137,9	kN
VRd	218,6	kN

$$V_{Rsd} = 252,8 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,17	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

Mc,Rd-sup	200	kNm
Mc,Rd-inf	201	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	147,0	kN
VRd	218,6	kN

$$V_{Rsd} = 287 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
As _{t,min}	1,17	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

Mc,Rd-sup	187	kNm
Mc,Rd-inf	188	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	137,5	kN
VRd	218,6	kN

$$V_{Rsd} = 252,8 \text{ kN} > V_{Ed}$$

PIANO SECONDO

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,57	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	16	cm

Mc,Rd-sup	255	kNm
Mc,Rd-inf	197	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	165,7	kN
VRd	221,2	kN

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,80	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	16	cm

Mc,Rd-sup	340	kNm
Mc,Rd-inf	341	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	249,7	kN
VRd	251,1	kN

$$V_{Rsd} = 374,6 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
As _{t,min}	1,34	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	16	cm

Mc,Rd-sup	192	kNm
Mc,Rd-inf	193	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	141,2	kN
VRd	191,3	kN

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

PIANO PRIMO

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,37	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

Mc,Rd-sup	286	kNm
Mc,Rd-inf	302	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	215,6	kN
VRd	252,8	kN

$$V_{Rsd} = 272,2 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,78	cm²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

Mc,Rd-sup	409	kNm
Mc,Rd-inf	429	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	307,3	kN
VRd	321,1	kN

$$V_{Rsd} = 449,6 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
As _{t,min}	1,47	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	15	cm

Mc,Rd-sup	329	kNm
Mc,Rd-inf	301	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	231,0	kN
VRd	235,9	kN

$$V_{Rsd} = 294,9 \text{ kN} > V_{Esd}$$

12 ADMSR mediante SAP2000

12.1 ADMSR mediante SAP2000

L'analisi dinamica modale a spettro di risposta eseguita manualmente, assimila la struttura in oggetto ad un telaio di tipo shear-type sulla base dell' ipotesi che le travi possano essere considerate infinitamente rigide rispetto ai pilastri.

Come è noto, le travi in spessore a causa della limitata altezza che le caratterizza, sono ben lontane dal poter essere considerate infinitamente rigide, pertanto risulta non significativo procedere ad un' analisi modale di tipo manuale.

Nel seguito vengono pertanto riportati i risultati forniti dal SAP2000 sulla base quindi delle effettive rigidezze.

12.1.1 Modello 3D

12.1.1.1 Verifiche di deformabilità allo SLD

Spostamenti massimi assoluti di interpiano

	<i>Spostamento assoluto</i>
<i>PIANO PRIMO</i>	<i>0,618 cm</i>
<i>PIANO SECONDO</i>	<i>1,722 cm</i>
<i>PIANO TERZO</i>	<i>2,887 cm</i>
<i>PIANO ATTICO</i>	<i>3,913 cm</i>
<i>COPERTURA</i>	<i>4,734 cm</i>

Vengono presi in esame i valori di spostamento di interpiano d_r più sfavorevoli, ovvero:

- quello relativo al piano primo interessato dal taglio maggiore e dall'altezza di interpiano maggiore ($h = 3,4$ m).

$$d_r = 0,62 \text{ cm} < 0,005 \cdot 340 \text{ cm} = 1,7 \quad \text{VERIFICATO}$$

- quello relativo al secondo piano che ha fatto registrare il maggior valore di spostamento di interpiano d_r , avente altezza di interpiano $h = 3,1$ m

$$d_r = 1,17 \text{ cm} < 0,005 \cdot 310 \text{ cm} = 1,55 \quad \text{VERIFICATO}$$

12.1.1.2 Calcolo delle sollecitazioni allo SLV

Per tutti i pilastri di estremità si considera un'eccentricità $\delta = 1,3$, mentre per le travi si considera l'eccentricità δ corrispondente al telaio di appartenenza.

TELAIO "A"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
COPERTURA			
PIANO ATTICO	26	55	26
PIANO 3°	48	73	31
PIANO 2°	55	86	35
PIANO 1°	72	86	33

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
COPERTURA				0,0	0,0	0,0
PIANO ATTICO	72	125	55	93,6	125,0	71,5
PIANO 3°	97	132	55	126,1	132,0	71,5
PIANO 2°	103	151	61	133,9	151,0	79,3
PIANO 1°	241	256	97	313,3	256,0	126,1

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,25$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX
	Taglio max	Taglio max
COPERTURA		
PIANO ATTICO	26	23
PIANO 3°	35	32
PIANO 2°	44	37
PIANO 1°	39	33

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA			0,0	0,0
PIANO 4°	72	58	90,0	72,5
PIANO 3°	94	81	117,5	101,3
PIANO 2°	118	93	147,5	116,3
PIANO 1°	104	82	130,0	102,5

TELAIO "B"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
<i>COPERTURA</i>	20	30	22
<i>PIANO ATTICO</i>	25	64	32
<i>PIANO 3°</i>	60	88	47
<i>PIANO 2°</i>	89	120	53
<i>PIANO 1°</i>	130	146	29

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
<i>COPERTURA</i>	36	56	39	46,8	56,0	50,7
<i>PIANO ATTICO</i>	100	177	92	130,0	177,0	119,6
<i>PIANO 3°</i>	144	180	94	187,2	180,0	122,2
<i>PIANO 2°</i>	214	261	113	278,2	261,0	146,9
<i>PIANO 1°</i>	561	581	115	729,3	581,0	149,5

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,17$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	<i>TRAVE SX</i>	<i>TRAVE DX</i>
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
<i>COPERTURA</i>	12,0	14,0
<i>PIANO ATTICO</i>	39	37
<i>PIANO 3°</i>	36	22
<i>PIANO 2°</i>	40	37
<i>PIANO 1°</i>	33	29

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA	35	37	41,0	43,3
PIANO 4°	104	93	121,7	108,8
PIANO 3°	96	86	112,3	100,6
PIANO 2°	106	93	124,0	108,8
PIANO 1°	88	80	103,0	93,6

TELAIO "C"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	Pilastro SX	Pilastro Centro	Pilastro DX
COPERTURA	22	45	21
PIANO ATTICO	32	73	42
PIANO 3°	45	106	72
PIANO 2°	54	137	103
PIANO 1°	55	149	131

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx
COPERTURA	54	123	71	70,2	123,0	92,3
PIANO ATTICO	77	192	146	100,1	192,0	189,8
PIANO 3°	85	205	159	110,5	205,0	206,7
PIANO 2°	123	323	272	159,9	323,0	353,6
PIANO 1°	229	640	621	297,7	640,0	807,3

Sollecitazioni travi

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX
	Taglio max	Taglio max
COPERTURA	19,0	22,0
PIANO ATTICO	32	34
PIANO 3°	38	40
PIANO 2°	40	42
PIANO 1°	32	33

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA	52	65	56,7	70,9
PIANO 4°	85	97	92,7	105,7
PIANO 3°	100	114	109,0	124,3
PIANO 2°	106	120	115,5	130,8
PIANO 1°	85	96	92,7	104,6

TELAIO "D"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
<i>COPERTURA</i>	24,1	37,4	19,7
<i>PIANO ATTICO</i>	33	98,5	43,3
<i>PIANO 3°</i>	53,6	117	54,2
<i>PIANO 2°</i>	70,4	127,5	52,8
<i>PIANO 1°</i>	75,4	129,1	77,1

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
<i>COPERTURA</i>	28	81	46	36,4	81,0	59,8
<i>PIANO ATTICO</i>	55	129	88	71,5	129,0	114,4
<i>PIANO 3°</i>	57	141	100	74,1	141,0	130,0
<i>PIANO 2°</i>	74	185	140	96,2	185,0	182,0
<i>PIANO 1°</i>	109	361	346	141,7	361,0	449,8

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	<i>TRAVE SX</i>	<i>TRAVE DX</i>
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
<i>COPERTURA</i>	14,0	15,0
<i>PIANO ATTICO</i>	28	26
<i>PIANO 3°</i>	35	31
<i>PIANO 2°</i>	38	34
<i>PIANO 1°</i>	32	29

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA	35	45	35,0	45,0
PIANO 4°	68	75	68,0	75,0
PIANO 3°	84	90	84,0	90,0
PIANO 2°	92	99	92,0	99,0
PIANO 1°	76	83	76,0	83,0

TELAIO "E"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	Pilastro SX	Pilastro Centro	Pilastro DX
COPERTURA	15	19	10
PIANO ATTICO	17	44	23
PIANO 3°	21	53	33
PIANO 2°	23	62	39
PIANO 1°	17	64	53

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx
COPERTURA	27	38	21	35,1	38,0	27,3
PIANO ATTICO	29	88	53	37,7	88,0	68,9
PIANO 3°	34	93	64	44,2	93,0	83,2
PIANO 2°	38	109	71	49,4	109,0	92,3
PIANO 1°	43	192	180	55,9	192,0	234,0

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,07$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX
	Taglio max	Taglio max
COPERTURA	10,0	8,0
PIANO ATTICO	20	20
PIANO 3°	26	26
PIANO 2°	29	28
PIANO 1°	25	25

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA	27	24	28,9	25,7
PIANO 4°	49	60	52,4	64,2
PIANO 3°	63	74	67,4	79,2
PIANO 2°	70	82	74,9	87,7
PIANO 1°	61	72	65,3	77,0

TELAIO "F"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	Pilastro SX	Pilastro Centro	Pilastro DX
COPERTURA	17	21	13
PIANO ATTICO	18	44	24
PIANO 3°	23	57	37
PIANO 2°	24	58	36
PIANO 1°	22	82	70

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
COPERTURA	28	41	26	36,4	41,0	33,8
PIANO ATTICO	30	87	54	39,0	87,0	70,2
PIANO 3°	37	99	71	48,1	99,0	92,3
PIANO 2°	40	96	62	52,0	96,0	80,6
PIANO 1°	51	224	211	66,3	224,0	274,3

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,14$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
COPERTURA	10,0	7,0
PIANO ATTICO	19	19
PIANO 3°	24	24
PIANO 2°	27	27
PIANO 1°	25	25

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	<i>Momento max</i>	<i>Momento max</i>	<i>Momento max</i>	<i>Momento max</i>
COPERTURA	27	22	30,8	25,1
PIANO 4°	47	57	53,6	65,0
PIANO 3°	59	70	67,3	79,8
PIANO 2°	66	78	75,2	88,9
PIANO 1°	62	74	70,7	84,4

TELAIO "L"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>		
	<i>Pilastro SX</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro DX</i>
<i>COPERTURA</i>			
<i>PIANO ATTICO</i>	15	25	14
<i>PIANO 3°</i>	22	34	21
<i>PIANO 2°</i>	19	35	19
<i>PIANO 1°</i>	28	36	29

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>			<i>ADMSR mediante SAP</i>		
	<i>SENZA ECCENTRICITA'</i>			<i>CON ECCENTRICITA'</i>		
	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>	<i>Pilastro Sx</i>	<i>Pilastro Centro</i>	<i>Pilastro Dx</i>
<i>COPERTURA</i>				0,0	0,0	0,0
<i>PIANO ATTICO</i>	28	53	27	36,4	53,0	35,1
<i>PIANO 3°</i>	74	95	47	96,2	95,0	61,1
<i>PIANO 2°</i>	74	103	73	96,2	103,0	94,9
<i>PIANO 1°</i>	85	213	84	110,5	213,0	109,2

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,27$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	<i>ADMSR mediante SAP</i>	
	<i>TRAVE SX</i>	<i>TRAVE DX</i>
	<i>Taglio max</i>	<i>Taglio max</i>
<i>COPERTURA</i>		
<i>PIANO ATTICO</i>	10	10
<i>PIANO 3°</i>	18	17
<i>PIANO 2°</i>	22	20
<i>PIANO 1°</i>	23	20

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	TRAVE SX	TRAVE DX	TRAVE SX	TRAVE DX
	Momento max	Momento max	Momento max	Momento max
COPERTURA			0,0	0,0
PIANO 4°	29	30	36,8	38,1
PIANO 3°	74	72	94,0	91,4
PIANO 2°	115	113	146,1	143,5
PIANO 1°	127	123	161,3	156,2

TELAIO "H"

Sollecitazioni pilastri

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP		
	Pilastro SX	Pilastro Centro	Pilastro DX
COPERTURA			
PIANO ATTICO	22	36	15
PIANO 3°	26	62	29
PIANO 2°	40	68	33
PIANO 1°	40	71	37

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	ADMSR mediante SAP			ADMSR mediante SAP		
	SENZA ECCENTRICITA'			CON ECCENTRICITA'		
	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx	Pilastro Sx	Pilastro Centro	Pilastro Dx
COPERTURA				0,0	0,0	0,0
PIANO ATTICO	30	48	18	39,0	48,0	23,4
PIANO 3°	52	79	26	67,6	79,0	33,8
PIANO 2°	77	102	28	100,1	102,0	36,4
PIANO 1°	95	152	74	123,5	152,0	96,2

Sollecitazioni travi

eccentricità $\delta = 1,33$

Combinazione SX+0,3SY:

Taglio sismico [kN]

	ADMSR mediante SAP	
	<u>TRAVE SX</u>	<u>TRAVE DX</u>
	<u>Taglio max</u>	<u>Taglio max</u>
COPERTURA		
PIANO ATTICO	17	14
PIANO 3°	26	26
PIANO 2°	35	31
PIANO 1°	33	28

Momento flettente sismico massimo [kNm]

	SENZA ECCENTRICITA'		CON ECCENTRICITA'	
	ADMSR mediante SAP		ADMSR mediante SAP	
	<u>TRAVE SX</u>	<u>TRAVE DX</u>	<u>TRAVE SX</u>	<u>TRAVE DX</u>
	<u>Momento max</u>	<u>Momento max</u>	<u>Momento max</u>	<u>Momento max</u>
COPERTURA			0,0	0,0
PIANO 4°	31	34	41,2	45,2
PIANO 3°	91	34	121,0	45,2
PIANO 2°	133	45	176,9	59,9
PIANO 1°	148	49	196,8	65,2

13. Verifiche di resistenza allo SLV

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di RESISTENZA e DUTTILITA' secondo le seguenti modalità:

- verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (§ 7.3.6.1): occorre verificare che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione E_d sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto R_d .
- verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione (§ 7.3.6.2): occorre verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura "q" adottato; tale condizione è ritenuta soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Le successive indicazioni riguardano solo gli elementi strutturali principali delle strutture in elevazione.

13.1 Le Travi

13.1.1 Telai in direzione X

13.1.1.1 Verifiche a flessione

Secondo quanto riportato al § 7.4.4.1, i momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per la combinazione di carico:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Al § 7.4.6 è poi riportata una serie di limitazioni geometriche e di armatura che devono essere rispettate:

Limitazioni geometriche

3. Larghezza minima della trave pari a 20 cm;
4. Rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$

Limitazioni di Armatura

Armature longitudinali

- 4 Il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa deve essere compreso

entro i seguenti limiti:
$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}};$$

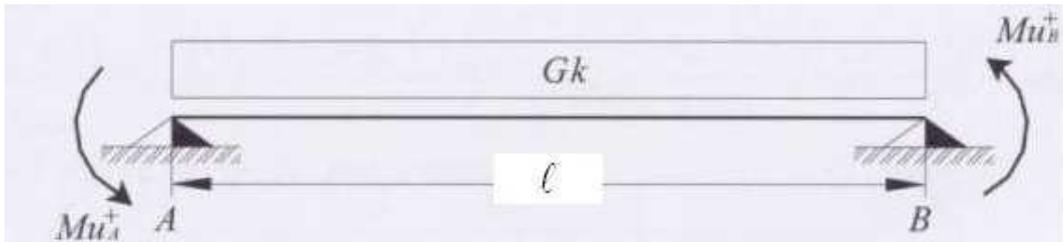
- 5 Nelle zone critiche della trave (che per CD"B" si estendono per una lunghezza pari a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro), deve essere $\rho_{comp} \geq 1/2\rho$ e comunque $\geq 0,25\rho$ al di fuori delle zone critiche.
- 6 Devono essere presenti almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm per tutta la lunghezza della trave, sia superiormente che inferiormente

13.1.1.2 Verifiche a taglio

Per quanto riguarda le sollecitazioni di calcolo relative al taglio, al § 7.4.4.1 la Normativa stabilisce che al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuto al taglio, le sollecitazioni di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione, amplificati del fattore di resistenza γ_{Rd} che per strutture in CD"B" (come quella in esame) vale 1,00.

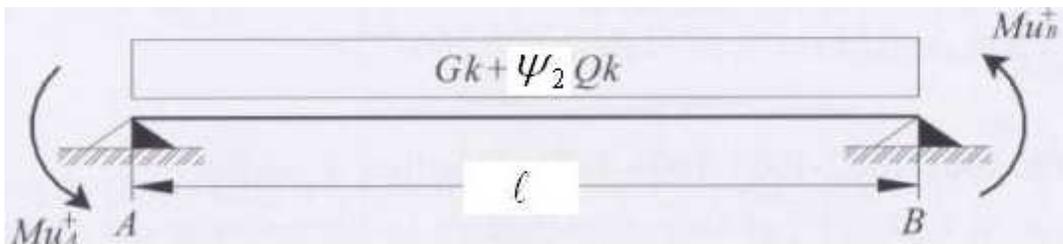
Inoltre per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$, da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.

Schema 1



$$V_{A,B}^+(\rho_{lt}=0) = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} \pm \frac{(G_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Schema 2



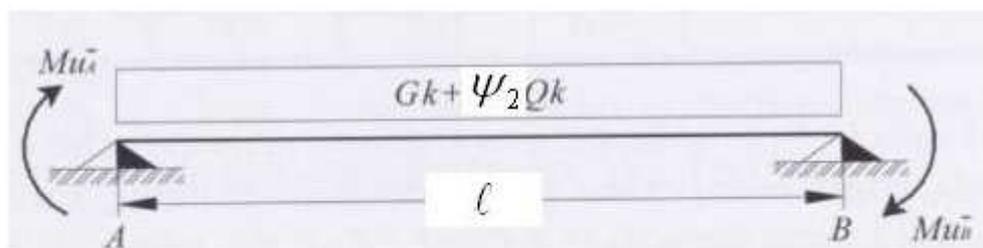
$$V_{A,B}^+(\rho_{lt}=0) = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} \pm \frac{(G_k + \psi_{21} Q_{1k}) \cdot l_{trave}}{2}$$

Schema 3



$$V_{A,B}^-(\rho_{lt}=0) = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} \pm \frac{(G_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Schema 4



$$V_{A,B}^-(\rho_{lt}=0) = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} \pm \frac{(G_k + \psi_{21} Q_{1k}) \cdot l_{trave}}{2}$$

Limitazioni di armatura

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento, disposte ad un passo non superiore alla minore tra le seguenti grandezze:

- $\frac{1}{4}$ dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 225 mm (CD" B")
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (CD" B")
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per tutti i casi mostrati nel seguito, si ipotizzano staffe aventi le seguenti caratteristiche:

Φ	8	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,00	cm ²

α	90	
$ctg\alpha$	0	staffe
θ	45	puntoni di cls
$ctg\theta$	1	
$sin\alpha$	1	

Al fine di non appesantire la trattazione con un eccessivo numero di risultati, vengono nel seguito riportate le verifiche a flessione e taglio di tutte le travi appartenenti ai telai ritenuti più rappresentativi.

TELAIO "H"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 11,1 \text{ kNm} \\ -85,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	54				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	39,9	2	16	2	16
		0	20	4	20
				0	22
APPOGGIO	80,6	2	16	2	16
		3	20	0	16
		0	16		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	39,9	2	16	2	16
		1	20	4	20
				0	22
	As,tot	7,16 cm ²		16,58 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	192		372	
APPOGGIO	85,8	2	16	2	16
		3	20	1	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	312		192	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0128		ρ	0,0104	
ρcomp	0,005524		ρcomp	0,005524	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 98,1$ ed un $M_{Rd,pos} = 39,1$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	5,83 kN/m
G2	5,34 kN/m
Q	2,56 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	98,1 kNm
MRd,pos(A)	39,1 kNm
VEd (schema1)	55,5 kN
VEd (schema2)	57,5 kN
VEd (schema3)	3,8 kN
VEd (schema4)	5,9 kN
VEd	57,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN, il passo 5 cm è legato alle prescrizioni da Normativa che prevedono un passo massimo di progetto pari ad $\frac{1}{4}$ dell'altezza utile della sezione.

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -87,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 1.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,43 m
G1	5,83 kN/m
G2	5,34 kN/m
Q	2,56 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	98,1 kNm
MRd,pos(A)	39,1 kNm
VEd (schema1)	55,6 kN
VEd (schema2)	57,7 kN
VEd (schema3)	5,1 kN
VEd (schema4)	7,1 kN
VEd	57,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN ,

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 46,4 \text{ kNm} \\ -153,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	50,7	4	20	6	20
				0	22
APPOGGIO	100,2	2	16	2	16
		4	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	50,7	4	20	6	20
				0	22
	As,tot	16,58 cm ²		22,86 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	372		492	
APPOGGIO	153,8	2	16	2	16
		6	20	3	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	492		312	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0176		ρ	0,0176	
ρcomp	0,012793		ρcomp	0,010370	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 163,2$ ed un $M_{Rd,pos} = 74,7$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	141 kNm
MRd,pos(A)	52,6 kNm
VEd (schema1)	91,2 kN
VEd (schema2)	94,3 kN
VEd (schema3)	18,3 kN
VEd (schema4)	21,4 kN
VEd	94,3 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN ,

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 28,3 \text{ kNm} \\ -144,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 3.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,43 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	141 kNm
MRd,pos(A)	52,6 kNm
VEd (schema1)	91,6 kN
VEd (schema2)	94,8 kN
VEd (schema3)	20,3 kN
VEd (schema4)	23,5 kN
VEd	94,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN ,

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 72,4 \text{ kNm} \\ -175,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	50,7	2	16	2	16
		4	20	6	20
				0	22
APPOGGIO	100,2	2	16	2	16
		4	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	50,7	2	16	2	16
		4	20	6	20
				0	22
	As,tot	16,58 cm2		22,86 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	372		492	
APPOGGIO	175,7	2	16	2	16
		7	20	4	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	552		372	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0176		ρ	0,0201	
ρcomp	0,012793		ρcomp	0,012793	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
$1,4/fyk < \rho$		VERO	$1,4/fyk < \rho$		VERO
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO	$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: $\rho_{comp} > 0,5\rho$		VERO			
FUORI zone critiche: $\rho_{comp} > 0,25\rho$		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 185,3$ ed un $M_{Rd,pos} = 96,8$

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 52,6 \text{ kNm} \\ -162,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 4.

