

INDICE:

A. GENERALITÀ	4
A.1. TABULATI	8
B. ANALISI DEI CARICHI	10
B.1. AZIONI PERMANENTI STRUTTURALI G1	10
B.2. AZIONI PERMANENTI G1 E PERMANENTI PORTATI G2	10
B.2.1. SOLAIO IN LATRE 4+20+4	10
B.2.2. SOLAIO IN C.A.P. ALVEOLARE TIPO SPIROLL (H=30+5)	10
B.2.3. TAMPONAMENTO VETRATO	10
B.2.4. PERMANENTE PORTATO PIANO TERRA - GRES	10
B.2.5. PERMANENTE PORTATO PIANO TERRA - LINOLEUM	11
B.2.6. PERMANENTE PORTATO COPERTURA	11
B.2.7. CONTROSOFFITTO	11
B.2.8. CONTROSOFFITTO PANNELLI	11
B.2.9. RIVESTIMENTO IN PANNELLI	11
B.2.10. PARETI DIVISORIE	12
B.2.11. TAMPONAMENTI ESTERNI	12
B.2.12. INCIDENZA IMPIANTI UTA	12
B.3. AZIONI VARIABILI Q	13
B.3.1. CARICO NEVE	13
B.3.2. CARICO VENTO	14
B.4. COMBINAZIONI DI CARICO	15
C. CALCOLO E VERIFICA	16
C.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA	16
C.2. SCHEMI DI CALCOLO	17
C.2.1. WIREFRAME MODELLO	17
C.2.2. RENDER MODELLO	17
C.2.3. SEZIONI	18
C.3. DEFORMAZIONI	20
C.3.1. DEFORMAZIONI RELATIVE SLD	20
C.3.2. FRECCIA/LUCE	21

C.3.3.	WIREFRAME MODELLO	22
C.3.4.	RENDER MODELLO	23
C.3.5.	SEZIONI	23
C.4.	DEFORMAZIONI	26
C.4.1.	DEFORMAZIONI RELATIVE SLD	26
C.4.2.	FRECCIA/LUCE	28
C.5.	VERIFICHE ELEMENTI C.A.	29
C.5.1.	ARMATURE TRAVI FONDAZIONE	29
C.5.2.	ARMATURE TRAVI ELEVAZIONE	30
C.5.1.	ARMATURE PILASTRI	32
C.5.2.	ARMATURE TRAVI FONDAZIONE, ELEVAZIONE E PILASTRI	34
C.5.3.	ARMATURE PILASTRI	35
C.5.4.	LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO	36
C.5.5.	VERIFICA ARMATURA MINIMA IN FONDAZIONE	37
C.5.6.	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	38
C.6.	VERIFICA ELEMENTI NON STRUTTURALI	39
C.6.1.	TAMPONAMENTI	39

A. GENERALITÀ

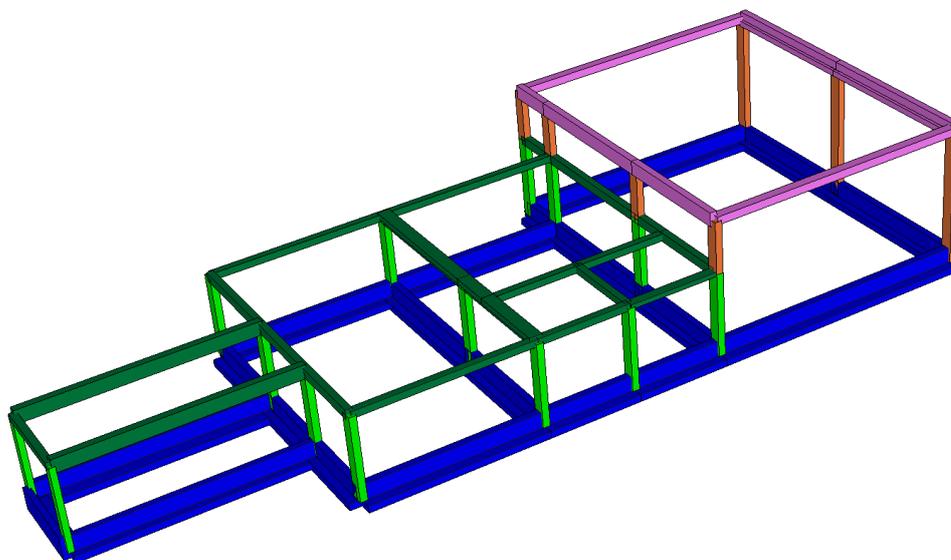
Lo scopo della presente relazione è quello di illustrare gli interventi strutturali resi necessari per la realizzazione dell'ampliamento dell'edificio della ex scuola media della frazione di Donoratico del Comune di Castagneto Carducci in Piazza Europa 1.

A.1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento prevede la costruzione di due porzioni in ampliamento alla scuola esistente: La principale destinata ad aule sarà collocata in corrispondenza del limite est della scuola esistente (BLOCCO A), la secondaria, destinata ad ospitare i servizi igienici (denominata BLOCCO B) è ubicata in corrispondenza dell'angolo sud-ovest del fabbricato esistente.

BLOCCO A: La nuova porzione di edificio ha una conformazione in pianta riconducibile a tre zone rettangolari accostate, una prima zona d'ingresso e raccordo con l'edificio esistente di ingombro 4,70x9,90, una seconda zona destinata alle aule di ingombro 12,50x15,90 m ed una terza zona destinata all'aula di motoria di ingombro 14,70x11,70. La scuola è costituita di un unico piano fuori terra con altezza differente tra le parti destinate a ingresso e aule (h interpiano pari a 3,93 m) e quella destinata ad aula di motoria (h interpiano pari a 6,13 m).

La struttura portante sarà realizzata completamente in cemento armato. La nuova struttura sarà indipendente dall'esistente e da questa sarà posta ad una distanza tale da consentire movimenti orizzontali non interferenti in caso di sisma



SCHEMA STRUTTURALE

Le fondazioni saranno di tipo superficiale costituite da travi rovesce a T di tre tipi differenti nella larghezza d'impronta e a L con le seguenti dimensioni:

sezioni a T

B=1,10 m, H=1,00 m, h=0,30 m e b=0,3 m;

B=1,00 m, H=1,00 m, h=0,30 m e b=0,3 m;

B=0,80 m, H=1,00 m, h=0,30 m e b=0,25

Sezione ad L

B=0,80 m, H=1,00 m, h=0,30 m e b=0,25 m.

Le strutture portanti verticali saranno costituite principalmente da pilastri di misure:

tipo 1, sezione rettangolare 0,50x0,30 m,

tipo 2, sezione rettangolare 0,40x0,25 m.

Le travi principali della copertura sono costituite dai seguenti tipi di sezione:

sezioni rettangolari ricalate di dimensioni 30x60, 30x40

sezione a T di dimensioni B=58 H=55 h=24 b= 30

sezione ad L di dimensioni B=45 H=60 h=25 b=30

Le travi secondarie sono costituite dai seguenti tipi di sezione:

sezioni rettangolari in spessore 30x30, 40x35.

