

PROCEDIMENTO UNICO AI SENSI ART. 53 L.R. 24/2017
 PER REALIZZAZIONE DI AMPLIAMENTO DI ATTIVITA' COMMERCIALE,
 CENTRO SOCIALE CON ESECUZIONE DI OPERE DI URBANIZZAZIONE

MAGGIO 2021

Scala

Dati catastali: Foglio 18 Part.2078, 2159, 2160, 522, 2081

+ Part. 699, 2103, 2087, 2084

+ Parziale Part. 2099, 691, 2246, 2085, 689, 660, 2080

Elaborato

PARTE PUBBLICA

relazione tecnica esplicativa e calcolo preliminare delle strutture

S.01

Progettisti:

Progettazione architettonica
 Arch. Alessandro Bucci
 Coordinatore Sicurezza
 Ing. Paolo Ruggeri



Cooprogetto

via Severoli n.18 _ 48018 Faenza (RA)
 Tel +39 0546 29237 Fax +39 0546 29261
 www.alessandrobucciarchitetti.it
 segreteria@pec.cooprogetto.it

Progettazione strutturale

Marco Peroni Ingegneria
 via Sant'Antonino n.1 _ 48018 Faenza (RA)
 Tel +39 0546 31433
 www.alessandrobucciarchitetti.it
 peroni@marcoperoni.it



Progettazione impianti, reti e antincendio

Per. Ind. Secondo Ambrosani
 SIE engineering
 via Covignano n.215 _ 47923 Rimini
 Tel. 0541-778457 Fax. 0541-795324
 info@sierimini.it



Progettazione ambientale e acustica

Dott. Geol. Daniela Tonini
 Via A. Bonci n.9 _ 47921 Rimini
 Tel. +39 0541 411204 Fax. +39 0541 411204
 www.toniniambiente.it
 info@toniniambiente.it

Geologia

Dott. Geol. Giancarlo Andreatta
 Via XXV Aprile n.140
 Castelbolognese (RA)

Proprietà

Immobiliare 2004 srl

Via Ho Chi Minh n° 32 - Forlimpopoli (FC) - p.i. 03469960409

Comune di Forlimpopoli

Piazza Fratti n° 2 - Forlimpopoli (FC)

Committente

Supermercato Conad Giardino di Mezzanotte Mario & C. snc

Via Ho Chi Minh n° 32 - Forlimpopoli (FC) - p.i. 80002360404

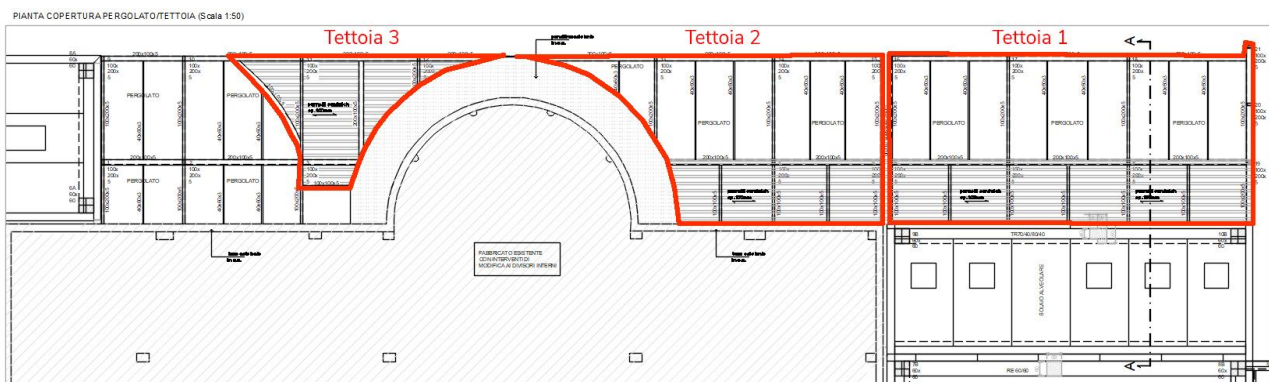
Firma dei tecnici ognuno per le proprie competenze

Relazione Tecnica sulle Strutture

La presente relazione riguarda la realizzazione di nuove strutture nell'ambito dell'intervento di ampliamento del supermercato Conad di Forlimpopoli, ubicato in Via Ho Chi Min n.32, a Forlimpopoli (FC).

In particolare, le strutture oggetto della presente relazione riguardano l'ampliamento del centro sociale ubicato nel fabbricato di cui sopra. L'intervento è relativo ad una superficie totale di circa 250 m² e comprende:

- Nuova costruzione di una struttura in c.a. prefabbricato composta da n. 4 pilastri di sez. 60x60cm, travi di copertura in c.a.p. (n. 2, di cui una avente sezione a T e l'altra a L), tegoli di coperto a doppio T e pannelli perimetrali di spessore variabile (20 e 30 cm). La fondazione è costituita da travi in calcestruzzo armato gettato in opera, di sezione variabile (150x70 e 100x70cm), collegate tra loro da una soletta di spessore 30 cm. Il collegamento alla base dei pilastri avviene con sistema tipo Armotubo, e la fondazione poggia su n. 4 pali trivellati in calcestruzzo armato del diametro di 60cm, infissi per una lunghezza variabile (10 e 18m).
- Nuova costruzione di tre strutture in acciaio, separate da opportuni giunti tecnici, aventi funzione di tettoie e pergolati, costituite da pilastri in profili scatolari di sezione 100x200x5mm, travi aventi lo stesso profilo, e travetti secondari di sezione 100x100x5mm sorreggenti (dove presente) la chiusura sommitale in pannelli sandwich. La struttura poggia su un sistema di travi in calcestruzzo armato gettato in opera di sezione variabile (110x25 e 60x25cm), collegate tra loro da una soletta di spessore 10 cm. Si riporta nello schema seguente la posizione delle tre strutture (nelle aree di pertinenza pubbliche):



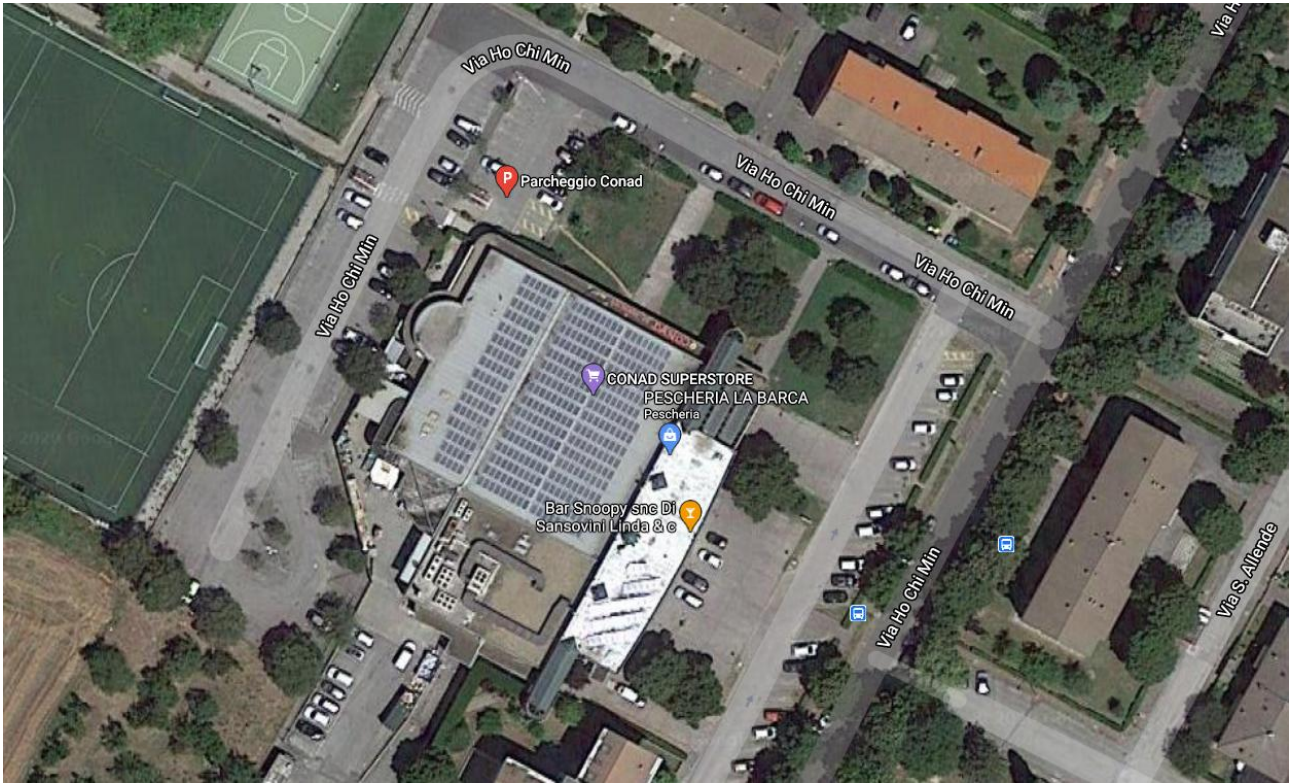
Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Nella progettazione e nelle verifiche sono state utilizzate le Nuove norme tecniche per le costruzioni "DM Infrastrutture 17 Gennaio 2018" e relativa "Circolare 11 Febbraio 2019".

Definizione dei parametri di progetto

L'edificio è situato in via Ho Chi Min n° 32, nel Comune di Forlimpopoli (FC) con le seguenti coordinate geografiche:

Lat. 44.183946, Long. 12.120844 (WGS84)



Il fabbricato viene classificato come opera che prevede normali affollamenti (Classe d'uso II).

Si assume come vita nominale della costruzione $V_N = 50$ anni.

Per costruzioni in Classe d'uso II il valore del coefficiente d'uso C_U viene assunto pari a 1,0.

Azione sismica

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento, valutato moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso della costruzione, per cui si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Per tale vita di riferimento si devono considerare azioni sismiche che abbiano una probabilità di superamento pari al:

- SLO: 81% in $V_R = 50$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 30$ anni
- SLD: 63% in $V_R = 50$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 50$ anni
- SLV: 10% in $V_R = 50$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 475$ anni
- SLC: 5% in $V_R = 50$ anni \rightarrow tempo di ritorno $T_R = 975$ anni

I valori dei parametri sismici relativi a ciascuno stato limite sono riportati nella seguente tabella riassuntiva.

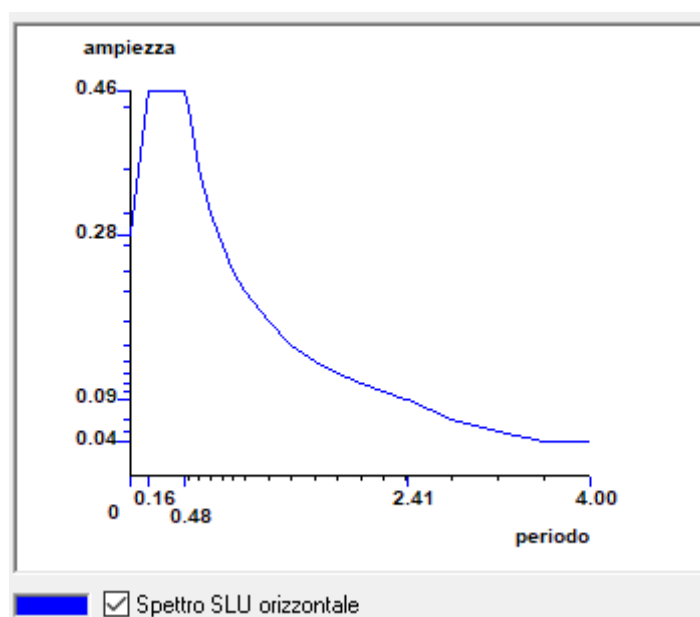
Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL:

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.063	2.413	0.264
Danno (SLD)	50	0.081	2.401	0.273
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.202	2.394	0.309
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.254	2.453	0.320
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto secondo la classificazione indicata nelle NTC 14/01/2008, il profilo stratigrafico risulta appartenere alla **categoria di sottosuolo di tipo "C"**.

Dal punto di vista topografico il sito di costruzione rientra nella **categoria topografica T_1** , per cui il **coefficiente di amplificazione topografica S_T** è $S_T = 1,0$.

La zona sismica in cui sorge il fabbricato è classificata in Zona Sismica 2, caratterizzata da pericolosità sismica media. In particolare, per quanto riguarda lo stato limite SLV, si considera l'accelerazione orizzontale massima $a_g=0.202g$. Il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 è pari a 2.39, mentre il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* è 0.31 s. In funzione della tipologia strutturale è stato adottato un fattore relativo al coefficiente di smorzamento $\eta=1$. Nota la categoria del suolo e tutti i parametri (a_g , F_0 , T_c^* , S , η , T_B , T_C , T_D), si ricava il grafico dello **Spettro di Risposta Elastico SLV**, riportato di seguito:



Le combinazioni di carico s.l.u. (fondamentale) e s.l.e. (rara, frequente e quasi permanente) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. Nella modellazione oltre al peso proprio degli elementi strutturali (pareti, pilastri e travi), considerato automaticamente dal programma di calcolo, sono stati applicati il carico permanente strutturale dei solai "G₁", il carico permanente non strutturale dei solai "G₂", il carico delle tamponature "G₂", il carico accidentale di piano "Q_{k1}" e della neve in copertura "Q_{k1}". Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma (tab.3.1.II). In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero - Z nel sistema globale di riferimento del modello).

Le azioni sismiche derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma.

Analisi dei carichi – Copertura (tettoie in acciaio)

TIPO DI CARICO	VALORE CARATT[daN/mq]	γ	ψ_0	ψ_2	CARICO SLU [daN/mq]
Peso pannello sandwich	20	1.3	1.0	1.0	26
TOTALE PERMANENTI Gk	20				26
Variabile Neve Accumulo	150	1.5	1.0	0.0	225
TOTALE VARIABILI Qk	150				225
TOTALE CARICHI	170				251

Analisi dei carichi – Solaio di coperto (struttura in calcestruzzo armato prefabbricato)

TIPO DI CARICO	VALORE CARATT[daN/mq]	γ	ψ_0	ψ_2	CARICO SLU [daN/mq]
Peso tegoli TT30	230	1.3	1.0	1.0	299
Getto integrativo in cls	150	1.3	1.0	1.0	195
Sovraccario permanente	220	1.3	1.0	1.0	286
TOTALE PERMANENTI Gk	600				780
Variabile Neve	120	1.5	1.0	0.0	180
TOTALE VARIABILI Qk	120				180

Definizione Azione della Neve

La norma stabilisce che sulle coperture il valore del carico neve sia calcolato come segue:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_e \times C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo:

C_e è il coefficiente di esposizione, in questo caso pari assunto pari ad 1;

C_t è il coefficiente termico, in questo caso assunto pari ad 1.