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 55,7 \text{ kNm} \\ -186,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Verifica a taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	5,31 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	118,9 kNm
MRd,pos(A)	30,5 kNm
VEd (schema1)	82,9 kN
VEd (schema2)	86,0 kN
VEd (schema3)	26,6 kN
VEd (schema4)	29,7 kN
VEd	86,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6 \text{ kN}$,

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 57,2 \text{ kNm} \\ -147 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 6.

Verifica a taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	5,43 m
G1	5,83 kN/m
G2	14,79 kN/m
Q	3,94 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	118,9 kNm
MRd,pos(A)	30,5 kNm
VEd (schema1)	83,5 kN
VEd (schema2)	86,7 kN
VEd (schema3)	28,5 kN
VEd (schema4)	31,7 kN
VEd	86,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6 \text{ kN}$,

TELAIO "A"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 9,9 \text{ kNm} \\ -156,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	69				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	76	2	16	2	16
		5	20	9	20
				0	22
APPOGGIO	145	2	16	2	16
		6	20	0	16
		0	16		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	76	2	16	2	16
		5	20	9	20
				0	22
	As,tot	19,72 cm ²		32,28 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	432		672	
APPOGGIO	156,1	2	16	2	16
		6	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	492		252	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0195		ρ	0,0138	
ρcomp	0,011908		ρcomp	0,006219	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 163,4$ ed un $M_{Rd,pos} = 45,4$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	11,25 kN/m
G2	9,2 kN/m
Q	15,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	163,4 kNm
MRd,pos(A)	45,4 kNm
VEd (schema1)	93,6 kN
VEd (schema2)	105,7 kN
VEd (schema3)	15,0 kN
VEd (schema4)	27,1 kN
VEd	105,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 10,1 \text{ kNm} \\ -132,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	59				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,7	2	16	2	16
		4	20	7	20
				0	22
APPOGGIO	128,8	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,7	2	16	2	16
		4	20	7	20
				0	22
	As,tot	16,58 cm2		26,00 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	372		552	
APPOGGIO	132,1	2	16	2	16
		5	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	432		252	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0184		ρ	0,0139	
ρcomp	0,011708		ρcomp	0,007273	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 141,8$ ed un $M_{Rd,pos} = 53,3$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,25 kN/m
G2	9,2 kN/m
Q	15,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	141,8 kNm
MRd,pos(A)	53,3 kNm
VEd (schema1)	90,1 kN
VEd (schema2)	101,5 kN
VEd (schema3)	11,9 kN
VEd (schema4)	23,3 kN
VEd	101,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 42 \text{ kNm} \\ -191 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,7	2	16	2	16
		5	20	8	20
				0	22
APPOGGIO	128,2	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,7	2	16	2	16
		5	20	8	20
				0	22
	As,tot	19,72 cm ²		29,14 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	432		612	
APPOGGIO	191	2	16	2	16
		8	20	5	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	612		432	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0190		ρ	0,0190	
ρcomp	0,012838		ρcomp	0,012838	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 208,8$ ed un $M_{Rd,pos} = 120,3$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	11,25 kN/m
G2	13,95 kN/m
Q	7,6 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	142,2 kNm
MRd,pos(A)	54 kNm
VEd (schema1)	103,9 kN
VEd (schema2)	109,9 kN
VEd (schema3)	30,0 kN
VEd (schema4)	36,0 kN
VEd	109,9 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN .

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 36,5 \text{ kNm} \\ -161,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	55	2	16	2	16
		4	20	7	20
				0	22
APPOGGIO	107,6	2	16	2	16
		4	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	55	2	16	2	16
		4	20	7	20
				0	22
	As,tot	16,58 cm2		26,00 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	372		552	
APPOGGIO	161,5	2	16	2	16
		6	20	3	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	492		312	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0201		ρ	0,0176	
ρcomp	0,012793		ρcomp	0,010370	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 163,2$ ed un $M_{Rd,pos} = 74,7$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,25 kN/m
G2	13,95 kN/m
Q	7,6 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	163,2 kNm
MRd,pos(A)	74,7 kNm
VEd (schema1)	110,5 kN
VEd (schema2)	116,2 kN
VEd (schema3)	15,2 kN
VEd (schema4)	20,9 kN
VEd	116,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6 \text{ kN}$.

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 76,4 \text{ kNm} \\ -223,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,1	2	16	2	16
		5	20	8	20
				0	22
APPOGGIO	127,9	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,1	2	16	2	16
		5	20	8	20
				0	22
	As,tot	19,72 cm ²		29,14 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	432		612	
APPOGGIO	213,9	2	16	2	16
		9	20	6	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	672		492	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0176		ρ	0,0195	
ρcomp	0,011908		ρcomp	0,013804	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 231,4$ ed un $M_{Rd,pos} = 143$

Verifica a taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	5,31 m
G1	11,25 kN/m
G2	13,95 kN/m
Q	7,6 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	208,8 kNm
MRd,pos(A)	120,3 kNm
VEd (schema1)	128,9 kN
VEd (schema2)	134,9 kN
VEd (schema3)	4,9 kN
VEd (schema4)	11,0 kN
VEd	134,9 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN .

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 60,7 \text{ kNm} \\ -177,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	54				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	55,1	2	16	2	16
		5	20	7	20
				0	22
APPOGGIO	107,8	2	16	2	16
		4	20	0	16
		0	16		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	55,1	2	16	2	16
		5	20	7	20
				0	22
	As,tot	19,72 cm ²		26,00 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	432		552	
APPOGGIO	177,7	2	16	2	16
		6	20	4	20
		1	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	540		372	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0201		ρ	0,0192	
ρcomp	0,015215		ρcomp	0,012793	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 178$ ed un $M_{Rd,pos} = 100,1$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,25 kN/m
G2	13,95 kN/m
Q	7,6 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	178 kNm
MRd,pos(A)	100,1 kNm
VEd (schema1)	118,6 kN
VEd (schema2)	124,3 kN
VEd (schema3)	7,1 kN
VEd (schema4)	12,8 kN
VEd	124,3 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5''$ a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6 \text{ kN}$.

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 60,1 \text{ kNm} \\ -226 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 54,1 \text{ kNm} \\ -170 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 6.

TELAIO "B"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0,9 \text{ kNm} \\ 77,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	42,2	0	20	3	20
				0	22
APPOGGIO	79,6	2	16	2	16
		3	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	42,2	0	20	3	20
				0	22
	As,tot	4,02 cm2		13,44 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	132		312	
APPOGGIO	77,6	2	16	2	16
		3	20	1	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	312		192	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura			
Ai = Armatura tesa inferiore			
ρ	0,0104		
ρ_{comp}	0,003101		
fyk [MPa]	450		
Limitazione 1			
$1,4/fyk < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO	
Limitazione 3			
ZONE CRITICHE: $\rho_{comp} > 0,5\rho$		VERO	
FUORI zone critiche: $\rho_{comp} > 0,25\rho$		VERO	
As = Armatura tesa superiore			
ρ	0,0104		
ρ_{comp}	0,005524		
fyk [MPa]	450		
Limitazione 2			
$1,4/fyk < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO	

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 98,1$ ed un $M_{Rd,pos} = 39,1$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	6,23 kN/m
G2	5,7 kN/m
Q	2,74 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	98,1 kNm
MRd,pos(A)	39,1 kNm
VEd (schema1)	57,5 kN
VEd (schema2)	59,7 kN
VEd (schema3)	5,8 kN
VEd (schema4)	8,0 kN
VEd	59,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN .

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 10,1 \text{ kNm} \\ -80,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come la trave 1.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	6,23 kN/m
G2	5,7 kN/m
Q	2,74 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	110,4 kNm
MRd,pos(A)	70,6 kNm
VEd (schema1)	66,0 kN
VEd (schema2)	68,1 kN
VEd (schema3)	-6,5 kN
VEd (schema4)	-4,5 kN
VEd	68,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6 \text{ kN}$.

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 11,8 \text{ kNm} \\ -221,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	84				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	89,4	2 10	16 20	2 12 0	16 20 22
APPOGGIO	175	2 7 0	16 20 16	2 0	16 16
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	89,4	2 10	16 20	2 12 0	16 20 22
	As,tot	35,42 cm2		41,70 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	732		852	
APPOGGIO	221,5	2 9 0	16 20 16	2 5 0	16 20 18
	INTERFERRO 2Φ	672		432	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0207		ρ	0,0160	
ρcomp	0,017569		ρcomp	0,009781	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 231,9 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 114 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	5,31 m
G1	11,66 kN/m
G2	22,02 kN/m
Q	11,53 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	231,9 kNm
MRd,pos(A)	114 kNm
VEd (schema1)	154,6 kN
VEd (schema2)	163,7 kN
VEd (schema3)	24,3 kN
VEd (schema4)	33,5 kN
VEd	163,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 10/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 232,2$ kN .

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 18,6 \text{ kNm} \\ -198,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	74				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	78,9	2	16	2	16
		7	20	10	20
				0	22
APPOGGIO	157,4	2	16	2	16
		7	20	0	16
		0	16		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	78,9	2	16	2	16
		7	20	10	20
				0	22
	As,tot	26,00 cm2		35,42 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	552		732	
APPOGGIO	198,6	2	16	2	16
		8	20	4	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	612		372	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0199		ρ	0,0164	
ρcomp	0,014639		ρcomp	0,009335	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
$1,4/fyk < \rho$		VERO	$1,4/fyk < \rho$		VERO
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO	$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: $\rho_{comp} > 0,5\rho$		VERO			
FUORI zone critiche: $\rho_{comp} > 0,25\rho$		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 208,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 90,5 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,66 kN/m
G2	22,02 kN/m
Q	11,53 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	208,4 kNm
MRd,pos(A)	90,5 kNm
VEd (schema1)	143,9 kN
VEd (schema2)	152,6 kN
VEd (schema3)	24,1 kN
VEd (schema4)	32,8 kN
VEd	152,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 10/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 232,2 \text{ kN}$.

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 38,9 \text{ kNm} \\ -192,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	64	2	16	2	16
		6	20	8	20
				0	22
APPOGGIO	127,8	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	64	2	16	2	16
		6	20	8	20
				0	22
	As,tot	22,86 cm ²		29,14 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	492		612	
APPOGGIO	192,9	2	16	2	16
		8	20	5	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	612		432	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0190		ρ	0,0190	
ρ_{comp}	0,014882		ρ_{comp}	0,012838	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 208,8 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 120,3 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	11,66 kN/m
G2	14,46 kN/m
Q	7,88 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	186,7 kNm
MRd,pos(A)	98,2 kNm
VEd (schema1)	123,0 kN
VEd (schema2)	129,3 kN
VEd (schema3)	15,7 kN
VEd (schema4)	22,0 kN
VEd	129,3 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN .

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 34,4 \text{ kNm} \\ -162,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	56,4	2	16	2	16
		3	20	7	20
				0	22
APPOGGIO	111,6	2	16	2	16
		4	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	56,4	2	16	2	16
		4	20	7	20
				0	22
	As,tot	16,58 cm ²		26,00 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	372		552	
APPOGGIO	162,5	2	16	2	16
		6	20	3	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	492		312	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0201		ρ	0,0176	
ρcomp	0,012793		ρcomp	0,010370	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 163,2 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 74,7 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,66 kN/m
G2	14,46 kN/m
Q	7,88 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	186,7 kNm
MRd,pos(A)	98,2 kNm
VEd (schema1)	122,3 kN
VEd (schema2)	128,2 kN
VEd (schema3)	8,1 kN
VEd (schema4)	14,0 kN
VEd	128,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN .

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 53,7 \text{ kNm} \\ -208,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	64				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	64	2	16	2	16
		6	20	8	20
				0	22
APPOGGIO	127,8	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	64	2	16	2	16
		6	20	8	20
				0	22
	As,tot	22,86 cm2		29,14 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	492		612	
APPOGGIO	208,7	2	16	2	16
		8	20	5	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	612		432	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0190		ρ	0,0190	
ρcomp	0,014882		ρcomp	0,012838	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 208,8$ kNm ed un $M_{Rd,pos} = 120,3$ kNm

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,66 kN/m
G2	14,46 kN/m
Q	7,88 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	208,8 kNm
MRd,pos(A)	120,3 kNm
VEd (schema1)	131,1 kN
VEd (schema2)	137,0 kN
VEd (schema3)	-0,8 kN
VEd (schema4)	5,1 kN
VEd	137,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN .

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 49 \text{ kNm} \\ -179,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	64				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	64	2	16	2	16
		6	20	8	20
				0	22
APPOGGIO	127,8	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	64	2	16	2	16
		6	20	8	20
				0	22
	As,tot	22,86 cm ²		29,14 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	492		612	
APPOGGIO	179,6	2	16	2	16
		8	20	5	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	612		432	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0201		ρ	0,0201	
ρcomp	0,012793		ρcomp	0,012793	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 185,3 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 96,8 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,66 kN/m
G2	14,46 kN/m
Q	7,88 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	185,3 kNm
MRd,pos(A)	96,8 kNm
VEd (schema1)	121,7 kN
VEd (schema2)	127,6 kN
VEd (schema3)	8,6 kN
VEd (schema4)	14,5 kN
VEd	127,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN .

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 36,4 \text{ kNm} \\ -191,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 29,9 \text{ kNm} \\ -170,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	56,4	2	16	2	16
		3	20	7	20
				0	22
APPOGGIO	111,6	2	16	2	16
		4	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	56,4	2	16	2	16
		4	20	7	20
				0	22
	As,tot	16,58 cm ²		26,00 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	372		552	
APPOGGIO	170,9	2	16	2	16
		7	20	4	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	552		372	

Ai = Armatura tesa inferiore		As = Armatura tesa superiore	
ρ	0,0201	ρ	0,0201
ρcomp	0,012793	ρcomp	0,012793
fyk [MPa]	450	fyk [MPa]	450
Limitazione 1		Limitazione 2	
1,4/fyk < ρ	VERO	1,4/fyk < ρ	VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk	VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk	VERO
Limitazione 3			
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ	VERO		
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ	VERO		

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 186,5 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 96,8 \text{ kNm}$

TELAIO “C”

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -125,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,6	2	16	2	16
		5	20	8	20
				0	22
APPOGGIO	124,9	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	63,6	2	16	2	16
		5	20	8	20
				0	22
	As,tot	19,72 cm ²		29,14 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	432		612	
APPOGGIO	125,5	2	16	2	16
		5	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	432		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0190		ρ	0,0128	
ρcomp	0,012838		ρcomp	0,006705	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 142,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 54 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	13,02 kN/m
G2	11,92 kN/m
Q	5,72 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	142,4 kNm
MRd,pos(A)	54 kNm
VEd (schema1)	103,2 kN
VEd (schema2)	107,8 kN
VEd (schema3)	29,2 kN
VEd (schema4)	33,8 kN
VEd	107,8 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	5,25 cm
passo di progetto	5 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -151,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	70,8	2	16	2	16
		7	20	10	20
				0	22
APPOGGIO	140	2	16	2	16
		6	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	70,8	2	16	2	16
		7	20	10	20
				0	22
	As,tot	26,00 cm2		35,42 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	552		732	
APPOGGIO	151,9	2	16	2	16
		6	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	492		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0187		ρ	0,0121	
ρcomp	0,013713		ρcomp	0,005432	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 164,9 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 47 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	13,02 kN/m
G2	11,92 kN/m
Q	5,72 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	164,9 kNm
MRd,pos(A)	47 kNm
VEd (schema1)	108,6 kN
VEd (schema2)	113,5 kN
VEd (schema3)	34,9 kN
VEd (schema4)	39,8 kN
VEd	113,5 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	5,25 cm
passo di progetto	5 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 11,8 \text{ kNm} \\ -180,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	74				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	70,7	2	16	2	16
		7	20	10	20
				0	22
APPOGGIO	144,3	2	16	2	16
		6	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	70,7	2	16	2	16
		7	20	10	20
				0	22
	As,tot	26,00 cm ²		35,42 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	552		732	
APPOGGIO	180,4	2	16	2	16
		7	20	3	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	552		312	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0199		ρ	0,0146	
ρcomp	0,014639		ρcomp	0,007567	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 186,3 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 68,4 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	186,3 kNm
MRd,pos(A)	68,4 kNm
VEd (schema1)	125,4 kN
VEd (schema2)	132,4 kN
VEd (schema3)	29,5 kN
VEd (schema4)	36,5 kN
VEd	132,4 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	5,25 cm
passo di progetto	5 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 10,8 \text{ kNm} \\ -213,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	85,2	2	16	2	16
		7	20	12	20
				0	22
APPOGGIO	168,7	2	16	2	16
		7	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	85,2	2	16	2	16
		8	20	12	20
				0	22
	As,tot	29,14 cm ²		41,70 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	612		852	
APPOGGIO	213,6	2	16	2	16
		9	20	4	20
		0	20	0	16
	INTERFERRO 2Φ	672		372	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0195		ρ	0,0151	
ρ_{comp}	0,013642		ρ_{comp}	0,007762	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 230,8 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 83,3 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	230,8 kNm
MRd,pos(A)	83,3 kNm
VEd (schema1)	138,5 kN
VEd (schema2)	146,1 kN
VEd (schema3)	29,2 kN
VEd (schema4)	36,8 kN
VEd	146,1 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	5,25 cm
passo di progetto	5 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 30,6 \text{ kNm} \\ -201,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

GEOMETRIA					
B cm	74				
H cm	24				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	70,7	2	16	2	16
		7	20	10	20
				0	22
APPOGGIO	144,3	2	16	2	16
		6	20	0	16
		0	16		
AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	70,7	2	16	2	16
		7	20	10	20
				0	22
	As,tot	26,00 cm2		35,42 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	552		732	
APPOGGIO	201,4	2	16	2	16
		8	20	4	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	612		372	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0199		ρ	0,0164	
ρcomp	0,014639		ρcomp	0,009335	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 208,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 90,5 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	208,4 kNm
MRd,pos(A)	90,5 kNm
VEd (schema1)	133,7 kN
VEd (schema2)	140,7 kN
VEd (schema3)	21,2 kN
VEd (schema4)	28,2 kN
VEd	140,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 27,6 \text{ kNm} \\ -231,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	85,1	2	16	2	16
		7	20	12	20
				0	22
APPOGGIO	168	2	16	2	16
		7	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	85,1	2	16	2	16
		8	20	12	20
				0	22
	As,tot	29,14 cm ²		41,70 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	612		852	
APPOGGIO	231,7	2	16	2	16
		9	20	5	20
		0	20	0	16
	INTERFERRO 2Φ	672		432	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0195		ρ	0,0151	
ρcomp	0,013642		ρcomp	0,009232	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 232,5 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 114,5 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,31 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	232,5 kNm
MRd,pos(A)	114,5 kNm
VEd (schema1)	142,8 kN
VEd (schema2)	149,8 kN
VEd (schema3)	12,1 kN
VEd (schema4)	19,1 kN
VEd	149,8 kN
§7.4.6.2.1	
Φ _{min_barrelong}	16
passo max	5,25 cm
passo di progetto	5 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 10/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 232,3$ kN

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 36,8 \text{ kNm} \\ -206,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 36,5 \text{ kNm} \\ -240,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	89				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	85,1	2	16	2	20
		8	20	12	20
				0	22
APPOGGIO	168,3	2	16	2	20
		7	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	85,1	2	16	2	20
		8	20	12	20
				0	22
	As,tot	29,14 cm ²		43,96 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	612		860	
APPOGGIO	240,1	2	16	2	20
		10	20	4	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	732		380	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0195		ρ	0,0151	
ρcomp	0,013642		ρcomp	0,009232	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 252,2 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 96,5 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q	8,8 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	252,5 kNm
MRd,pos(A)	96,5 kNm
VEd (schema1)	144,6 kN
VEd (schema2)	152,1 kN
VEd (schema3)	23,2 kN
VEd (schema4)	30,8 kN
VEd	152,1 kN
§7.4.6.2.1	
$\Phi_{min_barrelong}$	16
passo max	5,25 cm
passo di progetto	5 cm

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe 10 Φ /5 cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 232,3$ kN

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 15,3 \text{ kNm} \\ -188,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 6,5 \text{ kNm} \\ -211,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 4.

