



Comune di Pontecagnano Faiano

Via M. Alfani, 52 - 84098 Pontecagnano Faiano (SA)



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU

Progetto finanziato nell'ambito del PNRR - Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza – Missione 4 – Istruzione e Ricerca – Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università - Investimento 1.2: "Piano di estensione del tempo pieno e mense" finanziato dall'Unione Europea – Next Generation EU

CIG: 9561008964

CUP: F61B21006500006

Livello progettuale corrente:

**Progetto Definitivo /
Esecutivo**

Realizzazione mensa istituto scolastico di istruzione secondaria D.Zoccola e primaria Sant'Antonio alla via Picentia

Codice elaborato:

MSA-ESE-ST01-RELSTR

Descrizione elaborato:

Relazione generale di calcolo strutturale

Progettista:

Ing. Salvatore Falcone

Ingegnere Edile Architetto
Iscritto all'Albo dell'Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Salerno - n.7342
Via Venezia n.3 - 84098 - Pontecagnano (SA)
P.IVA 05925720657
email: ingsalvatorefalcone@gmail.com
pec: salvatorefalcone@mypec.eu

Responsabile del Procedimento:

Ing. Danila D'Angelo

Responsabile del Settore LL.PP.
Comune di Pontecagnano (SA)

Timbri e firme



Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	ID Elaborato
------	------	-------------	---------	------------	--------------

3

2

1

0	Luglio 2023	Prima emissione	Ing. Salvatore Falcone		
---	-------------	-----------------	------------------------	--	--

Proprietà e diritti del presente disegno sono riservati. La riproduzione è vietata.
Ownership and copyright are reserved. Reproduction is strictly forbidden

ST01

COMUNE DI PONTECAGNANO - FAIANO (SALERNO)

Realizzazione mensa istituto scolastico di istruzione secondaria Zoccola e primaria Sant'Antonio alla via Picentia

INDICE

RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO	2
PREMESSA	2
DESCRIZIONE GENERALE.....	2
NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
DESCRIZIONE DEI MATERIALI.....	4
DESCRIZIONE DEI CARICHI	5
COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	10
DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO	11
SINTESI DEI RISULTATI	14
PRESTAZIONI ATTESE	18
CONCLUSIONI	19

RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO

PREMESSA

La presente relazione descrive sinteticamente l'opera da realizzare, la quale consiste nella realizzazione di un edificio ad uso mensa a servizio dell'istituto scolastico di istruzione secondaria Zoccola e primaria Sant'Antonio alla via Picentia.