Il calpestio del piano terra sarà ottenuto mediante sistema a cassero in polipropilene iglu poggiante su una soletta in calcestruzzo armata di spessore cm 8 e completato dagetto in clacestruzzo armato per uno spessore complessivo di cm 30.

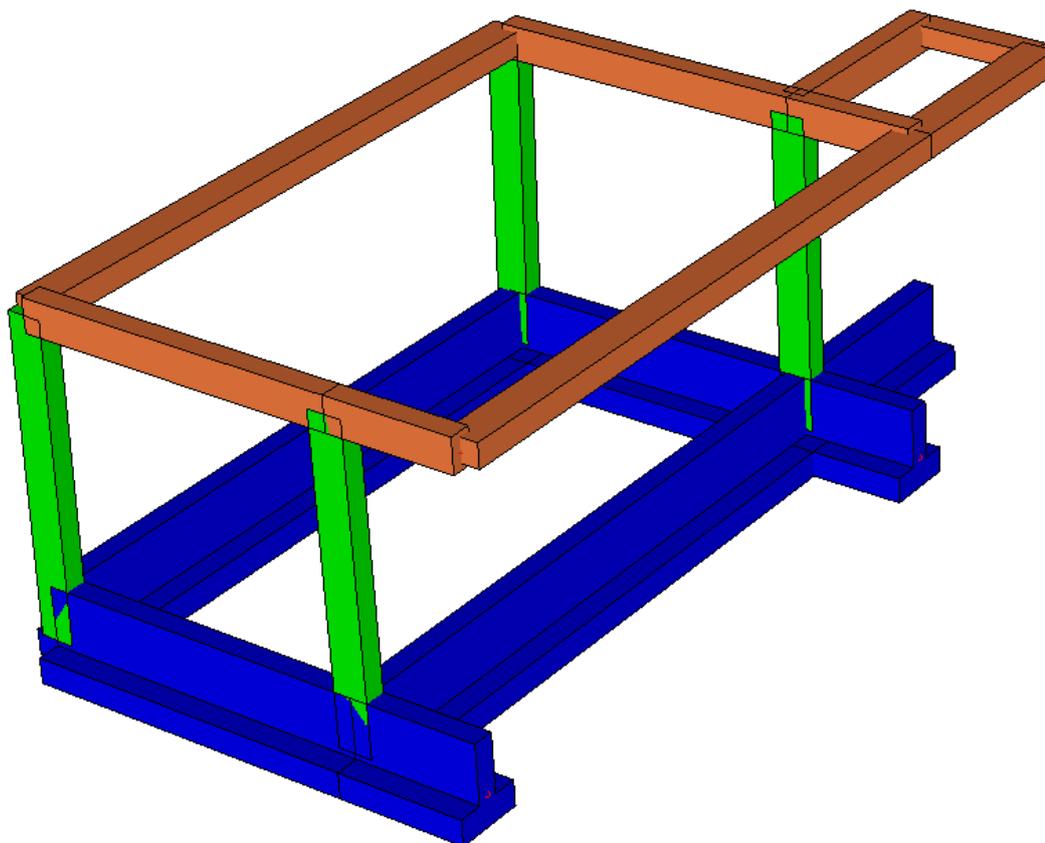
Il solaio di copertura della porzione di struttura a quota h=3,93 (ingresso e aule) sarà realizzato tramite tipo a lastra in calcestruzzo armato vibrato (tipo predalle) di spessore complessivo 28 cm (4+20+4).

Il solaio di copertura della porzione di struttura a quota h=5,93 (aula di motoria) sarà realizzato tramite tipo a lastra in c.a.p. estruso multifori h 30 cm (alveolare tipo Spiroll o equivalente) da completare in opera con getto di soletta armata sp 5 cm e di altezza complessiva 35 cm (20+4).

Blocco B: La nuova porzione di edificio, di modeste dimensioni e di un unico piano fuori terra, ha una conformazione in pianta riconducibile a due zone rettangolari accostate, una prima zona d'ingresso e raccordo con l'edificio esistente di ingombro 2,80x1,80, una seconda zona destinata ai

nuovi servizi igienici e alla distribuzione di ingombro 8,20x5,85 m. L'edificio è di un unico piano fuori terra con altezza interpiano pari a 3,93 m.

La struttura portante sarà realizzata completamente in cemento armato. La nuova struttura sarà indipendente dall'esistente e da questa sarà posta ad una distanza tale da consentire movimenti orizzontali non interferenti in caso di sisma



SCHEMA STRUTTURALE

Le fondazioni saranno di tipo superficiale costituite da travi rovesce a T di dimensioni $B=0,80$ m, $H=1,00$ m, $h=0,30$ m e $b=0,25$

Le strutture portanti verticali saranno costituite principalmente da pilastri di misure: tipo 1, sezione rettangolare $0,40 \times 0,25$ m.

Le travi principali della copertura sono costituite dai seguenti tipi di sezione:

sezioni rettangolari ricalate di dimensioni 25x40

Le travi secondarie della copertura sono costituite dai seguenti tipi di sezione:

sezione rettangolare in spessore 40x28

Il calpestio del piano terra sarà ottenuto mediante sistema a cassero in polipropilene iglu poggiate su una soletta in calcestruzzo armata di spessore cm 8 e completato dagetto in clacestruzzo armato per uno spessore complessivo di cm 30.

Il solaio di copertura della porzione di struttura a quota $h=3,93$ (ingresso e aule) sarà realizzato tramite solaio del tipo a lastra in calcestruzzo armato vibrato (tipo predalle) di spessore complessivo 28 cm (4+20+4).

A completamento del fabbricato, sui lati est ed ovest, sarà realizzato un loggiato mediante telaio in acciaio tipo S235 costituito da profilati tipo Hea 140 come colonne e travi. La struttura, sarà collegata alla struttura principale in cemento armato mediante inghisaggio chimico.

Di seguito si riportano un inquadramento territoriale del fabbricato in oggetto e gli elaborati grafici architettonici di progetto.



UBICAZIONE**A.1. TABULATI**

I tabulati relativi ai diversi modelli strutturali, provenienti dal software di calcolo e richiamati all'interno della presente relazione, sono allegati nei Fascicoli di Calcolo (elaborato PS.03.R6, PS.03.R7, PS.03.R8 e PS.03.R9), cui si rimanda per maggiori dettagli, e suddivisi per una più agevole fruizione, come di seguito indicato:

- Appendice A – Tabulati di modellazione:
 - A1 – Tabulati di modellazione
- Appendice B – Travi:
 - B1 – Dati di progetto
 - B2 – Tabulati di verifica travi in c.a. S.L.U.
 - B3 – Tabulati di verifica travi in c.a. S.L.E.
- Appendice C – Solai:
 - C1 – Dati di progetto
 - C2 – Tabulati di verifica solai S.L.U. e S.L.E.
- Appendice D – Pilastrini e Pareti:
 - D1 – Dati di progetto
 - D2 – Tabulati di verifica pilastrini in c.a. S.L.U.
 - D3 – Tabulati di verifica pilastrini in c.a. S.L.E.
- Appendice E – Fondazioni:
 - E1 – Dati di progetto
 - E2 – Tabulati di verifica travi di fondazione in c.a. S.L.U.
 - E3 – Tabulati di verifica travi di fondazione in c.a. S.L.E.
- Appendice F – Deformazioni:
 - F1 – Dati di progetto e deformazione

▪ Appendice G – Elementi strutturali secondari:

G1 – Dati di progetto

G2 – Tabulati di verifica travi e pilastri in acciaio

G3 – Tabulati di verifica nodi

B. ANALISI DEI CARICHI**B.1. AZIONI PERMANENTI STRUTTURALI G1**

Il peso proprio delle travi, pilastri e solette in c.a., acciaio e legno è valutato automaticamente dal programma in base ai materiali e alla geometria dell'edificio fornite come dati input (par. 3.1.3.1 e Tab. 3.1.1 – NTC 2008).