Il valore di q_{sk} dipende dall'altitudine s.l.m della costruzione (a_s in metri e q_{sk} in KN/mq) e dalla Regione di appartenenza. Per il sito di realizzazione di questo edificio si considerano i seguenti parametri:

Zona 1 = valore minimo carico neve 1,50 KN/mq

$$q_{sk} = a_s \leq 200 \text{ m} = 1,50 \text{ KN/mq}$$

Il coefficiente di forma si assume come:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (inclinazione } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ)$$

Il valore del carico neve sulla copertura risulta:

$$q_s = 0.8 \times 1.5 \times 1 \times 1 = 1,2 \text{ KN/mq} = 120 \text{ daN/mq}$$

Definizione Azione della Neve in Accumulo sulle strutture in acciaio

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

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

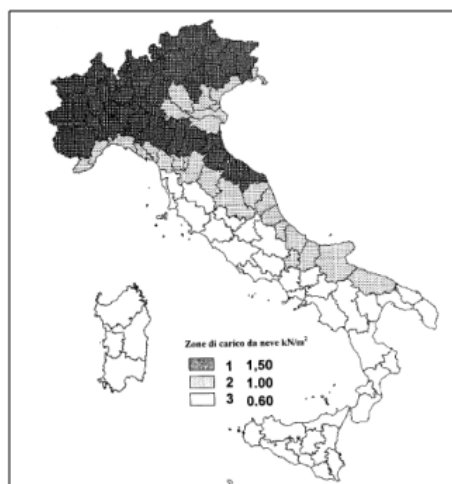
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_1 q_{sk} C_e C_t$
μ_1 (coefficiente di forma)
q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
C_e (coefficiente di esposizione)
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	33
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.50

Coefficiente termico

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



Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	2.2
b_2 [m]	2
h [m]	2
α [°]	1

l_s [m]	5
μ_{s1}	0.8

$\mu_{s2} - \mu_{s1} + \mu_{sw}$	
μ_{sw}	0

$$\mu_{sw} = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{s,eq}$$

$(b_1 + b_2) / 2h$	1.050
--------------------	-------

$\gamma h / q_{s,eq}$	2.667
-----------------------	-------

μ_{sw}	1.050
------------	-------

($0.8 \leq \mu_{sw} \leq 4.0$)

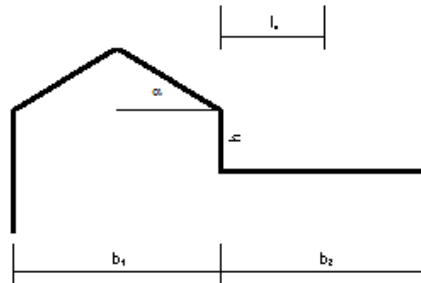
μ_{s2}	1.050
------------	-------

l_s	>	b_2
-------	---	-------

(Caso i) 1.20 kN/mq μ_{s1} 1.20 kN/mq

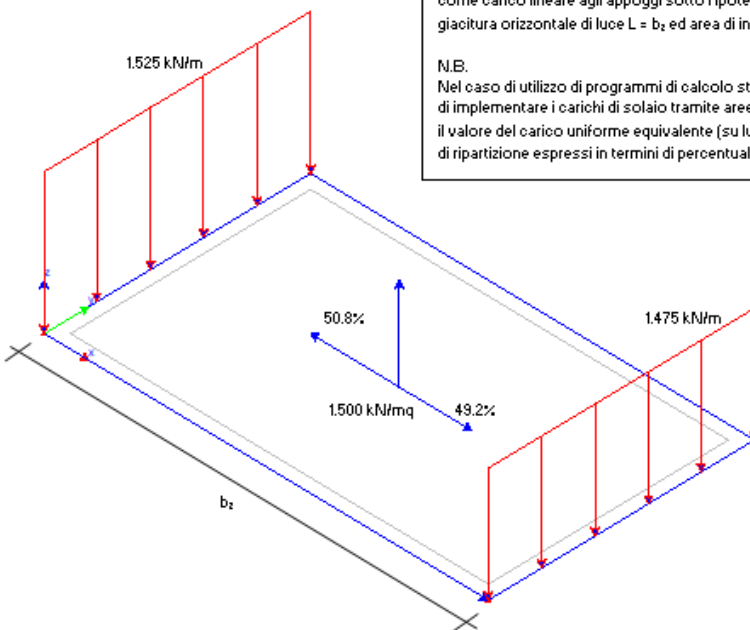
Caso in cui $l_s > b_2$

(Caso ii) 1.58 kN/mq μ_{sw} μ_{s1} 1.43 kN/mq



Per la condizione di carico (ii) si calcolano le azioni dovute alla neve come carico lineare agli appoggi sotto l'ipotesi di trave isostatica a giacitura orizzontale di luce $L = b_2$ ed area di influenza $i = 1$ m.

N.B.
Nel caso di utilizzo di programmi di calcolo strutturale che consentono di implementare i carichi di solaio tramite aree di carico si calcola anche il valore del carico uniforme equivalente (su luce $L = b_2$) ed i coefficienti di ripartizione espressi in termini di percentuale.



Elenco dei materiali da costruzione

Calcestruzzo per elementi prefabbricati:

Il calcestruzzo è prodotto con processo industrializzato e impasti a percentuali controllate in centrale di betonaggio automatica, secondo curve granulometriche e rapporti A/C più adatti al tipo di membratura ed al procedimento di posa in opera, con aggiunta di additivi. Si eseguono i controlli statistici giornalieri per ogni tipo di ricetta al fine di valutare il coefficiente di variazione della resistenza nel controllo di tipo B. I controlli di conformità per la resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato per la realizzazione di soli prodotto a marchio CE saranno eseguiti utilizzando i metodi di prova previsti dalla normativa europea UNI EN 13369 (allegato D) alla quale tutte le norme sui prefabbricati strutturali devono fare riferimento, e potranno essere effettuate nel laboratorio prove del produttore dei manufatti (ai sensi della UNI EN 206-1).

calcestruzzo per elementi prefabbricati pilastri

Classe di resistenza C40/50

Classe di esposizione XC3

Copriferro 30 mm; $D_{max} = 14$ mm; Slump minimo S4

calcestruzzo per elementi prefabbricati precompressi (travi e tegole alari)

Classe di resistenza C45/55

Classe di esposizione XC3

Copriferro 25 mm; $D_{max} = 14$ mm; Slump minimo S5

calcestruzzo per pannelli prefabbricati

Classe di resistenza C32/40

Classe di esposizione XC4

Copriferro 25 mm; $D_{max} = 14$ mm; Slump minimo S4

Acciaio per elementi prefabbricati:

acciaio per conglomerato cementizio armato armato B450C

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y\ nom} = 450$ N/mm²

Tensione caratteristica di rottura $f_{t\ nom} = 540$ N/mm²

acciaio per conglomerato cementizio armato armato (reti elettrosaldate) B450A

Tensione caratteristica di snervamento $f_{y\ nom} = 450$ N/mm²

Tensione caratteristica di rottura $f_{t\ nom} = 540$ N/mm²

Acciaio armonico per elementi precompressi:

Tensione caratteristica al carico massimo $f_{ptk} > 1860$ N/mm²

Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale $f_{p(1)\%} > 1670$ N/mm²

Fondazioni in cemento armato:

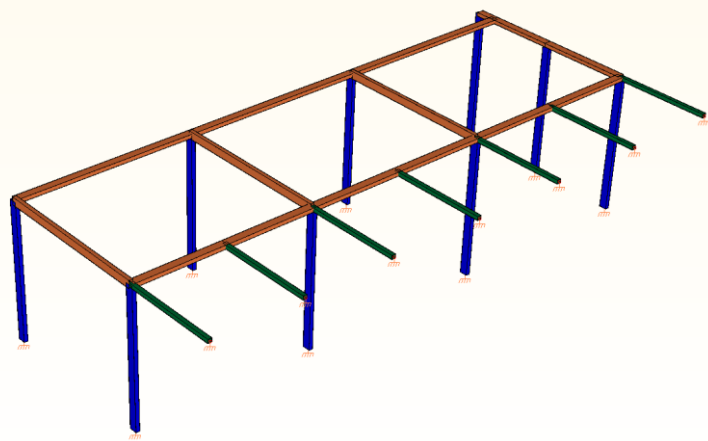
Cemento classe C28/35, armatura in B450C controllato in stabilimento.

Carpenteria in acciaio:

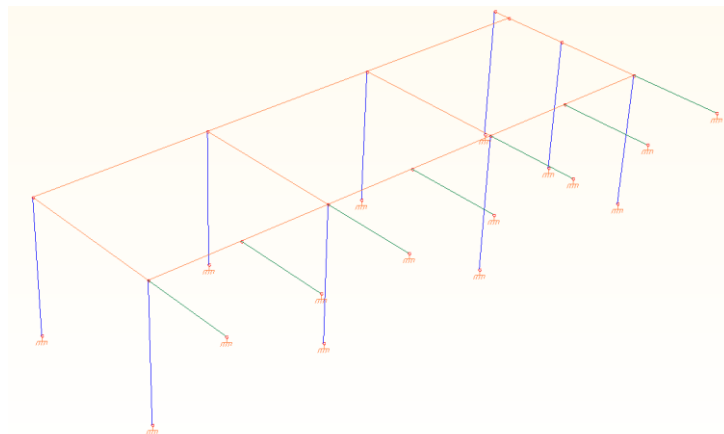
Acciaio per strutture metalliche S275JR (§11.3.4).

- VERIFICHE TETTOIA IN ACCIAIO (Tettoia 1)

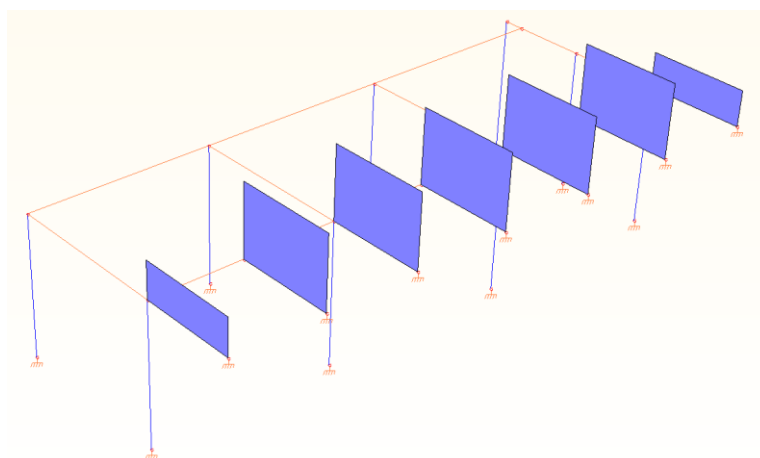
Si riportano gli screen ricavati dal software di calcolo in cui si è modellata la struttura del fabbricato, e su cui sono stati impostati i carichi di progetto:



Vista modello 3D

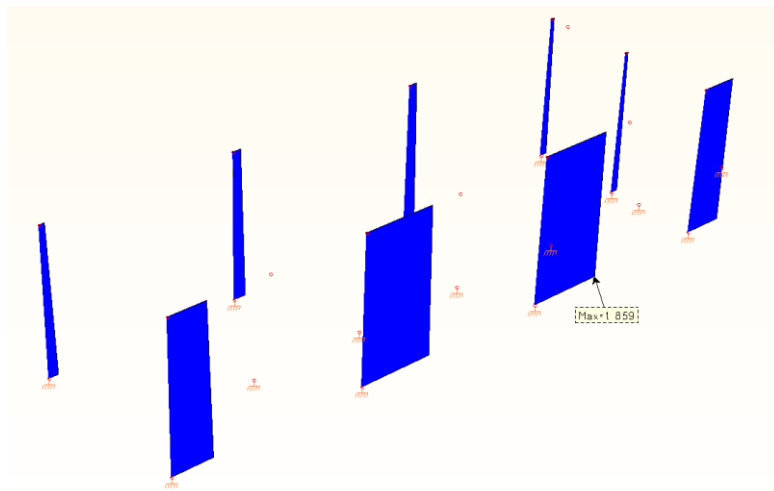


Vista modello wireframe

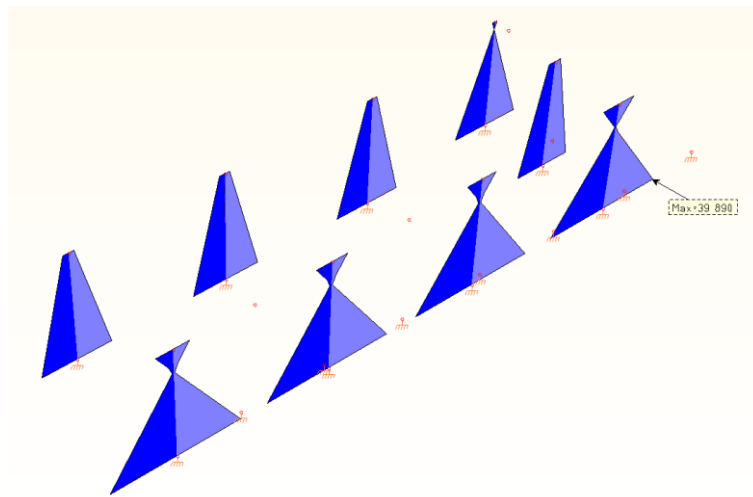


Vista carichi applicati al modello

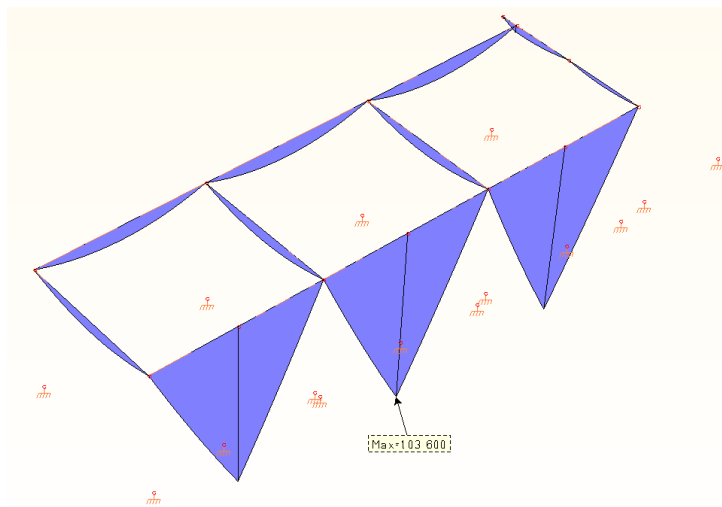
Le sollecitazioni a cui sono sottoposti i vari elementi strutturali sono riportate di seguito:



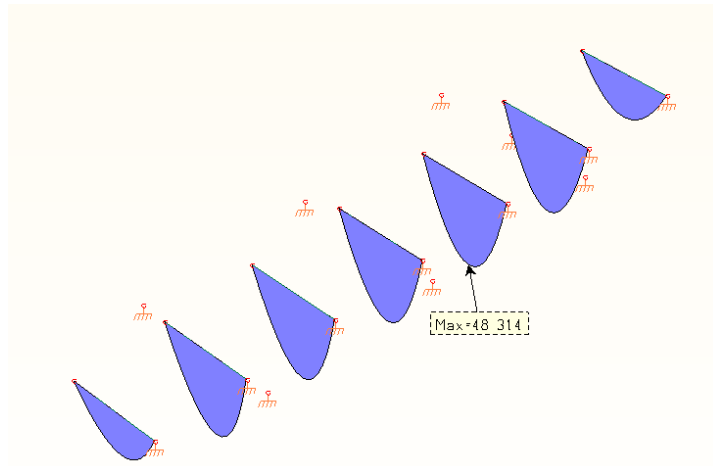
Sforzo normale sui pilastri



Momento flettente M_z sui pilastri

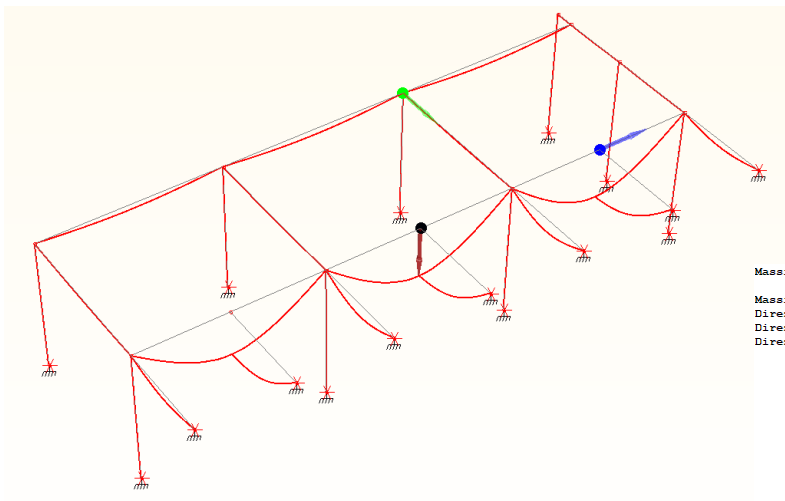


Momento flettente M_z sulle travi



Momento flettente M_z sui travetti

Si riporta inoltre la configurazione deformata in combinazione rara:



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 28 $d=1.3693$ $dx=0.0000$ $dy=-0.0000$ $dz=-1.3693$
 Direzione x: nodo 29 $dx=0.0000$ $dy=-0.0000$ $dz=-1.3676$
 Direzione y: nodo 16 $dy=0.0000$ $dx=0.0000$ $dz=-0.0012$
 Direzione z: nodo 28 $dz=1.3693$ $dx=0.0000$ $dy=0.0000$

Deformata statica (combinazione caratteristica)

Verifica pressoflessione montanti 100x200x5mm

Si definisce la snellezza dell'elemento con la seguente relazione:

$$\lambda_z = \frac{l_0}{\rho_z} = \frac{350 \text{ cm}}{7.21 \text{ cm}} = 48.5 < 200$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{\rho_y} = \frac{350 \text{ cm}}{4.19 \text{ cm}} = 83.5 < 200$$

Il carico critico euleriano elastico risulta:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \text{ daN/cm}^2}{(48.5)^2} = 8811 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \text{ daN/cm}^2}{(83.5)^2} = 2973 \text{ daN/cm}^2$$

Da cui $N_{cr,z} = 252875 \text{ kg}$ e $N_{cr,y} = 85315 \text{ kg}$.