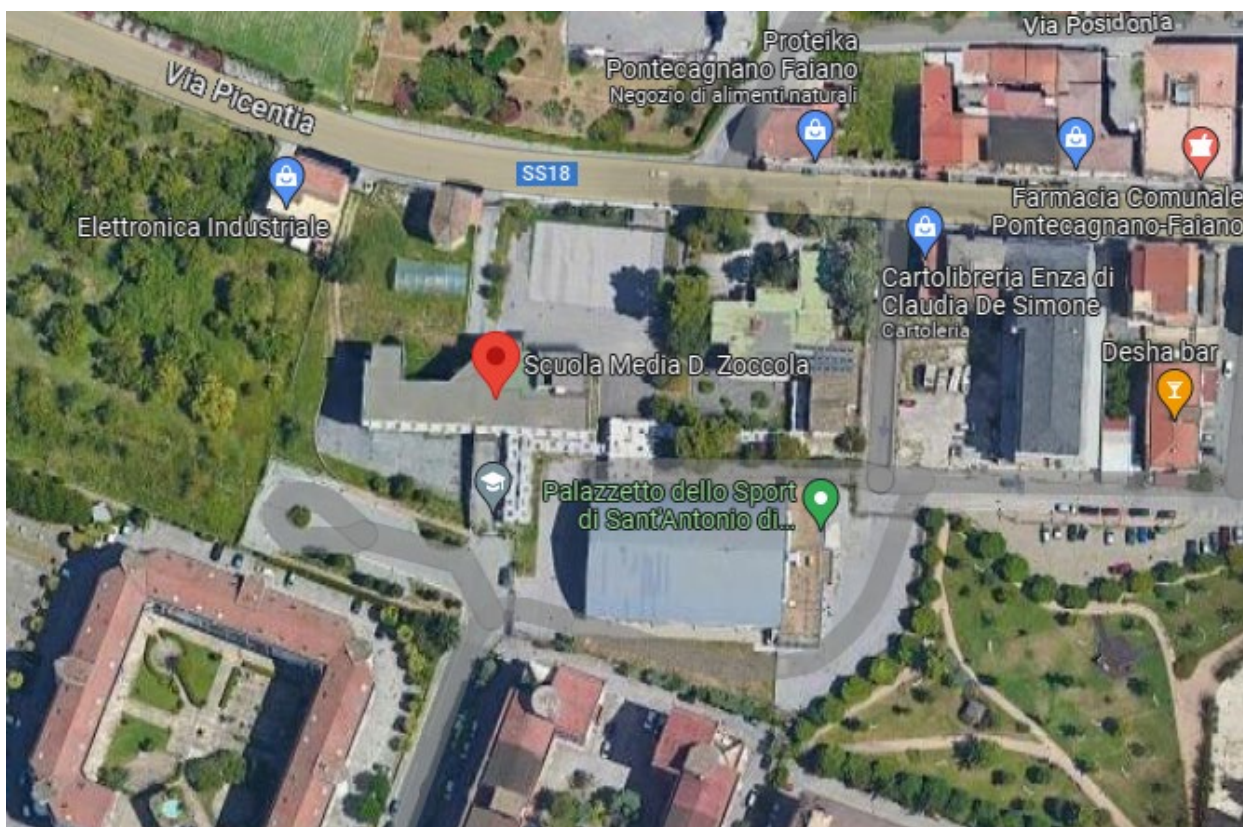


Fig.1: Inquadramento sito di costruzione

DESCRIZIONE GENERALE

Le fondazioni della struttura saranno del tipo a misto: saranno infatti realizzati dei pali di fondazione in corrispondenza delle pilastrate di profondità 9.6 metri e diametro 375 mm, armati con 22 barre $\phi 16$ e staffe $\phi 10/15$ cm. In testa sarà realizzata una platea di spessore 40 cm che fungerà anche da imposta per il primo calpestio. La platea sarà armata con maglia $\phi 16$ 20x20 cm sia superiore che inferiore, con infittimenti locali in prossimità dei pilastri con $\phi 16$ 20x20 cm sia superiore che inferiore. Per quanto riguarda l'elevazione la parte centrale del fabbricato (corpo alto) sarà realizzato con pilastri in c.a. 30x60 cm armati con barre $\phi 16$ e staffe $\phi 10$, tranne il pilastro num 25 che sarà 30x70 con barre $\phi 20$ e staffe $\phi 10$; e travi in legno lamellare. Le travi principali avranno sezione 24x36, mentre le secondarie 20x24. Il tipo di legno sarà GL24C. Perimetralmente saranno presenti delle travi in c.a. di dimensioni 30x50 cm armato con

3+3 $\phi 16$ e staffe $\phi 10$.

Un'altra parte della struttura (corpo basso) sarà realizzata con pilastri e travi in c.a. e solaio laterocementizio. I pilastri in c.a. avranno sezione 30x60 cm armati con barre $\phi 16$ e staffe $\phi 10$, le travi su cui scarica il solaio di copertura avranno sezione 30x50 e 30x40, armate con barre $\phi 16$ e staffe $\phi 10$ e barre di parete $\phi 10$, mentre le travi a spessore saranno di dimensione 80x24 cm, 60x24 cm e 40x24 cm e 50x24 cm, armate con barre $\phi 16$ e staffe $\phi 10$. Il solaio in laterocemento avrà spessore 24 cm (20+4) e sarà armato con 1+1 barre $\phi 16$ per travetto.

Per maggiori dettagli consultare gli elaborati grafici ed al fascicolo dei calcoli

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche e i procedimenti di calcolo adottati sono quelli propri della Scienza delle Costruzioni. Le disposizioni vigenti consistono nelle seguenti norme:

- D.M. LL.PP. 17.01.18:** *Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.*
- C.M. n.7 del 21.01.19:** *Circolare esplicativa dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.*
- D.M. LL.PP. 14.01.08:** *Norme tecniche per le costruzioni.*
- UNI EN 1991-1-1:2004:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.*
- UNI EN 1992-1-1:2005:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- L. 5.11.71 n°1086:** *Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- D.M. LL.PP. 14.02.92:** *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M. LL.PP. 9.1.96:** *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.*
- D.M.LL.PP. 16.1.96:** *Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.*
- D.M.LL.PP.16.1.96:** *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.*
- C.n°11951/14.3.74:** *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.*

- C.n°252 /AA.GG/S.T.C.15.10.96:** *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.*
- Legge 2.2.74 n° 64:** *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*
- C.n°65/10.4.97:** *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.*
- C.n°156 /AA.GG/S.T.C.4.7.96:** *Istruzione per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.*

DESCRIZIONE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati saranno:

- a. Calcestruzzo di classe C25/30 per le strutture di fondazione;*
- b. Acciaio per c.a. classe Fe B450C.*
- c. Legno lamellare GL 24C*
- d. Bulloneria classe 8.8*
- e. Piastrame in acciaio S275*

DESCRIZIONE DEI CARICHI

I carichi G_{1K} e G_{2K} utilizzati per il progetto sono quelli derivanti dai pesi propri dei materiali utilizzati.