TELAIO "D"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -88,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	44,4	0	20	5	20
				0	22
APPOGGIO	99,3	2	16	2	16
		4	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	44,4	2	20	5	20
				0	22
	As,tot	10,30 cm2		19,72 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	252		432	
APPOGGIO	88,9	2	16	2	16
		4	20	1	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	372		192	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura			
Ai = Armatura tesa inferiore			
ρ	0,0152		
ρ_{comp}	0,007947		
fyk [MPa]	450		
Limitazione 1			
$1,4/fyk < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO	
Limitazione 3			
ZONE CRITICHE: $\rho_{comp} > 0,5\rho$		VERO	
FUORI zone critiche: $\rho_{comp} > 0,25\rho$		VERO	
As = Armatura tesa superiore			
ρ	0,0128		
ρ_{comp}	0,005524		
fyk [MPa]	450		
Limitazione 2			
$1,4/fyk < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO	

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 118,9$ kNm ed un $M_{Rd,pos} = 30,5$ kNm

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,37 kN/m
G2	10,41 kN/m
Q	4,99 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	118,9 kNm
MRd,pos(A)	30,5 kNm
VEd (schema1)	84,3 kN
VEd (schema2)	88,0 kN
VEd (schema3)	24,4 kN
VEd (schema4)	28,1 kN
VEd	88,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -115,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	72,2	2	16	2	16
		4	20	9	20
				0	22
APPOGGIO	127,5	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	72,2	2	16	2	16
		5	20	9	20
				0	22
	As,tot	19,72 cm ²		32,28 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	432		672	
APPOGGIO	115,7	2	16	2	16
		5	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	432		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0195		ρ	0,0119	
ρ_{comp}	0,011908		ρ_{comp}	0,006219	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 143 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 54,5 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	11,37 kN/m
G2	10,41 kN/m
Q	4,99 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	143 kNm
MRd,pos(A)	54,5 kNm
VEd (schema1)	97,0 kN
VEd (schema2)	101,3 kN
VEd (schema3)	28,3 kN
VEd (schema4)	32,6 kN
VEd	101,3 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 7,9 \text{ kNm} \\ -128,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	53,9	2	16	2	16
		4	20	8	20
				0	22
APPOGGIO	111	2	16	2	16
		4	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	53,9	2	16	2	16
		5	20	8	20
				0	22
	As,tot	19,72 cm ²		29,14 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	432		612	
APPOGGIO	128,2	2	16	2	16
		5	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	432		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0190		ρ	0,0128	
ρ_{comp}	0,012838		ρ_{comp}	0,006705	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 142,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 54 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	142,4 kNm
MRd,pos(A)	54 kNm
VEd (schema1)	102,9 kN
VEd (schema2)	108,6 kN
VEd (schema3)	24,2 kN
VEd (schema4)	29,9 kN
VEd	108,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -162,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	80,4	2	16	2	16
		7	20	11	20
				0	22
APPOGGIO	142,6	2	16	2	16
		6	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	80,4	2	16	2	16
		7	20	11	20
				0	22
	As,tot	26,00 cm2		38,56 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	552		792	
APPOGGIO	162,6	2	16	2	16
		6	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	492		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0203		ρ	0,0121	
ρcomp	0,013713		ρcomp	0,005432	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 164,9 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 47 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	164,9 kNm
MRd,pos(A)	47 kNm
VEd (schema1)	106,0 kN
VEd (schema2)	111,7 kN
VEd (schema3)	21,1 kN
VEd (schema4)	26,8 kN
VEd	111,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 21,6 \text{ kNm} \\ -143,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	53	2	16	2	16
		1	20	8	20
				0	22
APPOGGIO	118,9	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	53	2	16	2	16
		5	20	8	20
				0	22
	As,tot	19,72 cm ²		29,14 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	432		612	
APPOGGIO	143,1	2	16	2	16
		6	20	3	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	492		312	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0190		ρ	0,0149	
ρ_{comp}	0,012838		ρ_{comp}	0,008749	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 164,5 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 76,1 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,99 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	164,5 kNm
MRd,pos(A)	76,1 kNm
VEd (schema1)	111,7 kN
VEd (schema2)	117,5 kN
VEd (schema3)	15,3 kN
VEd (schema4)	21,1 kN
VEd	117,5 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 2,8 \text{ kNm} \\ -179,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	64				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	81,2	2	16	2	16
		7	20	11	20
				0	22
APPOGGIO	151,5	2	16	2	16
		6	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	81,2	2	16	2	16
		8	20	11	20
				0	22
	As,tot	29,14 cm ²		38,56 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	612		792	
APPOGGIO	179,6	2	16	2	16
		7	20	4	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	552		372	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0251		ρ	0,0169	
ρcomp	0,018971		ρcomp	0,010794	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 186,7 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 98,2 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	186,7 kNm
MRd,pos(A)	98,2 kNm
VEd (schema1)	122,7 kN
VEd (schema2)	129,4 kN
VEd (schema3)	23,6 kN
VEd (schema4)	30,3 kN
VEd	129,4 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 29,2 \text{ kNm} \\ -148,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 13,2 \text{ kNm} \\ -189,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	79				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	79	2	16	2	16
		7	20	11	20
				0	22
APPOGGIO	153,7	2	16	2	16
		6	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	79	2	16	2	16
		7	20	11	20
				0	22
	As,tot	26,00 cm2		38,56 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	552		792	
APPOGGIO	189,7	2	16	2	16
		8	20	4	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	612		372	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0203		ρ	0,0154	
ρcomp	0,013713		ρcomp	0,008744	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 209,2 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 91,2 \text{ kNm}$.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	11,37 kN/m
G2	14,09 kN/m
Q	7,68 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	209,2 kNm
MRd,pos(A)	91,2 kNm
VEd (schema1)	125,4 kN
VEd (schema2)	132,1 kN
VEd (schema3)	21,0 kN
VEd (schema4)	27,6 kN
VEd	132,1 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 23,1 \text{ kNm} \\ -152,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -171,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 6.

TELAIO "E"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -75,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	37,6	0	20	4	20
				0	22
APPOGGIO	86,7	2	16	2	16
		3	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
		2	16	2	16
MEZZERIA	37,6	1	20	4	20
				0	22
	As,tot	7,16 cm2		16,58 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	192		372	
APPOGGIO	75,2	2	16	2	16
		3	20	1	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	312		192	

DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura			
Ai = Armatura tesa inferiore			
ρ	0,0128		
ρ_{comp}	0,005524		
fyk [MPa]	450		
Limitazione 1			
$1,4/fyk < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO	
Limitazione 3			
ZONE CRITICHE: $\rho_{comp} > 0,5\rho$		VERO	
FUORI zone critiche: $\rho_{comp} > 0,25\rho$		VERO	
As = Armatura tesa superiore			
ρ	0,0104		
ρ_{comp}	0,005524		
fyk [MPa]	450		
Limitazione 2			
$1,4/fyk < \rho$		VERO	
$\rho < \rho_{comp} + 3,5/fyk$		VERO	

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 98,1$ kNm ed un $M_{Rd,pos} = 39,1$ kNm.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,53 kN/m
G2	8,73 kN/m
Q	4,19 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	98,1 kNm
MRd,pos(A)	39,1 kNm
VEd (schema1)	72,4 kN
VEd (schema2)	75,4 kN
VEd (schema3)	15,2 kN
VEd (schema4)	18,3 kN
VEd	75,4 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -82,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 1.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,53 kN/m
G2	8,73 kN/m
Q	4,19 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	98,1 kNm
MRd,pos(A)	39,1 kNm
VEd (schema1)	76,4 kN
VEd (schema2)	80,0 kN
VEd (schema3)	28,6 kN
VEd (schema4)	32,3 kN
VEd	80,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 5,5 \text{ kNm} \\ -103,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	45,1	2	16	2	16
		0	20	6	20
				0	22
APPOGGIO	95,7	2	16	2	16
		3	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	45,1	2	16	2	16
		3	20	6	20
				0	22
	As,tot	13,44 cm ²		22,86 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	312		492	
APPOGGIO	103,9	2	16	2	16
		4	20	1	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	372		192	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0176		ρ	0,0128	
ρcomp	0,010370		ρcomp	0,005524	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 118,9 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 30,5 \text{ kNm}$.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	118,9 kNm
MRd,pos(A)	30,5 kNm
VEd (schema1)	82,4 kN
VEd (schema2)	87,0 kN
VEd (schema3)	20,1 kN
VEd (schema4)	24,8 kN
VEd	87,0 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -131,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	76,6	2	16	2	16
		5	20	9	20
				0	22
APPOGGIO	123,2	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	76,6	2	16	2	16
		5	20	9	20
				0	22
	As,tot	19,72 cm ²		32,28 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	432		672	
APPOGGIO	131,9	2	16	2	16
		5	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	432		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0195		ρ	0,0119	
ρ_{comp}	0,011908		ρ_{comp}	0,006219	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 143 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 54,5 \text{ kNm}$.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	143 kNm
MRd,pos(A)	54,5 kNm
VEd (schema1)	95,7 kN
VEd (schema2)	101,3 kN
VEd (schema3)	27,0 kN
VEd (schema4)	32,6 kN
VEd	101,3 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 10,2 \text{ kNm} \\ -113,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 3.

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -147,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	69,8	2	16	2	16
		6	20	9	20
				0	22
APPOGGIO	128,9	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	69,8	2	16	2	16
		6	20	9	20
				0	22
	As,tot	22,86 cm ²		32,28 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	492		672	
APPOGGIO	147,3	2	16	2	16
		6	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	492		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0195		ρ	0,0138	
ρ_{comp}	0,013804		ρ_{comp}	0,006219	
f_{yk} [MPa]	450		f_{yk} [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/f _{yk} < ρ		VERO	1,4/f _{yk} < ρ		VERO
ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO	ρ < ρ _{comp} + 3,5/f _{yk}		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρ _{comp} > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρ _{comp} > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 163,4$ kNm ed un $M_{Rd,pos} = 45,4$ kNm.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali		
Ltrave	5,75	m
G1	9,53	kN/m
G2	11,82	kN/m
Q	6,44	kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche		
MRd,neg(A)	163,4	kNm
MRd,pos(A)	45,4	kNm
VEd (schema1)	97,7	kN
VEd (schema2)	103,2	kN
VEd (schema3)	25,1	kN
VEd (schema4)	30,6	kN
VEd	103,2	kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 16,4 \text{ kNm} \\ -116,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 3.

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 9,5 \text{ kNm} \\ -156,8 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 6.

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 20,5 \text{ kNm} \\ -136,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,2	2	16	2	16
		0	20	6	20
				0	22
APPOGGIO	89,1	2	16	2	16
		3	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,2	2	16	2	16
		3	20	6	20
				0	22
	As,tot	13,44 cm ²		22,86 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	312		492	
APPOGGIO	136,5	2	16	2	16
		5	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	432		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0176		ρ	0,0152	
ρcomp	0,010370		ρcomp	0,007947	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 141 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 52,6 \text{ kNm}$.

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,53 kN/m
G2	11,82 kN/m
Q	6,44 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	141 kNm
MRd,pos(A)	52,6 kNm
VEd (schema1)	91,6 kN
VEd (schema2)	96,2 kN
VEd (schema3)	10,9 kN
VEd (schema4)	15,5 kN
VEd	96,2 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -142,9 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 6.

TELAIO "F"

Trave 1:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -80,5 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,2	2	16	2	16
		0	20	3	20
				0	22
APPOGGIO	95	2	16	2	16
		3	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	43,2	2	16	2	16
		0	20	3	20
				0	22
	As,tot	4,02 cm ²		13,44 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	132		312	
APPOGGIO	80,5	2	16	2	16
		3	20	1	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	312		192	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0104		ρ	0,0104	
ρcomp	0,003101		ρcomp	0,005524	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 98,1 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 39,1 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,18 kN/m
G2	8,4 kN/m
Q	4,03 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	98,1 kNm
MRd,pos(A)	39,1 kNm
VEd (schema1)	70,8 kN
VEd (schema2)	73,7 kN
VEd (schema3)	13,6 kN
VEd (schema4)	16,5 kN
VEd	73,7 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 2:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -79,1 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 1.

Verifica a taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	5,75 m
G1	9,18 kN/m
G2	8,4 kN/m
Q	4,03 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	98,1 kNm
MRd,pos(A)	39,1 kNm
VEd (schema1)	74,4 kN
VEd (schema2)	77,9 kN
VEd (schema3)	26,7 kN
VEd (schema4)	30,2 kN
VEd	77,9 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 3:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -120,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	61,4	2	16	2	16
		0	20	6	20
				0	22
APPOGGIO	121,4	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	61,4	2	16	2	16
		3	20	6	20
				0	22
	As,tot	13,44 cm²		22,86 cm²	
	INTERFERRO 2Φ	312		492	
APPOGGIO	120,4	2	16	2	16
		5	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	432		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0176		ρ	0,0152	
ρcomp	0,010370		ρcomp	0,007947	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 141 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 52,6 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	9,04 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	141 kNm
MRd,pos(A)	52,6 kNm
VEd (schema1)	92,8 kN
VEd (schema2)	100,6 kN
VEd (schema3)	25,4 kN
VEd (schema4)	33,2 kN
VEd	100,6 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 4:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 0 \text{ kNm} \\ -128,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	66,4	2	16	2	16
		7	20	9	20
				0	22
APPOGGIO	127,2	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	66,4	2	16	2	16
		7	20	9	20
				0	22
	As,tot	26,00 cm2		32,28 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	552		672	
APPOGGIO	128,2	2	16	2	16
		5	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	432		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0195		ρ	0,0119	
ρcomp	0,015700		ρcomp	0,006219	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 143 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 54,5 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

<u>Contributo carichi gravitazionali</u>	
Ltrave	5,75 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	9,04 kN/m
<u>Contributo formazione cerniere plastiche</u>	
MRd,neg(A)	143 kNm
MRd,pos(A)	54,5 kNm
VEd (schema1)	93,5 kN
VEd (schema2)	101,3 kN
VEd (schema3)	24,8 kN
VEd (schema4)	32,6 kN
VEd	101,3 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 146,8$ kN

Trave 5:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 7,5 \text{ kNm} \\ -108,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,7	2	16	2	16
		0	20	6	20
				0	22
APPOGGIO	92,1	2	16	2	16
		3	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	41,7	2	16	2	16
		3	20	6	20
				0	22
	As,tot	13,44 cm ²		22,86 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	312		492	
APPOGGIO	108,3	2	16	2	16
		4	20	1	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	372		192	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0176		ρ	0,0128	
ρcomp	0,010370		ρcomp	0,005524	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 118,9 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 30,5 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	6,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	118,9 kNm
MRd,pos(A)	30,5 kNm
VEd (schema1)	80,5 kN
VEd (schema2)	84,9 kN
VEd (schema3)	18,2 kN
VEd (schema4)	22,7 kN
VEd	84,9 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 6:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 4,4 \text{ kNm} \\ -147,4 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	69				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	67	2	16	2	16
		7	20	9	20
				0	22
APPOGGIO	122,7	2	16	2	16
		5	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	67	2	16	2	16
		7	20	9	20
				0	22
	As,tot	26,00 cm2		32,28 cm2	
	INTERFERRO 2Φ	552		672	
APPOGGIO	147,4	2	16	2	16
		6	20	2	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	492		252	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0195		ρ	0,0138	
ρcomp	0,015700		ρcomp	0,006219	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 163,4 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 45,4 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	5,75 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	6,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	163,4 kNm
MRd,pos(A)	45,4 kNm
VEd (schema1)	95,4 kN
VEd (schema2)	100,8 kN
VEd (schema3)	22,8 kN
VEd (schema4)	28,1 kN
VEd	100,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 7:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 21,7 \text{ kNm} \\ -118,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 5.

Trave 8:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 15,9 \text{ kNm} \\ -158,3 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 6.

Trave 9:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 29,6 \text{ kNm} \\ -141,2 \text{ kNm} \end{cases}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	54				
H cm	24				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	42,2	2	16	2	16
		0	20	5	20
				0	22
APPOGGIO	86,3	2	16	2	16
		3	20	0	16
		0	16		
<u>AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA</u>					
	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	42,2	2	16	2	16
		2	20	5	20
				0	22
	As,tot	10,30 cm ²		19,72 cm ²	
	INTERFERRO 2Φ	252		432	
APPOGGIO	141,2	2	16	2	16
		5	20	3	20
		0	16	0	18
	INTERFERRO 2Φ	432		312	

<u>DETTAGLI COSTRUTTIVI : Limitazioni di armatura</u>					
Ai = Armatura tesa inferiore			As = Armatura tesa superiore		
ρ	0,0152		ρ	0,0152	
ρcomp	0,007947		ρcomp	0,010370	
fyk [MPa]	450		fyk [MPa]	450	
Limitazione 1			Limitazione 2		
1,4/fyk < ρ		VERO	1,4/fyk < ρ		VERO
ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO	ρ < ρcomp + 3,5/fyk		VERO
Limitazione 3					
ZONE CRITICHE: ρcomp > 0,5ρ		VERO			
FUORI zone critiche: ρcomp > 0,25ρ		VERO			

Per cui si ottiene un $M_{Rd,neg} = 142,3 \text{ kNm}$ ed un $M_{Rd,pos} = 83,3 \text{ kNm}$

Verifica a taglio

Contributo carichi gravitazionali	
Ltrave	4,8 m
G1	9,18 kN/m
G2	11,38 kN/m
Q	6,2 kN/m
Contributo formazione cerniere plastiche	
MRd,neg(A)	142,3 kNm
MRd,pos(A)	83,3 kNm
VEd (schema1)	96,3 kN
VEd (schema2)	100,8 kN
VEd (schema3)	2,3 kN
VEd (schema4)	6,8 kN
VEd	100,8 kN

Deve risultare $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Si adottano staffe $\Phi 8/5$ cm a 2br. che garantiscono un $V_{Rd} = 148,6$ kN

Trave 10:

$$M_{Ed,app} = \begin{cases} 6,3 \text{ kNm} \\ -149,7 \text{ kNm} \end{cases}$$

Come trave 8.

13.2 I pilastri

13.2.1 Verifiche di resistenza

Pressoflessione

Per le strutture in CD”B” la sollecitazione di compressione non deve eccedere il 65% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, ovvero:

$$v = \frac{N_{Ed}}{(A_c \cdot f_{cd})} \leq 0,65$$

Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro l’interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l’area dell’armatura longitudinale e l’area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le seguenti limitazioni: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm da una barra fissata PER CD”B”.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle seguenti quantità per CD”B” :

- 1/2 del lato minore della sezione trasversale (CD”B”)
- 175 mm
- 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

dove A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

Nel seguito vengono mostrati i risultati delle verifiche di tutti i pilastri (le verifiche si riferiscono al singolo nodo trave-pilastro).

L'armatura prevista è indicata per ciascun pilastro, dove

A_s = armatura tesa

A'_s = armatura compressa

A''_s = armatura totale disposta lungo i lati ortogonali

13.2.1.1 Verifiche a pressoflessione

TELAIO “A”

SISMA IN DIREZIONE “X”

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferr	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 125,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 219,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 208,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$421,8 \text{ kNm} > 362 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{\text{trave}} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 207,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 380,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 208,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 120,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$438 \text{ kNm} > 362 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

La verifica è sicuramente soddisfatta per le ragioni precedentemente riportate

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 94 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 148,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,NEG}^{\text{trave}} = 163,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$246,6 \text{ kNm} > 179,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 235,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 318,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 231,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$435,8 \text{ kNm} > 323,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{\text{trave}} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 396 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 567,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 143 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 231,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$461,9 \text{ kNm} > 411,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 157,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 193,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 178 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$252,9 \text{ kNm} > 195,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 334 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 516,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 231,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$454,9 \text{ kNm} > 254,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 583,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 751,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 143 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 231,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$483,3 \text{ kNm} > 411,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 262,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 343 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 178 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$267,4 \text{ kNm} > 195,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 253 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 333 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 103 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 194 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 278 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 352 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “B”

Piano Attico

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A" s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A" s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 57 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 183,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 231,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$443,6 \text{ kNm} > 255,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{sup} = 111,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 363,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 114 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 231,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$471,7 \text{ kNm} > 380,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 62,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 221,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 208,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$397\text{ kNm} > 229,2\text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Terzo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{sup} = 211,8\text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 360,2\text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 208,8\text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{trave}$$

$$739,3\text{ kNm} > 229,2\text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{sup} = 391,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 570,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 120,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 208,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$789 \text{ kNm} > 362 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 241,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 417,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 163,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$634,6 \text{ kNm} > 179,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{sup} = 388,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 539,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 208,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$785,3 \text{ kNm} > 315,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 598,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 775,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 120,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 208,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$831,7 \text{ kNm} > 362 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

$$N_{Ed}^{sup} = 436,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 618,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 185,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

664 kNm > 203,8 kNm

VERIFICATA

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 567,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 760 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 208,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

827,1 kNm > 229,7 kNm

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 60x60		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 803 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 976,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 208,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 120,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$870,8 \text{ kNm} > 362 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

$$N_{Ed}^{sup} = 637,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 854,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 186,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$687,4 \text{ kNm} > 205,2 \text{ kNm} \text{ VERIFICATA}$$

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 593,7 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 604,4 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 91,1 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 343 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 631,9 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 634 kNm.

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “C”

SISMA IN DIREZIONE “X”

Piano Attico

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	3	16
A"’s	2	16
As	3	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A"’s	2	20
As	3	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 98,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 209,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 186,3 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$270,2 \text{ kNm} > 204,9 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{sup} = 202,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 420,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 83,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 230,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$662,2 \text{ kNm} > 345,5 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 115,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 233,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 230,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$624,1 \text{ kNm} > 253,9 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

.

Piano Terzo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

$$N_{Ed}^{sup} = 228,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 391,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 208,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastr\ o\ sup} + M_{Rd}^{pilastr\ o\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{trave}$$

$$389,5 \text{ kNm} > 229,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{sup} = 453,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 668,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 114,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 232,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$861,4 \text{ kNm} > 381,7 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 266,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 440,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 232,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$814,1 \text{ kNm} > 255,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

$$N_{Ed}^{sup} = 410,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 578,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 208,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$429,7 \text{ kNm} > 229,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{sup} = 701,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 916,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 96,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 252,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$904,7 \text{ kNm} > 383,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 472,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 650,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 252,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$862,4 \text{ kNm} > 277,4 \text{ kNm} \text{ VERIFICATA}$$

Piano Primo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 50x50		
	n.ferri	Φ
A's	3	20
A''s	2	20
As	3	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 597,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 820,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 208,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$463,3 \text{ kNm} > 229,2 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 949,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 1163,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 90,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 230,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$940,2 \text{ kNm} > 353,4 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 65x65		
	n.ferri	Φ
A's	5	20
A''s	5	20
As	5	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 683,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 928,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 230,8 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

$$904,2 \text{ kNm} > 253,9 \text{ kNm} \text{ VERIFICATA}$$

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 169,8 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 340,3 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 173,9 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 754 kNm .