B.2. AZIONI PERMANENTI G1 E PERMANENTI PORTATI G2**B.2.1. Solaio in latre 4+20+4**

$$\begin{aligned} \text{Lastra (tipo PREDALLE)} &= 4,00 \text{ kN/m}^2 \\ P_p &= 4,00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

B.2.2. Solaio in c.a.p. alveolare tipo Spiroll (h=30+5)

$$\begin{aligned} \text{Lastra alveolare} &= 4,75 \text{ kN/m}^2 \\ P_p &= 4,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

B.2.3. Tamponamento vetrato

$$\begin{aligned} \text{Vetrata} &= 0,55 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Incidenza telaio} &= 0,05 \text{ kN/m}^2 \\ P_p &= 0,60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Altezza vetrata} \quad 2,40 \text{ m}$$

$$\text{Tamponamento vetrato } 2,40 \times 0,60 = 1,44 \text{ kN/m}$$

B.2.4. Permanente portato piano terra - Gres

$$\begin{aligned} \text{Pavimento gres} &= 0,30 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Massetto in cls Rck 250} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Massetto cls cellulare} &= 0,40 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Tappetino acustico} &= 0,05 \text{ kN/m}^2 \\ P_p &= 1,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

B.2.5. Permanente portato piano terra - Linoleum

Pavimento Linoleum	=	0,05	kN/m ²
Massetto in cls Rck 250	=	1,00	kN/m ²
Massetto cls cellulare	=	0,40	kN/m ²
Tappetino acustico	=	<u>0,05</u>	kN/m ²
P_p =	=	1,75	kN/m²

B.2.6. Permanente portato copertura

Guaina	=	0,10	kN/m ²
Massetto cls alleggerito	=	0,65	kN/m ²
Isolante	=	0,05	kN/m ²
Incidenza impianti	=	0,20	kN/m ²
Controsoffitto	=	<u>0,30</u>	kN/m ²
P_p =	=	1,30	kN/m²

B.2.7. Controsoffitto

Incidenza impianti	=	0,10	kN/m ²
Controsoffitto	=	<u>0,30</u>	kN/m ²
P_p =	=	0,40	kN/m²

B.2.8. Controsoffitto pannelli

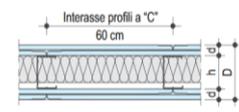
Pannelli	=	0,10	kN/m ²
Struttura	=	<u>0,05</u>	kN/m ²
P_p =	=	0,15	kN/m²

B.2.9. Rivestimento in pannelli

Isolamento	=	0,10	kN/m ²
Struttura	=	0,10	kN/m ²
Cartongesso doppio	=	<u>0,30</u>	kN/m ²
P_p =	=	0,50	kN/m²

B.2.10. Pareti divisorie

Rivestimento parziale	=	0,15	kN/m ²
Cartongesso doppio	=	0,15	kN/m ²
Struttura e isolante	=	0,15	kN/m ²
Cartongesso doppio	=	<u>0,15</u>	kN/m ²
$P_p =$	=	0,60	kN/m²
Altezza pareti	3,50 m		
Incidenza pareti			
$G_2 = 3,5 \times 0,6 = 2,10$ kN/m	g_2	=	0,80 kN/m ²

Dati tecnici	Dati tecnici - Misure			
	Spessore Parete D mm	Profilo (Intercap.) h mm	Rivestimento Spess. d mm	Peso ⁽¹⁾ (ca.) kg/m ²
Sistema W 112 Parete Knauf a singola orditura metallica con doppio rivestimento 	100	50	GKB (A) 2x12,5 GKF (F) GKI (H)	43
	125	75		
	150	100		

B.2.11. Tamponamenti Esterni**B.2.11.1. Tipo 1**

Intonaco	=	0,30	kN/m ²
Blocchi alleggeriti in laterizio 38 cm	=	2,55	kN/m ²
Intonaco	=	<u>0,30</u>	kN/m ²
$P_p =$	=	3,05	kN/m²

B.2.11.2. Tipo 2

Isolamento a cappotto	=	0,15	kN/m ²
Blocchi alleggeriti in laterizio 25 cm	=	1,50	kN/m ²
Intonaco	=	<u>0,30</u>	kN/m ²
$P_p =$	=	2,65	kN/m²

A favore di sicurezza si considera per tutte le pareti esterne un carico unico pari a **3,05 kN/m²**.

B.2.12. Incidenza impianti UTA

Impianti	=	1,00	kN/m²
----------	---	-------------	-------------------------

Al fine di considerare l'incidenza degli impianti UTA, per un agevole inserimento sul modello di calcolo è stato predisposto una unica voce di carico con carico unitario che sarà inderito in funzione delle luci di influenza e della tipologia di macchina mediante coefficienti moltiplicativi riportati nei tabulati di calcolo.

B.3. AZIONI VARIABILI Q

In conformità al par. 3.1.4 Tabella 3.1.II delle NTC 2008, si riportano le azioni variabili considerate:

Categoria azione variabile	entità	condizione	terminologia software
Cat. Neve	= 0,50 kN/m ²	condizione 1	neve
Cat. H1 – Ispezione e manutenzione	= 0,50 kN/m ²	condizione 3	domestici e residenziali
Cat. Vento compressione X	= 0,80 kN/m ²	condizione 2	vento
Cat. Vento aspirazione X	= 0,40 kN/m ²	condizione 2	vento
Cat. Vento compressione Y	= 0,80 kN/m ²	condizione 4	vento
Cat. Vento aspirazione Y	= 0,40 kN/m ²	condizione 4	vento
Cat. C1 - Scuola	= 3,00 kN/m ²	condizione 5	aree congresso

Nello schema riassuntivo, a ciascuna azione variabile è stata associata la terminologia utilizzata dal software nelle combinazioni dei carichi, consistente nell'individuazione della condizione (rappresentata da un numero) e della categoria di appartenenza (espressione puramente formale, in quanto i valori dei coefficienti utilizzati nelle combinazioni dei carichi sono conformi alla rispettiva azione variabile).

B.3.1. Carico neve

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 : Livorno

Zona : III

Altitudine : 10 m s.l.m.