- **PESI PROPRI G_{1K}**

- Peso proprio elementi strutturali
- Peso proprio primo calpestio

Peso proprio (G1) - Sbalzo

	Largh.	Lungh.	Spessore	V	P.u.V.	g_1
	[m]	[m]	[m]	[m ³ /m ²]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Soletta	1,00	1,00	0,05	0,05	25,00	1,25
Cupolex						0,25

$$g_{1, sb} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

- Peso proprio travi in legno
- Peso proprio solaio laterocementizio

Peso proprio (G1)

	Largh.	Lungh.	Spessore	V	P.u.V.	g_1
	[m]	[m]	[m]	[m ³ /m ²]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
Soletta	1,00	1,00	0,04	0,04	25,00	1,00
Travetti	0,20	1,00	0,20	0,04	25,00	1,00
Laterizi	0,80	1,00	0,20	0,16	8,00	1,28

$$g_1 = 3,28 \text{ kN/m}^2$$

- **SOVRACCARICHI G_{2K}**

- Primo calpestio

	Spessore	g_1
	[m]	[kN/m ²]
Pavimento	0,02	0,48
Massetto	0,04	0,72
Polistirene	0,08	0,10
Massetto alleggerito con cls 400 kg/m ³	0,06	0,25
Incidenza tramezzi		1,20
	$g_2 =$	2,75 kN/m ²

○ Copertura in legno

	Spessore [m]	g_1 [kN/m ²]
Tavolate di abete	0,03	0,15
Barriera al vapore	-	0,01
Isolante Rockwool	0,12	0,12
Listelli-1	-	0,05
Listelli-2	-	0,05
Pannelli OSB	0,015	0,02
Guaina	-	0,06
Riverclack 550	-	0,04
Fotovoltaico (eventuale)		0,30
$G_2=$	0,80	kN/m ²

○ Copertura in c.a.

	Spessore [m]	g_1 [kN/m ²]
Controsoffitto	-	0,15
Intonaco	0,01	0,21
Massetto alleggerito con cls 400 kg/m ³	0,09	0,36
Barriera al vapore	0,004	0,03
PIR	0,10	0,05
Membrana bituminosa	0,05	0,05
Membrana bituminosa	0,045	0,05
Fotovoltaico (eventuale)		0,30
$g_2=$	1,20	kN/m ²

○ Tompagni

	Largh. [m]	Altezza [m]	Spessore [m]	V [m ³ /m]	P.u.V. [kN/m ³]	G_2 [kN/m]
Laterizio	1,00	1,00	0,40	0,40	6,00	2,40
Intonaco	1,00	1,00	0,02	0,02	18,00	0,35
$G_2=$					2,75	kN/m ²

○ Parapetto in c.a.

	Largh. [m]	Altezza [m]	Spessore [m]	V [m ³ /m]	P.u.V. [kN/m ³]	G_2 [kN/m]
Calcestruzzo (debolmente armato)	1,00	0,80	0,10	0,08	25,00	2,00

- **CARICO DA NEVE**

Normativa : D.M. 17/01/2018 (NTC 2018, Circolare 21/01/2019, n.7)

Il carico provocato dalla presenza della neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura. Esso è valutato con la seguente espressione:

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

Provincia : Salerno

Zona : III

Altitudine : 50 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo : $q_{sk} = 0.6 \text{ kN/m}^2$

Carico della neve al suolo riferito ad un tempo di ritorno di 75 anni: $q_{sn} = 0.64 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione $C_E : 1$ (Normale)

Coefficiente termico $C_t : 1$



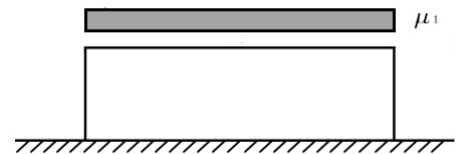
Tipo di copertura: piana estesa ($\alpha = 0^\circ$)

Dimensione minima in pianta della copertura: 15 m.

Dimensione massima in pianta della copertura: 25 m.

Dimensione in pianta equivalente L_e : 21 m.

Coefficiente $C_{e,F} = 1$



Si deve considerare la condizione di carico riportata nella figura a lato.

Carico da neve :

$$q_s(\mu_1(C_{e,F})) = 0.52 \text{ kN/m}^2 [\mu_1 = 0.8]$$

$$q_s(\mu_1=0.8) = 0.52 \text{ kN/m}^2$$

- **CARICO DA VENTO**

Normativa: D.M. 17/01/2018 (NTC 2018, Circolare 17/01/2019, n.7)

La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Provincia: Salerno

Zona: 3

Altitudine: 50 m s.l.m

Tempo di ritorno Tr : 75 anni;

Velocità di riferimento $v_r(Tr)$: 27.63 m/s

Pressione cinetica di riferimento q_r : 477.25 N/m²

Altezza della costruzione z : 5 m (z_{min} : 4m)

Distanza dalla costa: Mare, entro 2 km dalla costa

Classe di rugosità del terreno: D

Categoria di esposizione del sito: II

Coefficiente topografico ct : 1

Coefficiente dinamico cd : 1

Coefficiente di esposizione $ce(z)$:

$ce(z_{min} = 4m)$: 1.8

$ce(z = 5m)$: 1.93

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde inclinate o curvilinee

*Dimensioni in pianta: 25 * 15 m*

Altezza: 5 m

Pareti verticali

Faccia sopravvento: $c_{pe} = 0.733$

Faccia laterale: $c_{pe} = -0.767$

Faccia sottovento: $c_{pe} = -0.367$

Copertura piana

Fascia sopravvento di profondità pari a 5 m: $c_{pe,A} = -0.8$

Restanti zone: $c_{pe,B} = +0.2, -0.2$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_{pe} = -0.8$