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 394,3 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 790 kNm.

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “D”

Piano Attico

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	3	16
A''s	2	16
As	3	16

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 77,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 209,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 142,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$2601,1 \text{ kNm} > 156,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 168,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 346,4 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 54 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 164,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$477,9 \text{ kNm} > 240,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 100,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 227,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 164,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

456,1 kNm > 181,4 kNm

VERIFICATA

.

PIANO TERZO

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	3	16
A''s	2	16
As	3	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	3	16
A''s	2	16
As	3	16

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 222 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 363,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 164,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$349 \text{ kNm} > 181 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 369,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 541,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 98,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 186,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$562,7 \text{ kNm} > 313,4 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 250,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 343,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 186,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

520,5 kNm > 205,4 kNm *VERIFICATA*

Piano Secondo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	3	16
A''s	2	16
As	3	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	3	16
A''s	2	16
As	3	16

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 376,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 522,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 164,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$361,1 \text{ kNm} > 181 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 564,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 735,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 91,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 209,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$609 \text{ kNm} > 329,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 366,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 453,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 209,2 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$551,5 \text{ kNm} > 230,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	3	16
A''s	2	16
As	3	16

Pilastro inferiore

SEZIONE 40x40		
	n.ferri	Φ
A's	3	16
A''s	2	16
As	3	16

$$N_{Ed}^{sup} = 535 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 753,8 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 164,5 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$373,3 \text{ kNm} > 181 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 758,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 924,3 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 98,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 186,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$646,5 \text{ kNm} > 313,4 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 55x55		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 477,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 624,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 186,7 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

586,5 kNm > 205,4 kNm

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE

1) Pilastro laterale SX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 139 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 149 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 364 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 431 kNm

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 393 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 472 kNm .

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

TELAIO “E”

Piano Attico

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 62,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 134,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 118,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{\text{trave}}$$

$$80,7 \text{ kNm} > 130,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 134,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 289,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 54,5 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 143 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$310,5 \text{ kNm} > 217,3 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 74,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 183,7$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 143$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{\text{trave}}$$

301,1 > 157,3 kN

VERIFICATA

.

Piano Terzo

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale SX

Pilastro superiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 141,1 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 270,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 118,9 \text{ kN}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,pos}^{\text{trave}}$$

$$188,7 > 130,8$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta con la medesima armatura poiché lo sforzo assiale agente è maggiore (e pertanto anche il momento resistente) ed il

$$M_{Rd,pos}^{trave} \text{ è } < \text{ del } M_{Rd,neg}^{trave}$$

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{sup} = 304,8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 454 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,pos}^{trave} = 45,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,NEG}^{trave} = 163,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd,pos}^{trave} + M_{Rd,NEG}^{trave})$$

$$449,2 \text{ kNm} > 229,7 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri.

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 199,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 281 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 163,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$430,9 \text{ kNm} > 179,7 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Secondo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 30x30		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 277,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 411,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 118,9 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$190,3 \text{ kNm} > 130,8 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 469,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 619,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 45,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 163,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$469,5 \text{ kNm} > 229,7 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Pilastro laterale DX

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 296,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 375,6 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 163,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$443,7 \text{ kNm} > 179,7 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Piano Primo**Sisma verso DESTRA****Pilastro laterale SX****Pilastro superiore**

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

Pilastro inferiore

SEZIONE 35x35		
	n.ferri	Φ
A's	4	18
A''s	4	18
As	4	18

$$N_{Ed}^{sup} = 418,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{inf} = 602,7 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{trave} = 141 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,neg}^{trave}$$

$$240 \text{ kNm} > 155,1 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale SX

La verifica risulta sicuramente soddisfatta poichè la condizione più sfavorevole (sforzo assiale minore, momento di verifica nelle travi maggiore) risulta essere quella precedente.

Sisma verso DESTRA

Pilastro centrale

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 635,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 776,1 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} = 52,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}} = 163,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{\text{pilastro sup}} + M_{Rd}^{\text{pilastro inf}} > \gamma_{Rd} \cdot (M_{Rd, \text{pos}}^{\text{trave}} + M_{Rd, \text{NEG}}^{\text{trave}})$$

$$487,5 \text{ kNm} > 237,6 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

Sisma verso SINISTRA

Pilastro centrale

Sicuramente la verifica risulta essere soddisfatta in quanto l'aumento dello sforzo assiale dovuto all'opposta direzione del sisma contribuisce ad incrementare il momento resistente dei pilastri

Sisma verso DESTRA

Sicuramente la verifica risulta soddisfatta poiché si ha sforzo assiale maggiore e momento resistente della trave minore rispetto al sisma in direzione SX

Sisma verso SINISTRA

Pilastro laterale DX

Pilastro superiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

Pilastro inferiore

SEZIONE 45x45		
	n.ferri	Φ
A's	4	20
A''s	4	20
As	4	20

$$N_{Ed}^{\text{sup}} = 391,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}^{\text{inf}} = 529,9 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,neg}^{\text{trave}} = 163,4 \text{ kNm}$$

Verifica:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,NEG}^{trave}$$

$$459,4 \text{ kNm} > 179,7 \text{ kNm}$$

VERIFICATA

SEZIONI DI BASE**1) Pilastro laterale SX**

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 53 kNm .
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 206 kNm .

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

2) Pilastro laterale DX

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 189 kNm
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 334 kNm.

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

3) Pilastro centrale

Per la sezione di base dei pilastri si adotta come momento di calcolo il maggiore tra :

- Momento risultante dall'analisi = 209 kNm .
- Momento resistente della sezione di sommità del pilastro = 353 kNm.

La verifica risulta sicuramente soddisfatta con le stesse armature della sezione di sommità del pilastro essendo che le sollecitazioni di calcolo coincidono con le

resistenze e lo sforzo assiale alla base risulta maggiore rispetto alla sommità con un corrispondente incremento di resistenza.

13.2.2.2 Verifiche a taglio

TELAIO "A"

Piano Terzo

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,46	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	13	cm

Mc,Rd-sup	306	kNm
Mc,Rd-inf	307	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	224,8	kN
VRd	309,0	kN

$$V_{Rsd} = 224,8 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,46	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	13	cm

Mc,Rd-sup	321	kNm
Mc,Rd-inf	322	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	235,8	kN
VRd	309,0	kN

$$V_{Rsd} = 235,8 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,57	cm ²
$A_{st,min}$	1,17	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

Mc,Rd-sup	178	kNm
Mc,Rd-inf	179	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	130,9	kN
VRd	218,6	kN

$$V_{Rsd} = 130,9 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Piano Secondo

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,46	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	13	cm

Mc,Rd-sup	315	kNm
Mc,Rd-inf	317	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	231,7	kN
VRd	309,0	kN

$$V_{Rsd} = 231,7 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
As _{t,min}	1,46	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di c
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	13	cm

Mc,Rd-sup	337	kNm
Mc,Rd-inf	339	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	247,9	kN
VRd	309,0	kN

$$V_{Rsd} = 247,9 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
As _{t,min}	1,17	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

Mc,Rd-sup	192	kNm
Mc,Rd-inf	188	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	139,3	kN
VRd	218,6	kN

$$V_{Rsd} = 139,3 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Piano Primo

Pilastro laterale SX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,46	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	13	cm

Mc,Rd-sup	333	kNm
Mc,Rd-inf	337	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	245,7	kN
VRd	309,0	kN

$$V_{Rsd} = 245,7 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,46	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	13	cm

Mc,Rd-sup	352	kNm
Mc,Rd-inf	356	kNm
Lp	3	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	259,6	kN
VRd	309,0	kN

$$V_{Rsd} = 259,6 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,57	cm ²
$A_{st,min}$	1,17	cm ²

α	90	
$ctg\alpha$	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
$ctg\theta$	1,73	
$\sin\alpha$	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	14	cm

$M_{c,Rd-sup}$	194	kNm
$M_{c,Rd-inf}$	194	kNm
L_p	3	m
γ_{Rd}	1,1	
V_{Ed}	142,3	kN
V_{Rd}	218,6	kN

$$V_{Rsd} = 142,3 \text{ kN} > V_{Esd}$$

TELAIO “C”

Piano Attico

Pilastro laterale SX

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,52	cm ²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	20		
passo max	16	cm	
passo di progetto	12	cm	
Mc,Rd-sup	125,1	kNm	
Mc,Rd-inf	260,9	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	157,3	kN	

$$V_{Rsd} = 374,6 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro centrale

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,53	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	9	cm
Mc,Rd-sup	352,1	kNm
Mc,Rd-inf	593,9	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	385,4	kN

$$V_{Rsd} = 658,9 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,53	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	9	cm
Mc,Rd-sup	332,1	kNm
Mc,Rd-inf	559,5	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	363,2	kN

$$V_{Rsd} = 658,9 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Piano Terzo

Pilastro laterale SX

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,52	cm²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	20		
passo max	16	cm	
passo di progetto	12	cm	
Mc,Rd-sup	264,4	kNm	
Mc,Rd-inf	292	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	226,7	kN	

$$V_{Rsd} = 374,6 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Pilastro centrale

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,53	cm ²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	20		
passo max	16	cm	
passo di progetto	9	cm	
Mc,Rd-sup	599,5	kNm	
Mc,Rd-inf	631,1	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	501,4	kN	

$$V_{Rsd} = 658,9 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,53	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	9	cm
Mc,Rd-sup	565,8	kNm
Mc,Rd-inf	597,2	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	473,8	kN

$$V_{Rsd} = 658,9 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Piano Secondo

Pilastro laterale SX

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,52	cm²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	20		
passo max	16	cm	
passo di progetto	12	cm	
Mc,Rd-sup	295	kNm	
Mc,Rd-inf	318,9	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	250,1	kN	

$$V_{Rsd} = 374,6 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Pilastro centrale

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,53	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	9	cm
Mc,Rd-sup	634,7	kNm
Mc,Rd-inf	657,7	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	526,5	kN

$$V_{Rsd} = 658,9 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,53	cm ²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	20		
passo max	16	cm	
passo di progetto	9	cm	
Mc,Rd-sup	602,8	kNm	
Mc,Rd-inf	629,2	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	501,9	kN	

$$V_{Rsd} = 658,9 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Piano Primo

Pilastro laterale SX

STAFFE			
Φ	10		
n.bracci	2		
Asw	1,57	cm ²	
Ast,min	1,52	cm²	
α	90		
ctg α	0	staffe	
θ	30	puntoni di cls	
ctg θ	1,73		
sin α	1		
§7.4.6.2.2			
$\Phi_{min_barrelong}$	20		
passo max	16	cm	
passo di progetto	12	cm	
Mc,Rd-sup	321,4	kNm	
Mc,Rd-inf	340,4	kNm	
Lp	2,7	m	
γ_{Rd}	1,1		
VEd	269,6	kN	

$$V_{Rsd} = 374,6 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Pilastro centrale

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,53	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	9	cm
Mc,Rd-sup	661,1	kNm
Mc,Rd-inf	682,1	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	547,2	kN

$$V_{Rsd} = 658,9 \text{ kN} > V_{Esd}$$

Pilastro laterale DX

STAFFE		
Φ	10	
n.bracci	2	
Asw	1,57	cm ²
Ast,min	1,53	cm²
α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	
§7.4.6.2.2		
$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	9	cm
Mc,Rd-sup	632,8	kNm
Mc,Rd-inf	658,9	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	526,2	kN

$$V_{Rsd} = 658,9 \text{ kN} > V_{Ed}$$

PARTE 4

LE FONDAZIONI

Nel caso in esame si fa riferimento alla tipologia di “travi rovesce”, per le quali la larghezza B della suola è determinata in relazione alle caratteristiche di portanza del terreno, mentre l’altezza H e la larghezza b dell’anima della trave vengono fissate in relazione alle caratteristiche di sollecitazione (momento flettente e taglio).

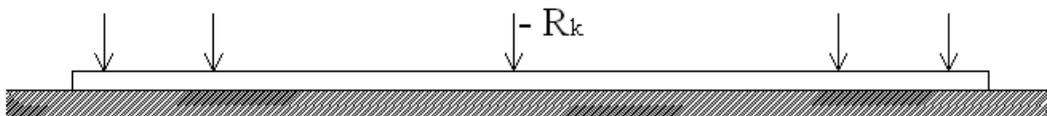
Per la progettazione e il calcolo delle travi rovesce è possibile semplificare il problema affrontando lo studio di situazioni limite entro le quali è compreso il funzionamento reale della struttura.

14 Analisi statica

14.1 Situazioni limite nei confronti dell’interazione trave rovescia e telaio

1) Trave rovescia infinitamente rigido rispetto al telaio

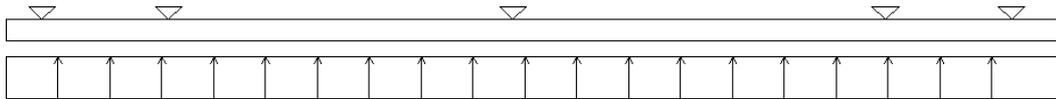
In questo caso la struttura in elevazione non contrasta le deformazioni della trave, che si comporta quindi come una trave giacente su terreno e soggetta, in corrispondenza dei nodi, alle reazioni vincolari derivanti dal calcolo della sovrastruttura, considerata incastrata alla base, cambiate di segno.



In questo caso si suppone infinitamente rigido il complesso delle travi superiori, ne segue che, dovendo i nodi rimanere allineati, la trave rovescia può essere studiata come una trave continua su appoggi fissi soggetta ad un carico distribuito.

2) Telaio infinitamente rigido rispetto alla trave rovescia

In questo caso si suppone infinitamente rigido il complesso delle travi superiori, ne segue che, dovendo i nodi rimanere allineati, la trave rovescia può essere studiata come una trave continua su appoggi fissi soggetta ad un carico distribuito.



14.2 Situazioni limite nei confronti dell'interazione trave rovescia e terreno

Considerata la difficoltà di schematizzare in modo soddisfacente il comportamento del terreno, per semplicità in seguito si farà riferimento al modello di terreno alla Winkler: nell'ambito di questa schematizzazione se si ipotizza, come situazione limite, infinitamente rigida la trave, la distribuzione delle reazioni del terreno è lineare.

Nell'ipotesi di terreno alla Winkler, il terreno viene assimilato ad un letto di molle aventi rigidità $\beta = k \cdot B$, dove "k" è la costante di Winkler e " β " è il modulo di elasticità del terreno.

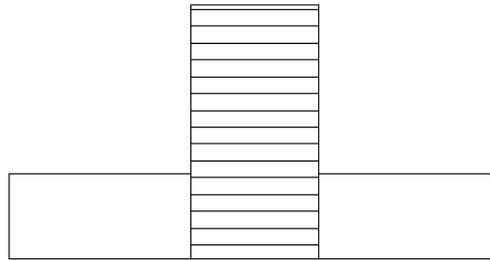
Le sollecitazioni interne si ottengono quindi mediante sovrapposizione degli effetti delle sollecitazioni ottenute dalla risoluzione di più casi di travi su suolo elastico (nel caso in esame tale metodologia risolutiva è stata implementata in uno script matlab).

A questo punto occorre interpolare i due valori sulla base della rigidezza relativa tra sovrastruttura e fondazione, assumendo come valori di confronto l'inerzia delle travi che compongono il telaio e l'inerzia della trave di fondazione:

Trave di fondazione

La parte predominante della sua inerzia sarà quella dell'anima eventualmente aumentata del 20%, pertanto:

$$J_{fondazione} = J_f = 1,2 \cdot J_{anima}$$



Sovrastruttura

Si assume come valore di inerzia $J_{sovrastruttura}$ la somma delle inerzie di tutte le travi che compongono il telaio.

La generica caratteristica di sollecitazione S agente sulla trave di fondazione sarà data da:

$$S = S^I \cdot \frac{J_f}{J_f + J_{sovrastruttura}} + S^{II} \cdot \frac{J_{sovrastruttura}}{J_f + J_{sovrastruttura}}$$

Dove S^I è l'azione calcolata nel caso limite 1 e S^{II} è l'azione nel caso limite 2.

14.3 Soluzione con travi in altezza

14.3.1 Sollecitazioni di calcolo allo SLU

Dall'analisi allo SLU della sovrastruttura si ha che la trave di fondazione è soggetta alle seguenti azioni:

$$\begin{array}{llll} N_1 = 308,8 \text{ kN} & N_2 = 1167,2 \text{ kN} & N_3 = 1909 \text{ kN} & N_4 = 1263 \text{ kN} \\ T_1 \cong 0 \text{ kN} & T_2 = -10,8 \text{ kN} & T_3 = -3,2 \text{ kN} & T_4 = 13,1 \text{ kN} \\ M_1 = 1,1 \text{ kNm} & M_2 = 12,2 \text{ kNm} & M_3 = 3,5 \text{ kNm} & M_4 = -14,7 \text{ kNm} \end{array}$$

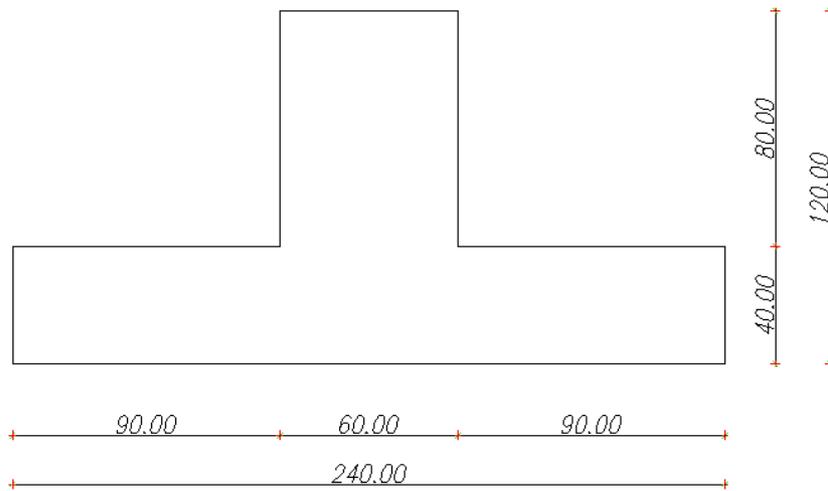
$$\begin{array}{l} N_5 = 327 \text{ kN} \\ T_5 \cong 0 \text{ kN} \\ M_5 = -1,1 \text{ kNm} \end{array}$$

Il taglio indicato è il taglio agente in corrispondenza dei pilastri e costituisce per la trave di fondazione un'azione assiale; considerata l'altezza rilevante delle travi di fondazione, è necessario riportare questa azione nel baricentro della sezione. Pertanto i tagli inducono dei momenti flettenti di trasporto non trascurabili, da cui le azioni sollecitanti risultano le seguenti:

$$\begin{array}{llll} N_1 = 308,8 \text{ kN} & N_2 = 1167,2 \text{ kN} & N_3 = 1909 \text{ kN} & N_4 = 1263 \text{ kN} \\ M_1 = 1,1 \text{ kNm} & M_2 = 20,8 \text{ kNm} & M_3 = 6,1 \text{ kNm} & M_4 = -25,2 \text{ kNm} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} N_5 = 327 \text{ kN} \\ M_5 = -1,1 \text{ kNm} \end{array}$$

La sezione fissata per la trave di fondazione è la seguente (dimensioni in cm):



14.3.1.1 Verifica a capacità portante

La dimensione “B” è stata stabilita in modo tale che la massima tensione nel terreno risulti inferiore alla tensione massima di progetto $p_{lim,d}$ definita sulla base delle indicazioni fornite dalla Normativa.