Valore caratteristico neve al suolo: $q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione C_E : 1 (Normale)

Coefficiente termico C_t : 1

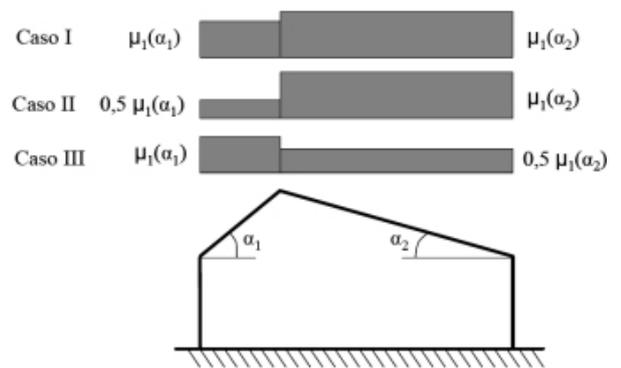
Tipo di copertura: ad due falde ($\alpha_1 = 4^\circ$, $\alpha_2 = 4^\circ$)



Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata Caso I nella figura a lato. Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate Caso II e Caso III



Carico da neve:

$$q_s(\mu_1(\alpha_1 = \alpha_2)) = 0,48 \text{ kN/m}^2 \quad [\mu_1(\alpha_1 = \alpha_2) = 0.8]$$

$$q_s(\mu_1=0.8) = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

Si assume infine a favore di sicurezza un carico pari a:

$$q_{NEVE} = \quad \mathbf{0.50 \text{ kN/m}^2}$$

B.3.2. Carico vento

La pressione del vento è calcolata secondo l'espressione:

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

Provincia: Livorno

Zona: 3

Altitudine: 10 m s.l.m

Tempo di ritorno T_r : 100 anni;

Velocità di riferimento $v_b(T_r)$: 28.06 m/s

Pressione cinetica di riferimento q_b : 490 N/m²

Altezza della costruzione z : 7,0 m (z_{\min} : 5m)

Distanza dalla costa: entro i 2 km dalla costa

Classe di rugosità del terreno: D

Categoria di esposizione del sito: III

Coefficiente topografico c_t : 1

Coefficiente dinamico c_d : 1

Coefficiente di esposizione $c_e(z)$:

$$c_e(z_{\min} = 5\text{m}): 1.71$$



$c_e(z = 8.2m)$: 2.01

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

Costruzioni completamente stagne

Elementi sopravento ($\alpha \geq 60^\circ$) : $c_p = 0.8$

Elementi sottovento ($\alpha \geq 60^\circ$) : $c_p = -0.4$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_p = -0,4$

$p = 500 \text{ N/m}^2$

Pressione del vento con coefficiente di forma $c_p = 0,8$

$p = 1000 \text{ N/m}^2$

Si assume infine a favore di sicurezza un carico vento pari a:

$Q_{\text{VENTO PRESSIONE}} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

$Q_{\text{VENTO DEPRESSIONE}} = 0.50 \text{ kN/m}^2$

B.4. COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le Combinazioni di Carico relative all'analisi della struttura in oggetto.

È da sottolineare che alla struttura stessa vengono assegnati i carichi di cui sopra creando diverse condizioni per le singole categorie di carico: si ha così la "condizione peso proprio" e le successive condizioni numerate per l'insieme dei permanenti portati e dei variabili.

Ad ognuno di questi raggruppamenti vengono di volta in volta assegnati dei coefficienti diversi in base alla teoria semiprobabilistica agli stati limite.

Dalla normativa si ha:

SLU: $F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k1} + \sum_i (\psi_{0i} \gamma_Q Q_{ki})$ [se aumenta la sicurezza $\gamma_G = 1.0, \gamma_Q = 0$]

SLE rare: $F_d = G_k + Q_{k1} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ki})$ [$\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$]

SLE frequenti: $F_d = G_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$ [$\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$]

SLE quasi perm: $F_d = G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$ [$\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$]

SISMA: $F_d = \gamma_E E + \gamma_G G_k + \sum_i (\psi_{2i} \gamma_Q Q_{ki})$ [$\gamma_E = \gamma_G = \gamma_Q = 1.0$]

Dove: E = sisma, G = permanenti, Q = variabili.

C. CALCOLO E VERIFICA

C.1. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA

In accordo con quanto indicato al par. 2.3 delle Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2008), per la valutazione della sicurezza della costruzione si adotta il “metodo semiprobabilistico agli stati limite” in cui la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l’effetto delle azioni agenti.

Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere i frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell’effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, come indicato al par. 2.5.3 delle NTC 2008.

Per ciascun elemento strutturale gli stati limite verificati sono i seguenti:

S.L.U. → Verifica di resistenza

S.L.E. Rara → Verifica di deformazione

Poiché i carichi variabili agiscono aggravando le sollecitazioni di quelli permanenti e i coefficienti ψ_1 e ψ_2 sono minori di 1, la combinazione più critica nelle verifiche di deformazione allo Stato Limite di Esercizio risulta essere quella relativa alla combinazione “rara” (S.L.E. Rara).

L’analisi condotta verifica la struttura.

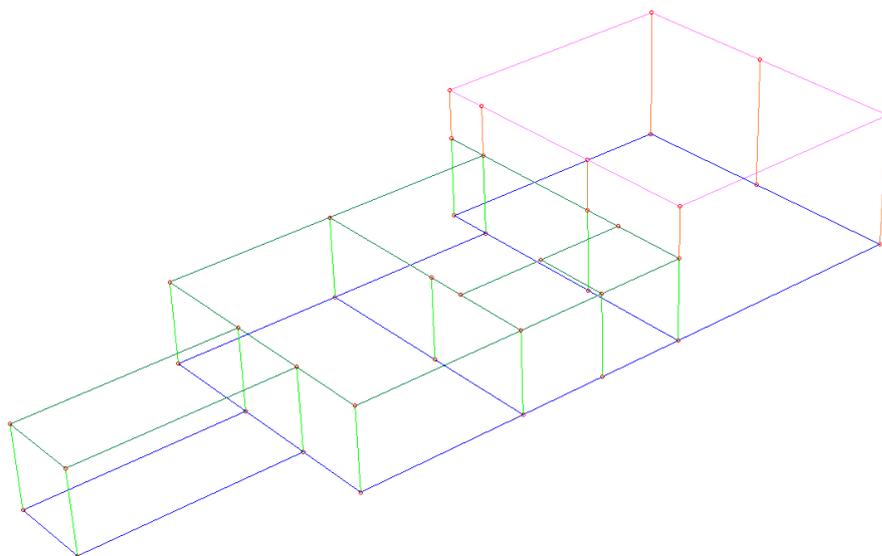
Si riportano di seguito i tabulati di calcolo e verifica degli elementi strutturali.