$p(z_{min} = 4 m) = -687.45 \text{ N/m}^2$

$p(z = 5 m) = -736.62 \text{ N/m}^2$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_{pe} = -0.77$

$$p(z_{min} = 4 \text{ m}) = -661.67 \text{ N/m}^2$$

$$p(z = 5 \text{ m}) = -708.99 \text{ N/m}^2$$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_{pe} = -0.37$

$$p(z_{min} = 4 \text{ m}) = -317.94 \text{ N/m}^2$$

$$p(z = 5 \text{ m}) = -340.68 \text{ N/m}^2$$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_{pe} = -0.2$

$$p(z_{min} = 4 \text{ m}) = -171.86 \text{ N/m}^2$$

$$p(z = 5 \text{ m}) = -184.15 \text{ N/m}^2$$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_{pe} = 0.2$

$$p(z_{min} = 4 \text{ m}) = 171.86 \text{ N/m}^2$$

$$p(z = 5 \text{ m}) = 184.15 \text{ N/m}^2$$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_{pe} = 0.73$

$$p(z_{min} = 4 \text{ m}) = 627.29 \text{ N/m}^2$$

$$p(z = 5 \text{ m}) = 672.16 \text{ N/m}^2$$

- **CARICO DA MANUTENZIONE**

$$Q_{k_manutenzione\ coperture\ non\ praticabili} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (NTC 17.01.18 par. 2.5.3):

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

Nella tabella sottostante si riportano i valori dei coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili ed industriali di tipo corrente:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
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

Valori dei coefficienti di combinazione (NTC 17.01.18 par. 2.5.2. Tab. 2.5.I)

Nella tabella sottostante si riportano i valori dei coefficienti parziali per le azioni (S.L.U.):

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (NTC 17.01.18 par. 2.6.1. Tab. 2.6.I)

DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Ai fini del progetto strutturale allo stato limite ultimo, l'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è definita a partire dallo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ con le ordinate ridotte in ragione del fattore di struttura q .

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$0 \leq T < T_B$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$T_D \leq T$$

$$S_e(T) = a_g S \eta F_o$$

$$S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_C/T)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_C \cdot T_D / T^2)$$

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, può essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dell'opera in esame è stata assunta $V_N = 50$ anni (DM 17.01.18 par. 2.4.1. Tab. 2.4.I).

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso della costruzione, in caso di azioni sismiche l'opera si può inquadrare in una **classe d'uso III**.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U = 75 \text{ anni}$$

Poiché la costruzione ha una classe d'uso III, il coefficiente d'uso è 1.5 (NTC 17.01.18 par. 2.4.3. Tab. 2.4.II).

Individuazione della domanda sismica

L'individuazione della domanda sismica viene effettuata attraverso il suo **periodo di ritorno T_R** , determinato come:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \quad (45 \text{ anni} \leq T_R \leq 3712,5 \text{ anni})$$

Gli stati limite di esercizio ed ultimi di seguito definiti, consentono di individuare quattro condizioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, fanno corrispondere una graduale crescita del danneggiamento della costruzione, ossia dell'insieme costituito dagli elementi strutturali, quelli non strutturali e da quelli impiantistici.

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 rigidità 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 rigidità nei confronti delle

azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità 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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva (NTC 17.01.18 par. 3.2.1. Tab. 3.2.I):

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite	P _{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _r	
Stati di limite di esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati di limite ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

Il modello adottato è agli elementi finiti, costituito da un insieme spaziale di elementi monodimensionali (travi e pilastri) e bidimensionali (solette).

L'analisi sismica utilizzata per la verifica del fabbricato in oggetto è l'analisi dinamica lineare con il metodo dello spettro di risposta.

Le azioni sismiche di progetto sono state definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito. Al sito in esame, considerando il soddisfacimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) relativo ad un evento sismico con periodo di ritorno pari a 475 anni e probabilità di superamento del 10%, sono associati i seguenti valori dei parametri di riferimento:

- ✓ Latitudine 40.638531, Longitudine 14.888900
- ✓ Classe d'uso III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a 1,5;
- ✓ Vita Nominale 50 anni;
- ✓ Vita di riferimento pari a 75 anni;

- ✓ a_g (accelerazione orizzontale massima al sito) = 0.1183 g;
- ✓ F_0 (valore max del fattore di amplificazione dello spettro) = 2.653;
- ✓ T_C^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro) = 0.463 sec.

Categoria di suolo: B;

Categoria topografica: T1.

Il fattore di struttura utilizzato per il calcolo dell'azione sismica, considerando la tipologia della struttura in elevazione, le caratteristiche di regolarità in pianta ed in altezza e la classe di duttilità prevista (CD "B"), viene posto pari a 2.

Il criterio di verifica degli elementi strutturali adottato è quello agli stati limiti ultimi.

Per maggiori dettagli si rimanda al fascicolo dei calcoli.