Scelto l’Approccio 2 (A1+M1+R3) al fine della verifica ed assumendo che dalla relazione geotecnica si abbia una $p_{lim} = 3 \text{ kg/cm}^2$, definiti i coefficienti

- **A1:**

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

- **M1** :

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

- **R3** :

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

$$p_{lim,d} = \frac{p_{lim}}{\gamma_R} = \frac{3}{2,3} = 1,3 \text{ kg/cm}^2$$

Pertanto:

$$P_{lim,d} = p_{lim,d} \cdot B \cdot L = 1,3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 240 \text{ cm} \cdot 1621 \text{ cm} = 505750 \text{ kg}$$

Questo valore deve risultare superiore al carico verticale applicato:

$$P_{lim,d} = 505750 \text{ kg} > \sum N = 497500 \text{ kg} \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

14.3.1.2 Verifica a scorrimento

Nel caso statico la verifica scorrimento risulta superflua in quanto il taglio complessivo agente è pari a $T_{tot} = -0,9 \text{ kN}$

14.3.1.3 Verifica di resistenza

Definizione delle sollecitazioni

CASO I

Le grandezze necessarie sono:

$$B = 240 \text{ cm}$$

$$k = 2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$$J_f = 10400000 \text{ cm}^4$$

$$E_{trave} = 314470 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0,0025 \text{ cm}^{-1}$$

$$\lambda = 2553 \text{ cm}$$

$$\beta = 480 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramma di spostamento

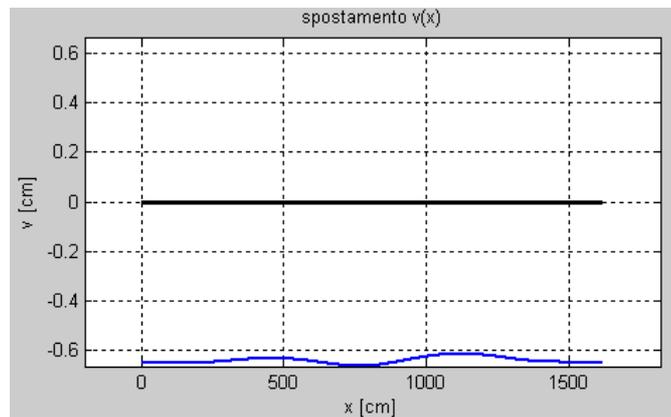


Diagramma di rotazione

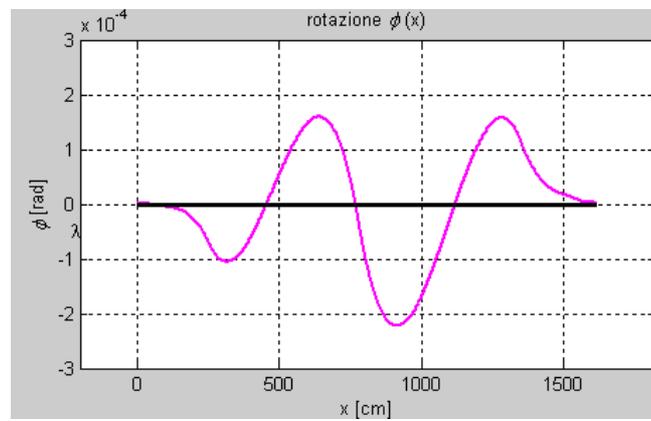


Diagramma del Momento

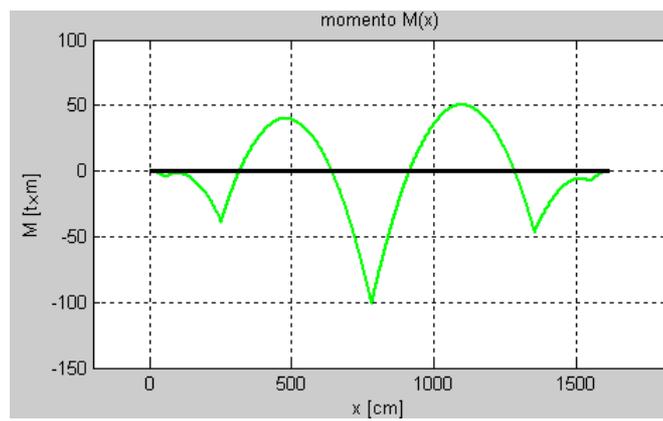
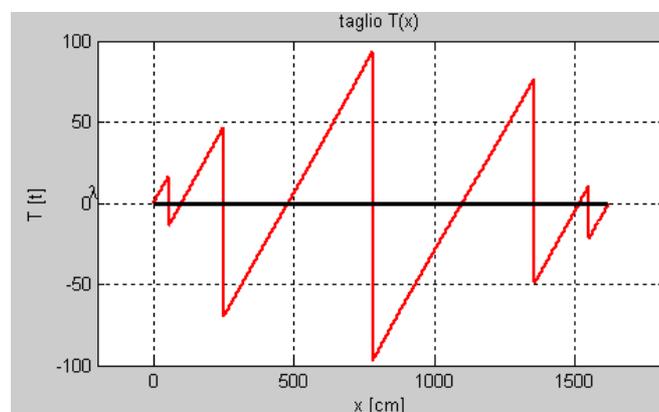


Diagramma del Taglio



Da cui si ricavano i seguenti valori di sollecitazione:

$$M_{\max}^{neg} = 540 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{pos} = 1010 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 905 \text{ kN}$$

CASO II

In questo caso è necessario definire l'entità del carico distribuito sulla trave.

Sommando le azioni viste in precedenza:

$$\sum N = 4975 \text{ kN}$$

$$\sum T = -0,9 \text{ kN}$$

$$\sum M = 1 \text{ kNm}$$

si evince che taglio e momento possano essere trascurati e che quindi

$\sum N = 4975 \text{ kN}$ possa essere pensato applicato nella mezzeria della trave, producendo una reazione nel terreno pari a:

$$\sigma_t = \frac{N}{B \cdot L} = \frac{497500}{240 \cdot 1621} = 1,28 \text{ kg/cm}^2$$

Il carico uniformemente distribuito da applicare alla trave risulta:

$$q_t = \sigma_t \cdot B = 1,28 \text{ kg/cm}^2 \cdot 240 \text{ cm} = 307 \text{ kg/cm} = 307 \text{ kN/m}$$

Diagramma del momento [kNm]

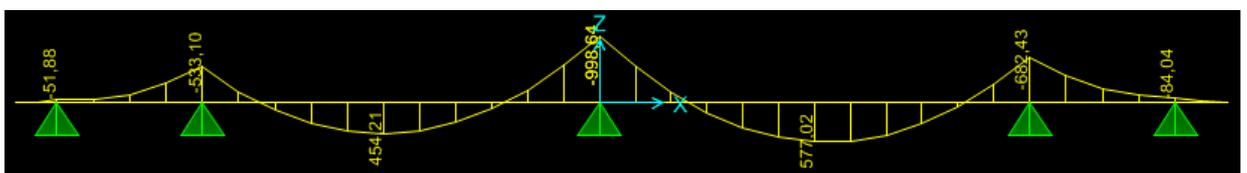
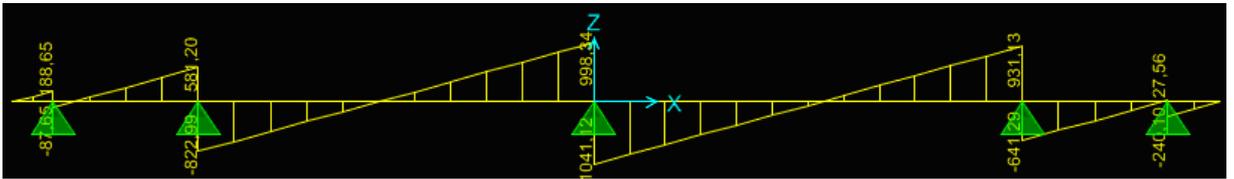


Diagramma del taglio [kN]



I diagrammi riportati sono relativi al caso di trave caricata dall'alto verso il basso, pertanto per avere il reale andamento è sufficiente ribaltarli rispetto all'asse della trave.

$$M_{\max}^{\text{neg}} = 577 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{\text{pos}} = 999 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 1041 \text{ kN}$$

Rigidezze relative

Trave rovescia

$$J_f = 1,2 \cdot J_{\text{anima}} = 1,2 \cdot \frac{b \cdot H^3}{12} = 10368000 \text{ cm}^4$$

Sovrastruttura

Le travi che compongono la struttura non sono tutte uguali, pertanto si è proceduto calcolando la rigidezza relativa alle diverse travi ottenendo:

$$J_{\text{SOVR}} = 2018256 \text{ cm}^4$$

Le due rigidezze differiscono di un ordine di grandezza, pertanto risulterà preponderante nella determinazione delle effettive sollecitazioni il caso che considera la trave di fondazione infinitamente rigida rispetto alla sovrastruttura (caso I).

Sollecitazioni effettive

Con riferimento alla relazione:

$$S = S^I \cdot \frac{J_f}{J_f + J_{sovrastuttura}} + S^{II} \cdot \frac{J_{sovrastuttura}}{J_f + J_{sovrastuttura}}$$

Si ottengono i seguenti coefficienti di ripartizione:

$$\rho_I = \frac{J_f}{J_f + J_{sovrastuttura}} = 0,83$$

$$\rho_{II} = \frac{J_{sovrastuttura}}{J_f + J_{sovrastuttura}} = 0,17$$

Si ha quindi che le sollecitazioni da considerare saranno pari all'83% di quelle calcolate per il caso 1 sommate ad un 17% di quelle relative al caso 2.

Pertanto si considerano i seguenti valori di calcolo:

$$M_{\max}^{neg} = 546 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{pos} = 1008 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 1083 \text{ kN}$$

14.4.1 Sollecitazioni con travi in spessore

Dall'analisi allo SLU della sovrastruttura si ha che la trave di fondazione è soggetta alle seguenti azioni:

$$\begin{array}{llll} N_1 = 286 \text{ kN} & N_2 = 1292 \text{ kN} & N_3 = 2190 \text{ kN} & N_4 = 1500 \text{ kN} \\ T_1 = 0,7 \text{ kN} & T_2 = -21,7 \text{ kN} & T_3 = -6,5 \text{ kN} & T_4 = 25,7 \text{ kN} \\ M_1 = -0,45 \text{ kNm} & M_2 = 26,1 \text{ kNm} & M_3 = 11,8 \text{ kNm} & M_4 = -24,5 \text{ kNm} \end{array}$$

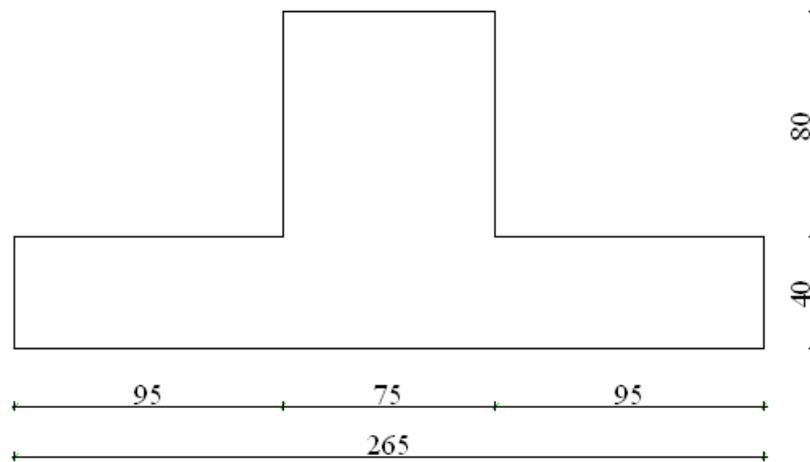
$$\begin{array}{l} N_5 = 287 \text{ kN} \\ T_5 = -1,6 \text{ kN} \\ M_5 = 1,9 \text{ kNm} \end{array}$$

Il taglio indicato è il taglio agente in corrispondenza dei pilastri e costituisce per la trave di fondazione un'azione assiale; considerata l'altezza rilevante delle travi di fondazione, è necessario riportare questa azione nel baricentro della sezione. Pertanto i tagli inducono dei momenti flettenti di trasporto non trascurabili, da cui le azioni sollecitanti risultano le seguenti:

$$\begin{array}{llll} N_1 = 286 \text{ kN} & N_2 = 1292 \text{ kN} & N_3 = 2190 \text{ kN} & N_4 = 1500 \text{ kN} \\ M_1 = -1 \text{ kNm} & M_2 = 43,5 \text{ kNm} & M_3 = 17 \text{ kNm} & M_4 = -45,1 \text{ kNm} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} N_5 = 287 \text{ kN} \\ M_5 = 3,2 \text{ kNm} \end{array}$$

La sezione fissata per la trave di fondazione è la seguente (dimensioni in cm):



14.4.1.1 Verifica a capacità portante

$$p_{\text{lim},d} = \frac{p_{\text{lim}}}{\gamma_R} = \frac{3}{2,3} = 1,3 \text{ kg/cm}^2$$

Pertanto:

$$P_{\text{lim},d} = p_{\text{lim},d} \cdot B \cdot L = 1,3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 265 \text{ cm} \cdot 1621 \text{ cm} = 558435 \text{ kg}$$

Questo valore deve risultare superiore al carico verticale applicato:

$$P_{\text{lim},d} = 558435 \text{ kg} > \sum N = 555500 \text{ kg} \quad \mathbf{VERIFICATO}$$

Occorre tenere conto del fatto che non è stato preso in considerazione il contributo fornito alla capacità portante delle travi in direzione Y, che renderebbe la verifica soddisfatta con un margine maggiore.

14.4.1.2 Verifica a scorrimento

Nel caso statico la verifica scorrimento risulta superflua in quanto il taglio complessivo agente è pari a $T_{\text{tot}} = -3,4 \text{ kN}$

14.4.1.3 Verifica di resistenza

Definizione delle sollecitazioni

CASO I

Le grandezze necessarie sono:

$$B = 265 \text{ cm}$$

$$k = 2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$$J_f = 12690000 \text{ cm}^4$$

$$E_{trave} = 314470 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0,0024 \text{ cm}^{-1}$$

$$\lambda = 2631 \text{ cm}$$

$$\beta = 530 \text{ kg/cm}^2$$

Diagramma di spostamento

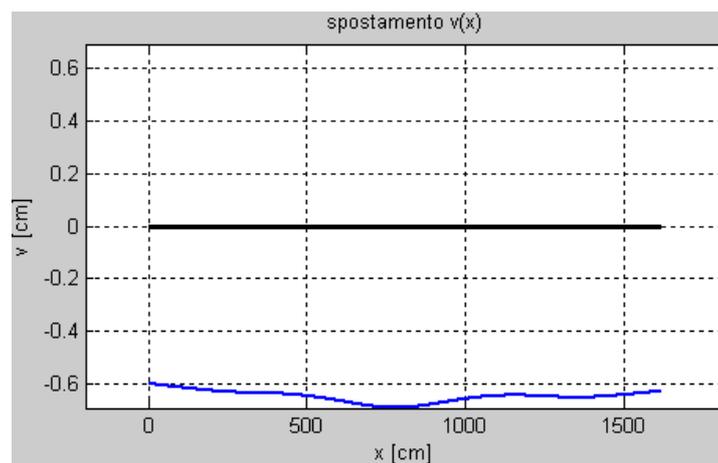


Diagramma di rotazione

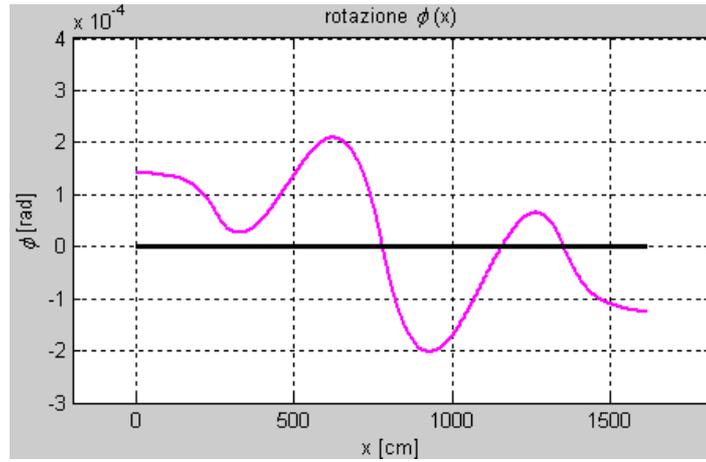


Diagramma del Momento

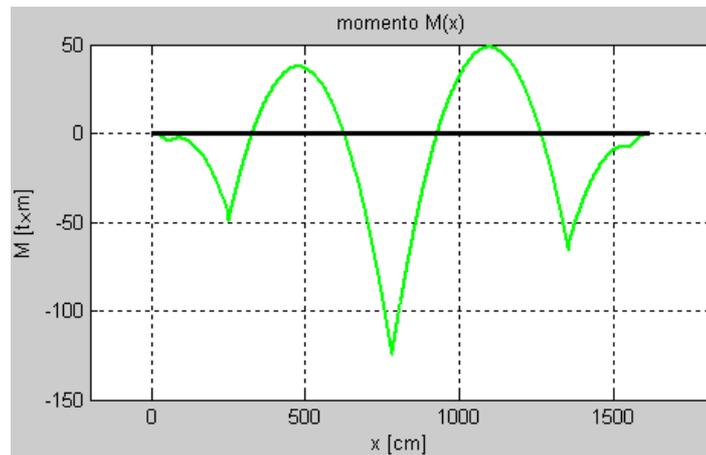
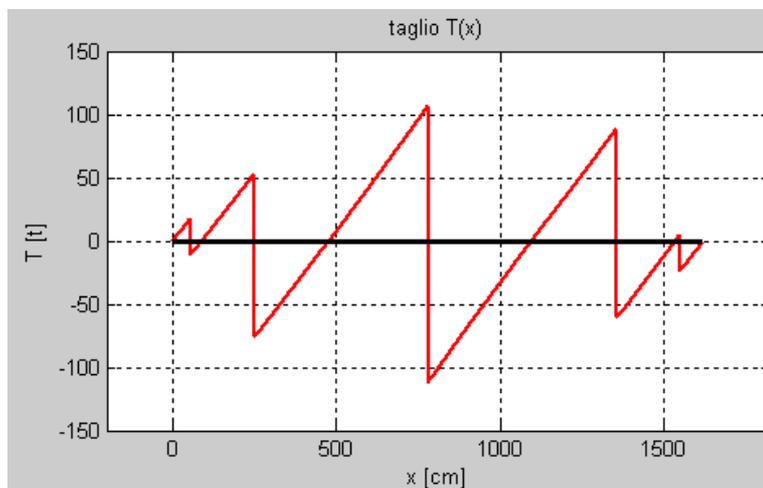


Diagramma del Taglio



Da cui si ricavano i seguenti valori di sollecitazione:

$$M_{\max}^{neg} = 517 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{pos} = 1267 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 733 \text{ kN}$$

CASO II

In questo caso è necessario definire l'entità del carico distribuito sulla trave.

Sommando le azioni viste in precedenza

$$\sum N = 5555 \text{ kN}$$

$$\sum T = -3,4 \text{ kN}$$

$$\sum M = 17,6 \text{ kNm}$$

In questo caso il Momento risultante non può essere trascurato (come invece era accaduto nel caso delle travi in altezza), pertanto tramite la formula di Navier si ottiene il seguente valore della tensione:

$$\sigma_{t,\max} = \frac{N_{TOT}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_{TOT}}{B \cdot L^2} = \frac{5555}{2,65 \cdot 16,21} + \frac{6 \cdot 17,6}{2,65 \cdot 16,21^2} = 1,29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < p_{\text{lim},d} = 1,3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Il carico uniformemente distribuito da applicare alla trave risulta:

$$q_t = \sigma_t \cdot B = 1,29 \text{ kg/cm}^2 \cdot 265 \text{ cm} = 342 \text{ kg/cm} = 342 \text{ kN/m}$$

Diagramma del momento [kNm]

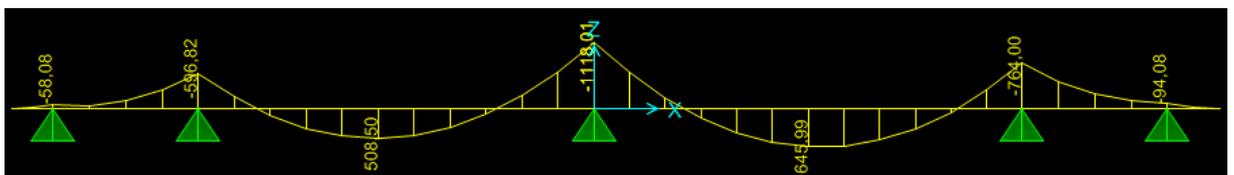
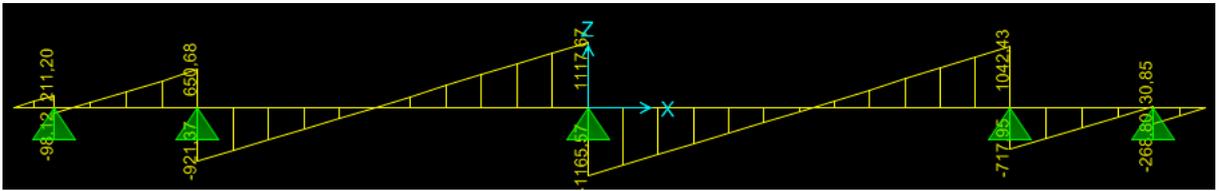


Diagramma del taglio [kN]



I diagrammi riportati sono relativi al caso di trave caricata dall'alto verso il basso, pertanto per avere il reale andamento è sufficiente ribaltarli rispetto all'asse della trave.

$$M_{\max}^{neg} = 646 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{pos} = 1118 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 1166 \text{ kN}$$

Rigidezze relative

Trave rovescia

$$J_f = 1,2 \cdot J_{anima} = 1,2 \cdot \frac{b \cdot H^3}{12} = 12960000 \text{ cm}^4$$

Sovrastruttura

Le travi che compongono la struttura non sono tutte uguali, pertanto si è proceduto calcolando la rigidezza relativa alle diverse travi ottenendo:

$$J_{SOVR} = 459640 \text{ cm}^4$$

Le due rigidezze differiscono di due ordini di grandezza, pertanto risulterà preponderante nella determinazione delle effettive sollecitazioni il caso che considera la trave di fondazione infinitamente rigida rispetto alla sovrastruttura (caso I).

Sollecitazioni effettive

Con riferimento alla relazione:

$$S = S^I \cdot \frac{J_f}{J_f + J_{sovrastuttura}} + S^{II} \cdot \frac{J_{sovrastuttura}}{J_f + J_{sovrastuttura}}$$

Si ottengono i seguenti coefficienti di ripartizione:

$$\rho_I = \frac{J_f}{J_f + J_{sovrastuttura}} = 0,96$$

$$\rho_{II} = \frac{J_{sovrastuttura}}{J_f + J_{sovrastuttura}} = 0,04$$

Si ha quindi che le sollecitazioni da considerare saranno pari all'96% di quelle calcolate per il caso 1 sommate ad un 4% di quelle relative al caso 2.

Pertanto si considerano i seguenti valori di calcolo:

$$M_{\max}^{neg} = 522 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{pos} = 1261 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 750 \text{ kN}$$

15 Analisi sismica

15.1 Soluzione con travi in altezza

15.1.1 Sollecitazioni di calcolo allo SLV

Secondo quanto riportato al § 7.2.5 delle NTC2008, il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazioni le resistenze degli elementi strutturali soprastanti.

Più precisamente:

- lo sforzo assiale da considerare è quello nei pilastri relativo alla combinazione sismica delle azioni;
- il momento flettente da considerare è il momento resistente dell'elemento soprastante;
- il taglio da considerare è il taglio resistente dell'elemento soprastante.