C.2. SCHEMI DI CALCOLO

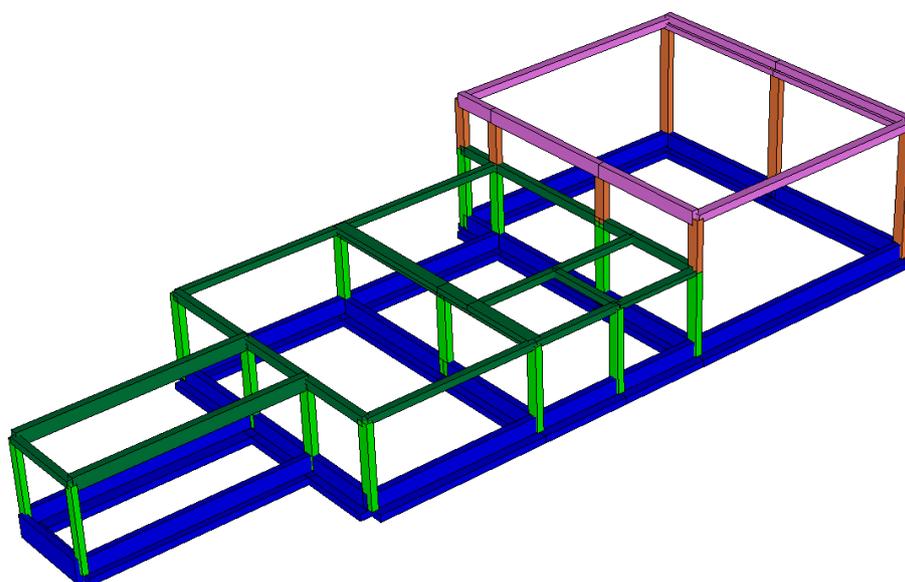
Di seguito si riportano alcune “schermate” per descrivere sommariamente gli schemi in base ai quali è stato effettuato il calcolo della struttura.

BLOCCO A

C.2.1. Wireframe modello



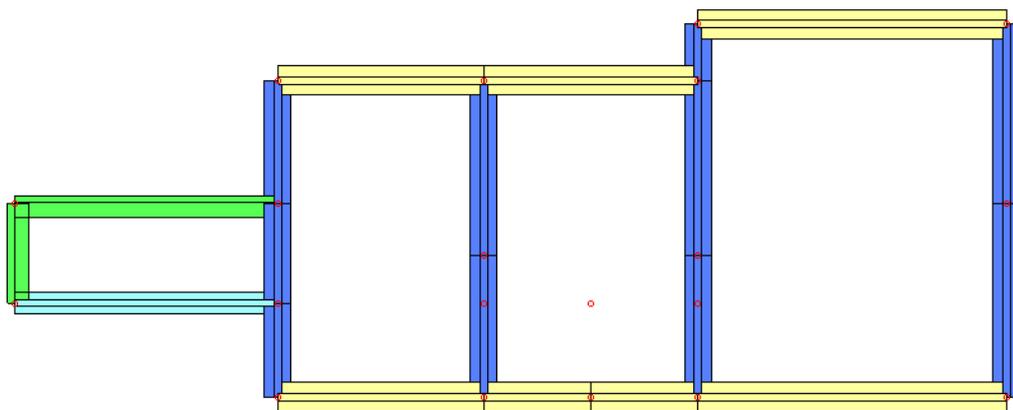
C.2.2. Render modello



C.2.3. Sezioni

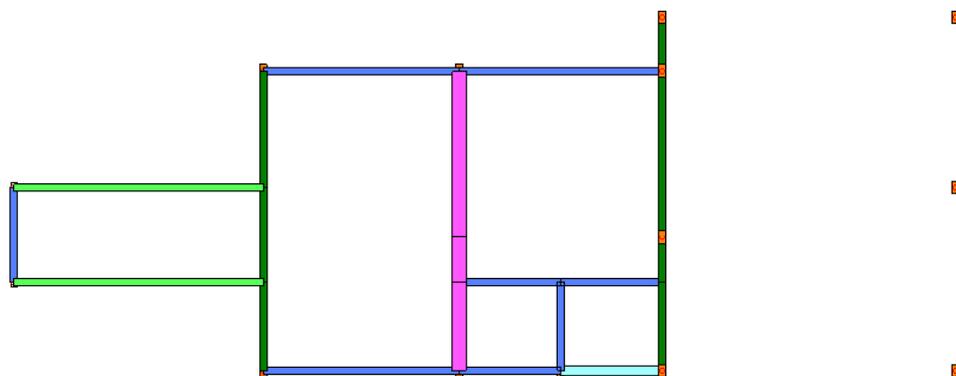
Fondazioni

Sezioni	
■	4 Tr B=1 H=1 h=0.3 b=0.3
■	22 L. a=1 b=0.8 c=0.25 d=0.3 tp=1
■	24 Tr B=1.1 H=1 h=0.3 b=0.3
■	25 Tr B=0.8 H=1 h=0.3 b=0.25



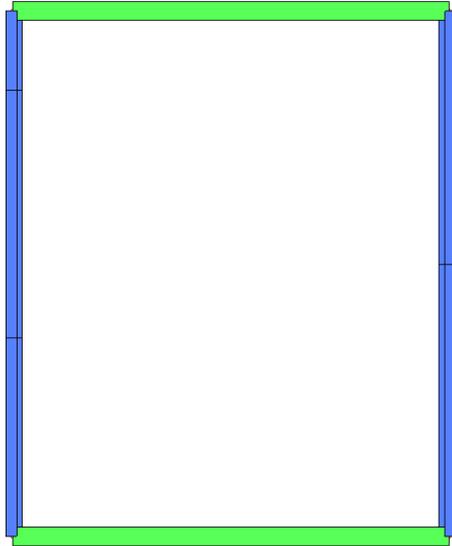
Piano copertura – quota + 3.93

Sezioni	
■	3 Rp B=0.3 H=0.3
■	5 Rp B=0.3 H=0.6
■	7 Rp B=0.4 H=0.25
■	12 Rp B=0.4 H=0.2
■	14 Rp B=0.5 H=0.3
■	15 T. B=0.55 H=0.5 h=0.24 b=0.3
■	26 Rp B=0.3 H=0.4