SINTESI DEI RISULTATI

Di seguito si riporta una breve sintesi grafica dei risultati ottenuti dall'analisi. La modellazione dell'edificio è stata articolata in 3 modi: nel primo modello è stata imputata l'intera struttura comprensiva delle fondazioni, nel secondo è stata imputata la sola struttura di elevazione con vincoli alla base. Il terzo modello si è occupato di studiare il sistema di fondazione con un apposito software di verifica geotecnica. I risultati ottenuti con quest'ultimo sono stati imputati nel modello iniziale per una riverificaglobale della struttura.

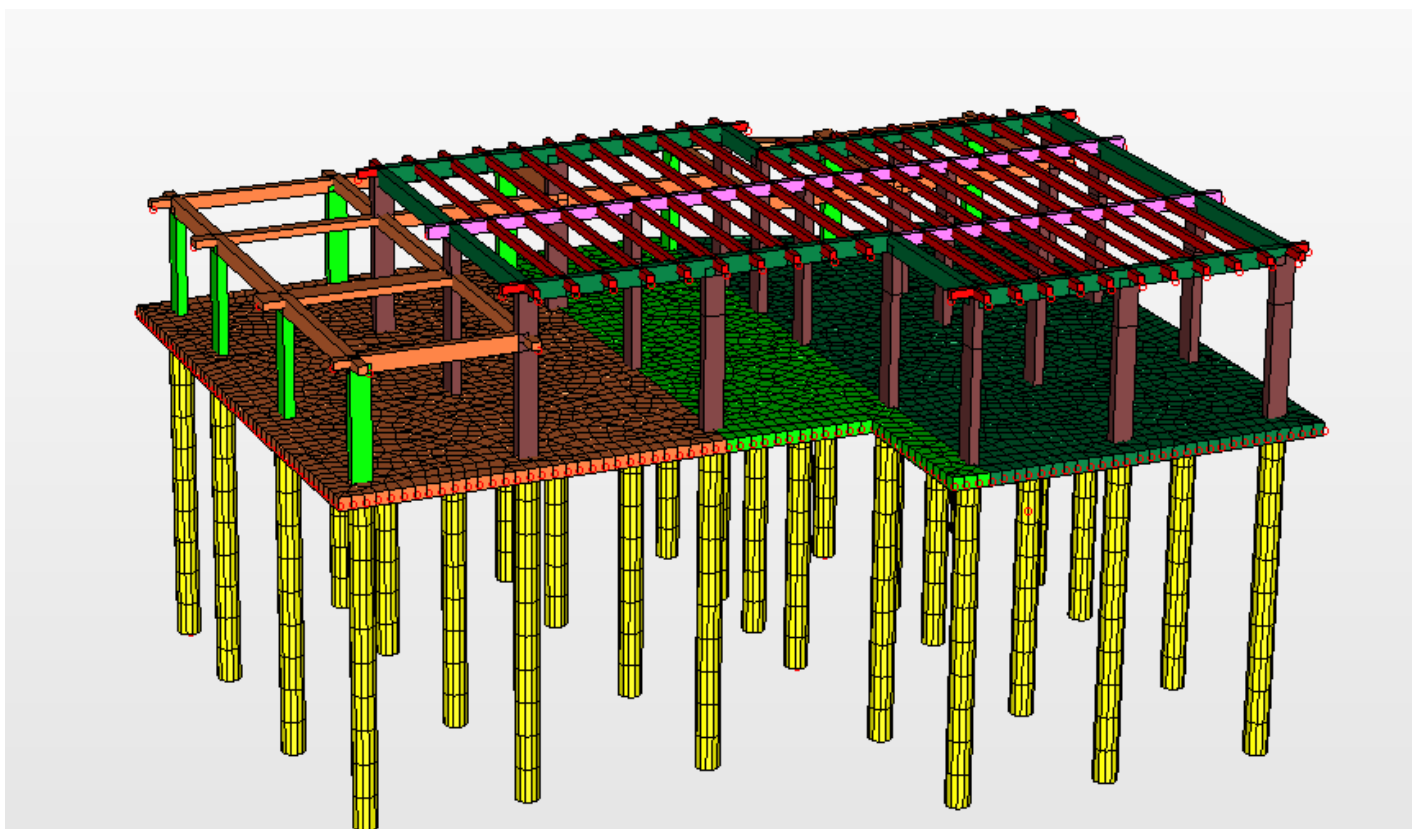


Fig.2.1: Modello tridimensionale completo (1)