Per le sezioni di Classe 2 si valuta la snellezza adimensionale dell'elemento:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{2750 \text{ daN/cm}^2}{8811 \text{ daN/cm}^2}} = 0.56$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{2750 \text{ daN/cm}^2}{1370 \text{ daN/cm}^2}} = 0.96$$

Si assume il fattore di imperfezione $\alpha = 0.21$ nelle due direzioni (Tabella 4.2.VIII, relativa a sezioni cave formate a caldo).

Il coefficiente ϕ è dato da:

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0.69$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1.04$$

Il coefficiente riduttivo χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.69 + \sqrt{0.69^2 - 0.56^2}} = 0.91 \leq 1$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.04 + \sqrt{1.04^2 - 0.96^2}} = 0.69 \leq 1$$

Verifica:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_m}{\chi \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{Ed,z} \cdot \gamma_m}{f_{yk} \cdot W_z \cdot (1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}})} = \frac{1860 \cdot 1.05}{0.69 \cdot 2750 \cdot 28.7} + \frac{39890 \cdot 1.05}{2750 \cdot 114 \cdot (1 - \frac{1860}{85315})} = 0.036 + 0.136 = 0.172 < 1$$

Verifica flessione travi 200x100x5mm

$$\frac{M_{Ed,z} \cdot \gamma_m}{f_{yk} \cdot W_z} = \frac{103600 \cdot 1.05}{2750 \cdot 114} = 0.347 < 1$$

Verifica flessione travetti 100x100x5mm

$$\frac{M_{Ed,z} \cdot \gamma_m}{f_{yk} \cdot W_z} = \frac{48400 \cdot 1.05}{2750 \cdot 66.3} = 0.279 < 1$$

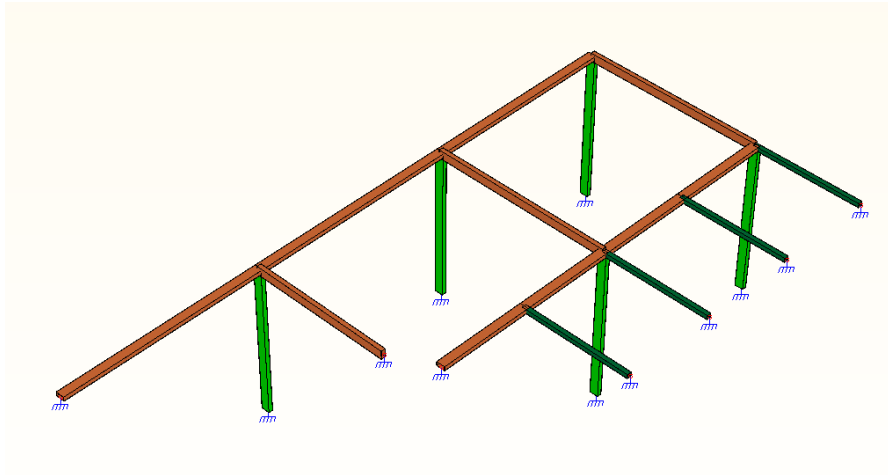
Verifica di deformabilità (combinazione caratteristica)

L'abbassamento massimo della struttura è pari a 1.37cm, inferiore al duecentesimo della luce tra le travi:

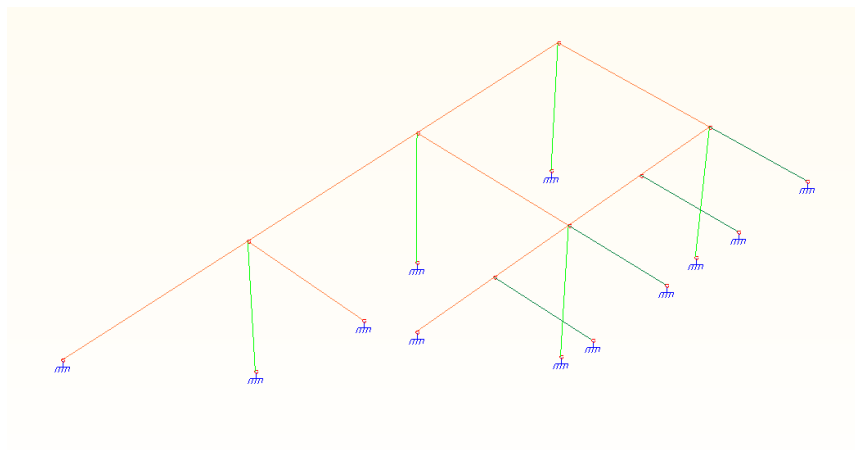
$$\delta = 1.37 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{490 \text{ cm}}{200} = 2.45 \text{ cm}$$

- VERIFICHE TETTOIA IN ACCIAIO (Tettoia 2)

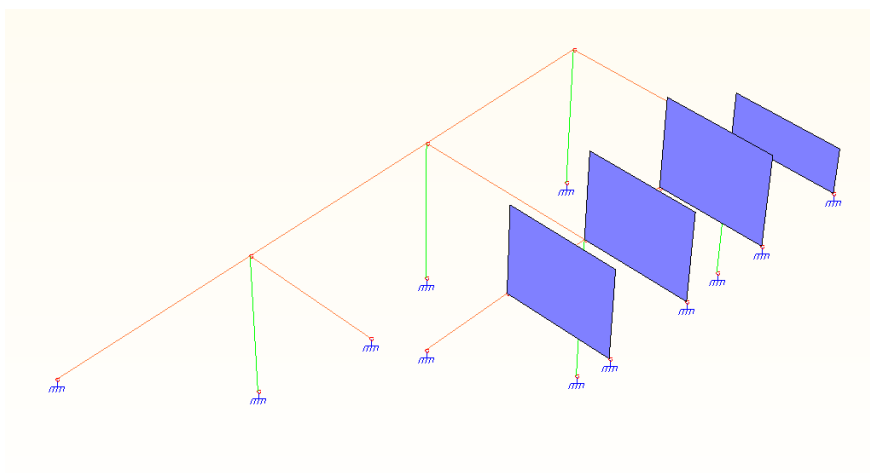
Si riportano gli screen ricavati dal software di calcolo in cui si è modellata la struttura del fabbricato, e su cui sono stati impostati i carichi di progetto:



Vista modello 3D

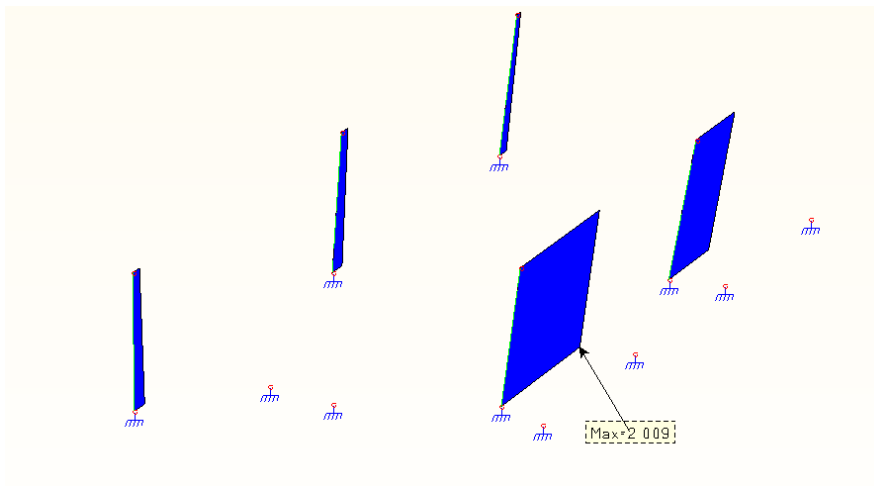


Vista modello wireframe

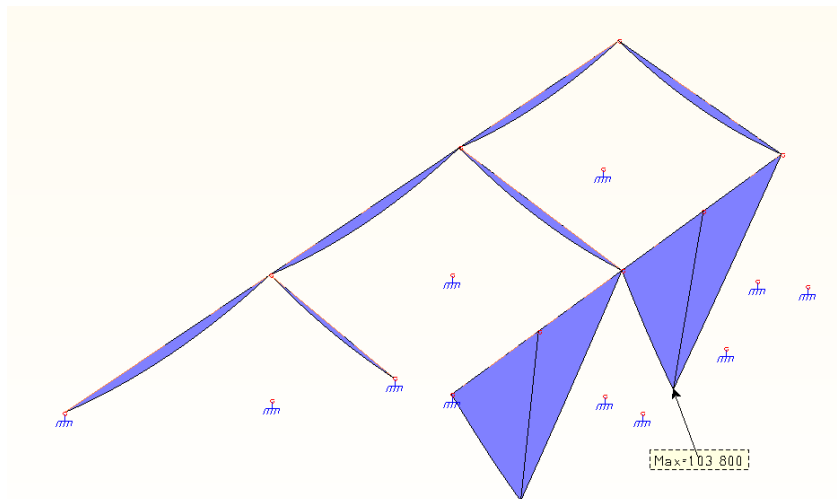


Vista carichi applicati al modello

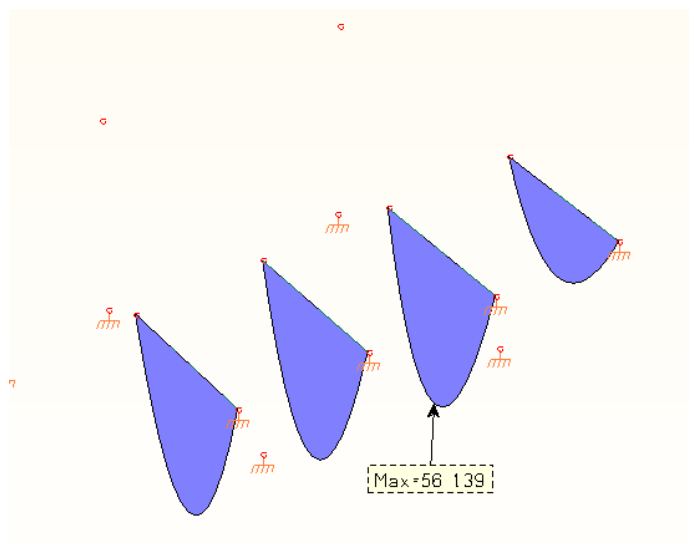
Le sollecitazioni a cui sono sottoposti i vari elementi strutturali sono riportate di seguito:



Sforzo normale sui pilastri

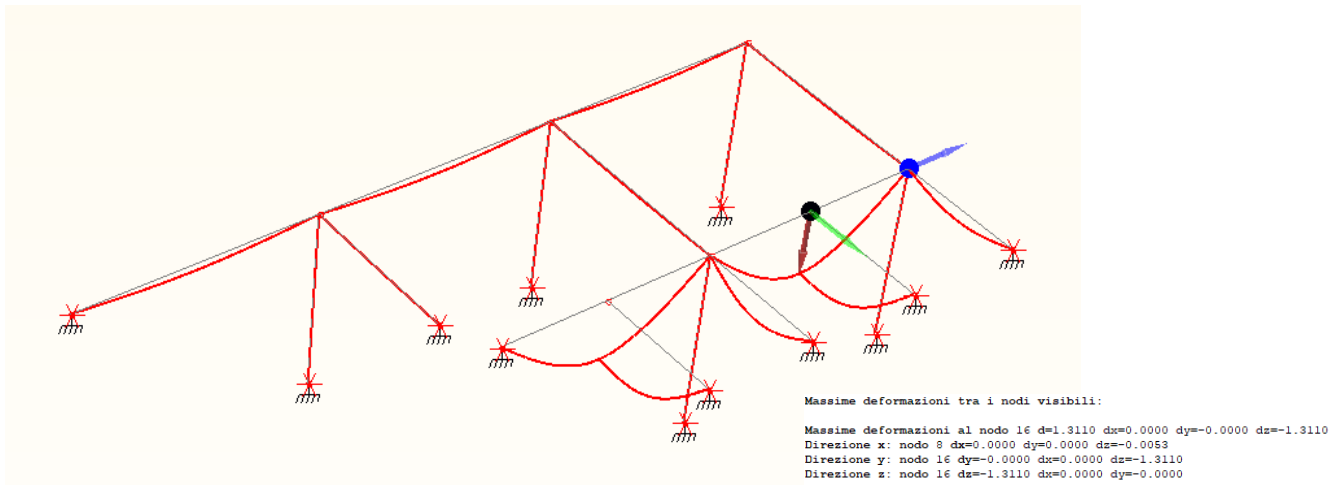


Momento flettente M_z sulle travi



Momento flettente M_z sui travetti

Si riporta inoltre la configurazione deformata in combinazione rara:



Deformata statica (combinazione caratteristica)

Verifica pressoflessione montanti 100x200x5mm

Si definisce la snellezza dell'elemento con la seguente relazione:

$$\lambda_z = \frac{l_0}{\rho_z} = \frac{350 \text{ cm}}{7.21 \text{ cm}} = 48.5 < 200$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{\rho_y} = \frac{350 \text{ cm}}{4.19 \text{ cm}} = 83.5 < 200$$

Il carico critico euleriano elastico risulta:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \text{ daN/cm}^2}{(48.5)^2} = 8811 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \text{ daN/cm}^2}{(83.5)^2} = 2973 \text{ daN/cm}^2$$

Da cui $N_{cr,z} = 252875 \text{ kg}$ e $N_{cr,y} = 85315 \text{ kg}$.

Per le sezioni di Classe 2 si valuta la snellezza adimensionale dell'elemento:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{2750 \text{ daN/cm}^2}{8811 \text{ daN/cm}^2}} = 0.56$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{2750 \text{ daN/cm}^2}{1370 \text{ daN/cm}^2}} = 0.96$$

Si assume il fattore di imperfezione $\alpha = 0.21$ nelle due direzioni (Tabella 4.2.VIII, relativa a sezioni cave formate a caldo).