Le fondazioni superficiali sono progettate per rimanere in campo elastico, pertanto non sono necessarie specifiche armature per ottenere un comportamento duttile.

Dettagli costruttivi

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 % sia inferiormente che superiormente per l'intera lunghezza.

AZIONI DI CALCOLO

Pilastro 1

Sezione 30x30

$$A_s = \text{armatura tesa} = 3\Phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 8, 2br/14 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 3,39 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 27 \text{ cm} \cdot 1,1 = 40,8 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,01 \text{ cm}^2}{14 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 27 \text{ cm} \cdot 1,1 = 75,5 \text{ kN}$$

$$N_1 = 197 \text{ kN}$$

Pilastro 2

Sezione 40x40

$$A_s = \text{armatura tesa} = 7\Phi 18 = 17,78 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 10,2\text{br}/13 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 17,78 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 37 \text{ cm} \cdot 1,1 = 293 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{13 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 37 \text{ cm} \cdot 1,1 = 173 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1057 \text{ kN}$$

Pilastro 3

Sezione 50x50

$$A_s = \text{armatura tesa} = 7\Phi 18 = 17,78 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 10,2\text{br}/10 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 17,78 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 47 \text{ cm} \cdot 1,1 = 373 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 47 \text{ cm} \cdot 1,1 = 260 \text{ kN}$$

$$N_3 = 1203 \text{ kN}$$

Pilastro 4

Sezione 40x40

$$A_s = \text{armatura tesa} = 7\Phi 18 = 17,78 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 10,2\text{br}/12 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 17,78 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 37 \text{ cm} \cdot 1,1 = 293 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 37 \text{ cm} \cdot 1,1 = 187 \text{ kN}$$

$$N_4 = 1103 \text{ kN}$$

Pilastro 5

Sezione 30x30

$$A_s = \text{armatura tesa} = 3\Phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 8,2\text{br}/14 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 3,39 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 27 \text{ cm} \cdot 1,1 = 40,8 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,01 \text{ cm}^2}{14 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 27 \text{ cm} \cdot 1,1 = 75,5 \text{ kN}$$

$$N_5 = 204 \text{ kN}$$

Riassumendo:

$$N_1 = 197 \text{ kN} \quad N_2 = 1057 \text{ kN} \quad N_3 = 1203 \text{ kN} \quad N_4 = 1103 \text{ kN}$$

$$T_1 = 76 \text{ kN} \quad T_2 = 173 \text{ kN} \quad T_3 = 260 \text{ kN} \quad T_4 = 187 \text{ kN}$$

$$M_1 = 40,8 \text{ kNm} \quad M_2 = 293 \text{ kNm} \quad M_3 = 373 \text{ kNm} \quad M_4 = 293 \text{ kNm}$$

$$N_5 = 204 \text{ kN}$$

$$T_5 = 76 \text{ kN}$$

$$M_5 = 40,8 \text{ kNm}$$

Riportiamo, come nel caso statico, i tagli in asse trave, pertanto:

$$N_1 = 197 \text{ kN} \quad N_2 = 1057 \text{ kN} \quad N_3 = 1203 \text{ kN} \quad N_4 = 1103 \text{ kN}$$

$$M_1 = 102 \text{ kNm} \quad M_2 = 431 \text{ kNm} \quad M_3 = 581 \text{ kNm} \quad M_4 = 443 \text{ kNm}$$

$$N_5 = 204 \text{ kN}$$

$$M_5 = 102 \text{ kNm}$$

15.1.1.1 Verifica a capacità portante

$$N_{TOT} = 3764 \text{ kN}$$

$$M_{TOT} = 1659 \text{ kN}$$

Attraverso la formula di Navier si ottiene il seguente valore di tensione:

$$\sigma_{t,\max} = \frac{N_{TOT}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_{TOT}}{B \cdot L^2} = \frac{3764}{2,4 \cdot 16,21} + \frac{6 \cdot 1659}{2,4 \cdot 16,21^2} = 1,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < p_{\text{lim},d} = 1,3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

VERIFICATO

15.1.1.2 Verifica a scorrimento

Il $T_{TOT} = 772 \text{ kN}$ deve risultare inferiore alla resistenza a scorrimento della fondazione $R_{sc} = N_{TOT} \cdot \tan \varphi_d$.

Affinchè la verifica risulti soddisfatta è necessario un terreno avente un angolo di attrito di calcolo pari a $11,6^\circ$.

15.1.1.3 Verifica di resistenza

Definizione delle sollecitazioni

CASO I

Diagramma dello spostamento

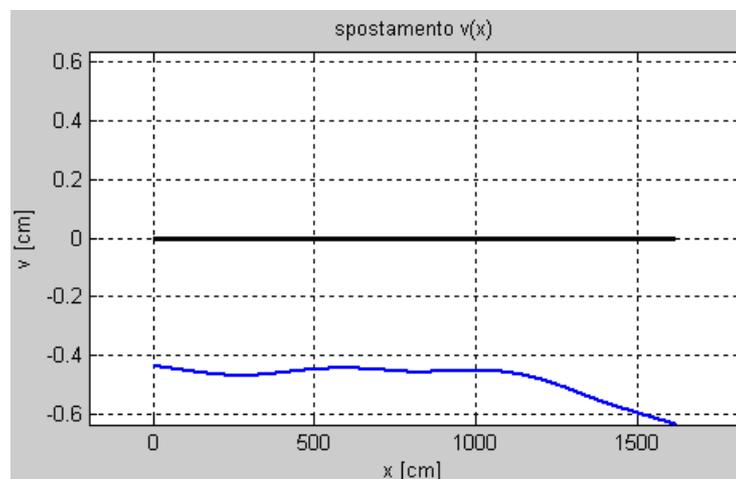


Diagramma della rotazione

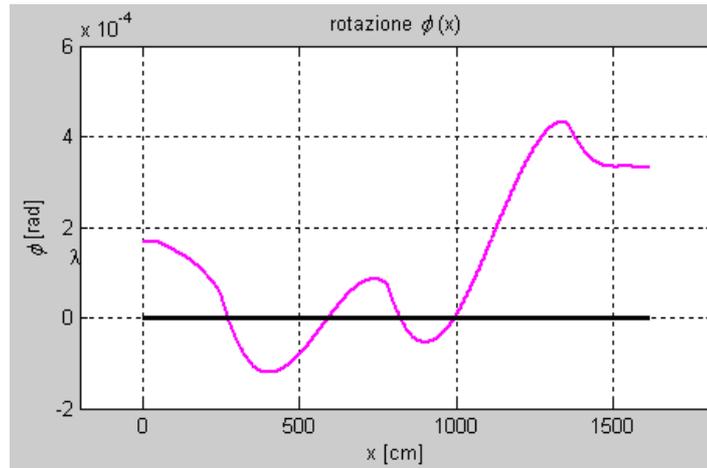


Diagramma del momento

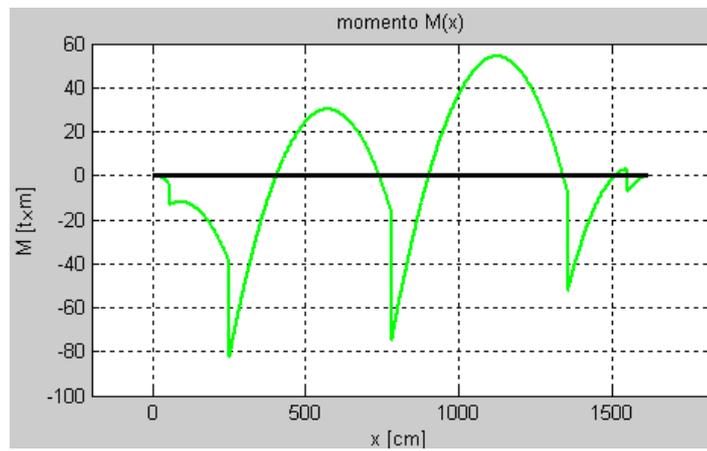
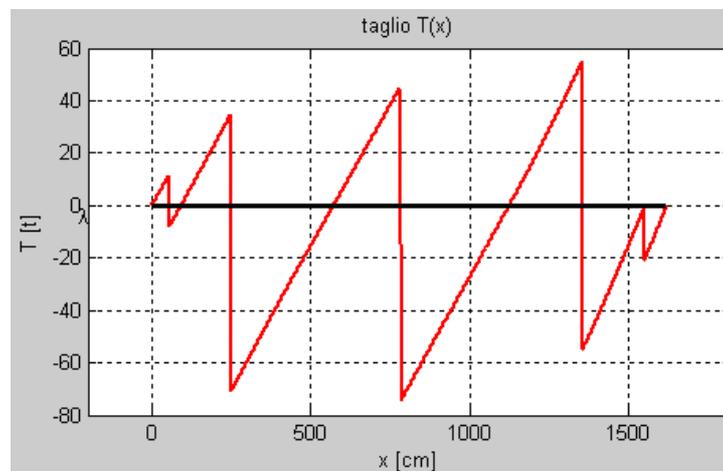


Diagramma del taglio



$$M_{\max}^{neg} = 530 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{pos} = 853 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 880 \text{ kN}$$

CASO II

In questo caso, risultando non trascurabile il momento flettente, il carico distribuito da applicare alla trave non è uniforme, ma trapezoidale.

Consideriamo separatamente i contributi dovuti allo sforzo assiale e al momento flettente:

$$\sigma_{t,N} = \frac{N_{TOT}}{B \cdot L} = 0,97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{t,M} = \frac{6 \cdot M_{TOT}}{B \cdot L^2} = 0,16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Ne segue che:

$$\sigma_{t,MIN} = \sigma_{t,N} - \sigma_{t,M} = 0,81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{e} \quad \sigma_{t,MAX} = \sigma_{t,N} + \sigma_{t,M} = 1,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Il carico da applicare alla trave è a metro lineare pertanto si ottiene:

$$q_{t,MIN} = \sigma_{t,MIN} \cdot B = 195 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{e} \quad q_{t,MAX} = \sigma_{t,MAX} \cdot B = 271 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dall'applicazione del carico trapezoidale si ottengono i seguenti diagrammi:

Diagramma del momento [kNm]

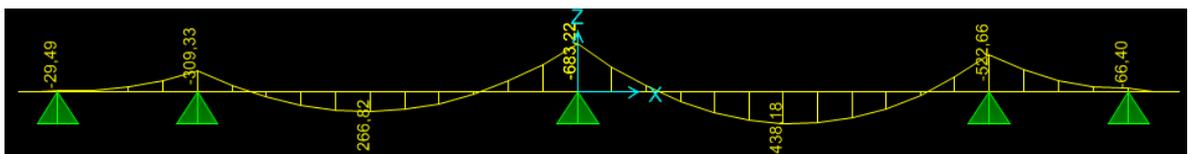
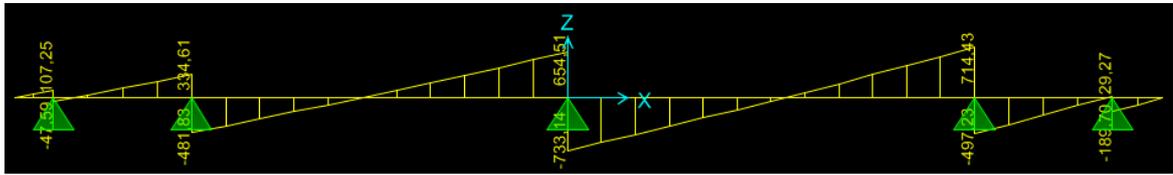


Diagramma del taglio [kN]



I diagrammi riportati sono relativi al caso di trave caricata dall'alto verso il basso, pertanto per avere il reale andamento è sufficiente ribaltarli rispetto all'asse della trave.

$$M_{\max}^{\text{neg}} = 683 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{\text{pos}} = 438 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 733 \text{ kN}$$

Sollecitazioni effettive

Con riferimento alla relazione:

$$S = S^I \cdot \frac{J_f}{J_f + J_{\text{sovrastuttura}}} + S^{II} \cdot \frac{J_{\text{sovrastuttura}}}{J_f + J_{\text{sovrastuttura}}}$$

Si ottengono i seguenti coefficienti di ripartizione:

$$\rho_I = \frac{J_f}{J_f + J_{\text{sovrastuttura}}} = 0,83$$

$$\rho_{II} = \frac{J_{\text{sovrastuttura}}}{J_f + J_{\text{sovrastuttura}}} = 0,17$$

Pertanto si considerano i seguenti valori di calcolo:

$$M_{\max}^{\text{neg}} = 556 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{\text{pos}} = 783 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 855 \text{ kN}$$

Si considera in tutti i casi un copriferro $c = 5 \text{ cm}$

Momento massimo POSITIVO

Verifiche allo SLU

$$M_{Ed} = 1008 \text{ kNm}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	60				
H cm	120				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	20	2	16
<u>APPOGGIO</u>	1008	3	20	7	20
		0	16	0	22

Da cui si ottiene:

- asse neutro $x = 5,2 \text{ cm}$ (distanza dal lembo compresso);
- $M_{Rd} = 1262 \text{ kNm}$ **VERIFICATA**

Momento massimo NEGATIVO

Verifiche allo SLU

$$M_{Ed} = 556 \text{ kNm}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	240				
H cm	120				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	MEd (kN)	As.sup		As.inf	
		2	20	2	16
<u>MEZZERIA</u>	556	3	20	0	20
		0	14	0	16

Da cui si ottiene:

- asse neutro $x = 2,8 \text{ cm}$ (distanza dal lembo compresso);

- $M_{Rd} = 873 \text{ kNm}$ **VERIFICATA**

Tglio

$V_{Ed} = 1083 \text{ kNm}$

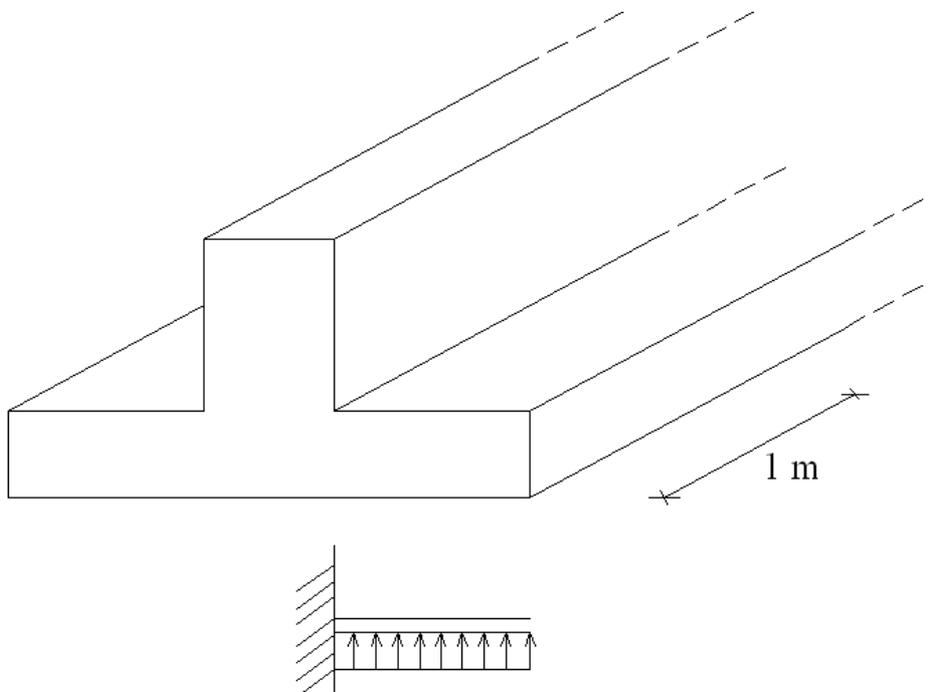
Si utilizzano staffe $\Phi 10$, 4br/11 cm, per cui si ottiene un $V_{Rd} = 1157 \text{ kNm}$

RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw staffe a 4br_ (cm ²)	3,14
s,max (cm)	11,75
VRsd kN	1156,66

s (cm)	11
--------	----

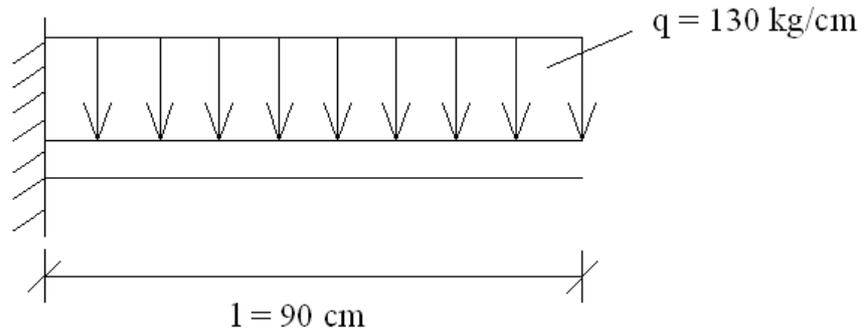
VERIFICA COMPORTAMENTO A MENSOLA DELLE ALI

Le staffe devono resistere a flessione perché le ali si comportano, sotto l'azione dei carichi, come travi a sbalzo incastrate all'anima.



A partire dal carico limite di progetto del terreno $q_d = 1,3 \text{ kg/cm}^2$, considerando una striscia di trave di lunghezza pari a 1 m, si ottiene un carico per unità di lunghezza pari a:

$$q_d = 1,3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} = 130 \text{ kg/cm}$$

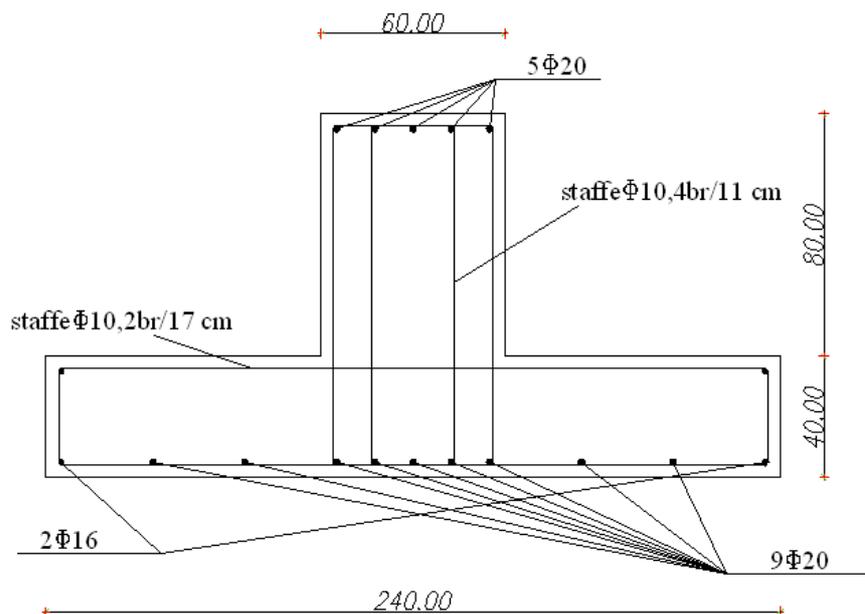


$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{130 \cdot 90^2}{2} = 526500 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s,\min} = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{526500 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 3913} = 4,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

che corrisponde a $6\Phi 10$ in 1 metro, ovvero $1\Phi 10/17 \text{ cm}$

Riassumendo:



15.2 Soluzione con travi in spessore

15.2.1 Sollecitazioni di calcolo allo SLV

AZIONI DI CALCOLO

Pilastro 1

Sezione 30x30

$$A_s = \text{armatura tesa} = 3\Phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 8,2\text{br}/14 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 3,39 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 27 \text{ cm} \cdot 1,1 = 40,8 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,01 \text{ cm}^2}{14 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 27 \text{ cm} \cdot 1,1 = 75,5 \text{ kN}$$

$$N_1 = 180 \text{ kN}$$

Pilastro 2

Sezione 50x50

$$A_s = \text{armatura tesa} = 3\Phi 20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 10,2\text{br}/12 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 9,42 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 47 \text{ cm} \cdot 1,1 = 197 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{12 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 47 \text{ cm} \cdot 1,1 = 217 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1010 \text{ kN}$$

Pilastro 3

Sezione 65x65

$$A_s = \text{armatura tesa} = 7\Phi 20 = 21,98 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 10,2\text{br}/9 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 21,98 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 62 \text{ cm} \cdot 1,1 = 607 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{9 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 62 \text{ cm} \cdot 1,1 = 419 \text{ kN}$$

$$N_3 = 1377 \text{ kN}$$

Pilastro 4

Sezione 65x65

$$A_s = \text{armatura tesa} = 7\Phi 20 = 21,98 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 10, 2\text{br}/9 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 21,98 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 62 \text{ cm} \cdot 1,1 = 607 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,57 \text{ cm}^2}{9 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 62 \text{ cm} \cdot 1,1 = 419 \text{ kN}$$

$$N_4 = 1180 \text{ kN}$$

Pilastro 5

Sezione 30x30

$$A_s = \text{armatura tesa} = 3\Phi 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Staffe $\Phi 8, 2\text{br}/14 \text{ cm}$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \varphi = 3,39 \text{ cm}^2 \cdot 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 27 \text{ cm} \cdot 1,1 = 40,8 \text{ kNm}$$

$$T_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot \varphi = \frac{1,01 \text{ cm}^2}{14 \text{ cm}} \cdot 3913 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0,9 \cdot 27 \text{ cm} \cdot 1,1 = 75,5 \text{ kN}$$

$$N_5 = 177 \text{ kN}$$

Riassumendo:

$$N_1 = 180 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1010 \text{ kN}$$

$$N_3 = 1377 \text{ kN}$$

$$N_4 = 1180 \text{ kN}$$

$$T_1 = 76 \text{ kN}$$

$$T_2 = 217 \text{ kN}$$

$$T_3 = 419 \text{ kN}$$

$$T_4 = 419 \text{ kN}$$

$$M_1 = 40,8 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 197 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 607 \text{ kNm}$$

$$M_4 = 607 \text{ kNm}$$

$$N_5 = 177 \text{ kN}$$

$$T_5 = 76 \text{ kN}$$

$$M_5 = 40,8 \text{ kNm}$$

Riportiamo, come nel caso statico, i tagli in asse trave, pertanto:

$$N_1 = 180 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1010 \text{ kN}$$

$$N_3 = 1377 \text{ kN}$$

$$N_4 = 1180 \text{ kN}$$

$$M_1 = 102 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 371 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 942 \text{ kNm}$$

$$M_4 = 942 \text{ kNm}$$

$$N_5 = 177 \text{ kN}$$

$$M_5 = 102 \text{ kNm}$$

15.2.1.1 Verifica a capacità portante

$$N_{TOT} = 3924 \text{ kN}$$

$$M_{TOT} = 2459 \text{ kNm}$$

Attraverso la formula di Navier si ottiene il seguente valore di tensione:

$$\sigma_{t,\max} = \frac{N_{TOT}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_{TOT}}{B \cdot L^2} = \frac{3924}{2,65 \cdot 16,21} + \frac{6 \cdot 2459}{2,65 \cdot 16,21^2} = 1,13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < p_{\text{lim},d} = 1,3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

VERIFICATO

15.2.1.2 Verifica a scorrimento

Il $T_{TOT} = 1207 \text{ kN}$ deve risultare inferiore alla resistenza a scorrimento della fondazione $R_{sc} = N_{TOT} \cdot \tan \varphi_d$.