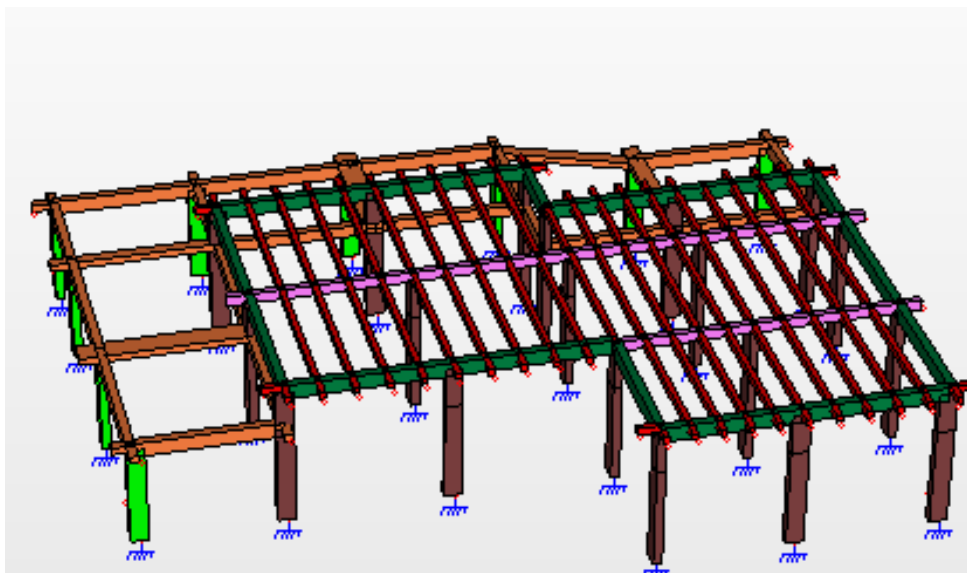


Fig.2.2: Modello tridimensionale elevazione (2)

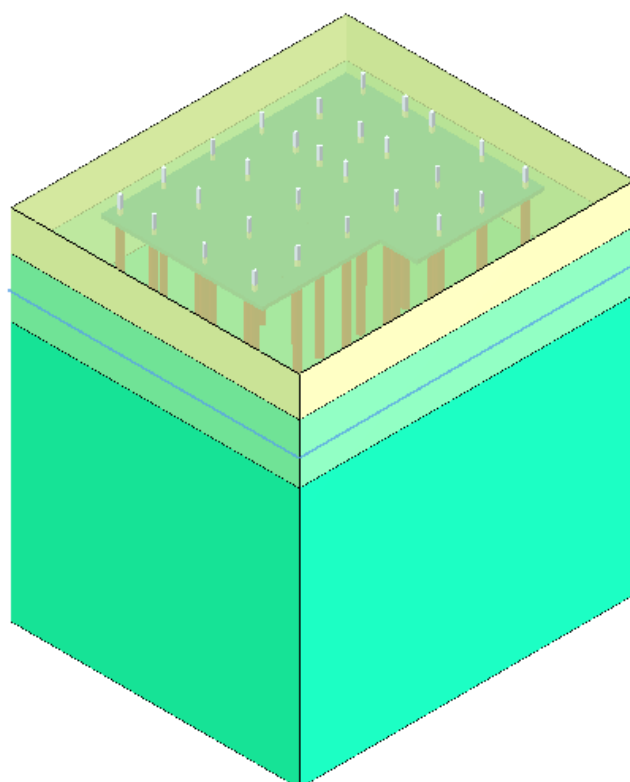


Fig.2.3: Modello tridimensionale sistema fondale (3)

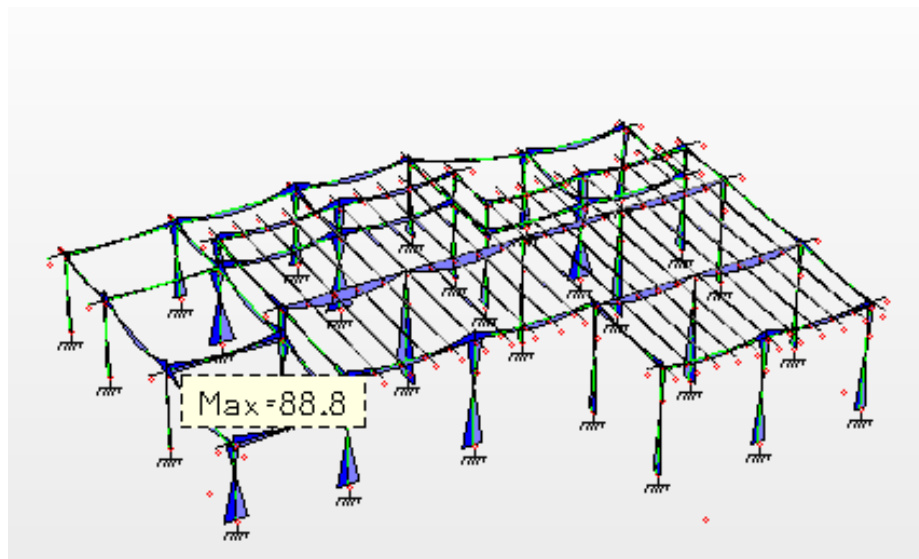


Fig.3: Diagramma momento flettente M_z [kNm]