Il coefficiente ϕ è dato da:

$$\phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.69$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,04$$

Il coefficiente riduttivo χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio:

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,56^2}} = 0,91 \leq 1$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,04 + \sqrt{1,04^2 - 0,96^2}} = 0,69 \leq 1$$

Verifica:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_m}{\chi \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{Ed,z} \cdot \gamma_m}{f_{yk} \cdot W_z \cdot (1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}})} = \frac{2010 \cdot 1,05}{0,69 \cdot 2750 \cdot 28,7} + \frac{39890 \cdot 1,05}{2750 \cdot 114 \cdot (1 - \frac{1860}{85315})} = 0,039 + 0,136 = 0,175 < 1$$

Verifica flessione travi 200x100x5mm

$$\frac{M_{Ed,z} \cdot \gamma_m}{f_{yk} \cdot W_z} = \frac{103800 \cdot 1,05}{2750 \cdot 114} = 0,348 < 1$$

Verifica flessione travetti 100x100x5mm

$$\frac{M_{Ed,z} \cdot \gamma_m}{f_{yk} \cdot W_z} = \frac{56140 \cdot 1,05}{2750 \cdot 66,3} = 0,323 < 1$$

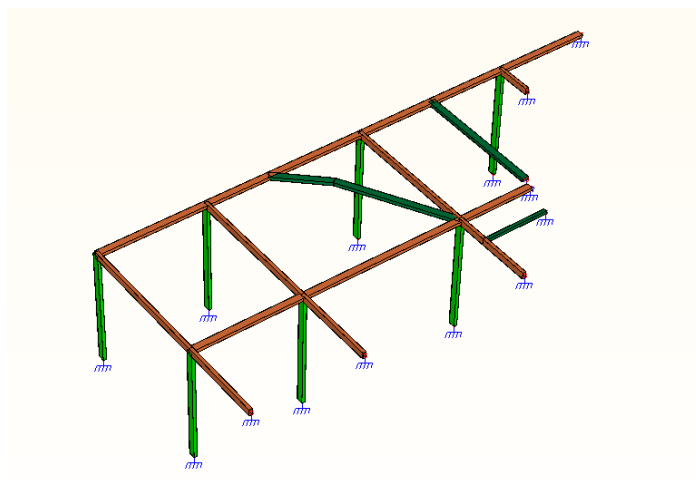
Verifica di deformabilità (combinazione caratteristica)

L'abbassamento massimo della struttura è pari a 1.31cm, inferiore al duecentesimo della luce tra le travi:

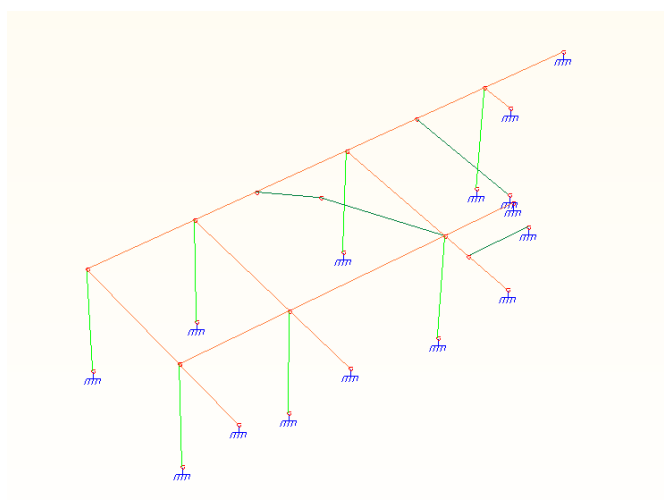
$$\delta = 1,31 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{490 \text{ cm}}{200} = 2,45 \text{ cm}$$

- VERIFICHE TETTOIA IN ACCIAIO (Tettoia 3)

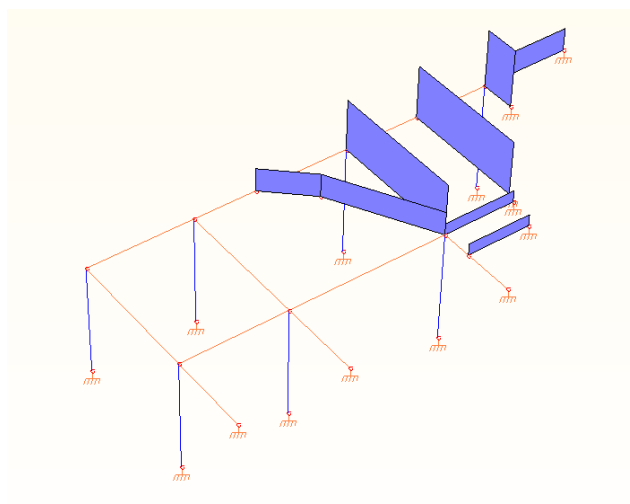
Si riportano gli screen ricavati dal software di calcolo in cui si è modellata la struttura del fabbricato, e su cui sono stati impostati i carichi di progetto:



Vista modello 3D

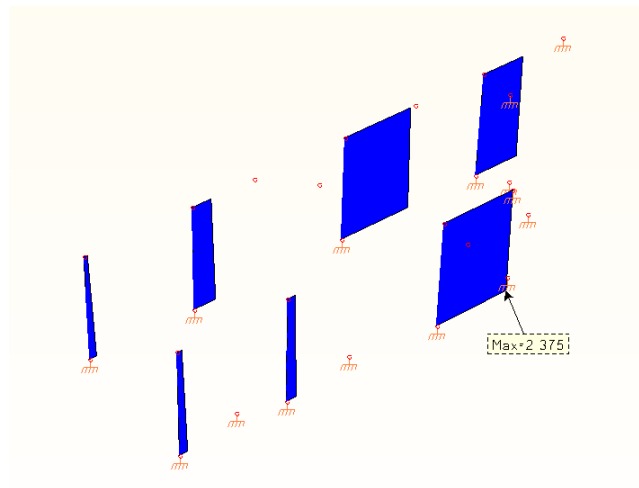


Vista modello wireframe

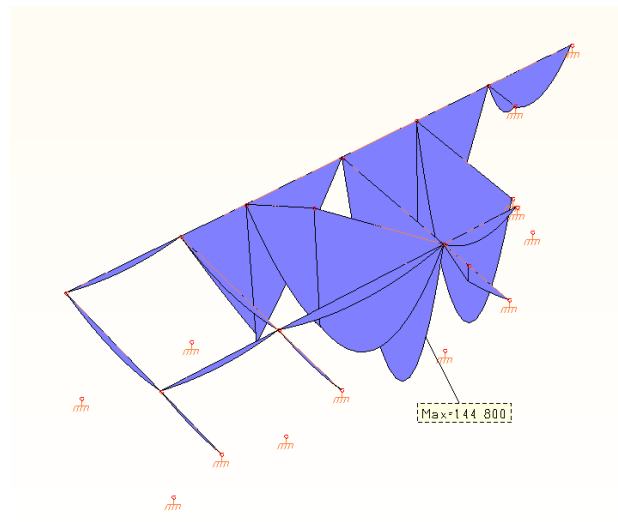


Vista carichi applicati al modello

Le sollecitazioni a cui sono sottoposti i vari elementi strutturali sono riportate di seguito:

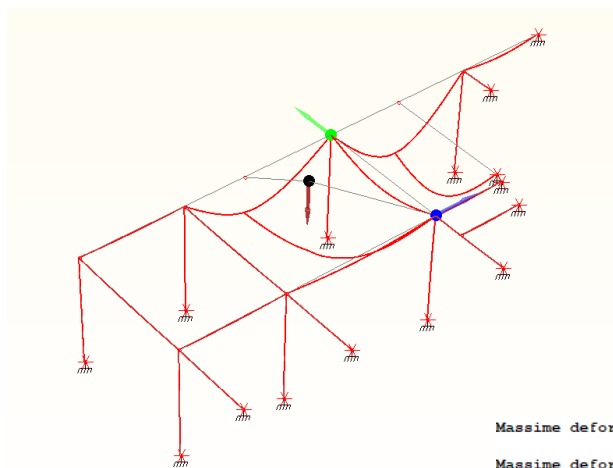


Sforzo normale sui pilastri



Momento flettente M_z sulle travi

Si riporta inoltre la configurazione deformata in combinazione rara:



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 19 $d=2.3733$ $dx=0.0000$ $dy=0.0001$ $dz=-2.3733$
Direzione x: nodo 11 $dx=0.0001$ $dy=0.0001$ $dz=-0.0095$
Direzione y: nodo 13 $dy=0.0002$ $dx=0.0001$ $dz=-0.0092$
Direzione z: nodo 19 $dz=-2.3733$ $dx=0.0000$ $dy=0.0001$

Verifica pressoflessione montanti 100x200x5mm

Si definisce la snellezza dell'elemento con la seguente relazione:

$$\lambda_z = \frac{l_0}{\rho_z} = \frac{350 \text{ cm}}{7.21 \text{ cm}} = 48.5 < 200$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{\rho_y} = \frac{350 \text{ cm}}{4.19 \text{ cm}} = 83.5 < 200$$

Il carico critico euleriano elastico risulta:

$$\sigma_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \text{ daN/cm}^2}{(48.5)^2} = 8811 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \text{ daN/cm}^2}{(83.5)^2} = 2973 \text{ daN/cm}^2$$

Per le sezioni di Classe 2 si valuta la snellezza adimensionale dell'elemento:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{2750 \text{ daN/cm}^2}{8811 \text{ daN/cm}^2}} = 0.56$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{2750 \text{ daN/cm}^2}{1370 \text{ daN/cm}^2}} = 0.96$$

Si assume il fattore di imperfezione $\alpha = 0.21$ nelle due direzioni (Tabella 4.2.VIII, relativa a sezioni cave formate a caldo).

$$\varphi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.69$$

$$\varphi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.04$$

Il coefficiente riduttivo χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio:

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.69 + \sqrt{0.69^2 - 0.56^2}} = 0.91 \leq 1$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.04 + \sqrt{1.04^2 - 0.96^2}} = 0.69 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_m}{\chi \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{Ed,z} \cdot \gamma_m}{f_{yk} \cdot W_z \cdot (1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}})} = \frac{2375 \cdot 1.05}{0.69 \cdot 2750 \cdot 28.7} + \frac{39890 \cdot 1.05}{2750 \cdot 114 \cdot (1 - \frac{1860}{85315})} = 0.046 + 0.136 = 0.182 < 1$$

Verifica flessione travi 200x100x5mm

$$\frac{M_{Ed,z} \cdot \gamma_m}{f_{yk} \cdot W_z} = \frac{144800 \cdot 1.05}{2750 \cdot 114} = 0.485 < 1$$

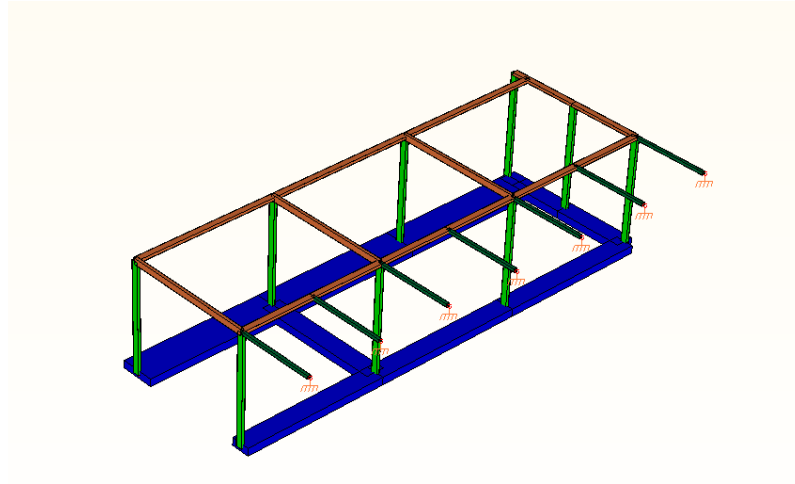
Verifica di deformabilità (combinazione caratteristica)

L'abbassamento massimo della struttura è pari a 2.371cm, inferiore al duecentesimo della luce tra le travi:

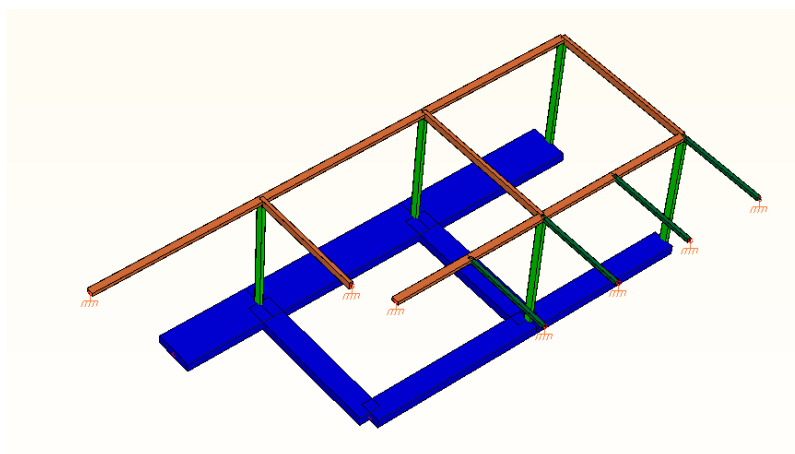
$$\delta = 2.37 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{490 \text{ cm}}{200} = 2.45 \text{ cm}$$

- VERIFICHE FONDAZIONI TETTOIE

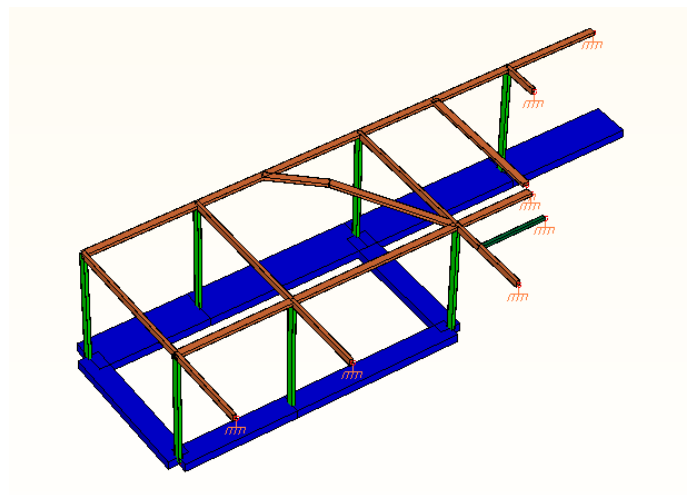
Si riportano gli screen ricavati dal software di calcolo in cui si è modellata la struttura dei tre fabbricati con le sottostanti strutture di fondazione:



Fondazioni Tettoia 1

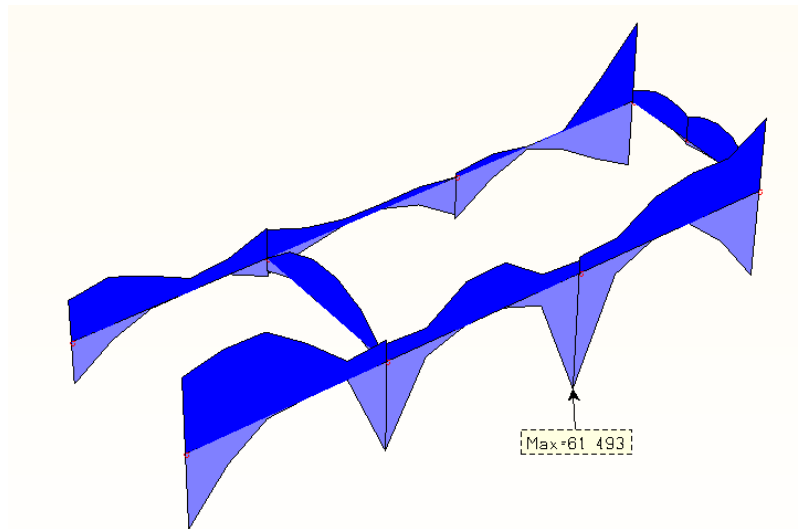


Fondazioni Tettoia 2

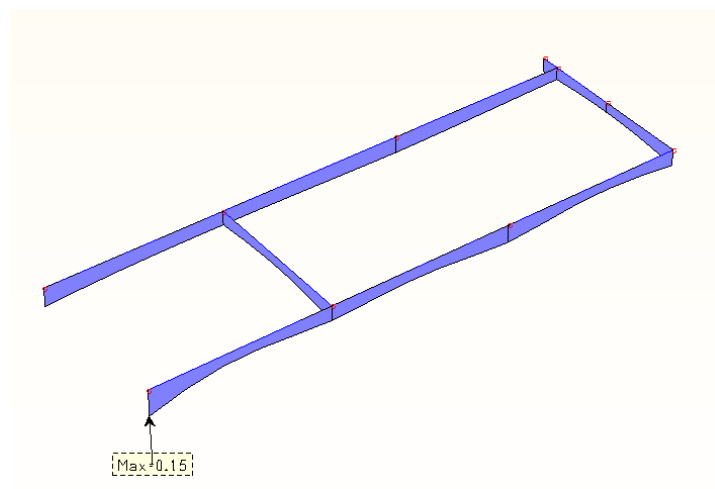


Fondazioni Tettoia 3

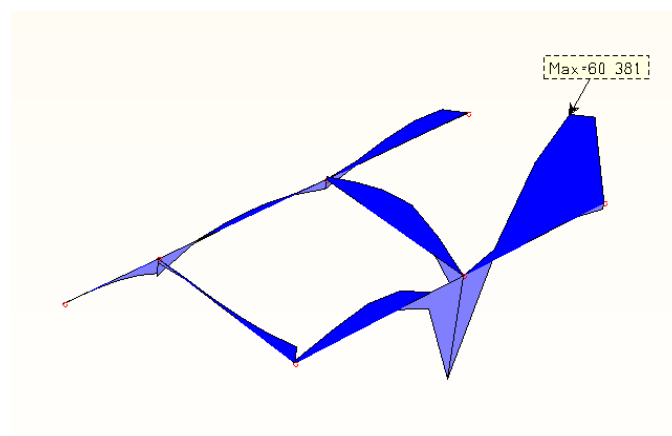
Le sollecitazioni a cui sono sottoposti i vari elementi strutturali, nonché le pressioni trasmesse al suolo (combinazione SLU) sono riportate di seguito:



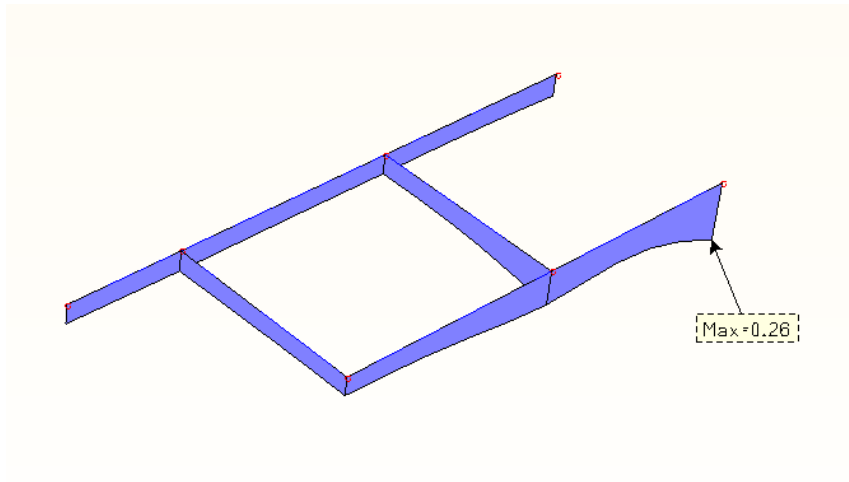
Momento flettente travi di fondazione Tettoia 1



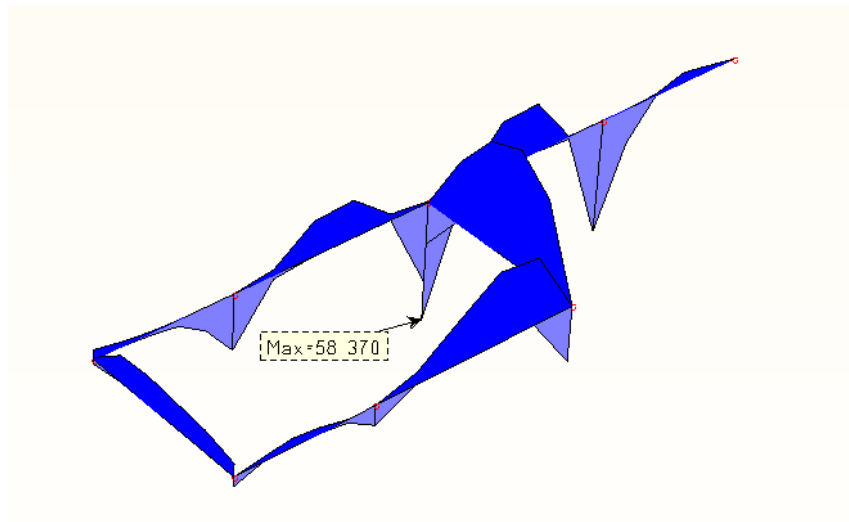
Pressioni al suolo Tettoia 1



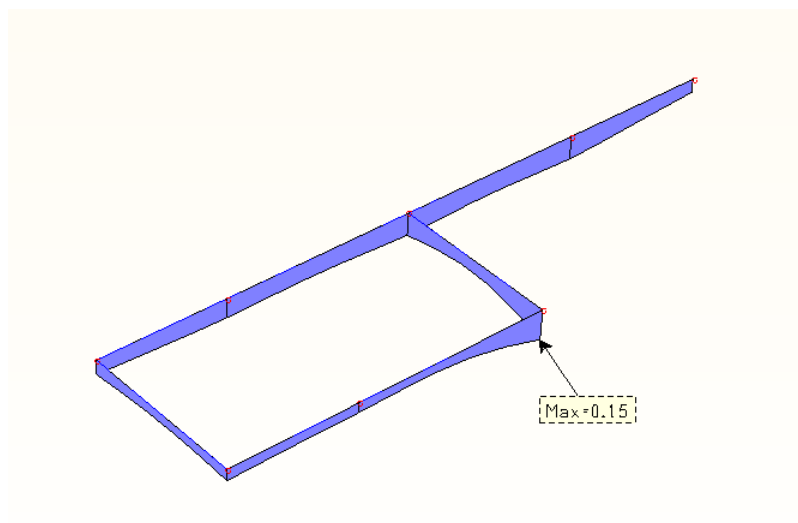
Momento flettente travi di fondazione Tettoia 2



Pressioni al suolo Tettoia 2



Momento flettente travi di fondazione Tettoia 3



Pressioni al suolo Tettoia 3

Verifica flessione travi 60x25cm

Si verifica la trave di fondazione, sez. 60x25cm, armata con 5+5 ferri diametro 16mm, sottoposta allo sforzo flettente maggiore tra quello ricavato per le tre strutture (60380 kgcm).

Titolo : _____

N° Vertici: Zoom N° barre: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	60	0
3	60	25
4	0	25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	2.01	4	21
7	2.01	17	21
8	2.01	30	21
9	2.01	43	21
10	2.01	56	21

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{Ed} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} % E_{c2} %
 f_{yd} N/mm² E_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 E_{syd} % C_{c,adm}
 C_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

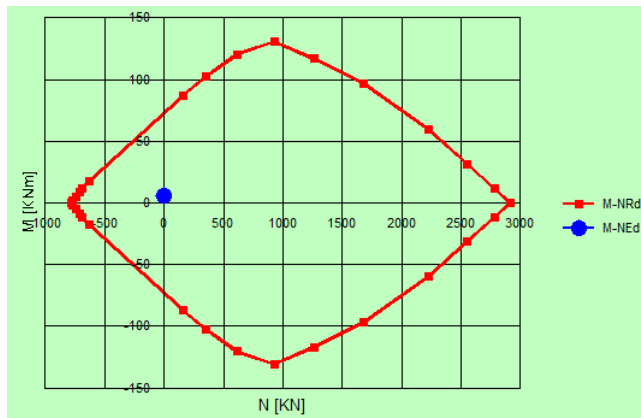
M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 Precompresso



Verifica pressioni al suolo

Si riporta di seguito il grafico relativo ai risultati della prova penetrometrica svolta per il terreno in esame:



Si nota che in corrispondenza della quota di imposta della fondazione (-0.50m) la resistenza alla punta è pari a 1.3 MPa. Dividendo tale valore per il coefficiente di sicurezza da normativa (pari a 2.3) si trova per il terreno in esame una pressione limite pari a:

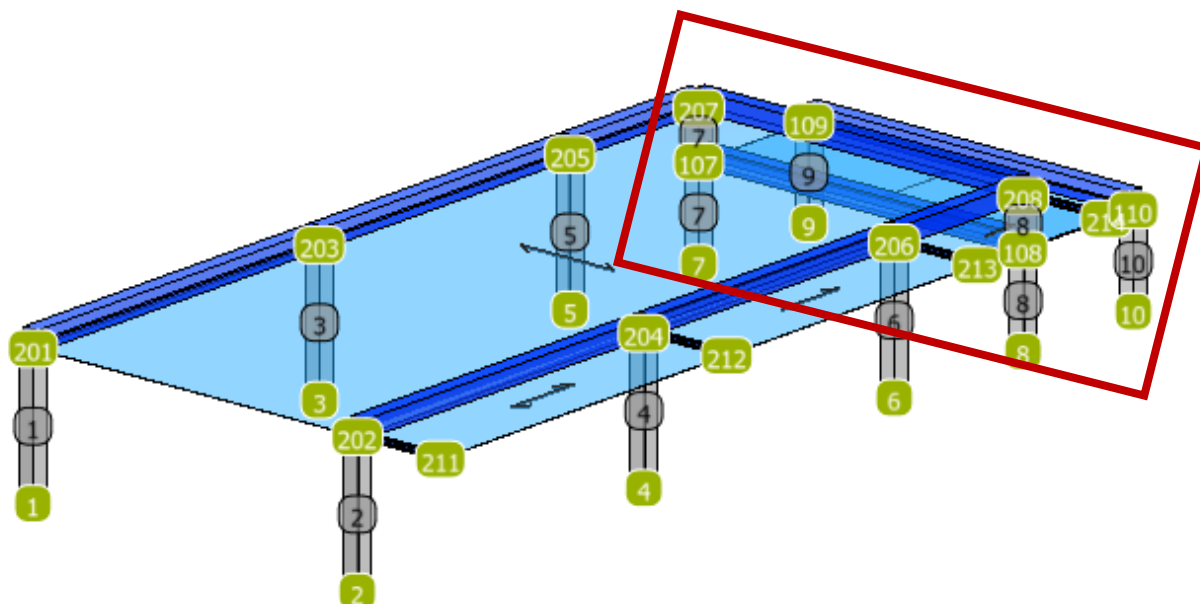
$$\rho_{Rd} = \frac{1.3 \text{ MPa}}{2.3} = 0.56 \text{ MPa}$$

La pressione massima trasmessa al suolo dalla struttura è pari alla somma delle pressioni al suolo trasmesse dalla Tettoia 1 e 2, ossia:

$$\rho_{Ed} = 0.15 \frac{\text{kg}}{\text{cmq}} + 0.26 \frac{\text{kg}}{\text{cmq}} = 0.41 \frac{\text{kg}}{\text{cmq}} < \rho_{Rd}$$

• VERIFICHE STRUTTURE PREFABBRICATE

Si riporta di seguito l'estratto della relazione di calcolo relativa alle strutture prefabbricate dell'edificio denominato di seguito "Edificio B". Si specifica che la porzione relativa all'intervento in esame è unicamente quella di altezza inferiore, ossia quella compresa tra i pilastri n. 7-8-9-10. Si riporta di seguito uno schema in cui si individua la porzione in oggetto:



Tale porzione è quella destinata ad uso pubblico (centro sociale). Viene in ogni caso riportata nel seguito la verifica dell'intero edificio:

Il calcolo degli spettri e del fattore di comportamento sono stati calcolati per la seguente tipologia di edificio e terreno:

Vita della struttura	
Tipo	Opere ordinarie (50-100)
Vita nominale VN [anni]	50.0
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso CU	1.000
Periodo di riferimento VR [anni]	50.000
Probabilità di superamento PVR allo Stato limite di esercizio - SLD	63.0%
Probabilità di superamento PVR allo Stato limite ultimo - SLV	10.0%
Periodo di ritorno TR SLD [anni]	50.0
Periodo di ritorno TR SLV [anni]	475.0
Parametri del sito	

Comune	Forlimpopoli - (FO)
Longitudine	12.118
Latitudine	44.1983
Id reticolo del sito	18074-18073-18295-18296
Valori di riferimento del sito	
Accelerazione orizzontale massima del sito A_g/g - SLD (TR=50.0)	0.0803
Fattore di amplificazione dello spettro F_o - SLD (TR=50.0)	2.4035
Periodo di riferimento di inizio del tratto a velocità costante T^*C [s] - SLD (TR=50.0)	0.270
Accelerazione orizzontale massima del sito A_g/g - SLV (TR=475.0)	0.2011
Fattore di amplificazione dello spettro F_o - SLV (TR=475.0)	2.3972
Periodo di riferimento di inizio del tratto a velocità costante T^*C [s] - SLV (TR=475.0)	0.309
Coefficiente Amplificazione Topografica S_t	1.000
Categoria terreno	C
Stato limite SLV	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s	1.41
Periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro T_B [s]	0.16
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C [s]	0.48
Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro T_D [s]	2.40
Stato limite SLD	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s	1.50
Periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro T_B [s]	0.15
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C [s]	0.44
Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro T_D [s]	1.92
Fattore di comportamento (SLV)	
Classe duttilità	B
Tipo struttura	Prefabbricata
Fattore di riduzione per regolarità in altezza K_r - Struttura non regolare	0.800000
Fattore di riduzione per rottura pareti K_w	1.000
Regolare in pianta	NO (cfr.NTC7.3.1)

Coefficiente moltiplicativo C_e - Struttura a pilastri isostatici	2.500
Fattore di comportamento $q = K_w \cdot K_r \cdot C_e$	2.000
Fattore di comportamento (SLD)	
q	1.000

Criteria di verifica

Pilastri		
Generici		
Resistenza caratteristica R_{ck}	kg/cm ²	500
Tensione caratteristica snervamento acciaio f_{yk}	kg/cm ²	4500
Deformazione unitaria ϵ_{c0}		0.002
Deformazione ultima ϵ_{cu}		0.0035
ϵ_{fu} (solo incrudimento)		0.01
Modulo elastico E acciaio	kg/cm ²	2E06
Copriferro di calcolo	cm	3.0
Copriferro di disegno	cm	3.0
Coefficiente di sicurezza γ_{Cl}		1.5
Coefficiente di sicurezza γ_{Acc}		1.15
Riduzione f_{cd} calcestruzzo		0.85
Usa staffe minime di normativa in assenza di sisma		Si
Usa staffe minime di normativa in presenza di sisma		Si
Generici N.T.		
Inclinazione bielle compresse $\cotg(\alpha)$		1.00
Modello acciaio		Elasto-plastico
Elemento esistente		No
Sforzo normale ammissibile σ_{max} (CDA)		0.550
Sforzo normale ammissibile σ_{max} (CDB)		0.650
Generici D.M. 96 T.A.		
Tensione ammissibile σ_c	kg/cm ²	147.5
Tensione ammissibile σ_c in trazione	kg/cm ²	43.2

Tensione ammissibile σ_c acciaio	kg/cmq	2600.0
Tensione tangenziale ammissibile σ_{c0}	kg/cmq	8.7
Tensione tangenziale massima σ_{c1}	kg/cmq	24.0
Coefficiente di omogeneizzazione n		15
Coefficiente di omogeneizzazione n in trazione		0.5
Sezione interamente reagente		No
Fessurazioni		
Verifica a decompressione		No
Verifica formazione fessure		No
Verifica aperture fessure		No
Tensioni ammissibili di esercizio		
Verifica Combinazione Rara		Si
Tensione ammissibile σ_{Cl}	kg/cmq	249
Tensione ammissibile $\sigma_{Acciaio}$	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione QP		Si
Tensione ammissibile σ_{Cl}	kg/cmq	187
Tensione ammissibile $\sigma_{Acciaio}$	kg/cmq	3600
Verifica Combinazione Freq.		No
Coefficienti di omogeneizzazione		
Acciaio - Cls compresso		15
Cls teso - Cls compresso		0.5
Armatura pilastri		
Massimo numero di ferri in ogni spigolo		3
Diametro ferri di spigolo	mm	24
Diametro ferri laterali	mm	24
Diametro staffe	mm	10
Numero braccia staffe lato lungo		4
Minima percentuale armatura rispetto al Cls	%	1.00
Massima percentuale armatura rispetto al Cls	%	4.00
Verifica pilastri		

Verifica a carico di punta		No
Verifica a pressoflessione deviata		Si
Verifica come pareti		No
Verifica Duttilità N.T. 2018		
Verifica di duttilità		SI
Fattore confinamento minimo		1.000
Calcolo Fattore confinamento		SI
Verifica N.T. pilastri		
Verifica pilastri tozzi		SI
Gerarchia Flessione-Taglio		SI
Verifica a taglio pilastri		
Coefficiente di amplificazione η_{Rd}		1.2
Sforzo normale ammissibile σ_{max}		0.8
Effetto spinotto		Si
Effetto della pressoflessione		Si
Traslazione momento		Si
Considera la resistenza a taglio VRDns		NO
Verifica a taglio N.T. pilastri		
η_{Rd} (CDA) Pressoflessione		1.3
η_{Rd} (CDB) Pressoflessione		1.3
η_{Rd} (CDA) Taglio		1.3
η_{Rd} (CDB) Taglio		1.1
Verifica Nodi secondo EC8		SI
Stampa pilastri		
Informazioni sollecitazioni di verifica		Si
Verifica per tutte le combinazioni di carico		No
Fattori di amplificazione		No
Gerarchia delle resistenze pilastri		
Direzione Y		Si
Direzione Z		Si

Dati generali

Nome struttura	CIA FORLIMPOPOLI – EEDIFICIO B
Fattore rigidezza assiale pilastri	10
Numero di frequenze	9
% Filtro masse libere	0.1
% Coefficiente di smorzamento viscoso	5
Spostamenti modali con segno	Si
Deformabilità a taglio delle aste	Si
Spostamento ammissibile impalcati	0.0100*h

Verifiche stato limite ultimo

Verifica dei Pilastri

Pilastro: 7 [107,207] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=180.0 cm Ln=180.0 cm Criterio: Pilastri -
Verifica a presso-flessione deviata: Verificato