Affinchè la verifica risulti soddisfatta è necessario un terreno avente un angolo di attrito di calcolo pari a $17,1^\circ$.

15.2.1.3 Calcolo delle sollecitazioni

CASO I

Diagramma dello spostamento

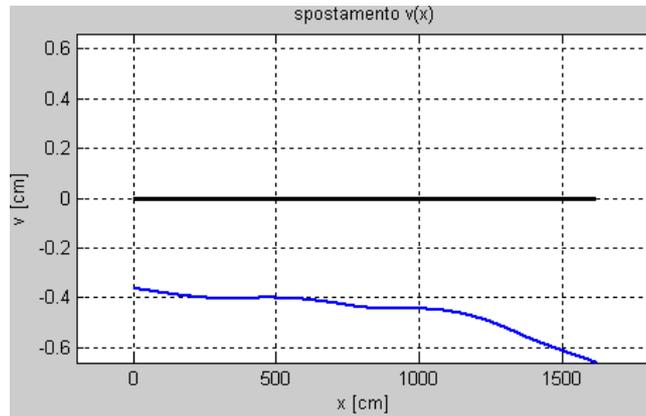


Diagramma della rotazione

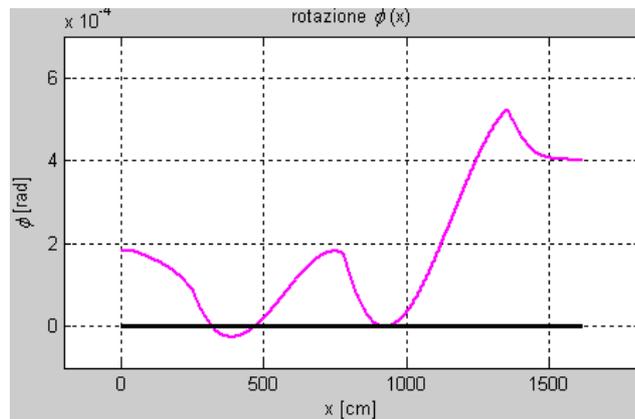


Diagramma del momento

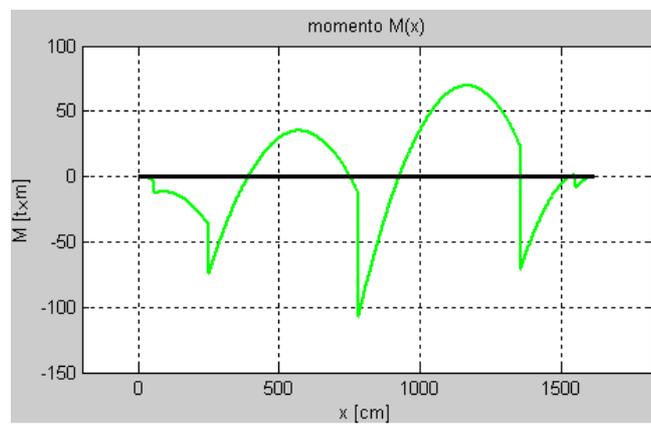
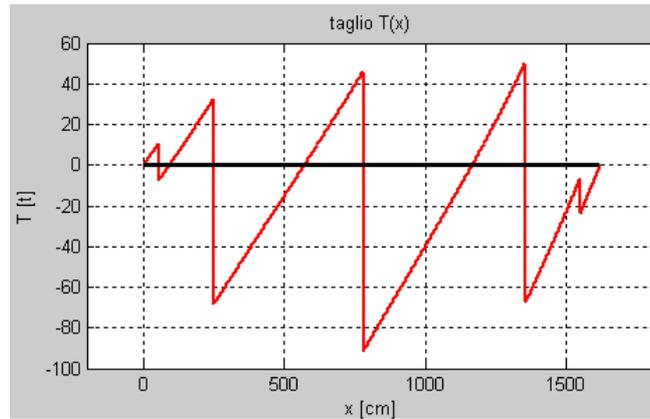


Diagramma del taglio



$$M_{\max}^{neg} = 708 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{pos} = 1083 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 933 \text{ kN}$$

CASO II

In questo caso, risultando non trascurabile il momento flettente, il carico distribuito da applicare alla trave non è uniforme, ma trapezoidale.

Consideriamo separatamente i contributi dovuti allo sforzo assiale e al momento flettente:

$$\sigma_{t,N} = \frac{N_{TOT}}{B \cdot L} = 0,91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{t,M} = \frac{6 \cdot M_{TOT}}{B \cdot L^2} = 0,21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Ne segue che:

$$\sigma_{t,MIN} = \sigma_{t,N} - \sigma_{t,M} = 0,70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{e} \quad \sigma_{t,MAX} = \sigma_{t,N} + \sigma_{t,M} = 1,11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Il carico da applicare alla trave è a metro lineare pertanto si ottiene:

$$q_{t,MIN} = \sigma_{t,MIN} \cdot B = 186 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{e} \quad q_{t,MAX} = \sigma_{t,MAX} \cdot B = 294 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dall'applicazione del carico trapezoidale si ottengono i seguenti diagrammi:

Diagramma del momento [kNm]

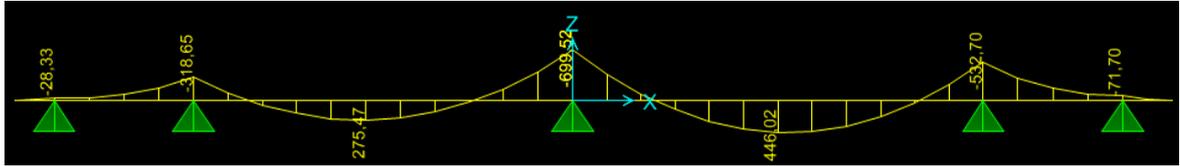
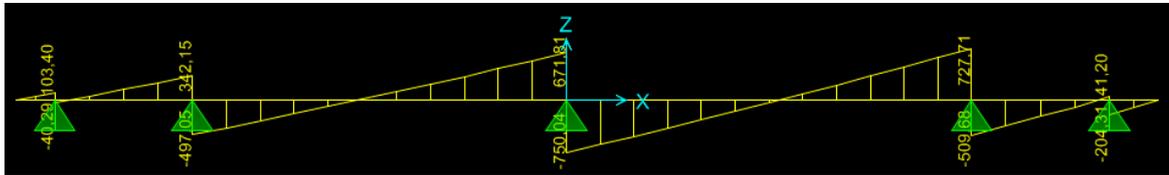


Diagramma del taglio [kN]



I diagrammi riportati sono relativi al caso di trave caricata dall'alto verso il basso, pertanto per avere il reale andamento è sufficiente ribaltarli rispetto all'asse della trave.

$$M_{\max}^{neg} = 700 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{pos} = 446 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 750 \text{ kN}$$

Sollecitazioni effettive

Con riferimento alla relazione:

$$S = S^I \cdot \frac{J_f}{J_f + J_{sovrastuttura}} + S^{II} \cdot \frac{J_{sovrastuttura}}{J_f + J_{sovrastuttura}}$$

Si ottengono i seguenti coefficienti di ripartizione:

$$\rho_I = \frac{J_f}{J_f + J_{sovrastuttura}} = 0,96$$

$$\rho_{II} = \frac{J_{sovrastuttura}}{J_f + J_{sovrastuttura}} = 0,04$$

Pertanto si considerano i seguenti valori di calcolo:

$$M_{\max}^{neg} = 708 \text{ kNm}$$

$$M_{\max}^{pos} = 1058 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 926 \text{ kN}$$

Si considera in tutti i casi un copriferro $c = 5 \text{ cm}$

Momento massimo POSITIVO

Verifiche allo SLU

$$M_{Ed} = 1261 \text{ kNm}$$

<u>GEOMETRIA</u>					
B cm	75				
H cm	120				
<u>Armature longitudinali travi da analisi STATICA</u>					
	Med (kN)	As.sup		As.inf	
		2	20	2	16
<u>APPOGGIO</u>	1261	3	20	8	20
		0	16	0	22

Da cui si ottiene:

- asse neutro $x = 7,8 \text{ cm}$ (distanza dal lembo compresso);
- $M_{Rd} = 1264 \text{ kNm}$ **VERIFICATA**

Momento massimo NEGATIVO

Verifiche allo SLU

$$M_{Ed} = 708 \text{ kNm}$$

GEOMETRIA					
B cm	265				
H cm	120				
Armature longitudinali travi da analisi STATICA					
	MEd (kN)	As,sup		As,inf	
		2	20	2	16
MEZZERIA	708	4	20	0	20
		0	14	0	16

Da cui si ottiene:

- asse neutro $x = 2,4 \text{ cm}$ (distanza dal lembo compresso);
- $M_{Rd} = 834 \text{ kNm}$ **VERIFICATA**

Taglio

$$V_{Ed} = 926 \text{ kNm}$$

Si utilizzano staffe $\Phi 10$, 4br/13 cm, per cui si ottiene un $V_{Rd} = 979 \text{ kNm}$

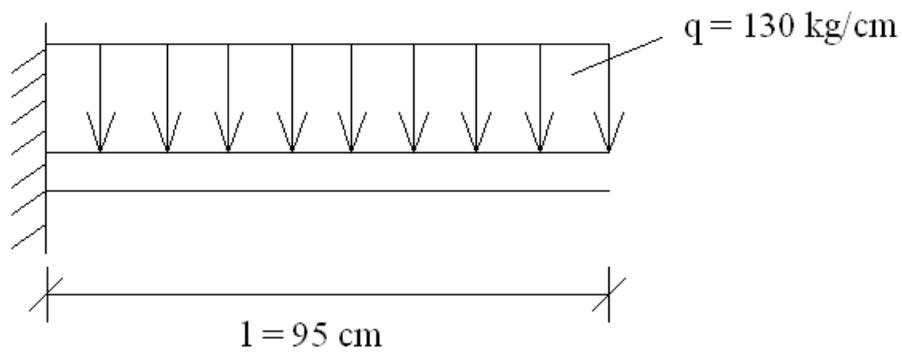
RESISTENZA A "TAGLIO TRAZIONE"	
Diametro (mm)	10
Asw_staffe a 4br_ (cm2)	3,14
s,max (cm)	13,74
VRsd kN	978,72

s (cm)	13
--------	----

VERIFICA COMPORTAMENTO A MENSOLA DELLE ALI

A partire dal carico limite di progetto del terreno $q_d = 1,3 \text{ kg/cm}^2$, considerando una striscia di trave di lunghezza pari a 1 m in direzione ortogonale, si ottiene un carico per unità di lunghezza pari a:

$$q_d = 1,3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm} = 130 \text{ kg/cm}$$

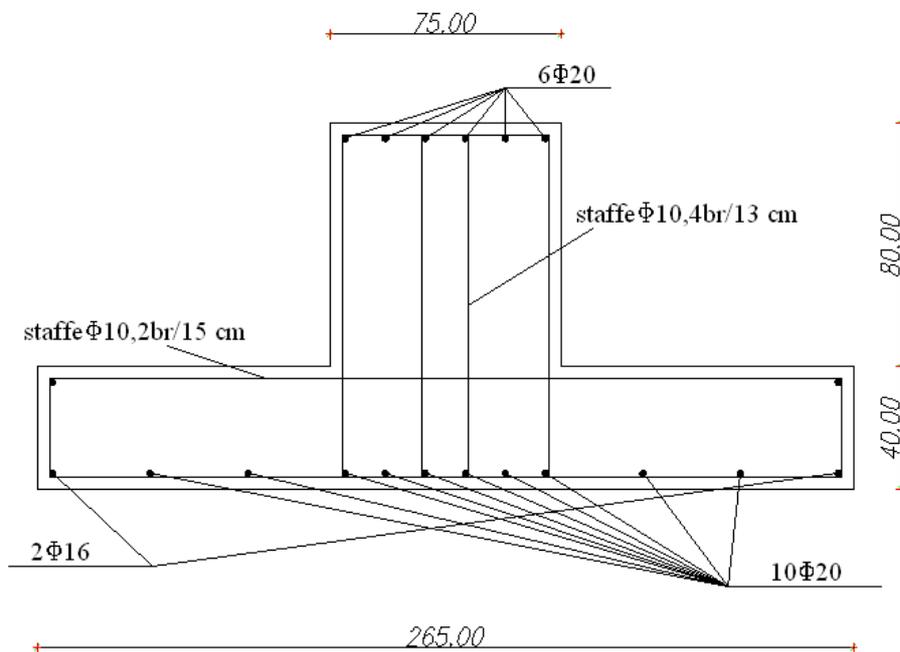


$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{130 \cdot 95^2}{2} = 586625 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$A_{s,\min} = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{586625 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0,9 \cdot 35 \text{ cm} \cdot 3913} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

che corrisponde a $7\Phi 10$ in 1 metro, ovvero $1\Phi 10/15 \text{ cm}$

Riassumendo:



PARTE 5

16 Confronto tra soluzione con travi in altezza e soluzione con travi in spessore

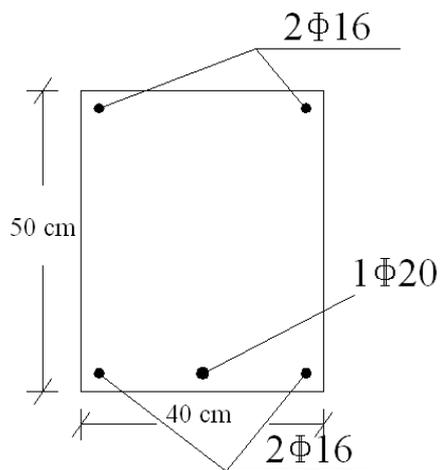
16.1 Le Travi

Si prenda come riferimento la TRAVE DESTRA del Piano Attico del Telaio "C".

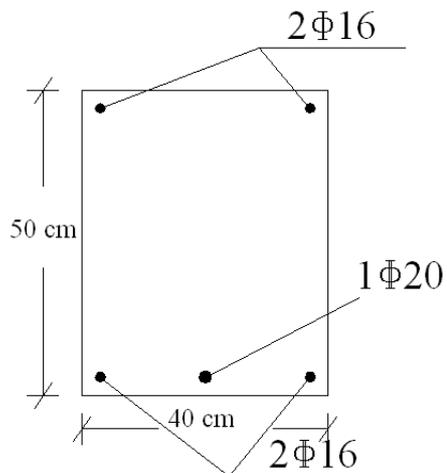
16.1.1 Analisi statica

16.1.1.1 Soluzione con travi in altezza

MEZZERIA

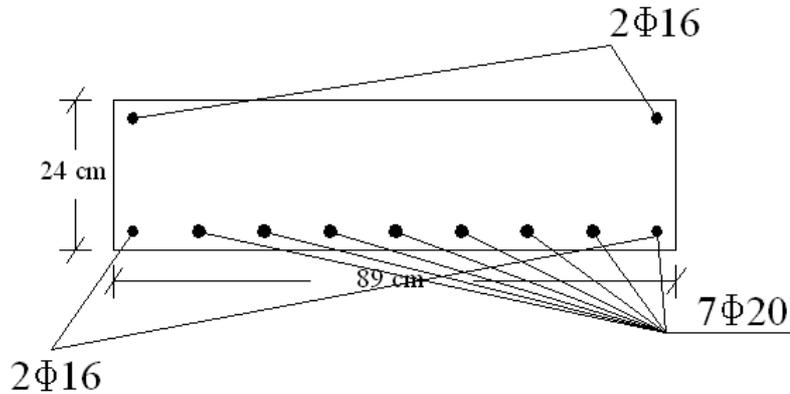


APPOGGIO

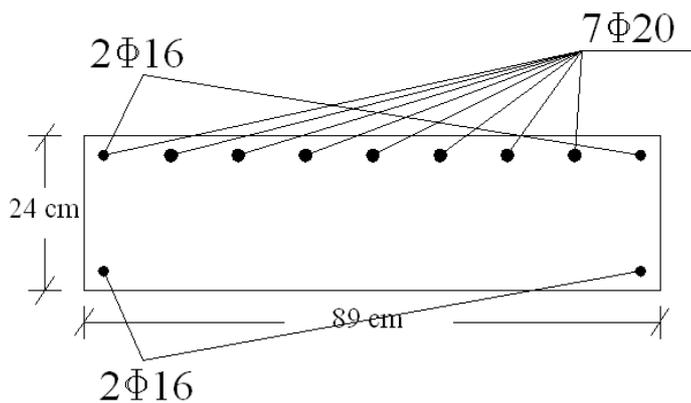


16.1.1.2 Soluzione con travi in spessore

MEZZERIA



APPOGGIO



16.1.1.3 Confronto

I risultati ottenuti mostrano come l'utilizzo di travi in spessore conduca alla richiesta di un quantitativo maggiore di armatura longitudinale rispetto al caso di trave in altezza, e questo a causa di:

- Minore braccio della coppia interna della trave in spessore, con conseguente minor momento resistente nelle verifiche allo SLU;
- Minore momento d'inerzia, con conseguente freccia maggiore nelle verifiche allo SLE.

16.1.2 Analisi sismica

16.1.1.1 Verifiche a flessione

16.1.1.1.1 Soluzione con travi in altezza

Momenti flettenti di calcolo

	MOMENTO FLETTENTE [kNm]			
	TRAVE SINISTRA		TRAVE DESTRA	
	<i>Mmax,pos</i>	<i>Mmax,neg</i>	<i>Mmax,pos</i>	<i>Mmax,neg</i>
COPERTURA	3 kNm	114 kNm	18 kNm	139 kNm
PIANO 4°	69 kNm	212 kNm	82 kNm	251 kNm
PIANO 3°	102 kNm	291 kNm	96 kNm	295 kNm
PIANO 2°	158 kNm	330 kNm	137 kNm	326 kNm
PIANO 1°	222 kNm	405 kNm	198 kNm	403 kNm

Con riferimento ai risultati della TRAVE DESTRA del Piano Attico del Telaio “C”, la tabella seguente mostra l’armatura longitudinale al termine dell’analisi statica ed il suo aggiornamento alla luce dei risultati dell’analisi sismica:

GEOMETRIA

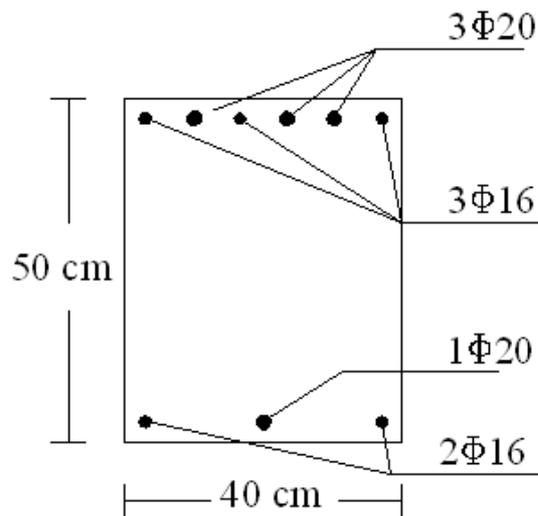
B cm	40
H cm	50

Armature longitudinali travi da analisi STATICA

	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	96,9 kNm	2	16	2	16
		0	20	1	20
				0	22
APPOGGIO	183,2 kNm	2	16	2	16
		2	20	0	16
		1	16		

AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA

	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	96,9 kNm	2	16	2	16
		0	20	1	20
		0	16	0	16
APPOGGIO	250,7 kNm	2	16	2	16
		3	20	1	20
		1	16	0	16



Come è possibile notare si assiste ad un aumento dell'armatura longitudinale agli appoggi; inoltre le limitazioni imposte dalla Normativa sulla percentuale geometrica di armatura relativamente al capacity design a livello sezionale, porta all'inserimento di 1Φ20 agli appoggi in zona compressa.