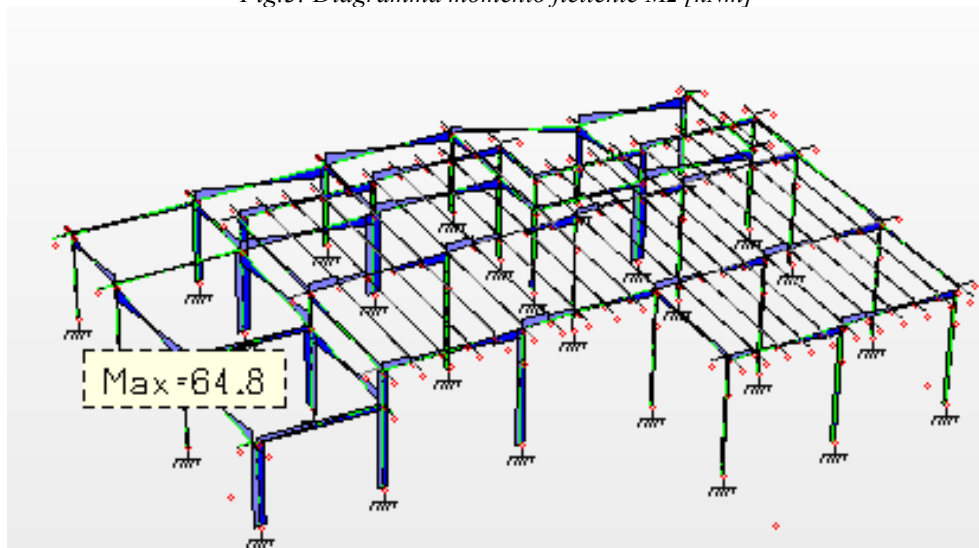


Fig.4: Diagramma taglio F_y [kN]

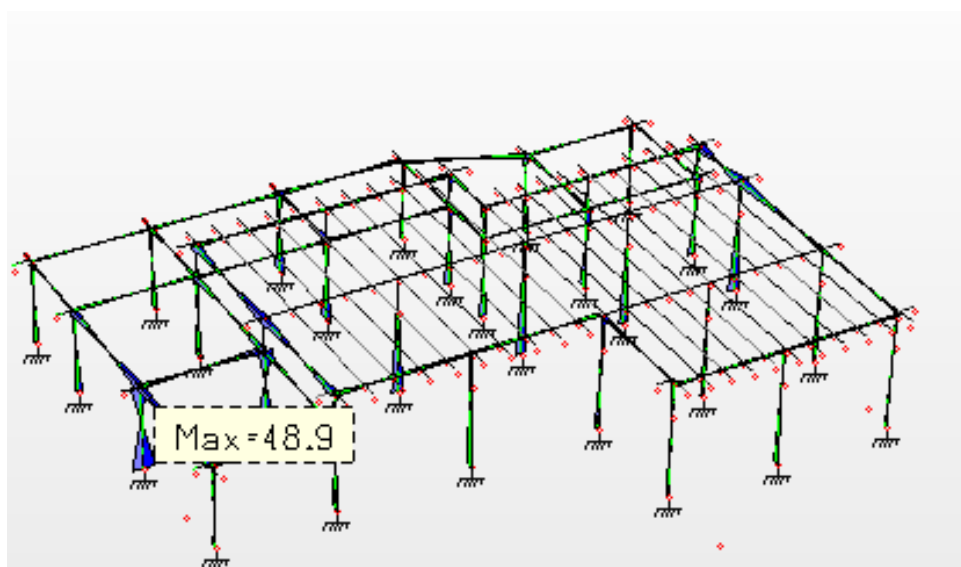


Fig.5: Pilastri - Diagramma momento flettente M_y [kNm]

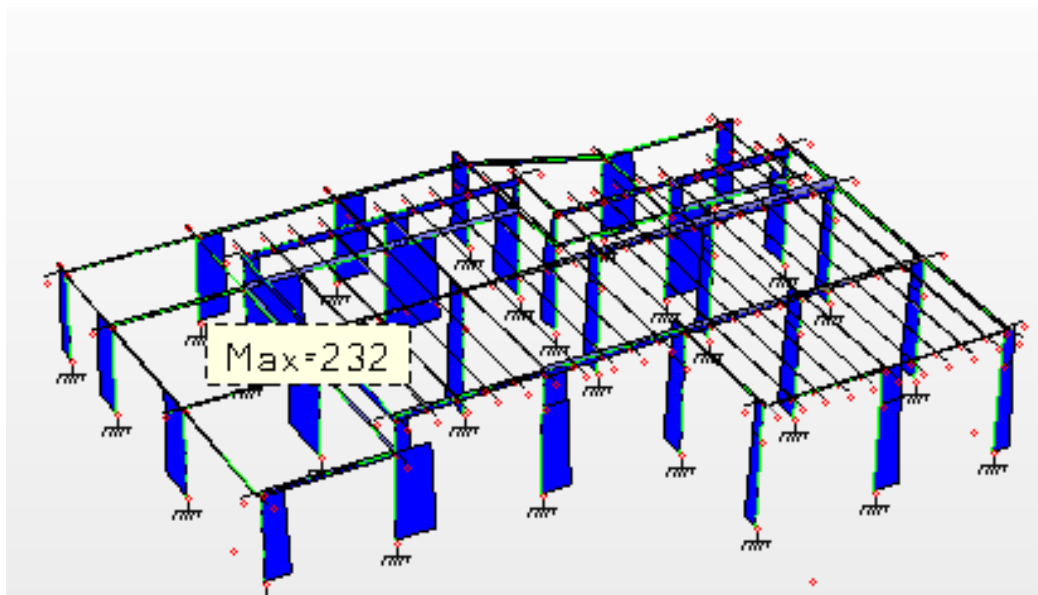


Fig.6: Pilastri – Sforzo Normale [kNm]