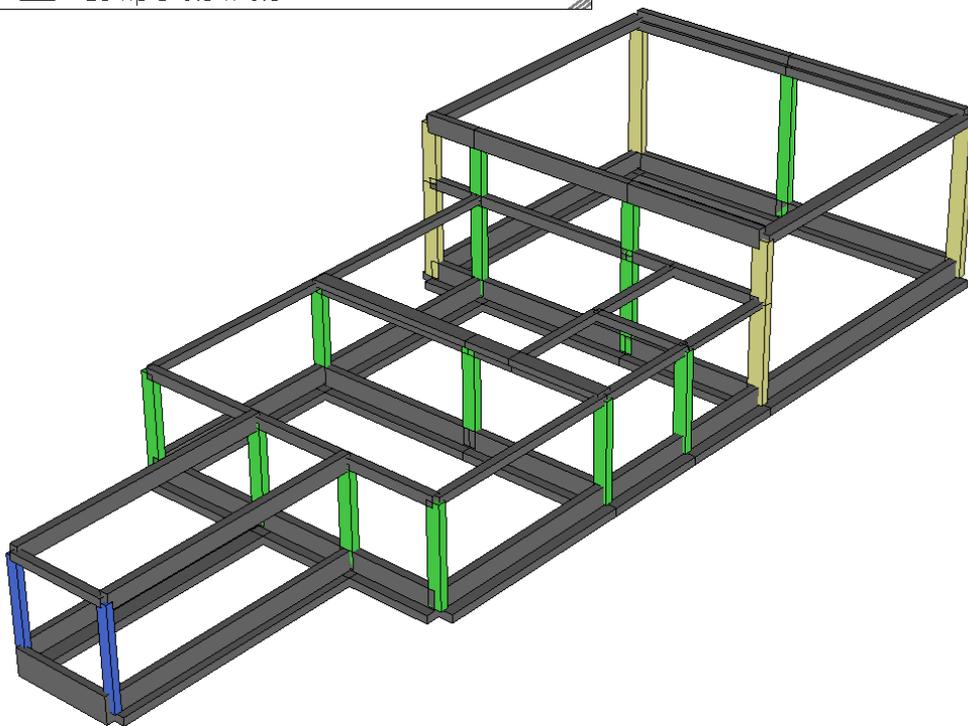


Piano copertura – quota + 5,93

Sezioni	
■	11 L. a=0.7 b=0.45 c=0.3 d=0.35 tp=1
■	21 Rp B=0.5 H=0.35

Pilastri

Sezioni	
■	7 Rp B=0.4 H=0.25
■	14 Rp B=0.5 H=0.3
■	29 Rp B=0.6 H=0.3



C.3. DEFORMAZIONI

C.3.1. Deformazioni relative SLD

Si esegue di seguito la verifica degli elementi strutturali agli Stati Limite di Danno.

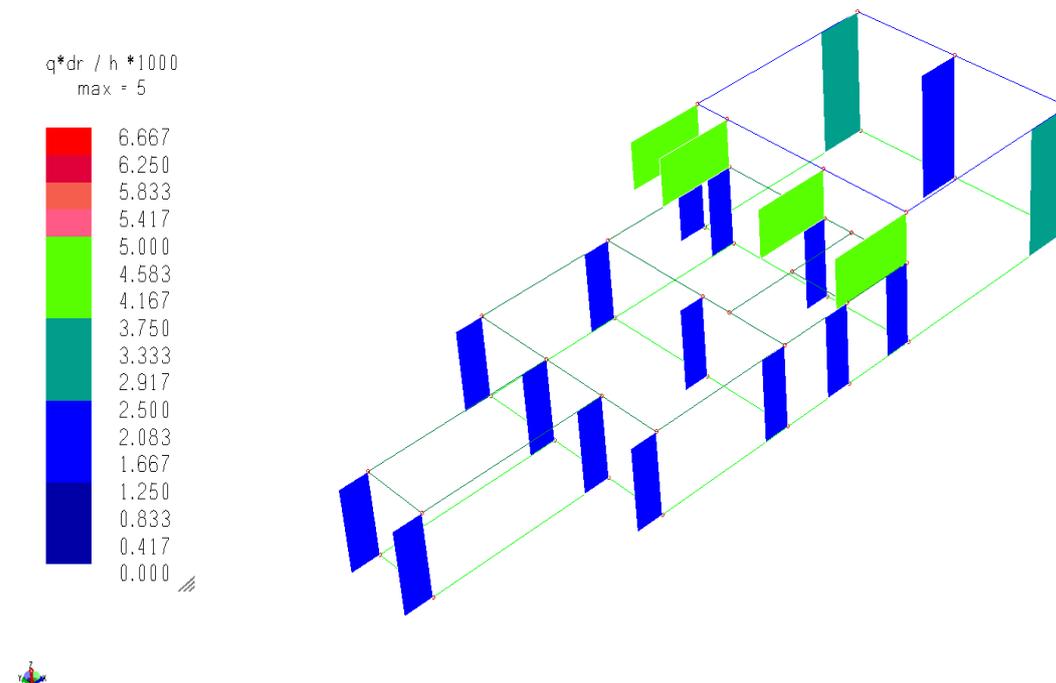
Con riferimento al par. 7.3.7.2 delle NTC 2008, per tamponamenti collegati rigidamente ad una struttura di Classe III, che interferiscono con la deformabilità della stessa, la verifica risulta soddisfatta qualora gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in campo dinamico allo SLD siano inferiori al limite:

$$d_r < 0,005 h \text{ (Struttura di classe III)}$$

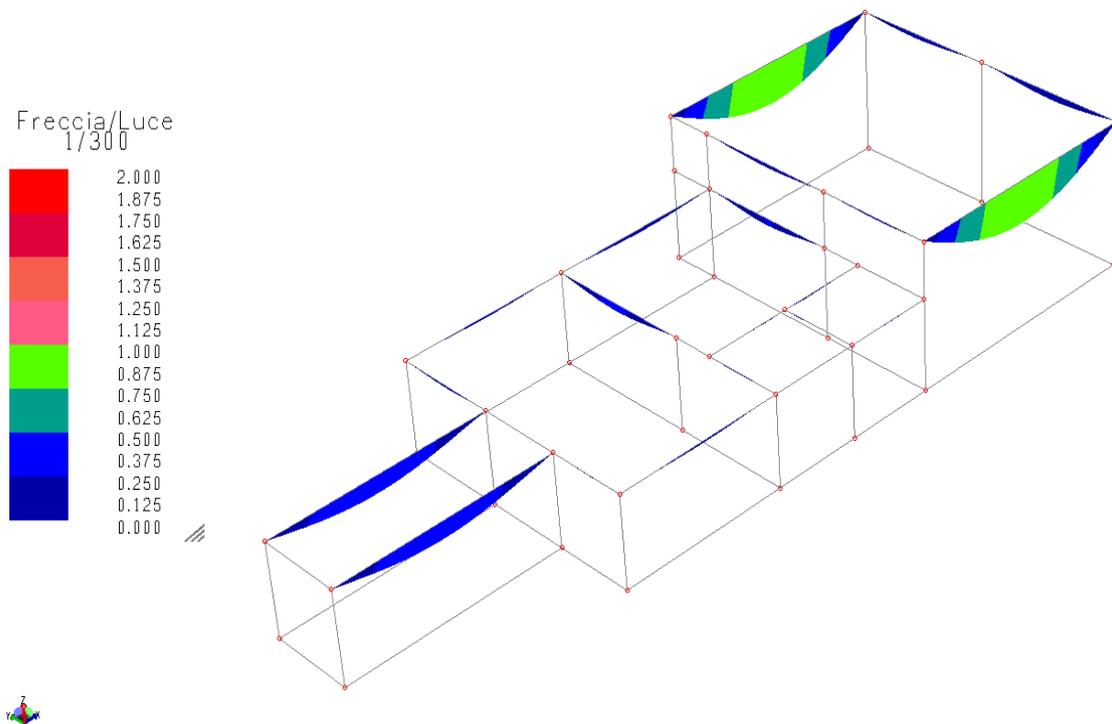
dove: $d_r = (\Delta w_x^2 + \Delta w_y^2)^{1/2}$ è lo spostamento interpiano risultante dall'analisi, ovvero la differenza tra gli spostamenti orizzontali tra solai adiacenti

h è l'altezza di piano

Si allega la schermata grafica prodotta da MasterSap per SLD che evidenzia il rapporto $d_r / h \times 1000$.