16.1.1.1.2 Soluzione con travi in spessore

Momenti flettenti di calcolo

	MOMENTO FLETTENTE [kNm]			
	TRAVE SINISTRA		TRAVE DESTRA	
	<i>Mmax,pos</i>	<i>Mmax,neg</i>	<i>Mmax,pos</i>	<i>Mmax,neg</i>
COPERTURA	0 kNm	129 kNm	0 kNm	155 kNm
PIANO 4°	10 kNm	178 kNm	11 kNm	214 kNm
PIANO 3°	27 kNm	198 kNm	25 kNm	229 kNm
PIANO 2°	33 kNm	203 kNm	33 kNm	237 kNm
PIANO 1°	13 kNm	186 kNm	4 kNm	209 kNm

Con riferimento ai risultati della TRAVE DESTRA del Piano Attico del Telaio "C", la tabella seguente mostra l'armatura longitudinale al termine dell'analisi statica ed il suo aggiornamento alla luce dei risultati dell'analisi sismica:

GEOMETRIA

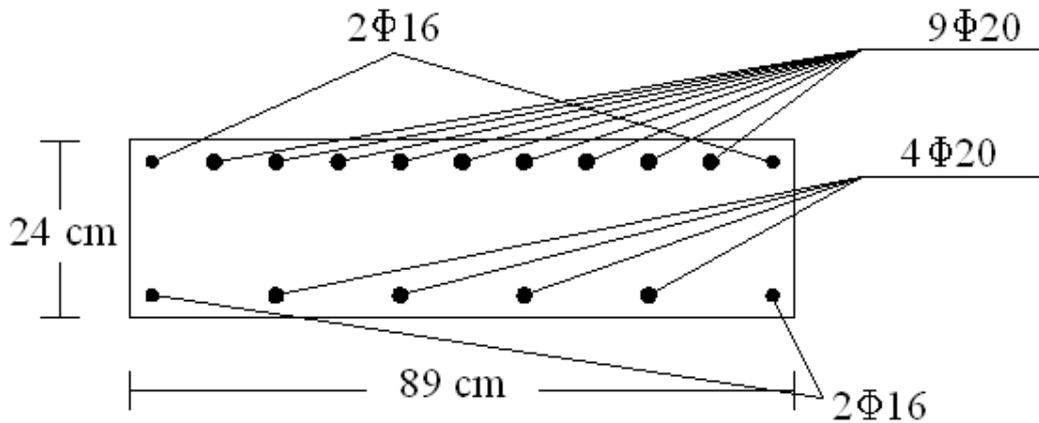
B cm	89
H cm	24

Armature longitudinali travi da analisi STATICA

	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	85,2 kNm	2	16	2	16
		0	20	7	20
				0	22
APPOGGIO	168,7 kNm	2	16	2	16
		7	20	0	20

AGGIORNAMENTO Armature longitudinali travi da analisi SISMICA

	MEd	As,sup		As,inf	
MEZZERIA	85,2 kNm	2	16	2	16
		7	20	12	20
		0	16	0	16
APPOGGIO	213,6 kNm	2	16	2	16
		9	20	4	20
		0	16	0	16

**16.1.1.3 Confronto**

Come è possibile notare si assiste ad un aumento dell'armatura longitudinale agli appoggi; in questo caso inoltre le limitazioni imposte dalla Normativa sulla percentuale geometrica di armatura relativamente al capacity design a livello sezionale, porta all'inserimento di 4Φ20 agli appoggi in zona compressa.

L'armatura longitudinale agli appoggi relativa alle due soluzioni in esame per il TELAIO "C" di riferimento è riassunta dalle tabelle seguenti:

SOLUZIONE CON TRAVI IN ALTEZZA:

	TRAVE SINISTRA		TRAVE DESTRA	
	n.ferri	Φ	n.ferri	Φ
<i>As,sup</i>	3	16	3	16
	2	20	2	20
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	1	18	1	18
<i>As,sup</i>	3	16	3	16
	2	20	3	20
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	1	18	1	18
<i>As,sup</i>	2	16	2	16
	4	20	4	20
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	1	20	1	20
<i>As,sup</i>	2	16	2	16
	4	22	4	22
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	2	22	2	22
<i>As,sup</i>	2	16	2	16
	4	22	4	22
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	2	22	2	22

A cui corrisponde un armatura longitudinale totale pari a $A_s^{TOTALE} = 706,4 \text{ cm}^2$

SOLUZIONE CON TRAVI IN SPESSORE:

	TRAVE SINISTRA		TRAVE DESTRA	
	n.ferri	Φ	n.ferri	Φ
<i>As,sup</i>	3	16	3	16
	2	20	2	20
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	1	18	1	18
<i>As,sup</i>	3	16	3	16
	2	20	3	20
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	1	18	1	18
<i>As,sup</i>	2	16	2	16
	4	20	4	20
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	1	20	1	20
<i>As,sup</i>	2	16	2	16
	4	22	4	22
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	2	22	2	22
<i>As,sup</i>	2	16	2	16
	4	22	4	22
<i>As,inf</i>	2	16	2	16
	2	22	2	22

A cui corrisponde un armatura longitudinale totale pari a $A_s^{TOTALE} = 1451,3 \text{ cm}^2$.

Eseguendo il rapporto delle armature totali nel caso di travi in spessore e nel caso di travi in altezza si ottiene:

$$r = \frac{A_{s,TRAVI \text{ IN SPESSORE}}}{A_{s,TRAVI \text{ IN ALTEZZA}} = 2,05$$

Tale risultato sottolinea quindi come la soluzione con travi in spessore richieda un quantitativo doppio di armatura longitudinale, conseguenza di un minor braccio della coppia interna nell'analisi statica e di un aumento di armatura compressa da capacity design nell'analisi sismica.

16.1.1.2 Verifiche a taglio

16.1.1.2.1 Soluzione con travi in altezza

Contributo CARICHI GRAVITAZIONALI	
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q1	8,8 kN/m

Contributo CERNIERE PLASTICHE	
MRd,neg	266,4 kNm
MRd,pos	90,5 kNm

Da cui si ottiene un $V_{Ed} = 155,9 \text{ kN}$, che richiede l'uso di staffe $\Phi 8,2\text{br}/10 \text{ cm}$.

16.1.1.2.2 Soluzione con travi in spessore

Contributo CARICHI GRAVITAZIONALI	
G1	13,02 kN/m
G2	16,15 kN/m
Q1	8,8 kN/m

Contributo CERNIERE PLASTICHE	
MRd,neg	230,8 kNm
MRd,pos	83,3 kNm

Da cui si ottiene un $V_{Ed} = 146,1 \text{ kN}$, che richiede l'uso di staffe $\Phi 8,2br/5 \text{ cm}$.

16.1.1.2.3 Confronto

7.4.6.2 Limitazioni di armatura

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B"
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

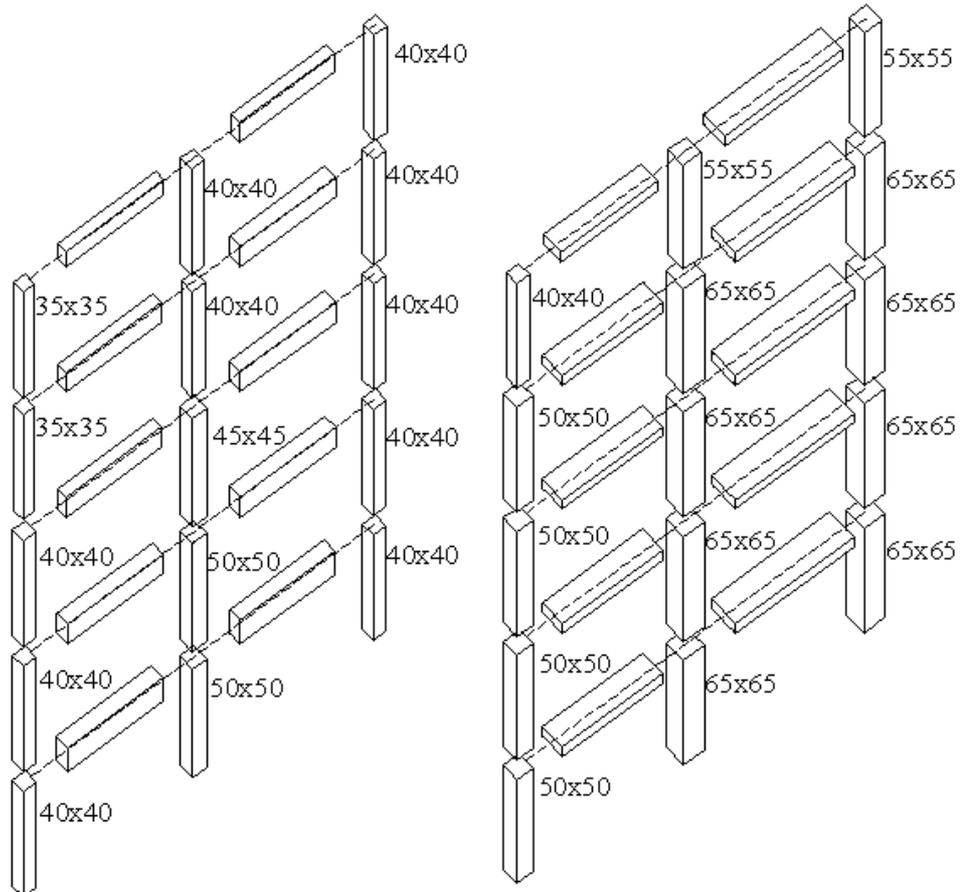
Con riferimento alle limitazioni di armatura relative al passo massimo delle staffe, si ha che il minor passo di progetto imposto dalle norme implica, a parità di taglio agente, la richiesta di un quantitativo doppio di armatura trasversale nel caso di travi in spessore rispetto al caso di travi in altezza.

16.2 I Pilastri

La seguente limitazione:

La larghezza b della trave deve essere $\geq 20 \text{ cm}$ e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

determina, nel caso di soluzione con travi in spessore, la richiesta di pilastri aventi sezioni decisamente maggiori rispetto alla soluzione con travi in altezza:

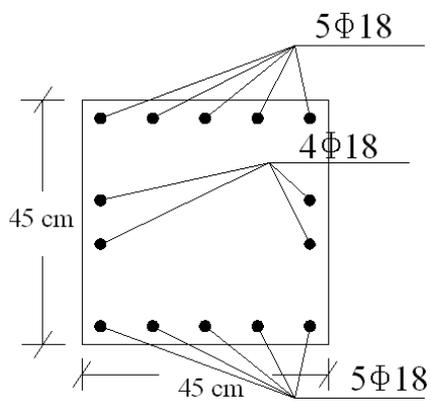


16.2.1.1 Verifiche a pressoflessione

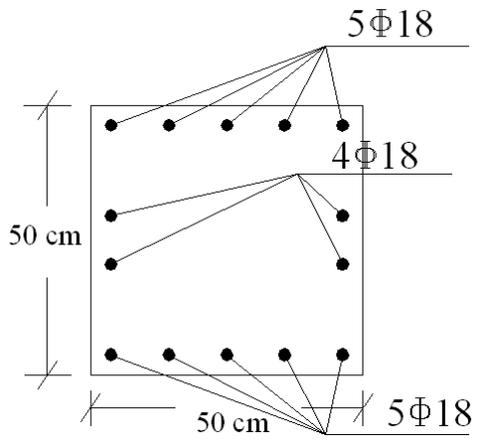
Preso come riferimento il nodo centrale del secondo piano si ottengono i seguenti risultati.

16.2.1.1.1 Soluzione con travi in altezza

Pilastro superiore:



Pilastro inferiore:



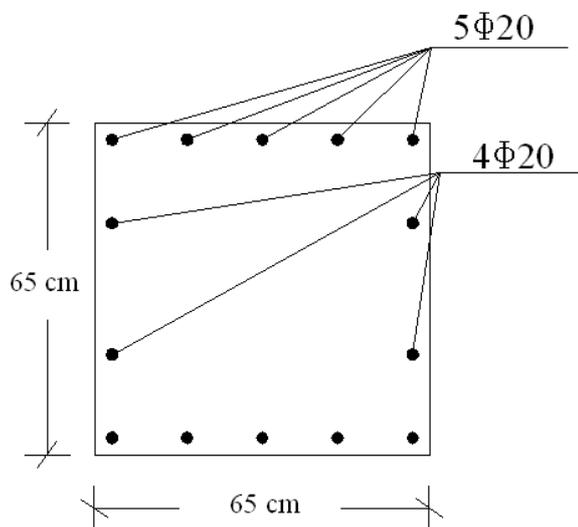
Per cui la verifica risulta:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > 1,1 \cdot (M_{Rd, pos}^{traveDX} + M_{Rd, pos}^{traveSX})$$

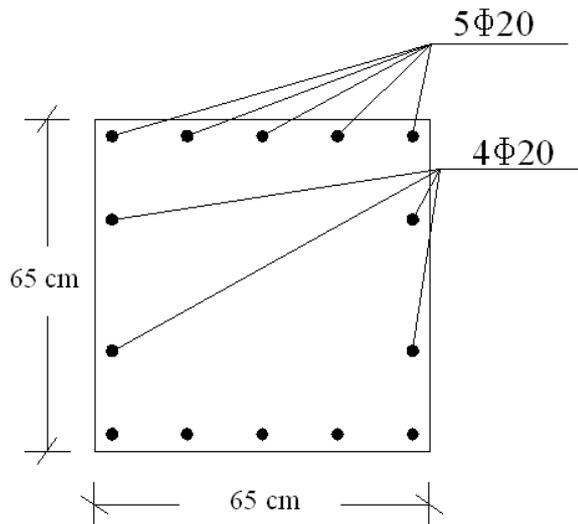
$$578,7\ kNm > 566,8\ kNm$$

16.2.1.1.2 Soluzione con travi in spessore

Pilastro superiore:



Pilastro inferiore:



Per cui la verifica risulta:

$$M_{Rd}^{pilastro\ sup} + M_{Rd}^{pilastro\ inf} > 1,1 \cdot (M_{Rd,pos}^{traveDX} + M_{Rd,pos}^{traveSX})$$

$$966,8\ kNm > 383,6\ kNm$$

16.2.1.1.3 Confronto

Le travi in spessore, in virtù del basso momento d'inerzia che le caratterizza, sono soggette a minori sollecitazioni dovute all'azione del sisma; questo implica minori momenti resistenti in corrispondenza dei nodi trave-pilastro rispetto alla soluzione con travi in altezza.

Se a tale aspetto si aggiungono le maggiori dimensioni della sezione dei pilastri (e quindi un aumento della loro resistenza), ne consegue un più agevole soddisfacimento del principio di gerarchia delle resistenze rispetto alla soluzione con travi in altezza.

Osservando i risultati, è possibile notare come la soluzione con travi in spessore renda le verifiche ampiamente soddisfatte rispetto al caso con travi in altezza; infatti ad un aumento della sezione del pilastro, corrisponde un aumento dell'armatura minima richiesta, tale da rendere praticamente equivalenti, in termini di armatura longitudinale totale, le due soluzioni in esame.

SOLUZIONE CON TRAVI IN ALTEZZA:

TELAIO CON TRAVI IN ALTEZZA								
Pilastro laterale SX			Pilastro CENTRALE			Pilastro laterale DX		
sezione	n.ferri	Φ	sezione	n.ferri	Φ	sezione	n.ferri	Φ
35x35	12	18	40x40	14	18	40x40	12	20
35x35	12	18	45x45	14	18	40x40	12	20
40x40	16	18	45x45	14	18	40x40	16	18
40x40	16	18	50x50	14	20	40x40	16	18
40x40	16	18	50x50	14	20	40x40	16	18

A cui corrisponde un armatura longitudinale totale pari a $A_s^{TOTALE} = 575,3 \text{ cm}^2$

SOLUZIONE CON TRAVI IN SPESSORE:

TELAIO CON TRAVI IN SPESSORE								
Pilastro laterale SX			Pilastro CENTRALE			Pilastro laterale DX		
sezione	n.ferri	Φ	sezione	n.ferri	Φ	sezione	n.ferri	Φ
40x40	8	16	55x55	10	20	55x55	10	20
50x50	9	20	65x65	14	20	65x65	14	20
50x50	9	20	65x65	14	20	65x65	14	20
50x50	9	20	65x65	14	20	65x65	14	20
50x50	9	20	65x65	14	20	65x65	14	20

A cui corrisponde un armatura longitudinale totale pari a $A_s^{TOTALE} = 543,6 \text{ cm}^2$

16.2.1.2 Verifiche a taglio

16.2.1.2.1 Soluzione con travi in altezza

DATI DELLA SEZIONE

B	45 cm
H	45 cm
copriferro	3 cm
d	42 cm

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,57	cm ²
$A_{st,min}$	1,46	cm ²

α	90	
$ctg\alpha$	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
$ctg\theta$	1,73	
$sin\alpha$	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	18	
passo max	14,4	cm
passo di progetto	13	cm

$M_{c,Rd-sup}$	347,5	kNm
$M_{c,Rd-inf}$	349	kNm
L_p	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
V_{Ed}	283,8	kN
V_{Rd}	309,0	kN

Per cui si utilizzano staffe $\Phi 10,2br/13$ cm

16.2.1.2.2 Soluzione con travi in spessore

DATI DELLA SEZIONE

B	65	cm
H	65	cm
copriferro	3	cm
d	62	cm

STAFFE

Φ	10	
n.bracci	2	
A_{sw}	1,57	cm ²
$A_{st,min}$	1,53	cm ²

α	90	
ctg α	0	staffe
θ	30	puntoni di cls
ctg θ	1,73	
sin α	1	

§7.4.6.2.2

$\Phi_{min_barrelong}$	20	
passo max	16	cm
passo di progetto	9	cm

Mc,Rd-sup	664,7	kNm
Mc,Rd-inf	670,8	kNm
Lp	2,7	m
γ_{Rd}	1,1	
VEd	544,1	kN
VRd	658,9	kN

Per cui si utilizzano staffe $\Phi 10,2br/9$ cm

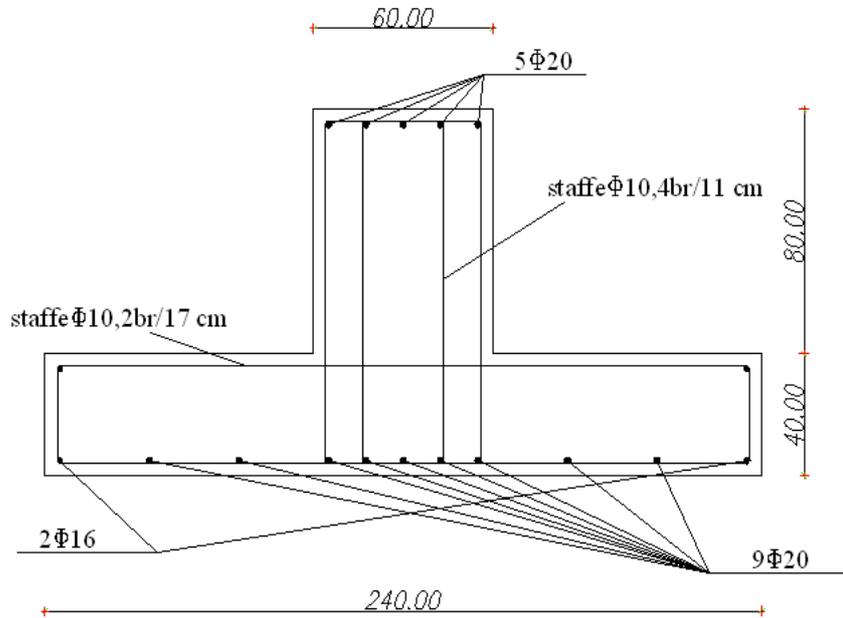
16.2.1.2.3 Confronto

I fattori che concorrono alla richiesta di un passo di progetto minore e quindi di un quantitativo minore di armatura trasversale nel caso di travi in altezza sono:

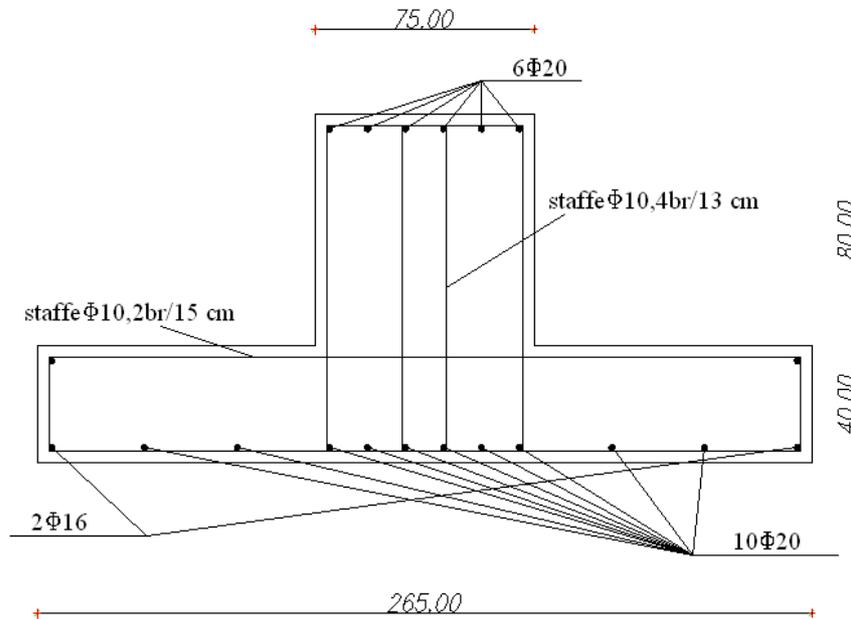
- Minori dimensioni geometriche dei pilastri, che determinano un minor valore di “bst” (distanza tra i bracci più esterni delle staffe) e quindi di armatura trasversale minima richiesta;
- Minori momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore MRd,sup ed inferiore MRd,inf del pilastro, con conseguente minor taglio sollecitante agente.

16.3 Le Fondazioni

16.3.1 Soluzione con travi in altezza



16.3.2 Soluzione con travi in spessore



16.3.3 Confronto

La soluzione con TRAVI IN SPESSORE ha portato alla richiesta di:

- maggiore larghezza dell'anima dovuta alle maggiori dimensioni geometriche dei pilastri di base;

- maggiore larghezza della soletta, finalizzata al soddisfacimento della verifica a capacità portante a seguito dell'aumento dello sforzo assiale totale alla base.

A livello di armatura richiesta, non sono state registrate rilevanti differenze tra i due casi.