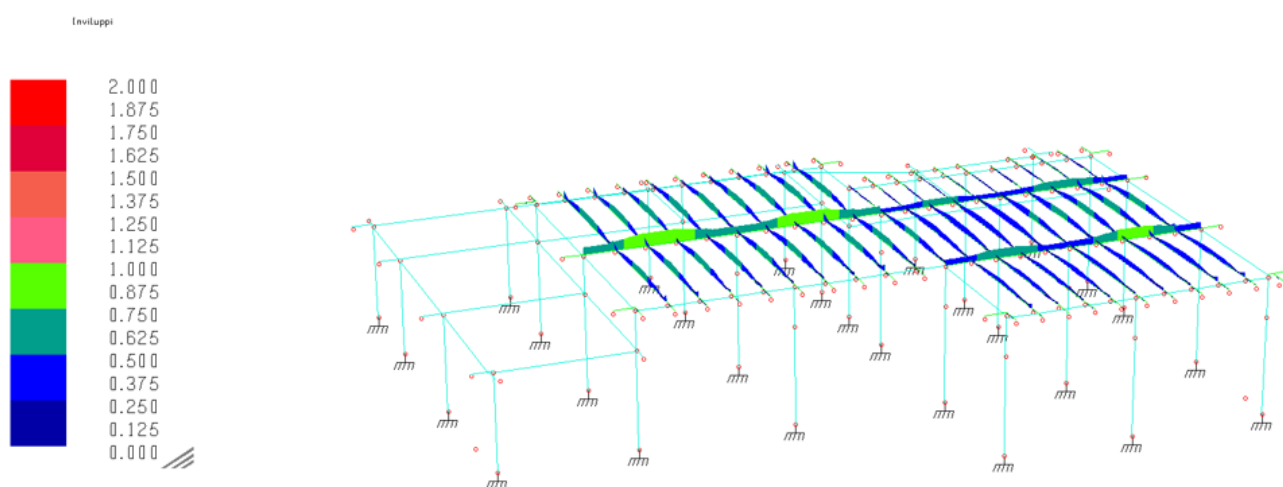


Fig.7: Involuppo indici di resistenza copertura in legno

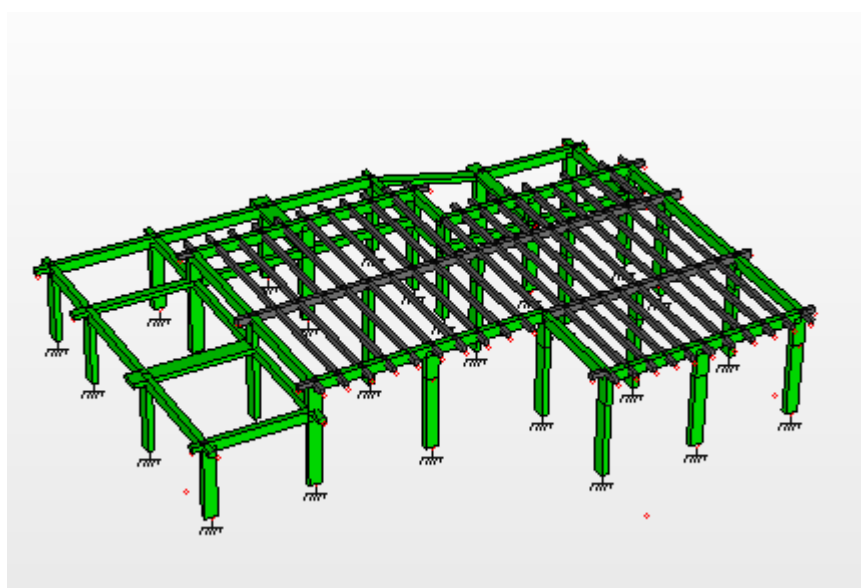


Fig.8: Verifiche elementi in c.a.

PRESTAZIONI ATTESE

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze di azioni anche accidentali. Particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone.

La classe d'uso della struttura è di tipo III.

Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di realizzazione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" e s.m.i.

CONCLUSIONI

Al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità del risultato, come richiesto al §10.2 NTC18, il progettista strutturale assevera di aver:

- 1. Esaminato preliminarmente la documentazione a corredo dei software utilizzati e di ritenerli affidabili ed idonei alle verifiche effettuate.*
- 2. Confrontato i risultati del software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima. Pertanto, ritiene che i risultati siano accettabili e che il presente progetto strutturale sia conforme al DM 17/01/2018 (Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni) e Circ. n. 7 del 21/01/2019.*

Il progettista strutturale