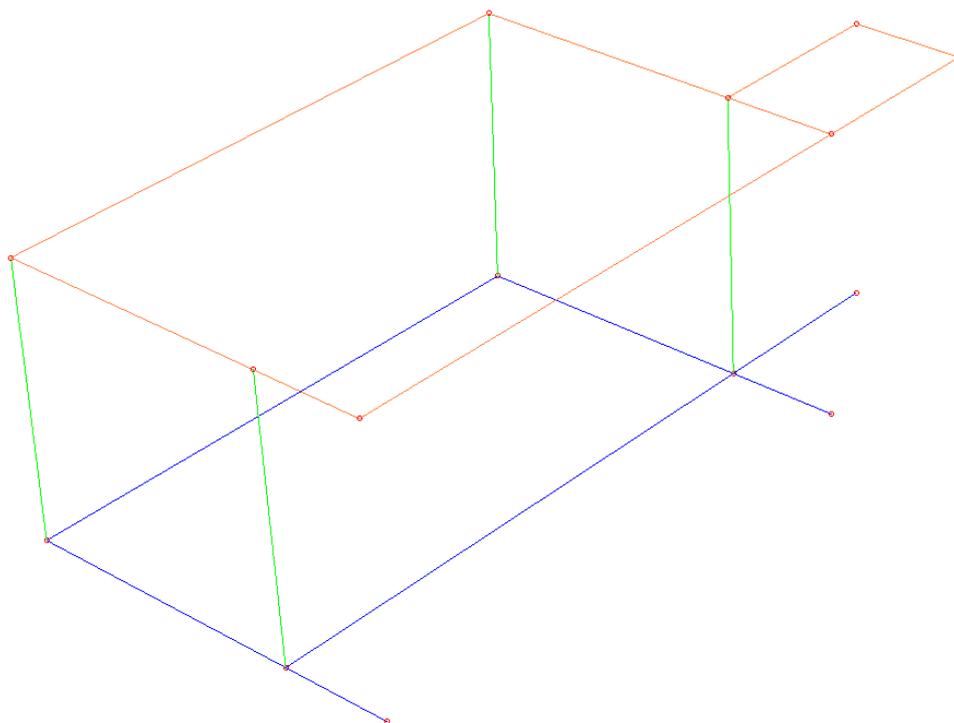
C.3.2. Freccia/Luce



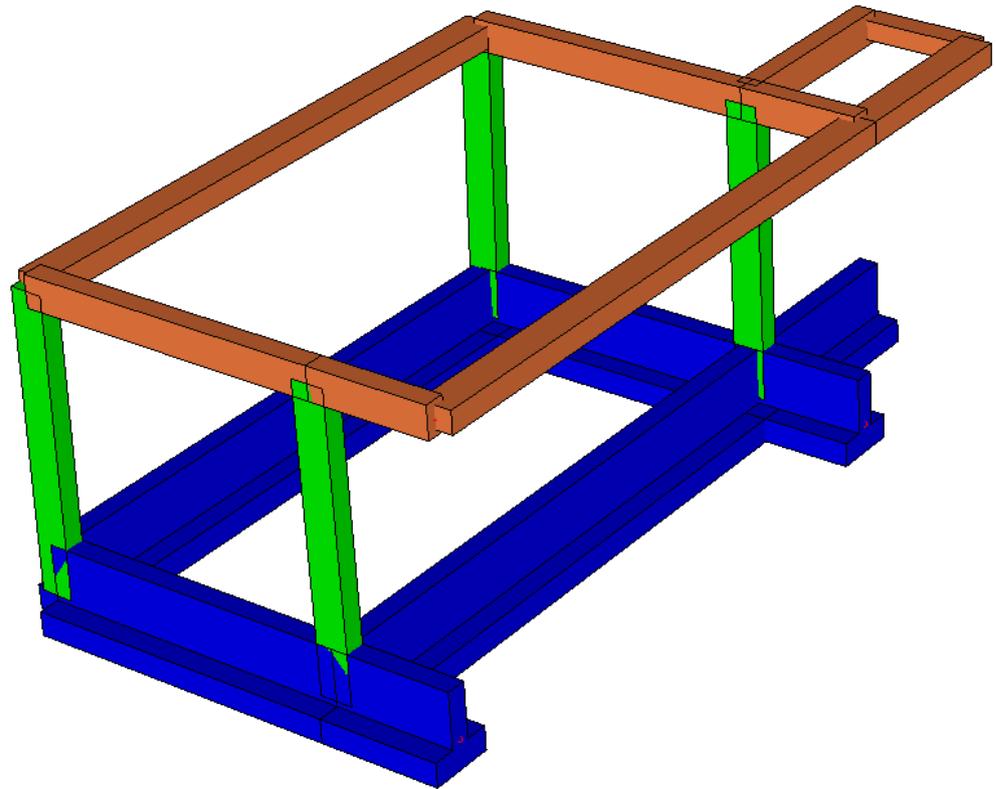
Considerando il valore pari a 1/300 della luce come riferimento le deformate risultano rispettate.