Piede	AfSpigolo = 3.14	Afy = 10.62	Afz = 5.31
Testa	AfSpigolo = 3.14	Afy = 10.62	Afz = 5.31

$$\sigma_{max} = N / (f_{cd} * A) = 0.036 \leq 0.65 \quad [\text{Comb. (3+4)-X-6(+)}]$$

Zona	C.	N	My	Mz	Mry+	Mrz+	Mry-	Mrz-	CS
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	
Piede	(3+4)-IV-1(-)	-22690	-46962	13854	53407	52157	53407	52157	1.1
Testa	(3+4)-I-4(+)	-21070	8177	-7632	52987	51795	52987	51795	6.2

Zona	C.	N	MyCal	σ_{My}	MzCal	σ_{Mz}	Mry+	Mry-	Mrz+	Mrz-
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m
Piede	(3+4)-IV-1(-)	-22690	-46962	0	13854	0	53407	53407	52157	52157

Zona	C.	N	MyCal	□My	MzCal	□Mz	Mry+	Mry-	Mrz+	Mrz-
Testa	(3+4)-I-4(+)	-21070	6932	1245	-7356	-275	52987	52987	51795	51795

Verifica a taglio

Dir	C.	MrSup	MrInf	T	Vrdns	Vrcd	Vrsd	Vrd	Ast/m	cot(□)	Cs
		kg*m	kg*m	kg	kg	kg	kg	kg	cmq/m		
Y	(3+4)-V-6	--	--	36905	--	128709	112614	112614	22.44	2.500	3.1
Z	(3+4)-IV-8	--	--	54952	--	128709	112614	112614	22.44	2.500	2.0

Verifiche duttilita'

Zona	Comb.	Nmax	Dir	□y	Mry	□u	MrU	□	F.Co nf	□d	Cs
		kg		1/m	kg*m	1/m	kg*m				
Piede	(3+4)-X-6	-30976	Y	0.0065	42327	0.3079	53658	47.07	1.27	4.80	9.8
			Z	0.0074	35802	0.1958	51244	26.50	1.27	4.80	5.5
Testa	(3+4)-X-6	-29356	Y	0.0058	44709	0.0556	55132	9.61	1.00	4.80	2.0
			Z	0.0065	38782	0.0355	53627	5.48	1.00	4.80	1.1

Pilastro: 8 [8,108] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=340.0 cm Ln=340.0 cm Criterio: Pilastri -
Verifica a presso-flessione deviata: Verificato

Piede	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24
Testa	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24

□max=N/(fcd*A)=0.067 <= 0.65 [Comb. (3+4)-XI-8(+)]

Zona	C.	N	My	Mz	Mry+	Mrz+	Mry-	Mrz-	CS
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	
Piede	(3+4)-VIII-1(-)	-44133	-63680	23310	105086	105086	105086	105086	1.5
Testa	(3+4)-VI-2(-)	-41116	46354	18860	104558	104558	104558	104558	2.1

Zona	C.	N	MyCal	\square My	MzCal	\square Mz	Mry+	Mry-	Mrz+	Mrz-
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m
Piede	(3+4)-VIII-5(-)	-50037	-63690	0	23335	0	10610 8	10610 8	10610 8	10610 8
Piede	(3+4)-VIII-1(-)	-44133	-63680	0	23310	0	10508 6	10508 6	10508 6	10508 6
Testa	(3+4)-VI-6(-)	-47020	45563	794	18183	705	10558 7	10558 7	10558 7	10558 7
Testa	(3+4)-VI-2(-)	-41116	45557	797	18154	706	10455 8	10455 8	10455 8	10455 8

Verifica a taglio

Dir	C.	MrSup	MrInf	T	Vrdns	Vrcd	Vrsd	Vrd	Ast/m	cot(\square)	Cs
		kg*m	kg*m	kg	kg	kg	kg	kg	cmq/m		
Y	(3+4)-V-7	--	--	11647	--	132283	39415	39415	7.85	2.500	3.4
Z	(3+4)-VIII-5	--	--	16615	--	132177	39415	39415	7.85	2.500	2.4

Verifiche duttilita'

Zona	Comb.	Nmax	Dir	\square y	Mry	\square u	MrU	\square	F.Co nf	\square d	Cs
		kg		1/m	kg*m	1/m	kg*m				
Piede	(3+4)-XI-8	-57264	Y	0.0075	79477	0.1147	10350 1	15.27	1.24	4.80	3.2
			Z	0.0075	79477	0.1147	10350 1	15.27	1.24	4.80	3.2
Testa	(3+4)-XI-8	-54204	Y	0.0075	78963	0.1155	10300 2	15.42	1.24	4.80	3.2
			Z	0.0075	78963	0.1155	10300 2	15.42	1.24	4.80	3.2

Pilastro: 8 [108,208] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=180.0 cm Ln=180.0 cm Criterio: Pilastri -
Verifica a presso-flessione deviata: Verificato

Piede	AfSpigolo = 3.14	Afy = 10.62	Afz = 5.31
Testa	AfSpigolo = 3.14	Afy = 10.62	Afz = 5.31

$$\sigma_{\max} = N / (f_{cd} \cdot A) = 0.038 \leq 0.65 \quad [\text{Comb. (3+4)-XI-8(+)}]$$

Zona	C.	N	My	Mz	Mry+	Mrz+	Mry-	Mrz-	CS
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	
Piede	(3+4)-II-2(-)	-23768	47531	15884	53687	52397	53687	52397	1.1
Testa	(3+4)-III-3(+)	-22341	-7860	9678	53317	52079	53317	52079	5.5

Zona	C.	N	MyCal	σ_{My}	MzCal	σ_{Mz}	Mry+	Mry-	Mrz+	Mrz-
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m
Piede	(3+4)-II-2(-)	-23768	47531	0	15884	0	53687	53687	52397	52397
Testa	(3+4)-III-3(+)	-22341	-6731	-1130	9678	0	53317	53317	52079	52079
Testa	(3+4)-I-3(+)	-22258	-5884	-603	10531	0	53295	53295	52061	52061

Verifica a taglio

Dir	C.	MrSup	MrInf	T	Vrdns	Vrcd	Vrsd	Vrd	Ast/m	cot(α)	Cs
		kg*m	kg*m	kg	kg	kg	kg	kg	cmq/m		
Y	(3+4)-V-7	--	--	37932	--	128960	112614	112614	22.44	2.500	3.0
Z	(3+4)-II-7	--	--	56281	--	128854	112614	112614	22.44	2.500	2.0

Verifiche duttilita'

Zona	Comb.	Nmax	Dir	σ_y	Mry	σ_u	MrU	σ	F.Co nf	σ_d	Cs
		kg		1/m	kg*m	1/m	kg*m				
Piede	(3+4)-XI-8	-32389	Y	0.0066	42592	0.3021	53975	46.05	1.27	4.80	9.6
			Z	0.0074	36048	0.1934	51524	26.14	1.27	4.80	5.4
Testa	(3+4)-XI-8	-30769	Y	0.0058	45005	0.0550	55496	9.48	1.00	4.80	2.0
			Z	0.0065	39064	0.0351	53935	5.41	1.00	4.80	1.1

Pilastro: 9 [9,109] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=340.0 cm Ln=340.0 cm Criterio: Pilastrini - Verifica a presso-flessione deviata: Verificato

Piede	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24
Testa	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24

$\sigma_{max} = N / (f_{cd} * A) = 0.03 \leq 0.65$ [Comb. (3+4)-X-6(-)]

Zona	C.	N	My	Mz	Mry+	Mrz+	Mry-	Mrz-	CS
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	
Piede	(3+4)-II-2(-)	-20339	81293	33009	100858	100858	100858	100858	1.1
Testa	(3+4)-II-1(-)	-17279	-7699	-104	100304	100304	100304	100304	17

Zona	C.	N	MyCal	σ_{My}	MzCal	σ_{Mz}	Mry+	Mry-	Mrz+	Mrz-
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m
Piede	(3+4)-VI-2(-)	-20339	79748	0	35344	0	100858	100858	100858	100858
Piede	(3+4)-II-2(-)	-20339	81293	0	33009	0	100858	100858	100858	100858
Testa	(3+4)-IV-5(-)	-19678	-1471	-5451	0	2011	100739	100739	100739	100739
Testa	(3+4)-IV-1(-)	-17279	-1468	-5452	0	2009	100304	100304	100304	100304

Verifica a taglio

Dir	C.	MrSup	MrInf	T	Vrdns	Vrcd	Vrsd	Vrd	Ast/m	cot(α)	Cs
		kg*m	kg*m	kg	kg	kg	kg	kg	cmq/m		
Y	(3+4)-V-6	--	--	35653	--	128152	52553	52553	10.47	2.500	1.5
Z	(3+4)-IV-6	--	--	51952	--	128152	52553	52553	10.47	2.500	1.0

Verifiche duttilita'

Zona	Comb.	Nmax	Dir	σ_y	Mry	σ_u	MrU	σ	F.Co nf	σ_d	Cs
------	-------	------	-----	------------	-----	------------	-----	----------	------------	------------	----

Zona	Comb.	Nmax	Dir	σ_y	Mry	σ_u	MrU	σ	F.Co nf	σ_d	Cs
		kg		1/m	kg*m	1/m	kg*m				
Piede	(3+4)-X-6	-25538	Y	0.0073	74084	0.1254	98334	17.11	1.25	4.80	3.6
			Z	0.0073	74084	0.1254	98334	17.11	1.25	4.80	3.6
Testa	(3+4)-X-6	-22478	Y	0.0073	73556	0.1262	97828	17.26	1.25	4.80	3.6
			Z	0.0073	73556	0.1262	97828	17.26	1.25	4.80	3.6

Pilastro: 10 [10,110] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=340.0 cm Ln=340.0 cm Criterio: Pilastri -
Verifica a presso-flessione deviata: Verificato

Piede	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24
Testa	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24

$\sigma_{max} = N / (fcd * A) = 0.03 \leq 0.65$ [Comb. (3+4)-IX-6(-)]

Zona	C.	N	My	Mz	Mry+	Mrz+	Mry-	Mrz-	CS
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	
Piede	(3+4)-IV-1(-)	-20339	-83169	26629	100858	100858	100858	100858	1.1
Testa	(3+4)-IV-3(-)	-17279	-7469	-107	100304	100304	100304	100304	18

Zona	C.	N	MyCal	σ_{My}	MzCal	σ_{Mz}	Mry+	Mry-	Mrz+	Mrz-
		kg	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m	kg*m
Piede	(3+4)-IV-1(-)	-20339	-83169	0	26629	0	100858	100858	100858	100858
Testa	(3+4)-II-3(-)	-17279	-877	-5597	-0	-2220	100304	100304	100304	100304

Verifica a taglio

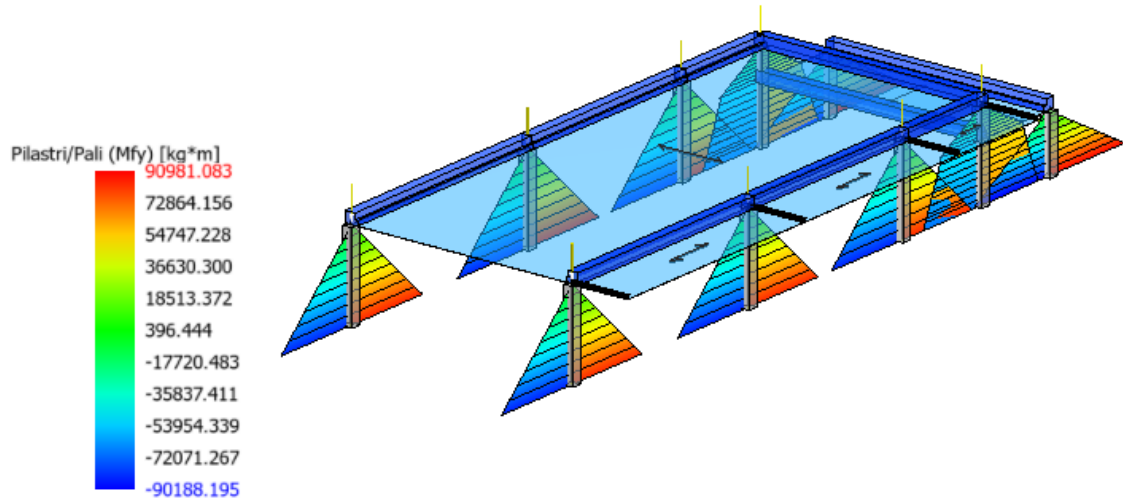
Dir	C.	MrSup	MrInf	T	Vrdns	Vrcd	Vrsd	Vrd	Ast/m	cot(σ)	Cs
		kg*m	kg*m	kg	kg	kg	kg	kg	cmq/m		
Y	(3+4)-V-6	--	--	35653	--	128152	52553	52553	10.47	2.500	1.5

Dir	C.	MrSup	MrInf	T	Vrdns	Vrcd	Vrsd	Vrd	Ast/m	cot(α)	Cs
Z	(3+4)-II-5	--	--	51451	--	128152	52553	52553	10.47	2.500	1.0

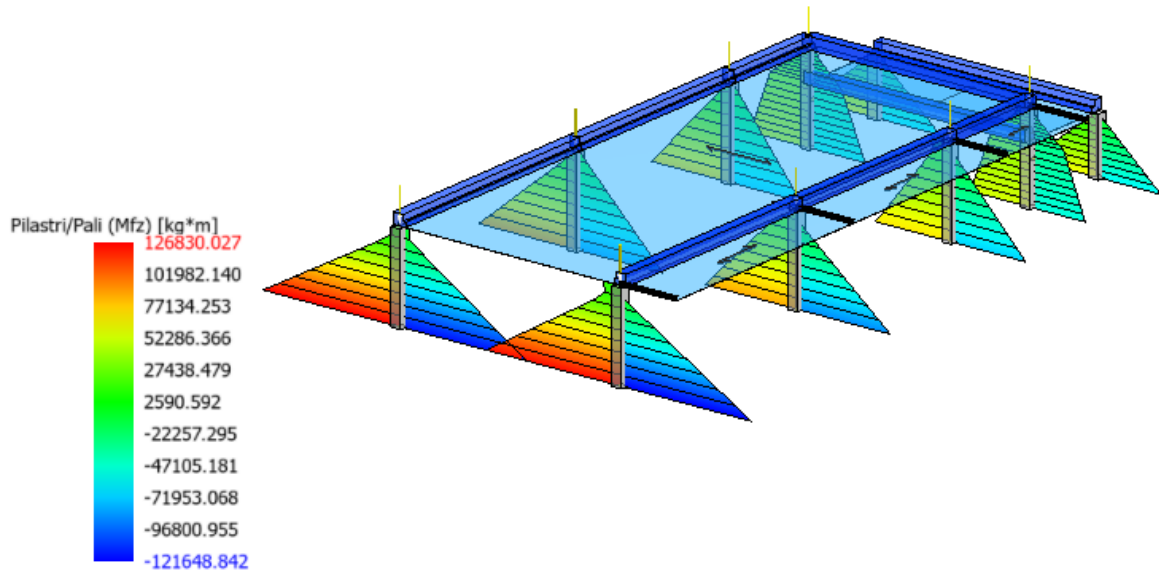
Verifiche duttilita'

Zona	Comb.	Nmax	Dir	α_y	Mry	α_u	MrU	α	F.Co nf	α_d	Cs
		kg		1/m	kg*m	1/m	kg*m				
Piede	(3+4)-IX-6	-25538	Y	0.0073	74084	0.1254	98334	17.11	1.25	4.80	3.6
			Z	0.0073	74084	0.1254	98334	17.11	1.25	4.80	3.6
Testa	(3+4)-IX-6	-22478	Y	0.0073	73556	0.1262	97828	17.26	1.25	4.80	3.6
			Z	0.0073	73556	0.1262	97828	17.26	1.25	4.80	3.6

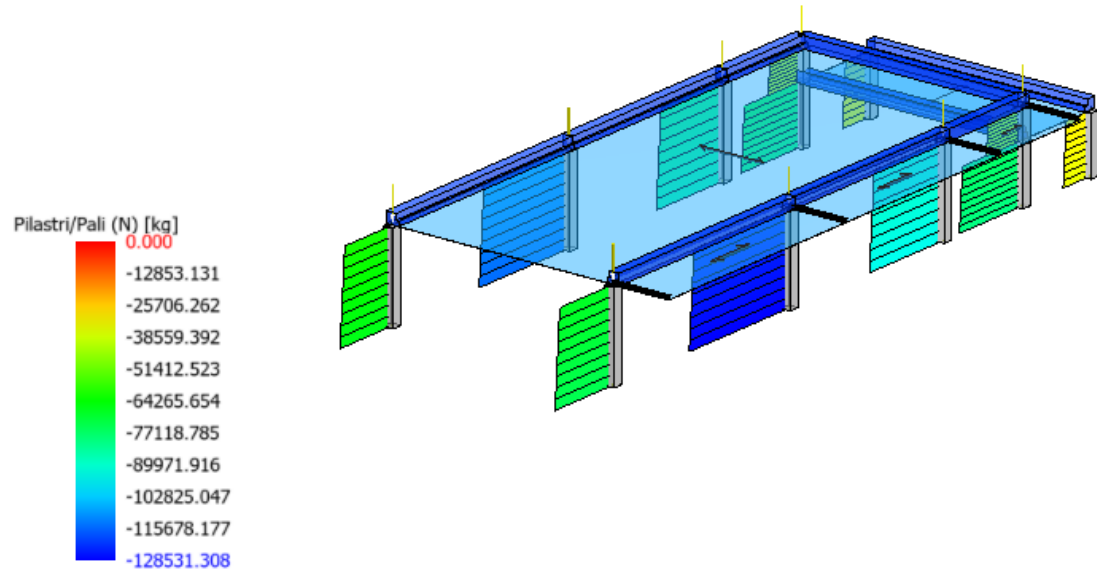
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario ScenarioNT_ 2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO - C 1



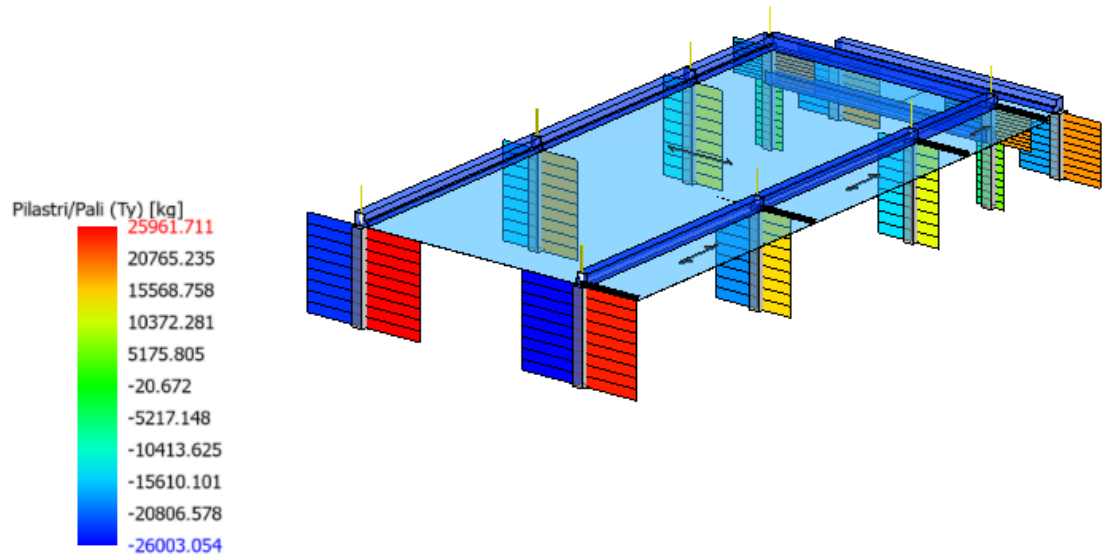
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario ScenarioNT_ 2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO - C 1



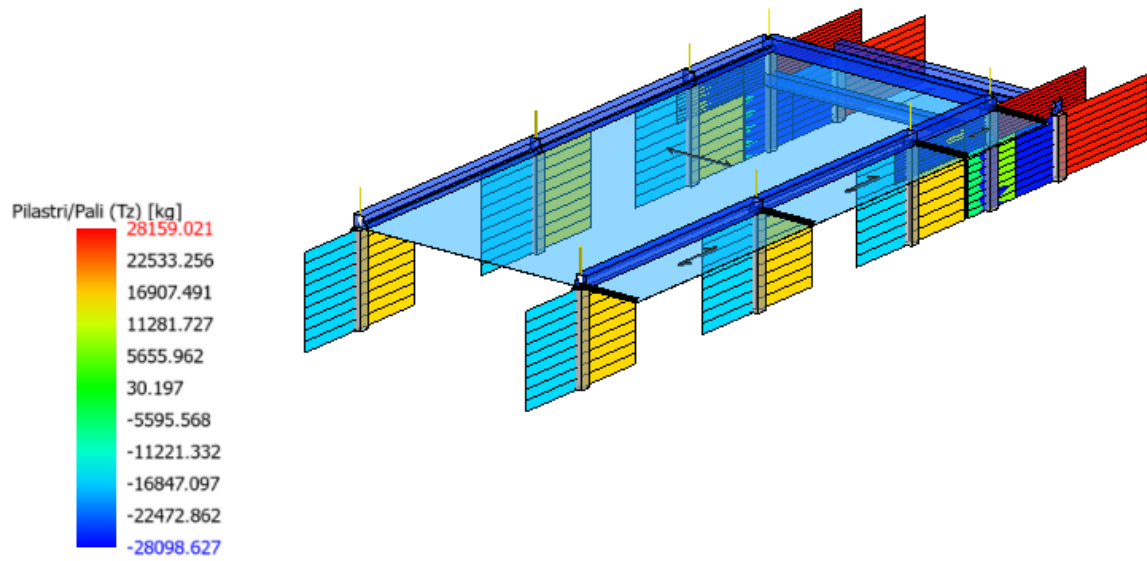
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario ScenarioNT_ 2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO - C 1



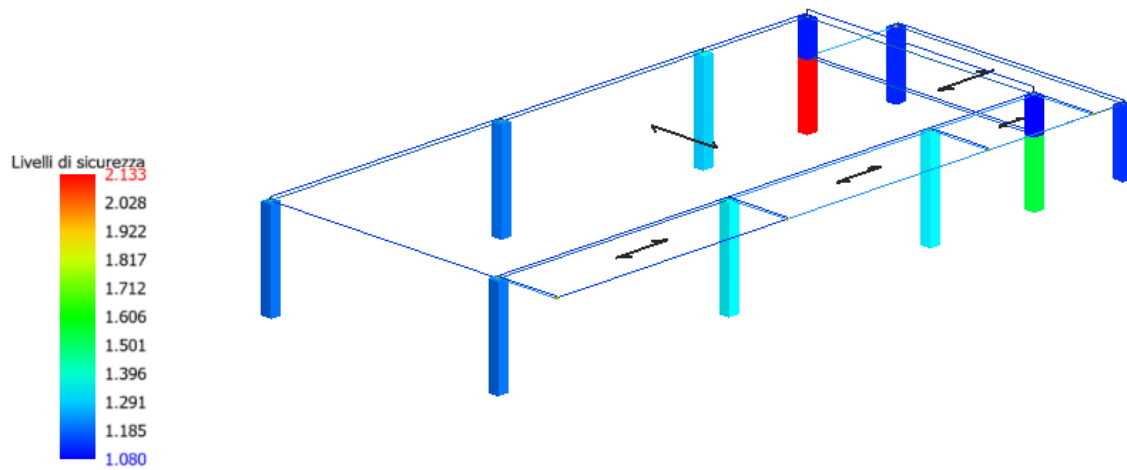
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario ScenarioNT_ 2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO - C 1



Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario ScenarioNT_2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO - C 1



Tipo diagramma: Coefficienti di sicurezza
Corrente: Globali



Coefficienti di sicurezza filtrati per minimo Globale (Aste CIs/Peda-> coeff. glob. flessione,altro->

Verifiche stato limite di esercizio

Pilastro: 7 [7,107] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=340.0 cm Ln=340.0 cm L2=340.0 cm L3=340.0 cm Criterio: Pilastr

Zona	Armature		
	cmq	cmq	cmq
0.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 42.47	Afz = 21.24
340.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 42.47	Afz = 21.24

Verifica snellezza: fcd=235 [kg/cmq] - Verificato

Cb	N	fcd*Ac	λ	λ_{max}	λ_{lim}
	kg	kg			
5	53082	846600	0.063	19.630	99.841

Combinazione Rara: σ_{ca} [kg/cmq]=249 σ_{fa} [kg/cmq]=3600

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cmq	kg/cmq			
0.0	-53082	862	2729	-15	-67	5	Si	17
340.0	-50022	378	4986	-17	-20	5	Si	15

Combinazione QP: σ_{ca} [kg/cmq]=187 σ_{fa} [kg/cmq]=3600

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cmq	kg/cmq			
0.0	-46141	198	1146	-10	-94	7	Si	18
340.0	-43081	456	2237	-12	-58	7	Si	16

Pilastro: 7 [107,207] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=180.0 cm Ln=180.0 cm L2=180.0 cm L3=180.0 cm Criterio: Pilastr

Zona	Armature		
	cmq	cmq	cmq
0.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 10.62	Afz = 5.31

Zona	Armature		
180.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 10.62	Afz = 5.31

Verifica snellezza: $f_{cd}=235$ [kg/cm²] - Verificato

Cb	N	$f_{cd} \cdot A_c$	σ	σ_{max}	σ_{lim}
	kg	kg			
5	27161	846600	0.032	10.392	139.574

Combinazione Rara: σ_{ca} [kg/cm²]=249 σ_{fa} [kg/cm²]=3600

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cm ²	kg/cm ²			
0.0	-27161	-225	4986	-19	106	5	Si	13
180.0	-25541	-187	-1123	-9	-51	5	Si	28

Combinazione QP: σ_{ca} [kg/cm²]=187 σ_{fa} [kg/cm²]=3600

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cm ²	kg/cm ²			
0.0	-24602	-121	2237	-11	-16	7	Si	17
180.0	-22982	-80	-907	-8	-52	7	Si	25

Pilastro: 8 [8,108] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=340.0 cm Ln=340.0 cm L2=340.0 cm L3=340.0 cm Criterio: Pilastr

Zona	Armature		
cm	cmq	cmq	cmq
0.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24
340.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24

Verifica snellezza: $f_{cd}=235$ [kg/cm²] - Verificato

Cb	N	$f_{cd} \cdot A_c$	σ	σ_{max}	σ_{lim}
	kg	kg			

Cb	N	fcd*Ac	σ	σ_{max}	σ_{lim}
5	55426	846600	0.065	19.630	97.707

Combinazione Rara: σ_{ca} [kg/cmq]=249 σ_{fa} [kg/cmq]=3600

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cmq	kg/cmq			
0.0	-55426	-1792	3338	-20	-47	5	Si	13
340.0	-52366	1185	3688	-19	-44	5	Si	13

Combinazione QP: σ_{ca} [kg/cmq]=187 σ_{fa} [kg/cmq]=3600

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cmq	kg/cmq			
0.0	-47172	-949	1476	-13	-84	7	Si	14
340.0	-44112	807	1533	-13	-77	7	Si	15

Pilastro: 8 [108,208] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=180.0 cm Ln=180.0 cm L2=180.0 cm L3=180.0 cm Criterio: Pilastri

Zona	Armature		
cm	cmq	cmq	cmq
0.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 10.62	Afz = 5.31
180.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 10.62	Afz = 5.31

Verifica snellezza: fcd=235 [kg/cmq] - Verificato

Cb	N	fcd*Ac	σ	σ_{max}	σ_{lim}
	kg	kg			
5	29505	846600	0.035	10.392	133.915

Combinazione Rara: σ_{ca} [kg/cmq]=249 σ_{fa} [kg/cmq]=3600

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cmq	kg/cmq			

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
0.0	-29505	108	3688	-15	12	5	Si	16
180.0	-27885	187	6755	-25	249	5	Si	9.8

Combinazione QP: $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=187$ $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cm ²	kg/cm ²			
0.0	-25633	26	1533	-9	-44	7	Si	20
180.0	-24013	80	3367	-13	26	7	Si	14

Pilastro: 9 [9,109] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=340.0 cm Ln=340.0 cm L2=340.0 cm L3=340.0 cm Criterio: Pilastri

Zona	Armature		
cm	cm ²	cm ²	cm ²
0.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24
340.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24

Verifica snellezza: $f_{cd}=235$ [kg/cm²] - Verificato

Cb	N	$f_{cd} \cdot A_c$	σ	σ_{max}	σ_{lim}
	kg	kg			
5	25920	846600	0.031	19.630	142.876

Combinazione Rara: $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=249$ $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cm ²	kg/cm ²			
0.0	-25920	1554	4176	-15	68	5	Si	16
340.0	-22860	-1097	0	-6	-43	5	Si	39

Combinazione QP: $\sigma_{ca}[kg/cm^2]=187$ $\sigma_{fa}[kg/cm^2]=3600$

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
---	---	----	----	-----------------	-----------------	----	------	----

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cmq	kg/cmq			
0.0	-21539	782	1810	-9	-5	7	Si	22
340.0	-18479	-790	0	-5	-37	7	Si	37

Pilastro: 10 [10,110] Sez. R: By=60.0 cm Bz=60.0 cm L=340.0 cm Ln=340.0 cm L2=340.0 cm L3=340.0 cm Criterio: Pilastrri

Zona	Armature		
cm	cmq	cmq	cmq
0.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24
340.0	AfSpigolo = 3.14	Afy = 21.24	Afz = 21.24

Verifica snellezza: fcd=235 [kg/cmq] - Verificato

Cb	N	fcd*Ac	σ	σ_{max}	σ_{lim}
	kg	kg			
5	25920	846600	0.031	19.630	142.876

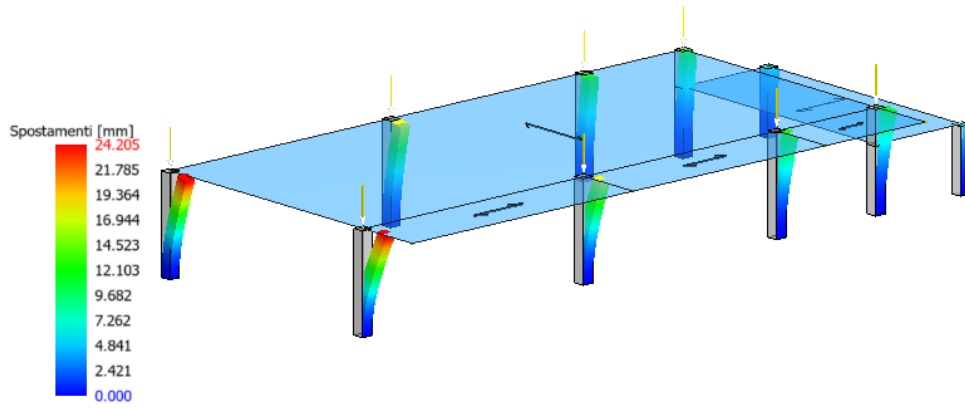
Combinazione Rara: σ_{ca} [kg/cmq]=249 σ_{fa} [kg/cmq]=3600

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cmq	kg/cmq			
0.0	-25920	-963	4176	-14	51	5	Si	18
340.0	-22860	-583	-0	-6	-54	5	Si	45

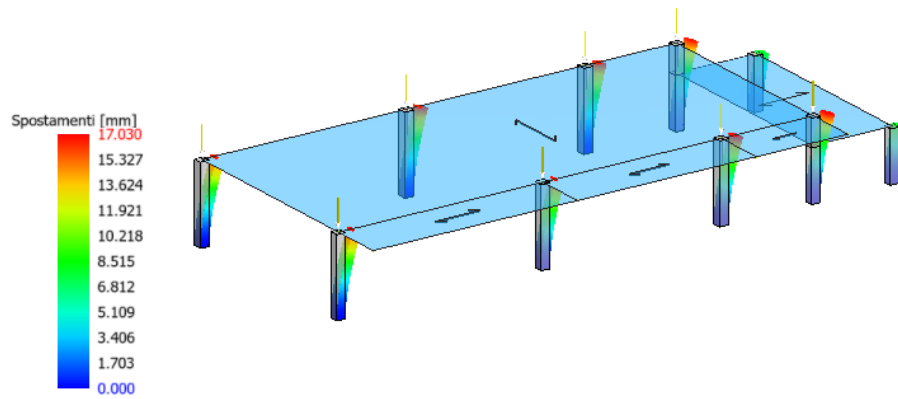
Combinazione QP: σ_{ca} [kg/cmq]=187 σ_{fa} [kg/cmq]=3600

X	N	My	Mz	σ_{cmax}	σ_{fmax}	Cb	Ver.	Cs
cm	kg	kg*m	kg*m	kg/cmq	kg/cmq			
0.0	-21539	-304	1810	-8	-16	7	Si	24
340.0	-18479	-568	-0	-5	-42	7	Si	41

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario ScenarioNT_2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO - C 8-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario ScenarioNT_2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO - C 9-I
Posizione masse N° 1



ELEMENTI PREFABBRICATI

COPERTURA BASSA – TEGOLI TT30

I tegoli TT30 sono elementi precompressi a trefoli aderenti di larghezza 2.5 m; i carichi trasmessi dalla sovrastruttura sono quelli della soletta integrativa e dei carichi permanenti ed accidentali:

Il contributo dell'accumulo di neve contro le pareti del tamponamento viene considerato in riferimento a quanto previsto dalla circolare LLPP 19.02.2018.

Per coperture pseudo-orizzontali si dovrà considerare la condizione di carico illustrata nella Figura C3.4.6, nella quale si assumerà:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ e } \mu_2 = \gamma h / q_{sk}, \text{ con la limitazione: } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

dove:

γ è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a 2 kN/m³;

$$l_s = 2h, \text{ con la limitazione: } 5 \leq l_s \leq 15 \text{ m.}$$

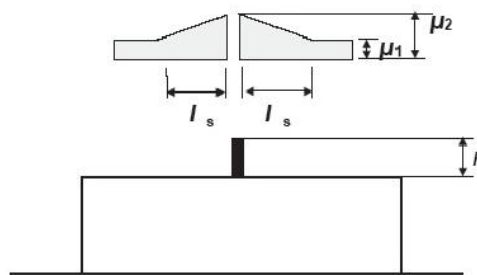


Figura C3.4.6 - Coefficienti di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni

$$l_s = 2 \times 3.2 = 6.4 \text{ m;}$$

$$h = 3.2 \text{ m}$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = \gamma h / q_{sk} = 4.26$$

$$q_a = 2.07 * q_{sk} = 310 \text{ daN/m}^2$$

carichi permanenti pienamente definiti ($\Upsilon = 1.3$)

$$q_p = 0.06 * 2500 * 2.5 = 375 \text{ daN/m}$$

carichi permanenti non pienamente definiti ($\Upsilon = 1.5$)

$$q_{p1} = 220 * 2.5 = 550 \text{ daN/m}$$

Sovraccarichi accidentali (comprensivi dell'accumulo)

$$q_a = 310 * 2.5 = 775 \text{ daN/m}$$

COPERTURA BASSA Trave L luce $l = 14.2 \text{ m}$

permanente (carichi pienamente definiti): $q_p = (230 + 150) * 5.04/2 = 957 \text{ daN/m}$

permanente (carichi non pienamente definiti): $qp1 = 220 * 5.04/2 =$ 554
daN/m

accidentale: $qa = 310 * 5.04/2 =$ 781 daN/m

COPERTURA BASSA Trave Trov luce l = 14.2 m

permanente (carichi pienamente definiti): $qp = (230 + 150) * 5.04/2 =$ 957 daN/m

permanente (carichi non pienamente definiti): $qp1 = 220 * 5.04/2 =$ 554
daN/m

carico appeso per fascione di tamponamento: $qt = 0.2*2500*0.8 =$ 400 daN/m

accidentale: $qa = 310 * 5.04/2 =$ 781 daN/m

PANNELLI di tamponamento verticali (sp. 30 cm. tipo a taglio termico)

Azione sismica inerziale.

DM 2008 §7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

0,5 s < T₁ < 1,0 s

Caratteristiche pannello:			
B=	2.5	m	
s=	0.3	m	
L(altezza tamp)=	6.00	m	
E=	33000	Mpa	
J=	0.005625	m ⁴	
Z=	3.45	m	
Q(tamp)=	400	Kg/m ²	
H=	6.9	m	
qa=	2		
Coefficienti azione sismica			
Stato limite considerato=	SLU		
a _g =	0.201	g	
α=	0.201		
S _s =	1.41		
St=	1		
S=	1.41		
T ₁ =	0.79	s	
NB: T ₁ ricavato da analisi modale oppure utilizzare formula (7.3.6) DM2018			
Larghezza pannello	m.	2.5	
Calcolo T_a:			
Schema statico considerato: CERNIERA-CERNIERA			
$\omega = \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EJ}{Y}}$ $f = \frac{\omega}{2\pi}$ $T_a = \frac{1}{f}$			
Y=Massa per unità di lunghezza			
Y=	1000	Kg/m	
ω=	117.9981039	(rad/s)	
f=	18.78950699	(1/s)	
T _a =	0.053221194	s	
0.237	a) S _a =	0.606459773	> αS= 0.28341
intermedio	b) S _a =	1.70046	
0.948	c) S _a =	0.463011033	> αS= 0.282
	a) q _a =	303.2	Kg/m
	b) q _a =	850.2	Kg/m
	c) q _a =	231.5	Kg/m

Per le verifiche verrà utilizzato il seguente valore

F_a = 303.2 Kg/m

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidità, resistenza e massa tali da influire significativamente la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente s della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collega struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individ e progettare la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lav corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettis individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegan adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarit valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentrici cui al §7.2.6.

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la f concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto a Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza crizze come segue:

$$F_x = (S_x \cdot W_x) / q_x \quad [7.2.1]$$

dove

F_x è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, ne sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_x è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale s sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_x è il peso dell'elemento;

q_x è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_x e q_x può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validit

In alternativa all'utilizzo di specifici spettri di risposta di piano e nell'ipotesi di andamento delle acceleraz linearmente crescenti con l'altezza, l'accelerazione massima S_x(T_x) può essere determinata attraverso l'espressione [

$$S_x(T_x) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{z}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_x < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_x < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_1}{bT_x}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_x \geq bT_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato lim veda § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quan § 3.2.3.2.1;

T_x è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T₁ è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;

a, b, a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (si vedan Tabella C.7.2.II).

Tabella C7.2.II- Parametri a, b, a_p in accordo con il periodo di vibrazione della c

	a	b	a _p
T ₁ < 0,5 s	0.8	1,4	5,0
0,5 s < T ₁ < 1,0 s	0.3	1,2	4,0
T ₁ > 1,0 s	0.3	1,0	2,5

Momento Soll M= 1364.4

AZIONE DEL VENTO

$V_r = V_{bo} * C_a * C_r = 25 \text{ m/s}$ $z = 6.00 \text{ m}$
 $C_a = 1$ per $a_s < a_0$
 $C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) = 0.57$ per $a_0 < a_s < 1500 \text{ m}$ $C_r = 1$
 Zona 2 $V_{bo} = 25 \text{ m/s}$ $a_0 = 750 \text{ m}$ $K_s = 0.45$
 Categoria esposizione: II $K_r = 0.19$ $z_0 = 0.05 \text{ m}$ $z_{min} = 4$
 Altitudine s.l.m. $a_s = 34 \text{ m}$
 Classe di rugosità del terreno: D
 $C_e = K_r^2 * C_t * \ln(z/z_0) * [7 + C_t * \ln(z/z_0)] = 2.04$ con $C_p = C_d = 1$
 $q_r = 1/2 * \rho * V_r^2 = 390.63 \text{ N/mq}$ con $\rho = 1.25 \text{ kg/mc}$
 Pressione del vento: $p = q_r * C_e * C_d * C_p = 0.80 \text{ kN/mq}$

$M_{sdv} = 1.5 \times 2.5 \times 0.8 \times 80 \times 62 / 8 = 1080 \text{ daNm}$

La sollecitazione più gravosa è quella del sisma, pertanto si verifica a flessione la sezione trasversale del pannello di tamponamento considerando $M_{sdv} = 1364 \text{ daNm}$; Si considera il pannello di spessore 30 cm con armatura resistente pari a 4 Ø 12 in ogni cordolo (n. 2 cordoli per pannello ed una rete Ø5/20x20 nelle solette superiore ed inferiore);

Titolo: PANNELLO TAGLIO TERMICO B = 250 cm - 2 CORDOLI

N° Vertici: 12 **N° barre:** 19

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	5	1.13	17	14
2	250	0	6	0	119	2
3	250	16	7	0	131	2
4	230	16	8	0	119	14
5	230	5	9	0	131	14
6	135	5	10	1.13	233	2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baicentro cls Coord. [cm]

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviala

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -18.13 N/mm²
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 391.3 N/mm²
E_s 200,000 N/mm²	f_{cd} 18.13	ϵ_c 3.5 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	ϵ_{ss} 34.14 ‰
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25	d 14 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333	x 1.302 x/d 0.093
	τ_{c1} 2.114	δ 0.7

M_{xRd} -28.2 kN m

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm **Col. modello**

Precompresso

VERIFICA COLLEGAMENTI

Collegamento trave- pilastro

Sarà realizzato con barre B450C in acciaio e sigillatura con malta cementizia in modo da trasmettere solo azioni orizzontali secondo quanto previsto dallo schema statico di progetto. Si considera il momento resistente massimo per il pilastro.

La sollecitazione di calcolo vale:

$$V_{sd} = (M_{rd} \times \gamma_{rd}) / h = 140740 \times 1.2 / 5.2 = 32478 \text{ daN}$$

Con:

M_{rd} = Momento resistente massimo ricavato dall'analisi strutturale

$$\gamma_{rd} = 1.2 \text{ (tab. 7.2.I NTC 2018)} \quad h = 5.2 \text{ m altezza pilastro}$$

Si inseriscono 2 barre $\varnothing 26$ tipo B450C per ogni trave

Per tener conto della resistenza a taglio del sistema acciaio-calcestruzzo nel fissaggio della barra sulla sommità del pilastro si fa riferimento alla CNR 10025/84 p.to 3.2.4.1 in cui viene indicato un metodo per la determinazione della resistenza di calcolo della connessione che tiene conto anche della resistenza del calcestruzzo, data dall'espressione:

$$V_{rd} = c \varphi^2 \sqrt{f_{cd}} \times f_{yd} = 16466 \text{ daN per ogni barra} \quad \text{con}$$

$$\varphi = 26 \text{ mm}$$

$c = 2.5$ (si considera il confinamento dovuto alla presenza di ferri a C subito a ridosso degli spinotti su

quattro lati)

$$f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / 1.4 = 24.28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{rd} = 16466 \times 2 = 32938 \text{ daN} > V_{sd} = 32478 \text{ daN}$$

Verifica soddisfatta

Collegamento tamponamento-pilastro

I fissaggi dei pannelli ai pilastri sono realizzati con sistema tipo "Fisis 20" con portata di 20 kN con azione perpendicolare alla superficie di parete nel caso in cui si preveda lo scorrimento reciproco con le strutture verticali. Il sistema è certificato dal produttore ed è costituito da un profilo di ancoraggio orizzontale inserito alla sommità del pannello ed un profilo verticale inserito nel supporto. Si inseriscono n. 2 fissaggi per pannello nella parte superiore;

Si considerano le azioni orizzontali derivanti dalla verifica del singolo pannello.

$$F_{rd} = 2000 \text{ daN (da scheda tecnica)}$$

$$F_{sd} = 303 \times 6.9 / 2 = 1045 \text{ daN} \quad F_{rd} > F_{sd} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$

Verifica giunto con fabbricato esistente

La dimensione del giunto sismico viene determinata considerando il massimo spostamento dei nodi (in direzione X e Y) del fabbricato da edificare; per il fabbricato esistente si usa la formula del punto 7.2.1 delle N.T.C.2018. Lo spostamento massimo dei nodi del nuovo fabbricato prospicienti l'esistente vale (dai tabulati di output):

$$dEe = 3.5 \text{ cm}$$

$$q = 2$$

$$dE = 3.5 \times 2 = 7 \text{ mm}$$

per il fabbricato esistente si considera lo spostamento come indicato al p.to 7.2.1. NTC

per cui:

$$d = H \cdot a_g \cdot S / 100g = 500 \cdot 0.201 \cdot 1.41 / 100 = 1.41 \text{ cm}$$

Il giunto sismico minimo dovrà essere $dE + d = 8.41 \text{ cm}$

Si adotta un giunto sismico di $10 \text{ cm} > 8.41 \text{ mm}$

COLLEGAMENTI DEI PILASTRI in fondazione

Il collegamento fra pilastro e fondazione avviene in continuità di armatura metallica uscente dalla base del pilastro prefabbricato, da annegare in fondazione tramite getto di inghisaggio con malta reoplastica antiritiro ad alta resistenza e stabilità volumetrica con resistenza caratteristica $> 60 \text{ N/mm}^2$ (comunque superiore alla resistenza caratteristica del pilastro prefabbricato da connettere); al fine di consentire il collegamento fra la barra di continuità e la struttura in opera in fondazione saranno predisposti manicotti corrugati per ripresa di getto. Le verifiche in fase di esercizio, si riferiscono alla configurazione finale della struttura sollecitata dalle azioni di esercizio indicate dalla Norma (inclusa l'azione sismica). I collegamenti tra pilastri prefabbricati e struttura in opera, risultano essere classificati come collegamenti di tipo b) ai sensi del D.M. 17/01/2018 punto 7.4.5.2: "collegamenti situati in prossimità delle previste zone dissipative alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da non pregiudicare la plasticizzazione delle zone dissipative stesse". Il collegamento sarà dimensionato utilizzando il criterio della Gerarchia delle Resistenze come indicato al punto 7.4.5.2.1 del D.M. 17/01/2018 riguardo ai collegamenti di tipo b). Nella presente vengono eseguite le verifiche di resistenza. I procedimenti di calcolo delle azioni e di verifica adottati nella presente Relazione Tecnica sono stati desunti tra quelli proposti nel documento "Design Guidelines for Connections of Precast Structures under Seismic Actions" della European Commission – EUR 25377 – Joint Research Centre. E' stato, inoltre utilizzata la certificazione di prodotto "HALFEN HAB ANCHOR BOLT – APPROVAL Z-21.5-1761". Si verifica l'ancoraggio della singola barra $\varnothing 26$ con guaine $\varnothing g = 134 \text{ mm}$

Verifica ancoraggio delle barre $\varnothing 26$ fuoriuscenti dal pilastro:

$$l_b \cdot u \cdot f_{bd,m} > YR \cdot A_s \cdot f_{yd} \quad \text{con}$$

$$YR = 1.2$$

$l_b = 80 \text{ cm}$. lunghezza di ancoraggio delle barre

$u = \pi \varnothing = 8.16 \text{ cm}$. perimetro della barra da ancorare

$f_{bd,m} = 2.25 * f_{ctd,m} = 2.25 * 19 = 42.75$ daN/cm². tensione di aderenza barra – malta di inghisaggio

Malta di inghisaggio: C50/60 con $f_{ctd,m} = 19$ daN/cm²;

$A_s = 5.3$ cm². area della barra da ancorare (Ø 26 tipo B450C)

$f_{yd} = 3910$ daN/cm². tensione di snervamento della barra

$l_b * u * f_{bd,m} = 27907$ daN > $Y_R * A_s * f_{yd} = 24867$ daN verifica soddisfatta

Verifica ancoraggio manicotti corrugati in fondazione:

$l_{bg} * u_g * f_{bd,f} > Y_R * A_s * f_{yd}$ con

$l_{bg} = 80$ cm. lunghezza di ancoraggio manicotti corrugati

$u_g = \pi \varnothing_g = 42.07$ cm. perimetro della guaina da ancorare

$\varnothing_g = 134$ mm – diametro esterno guaina

$f_{bd,f} = 2.25 * f_{ctd,f} = 2.25 * 11.97 = 26.93$ daN/cm². tensione di aderenza guaina corrugata-calcestruzzo di fondazione

Calcestruzzo fondazione: C25/30 con $f_{ctd,m} = 11.97$ daN/cm²

$l_{bg} * u_g * f_{bd,f} = 90635$ daN > $Y_R * A_s * f_{yd} = 24867$ daN verifica soddisfatta

Faenza, Gennaio 2021

Ing. Marco Peroni

(documento firmato digitalmente)