BLOCCO B

C.3.3. Wireframe modello



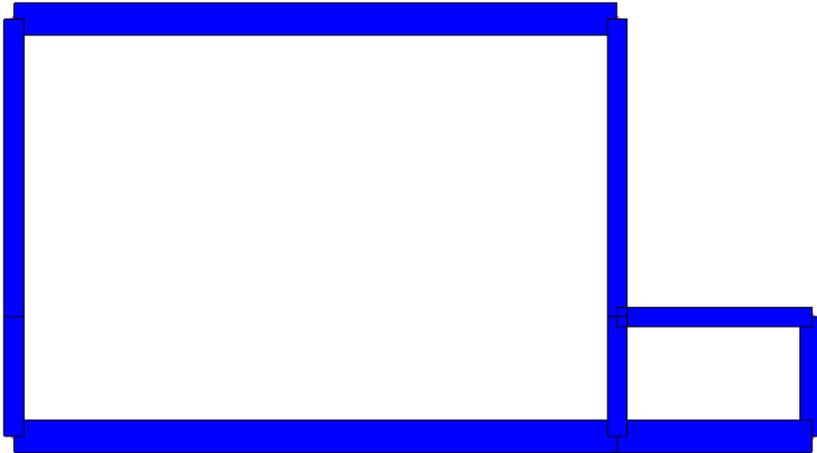
C.3.4. *Render modello*



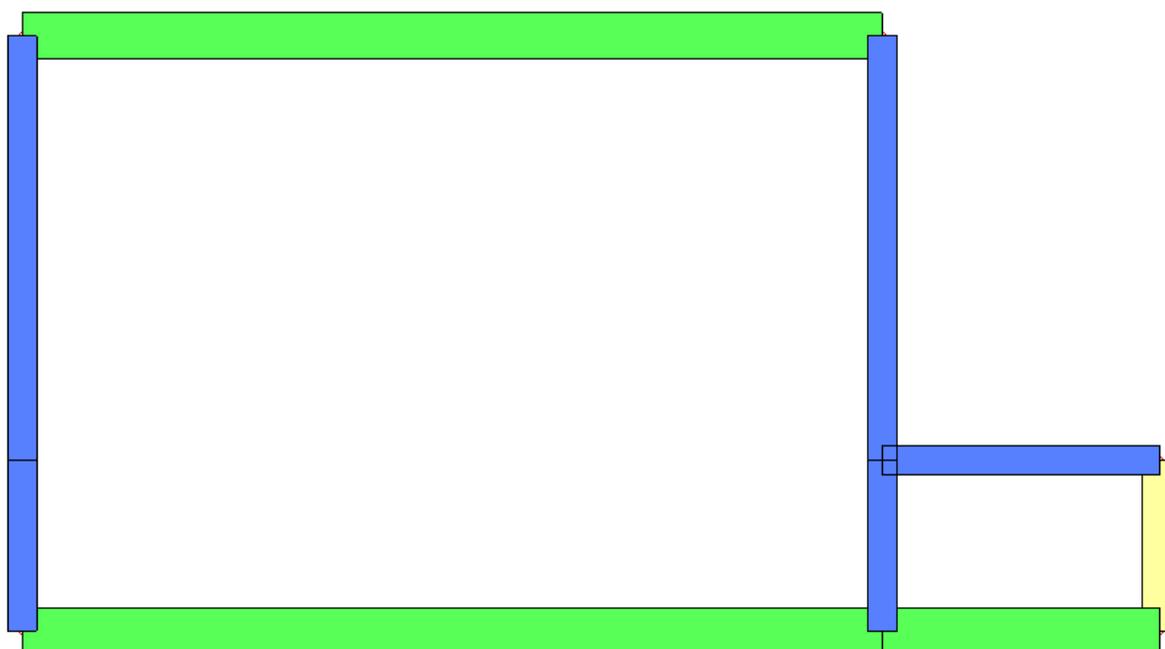
C.3.5. *Sezioni*

Fondazioni

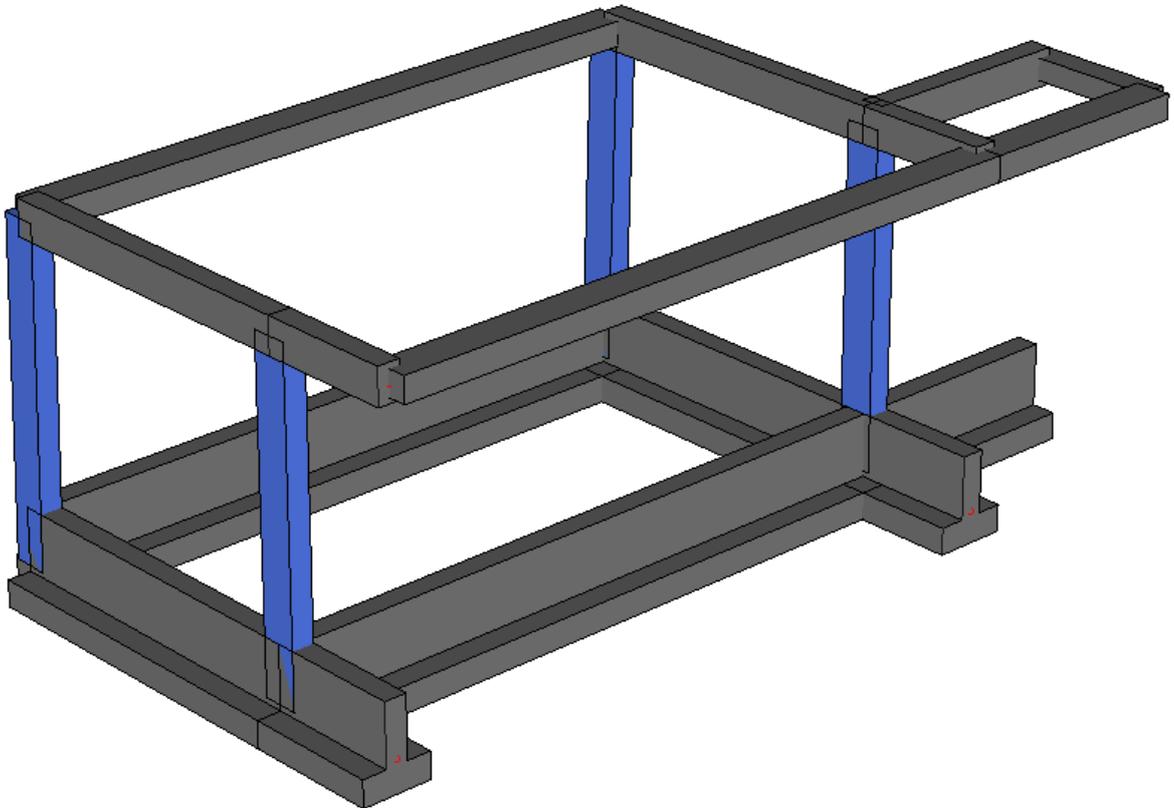
Piano copertura – quota + 3,93



Sezioni	
■	1 Rp B=0.25 H=0.4
■	3 Rp B=0.4 H=0.28
■	6 Rp B=0.3 H=0.24



Pilastri



C.4. DEFORMAZIONI

C.4.1. Deformazioni relative SLD

Si esegue di seguito la verifica degli elementi strutturali agli Stati Limite di Danno.

Con riferimento al par. 7.3.7.2 delle NTC 2008, per tamponamenti collegati rigidamente ad una struttura di Classe III, che interferiscono con la deformabilità della stessa, la verifica risulta soddisfatta qualora gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in campo dinamico allo SLD siano inferiori al limite:

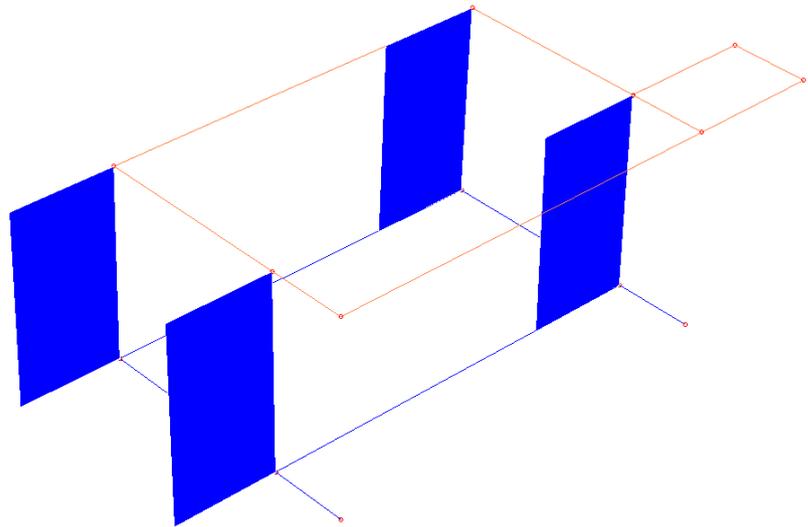
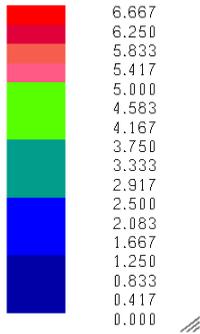
$$d_r < 0,005 h \text{ (Struttura di classe III)}$$

dove: $d_r = (\Delta w_x^2 + \Delta w_y^2)^{1/2}$ è lo spostamento interpiano risultante dall'analisi, ovvero la differenza tra gli spostamenti orizzontali tra solai adiacenti

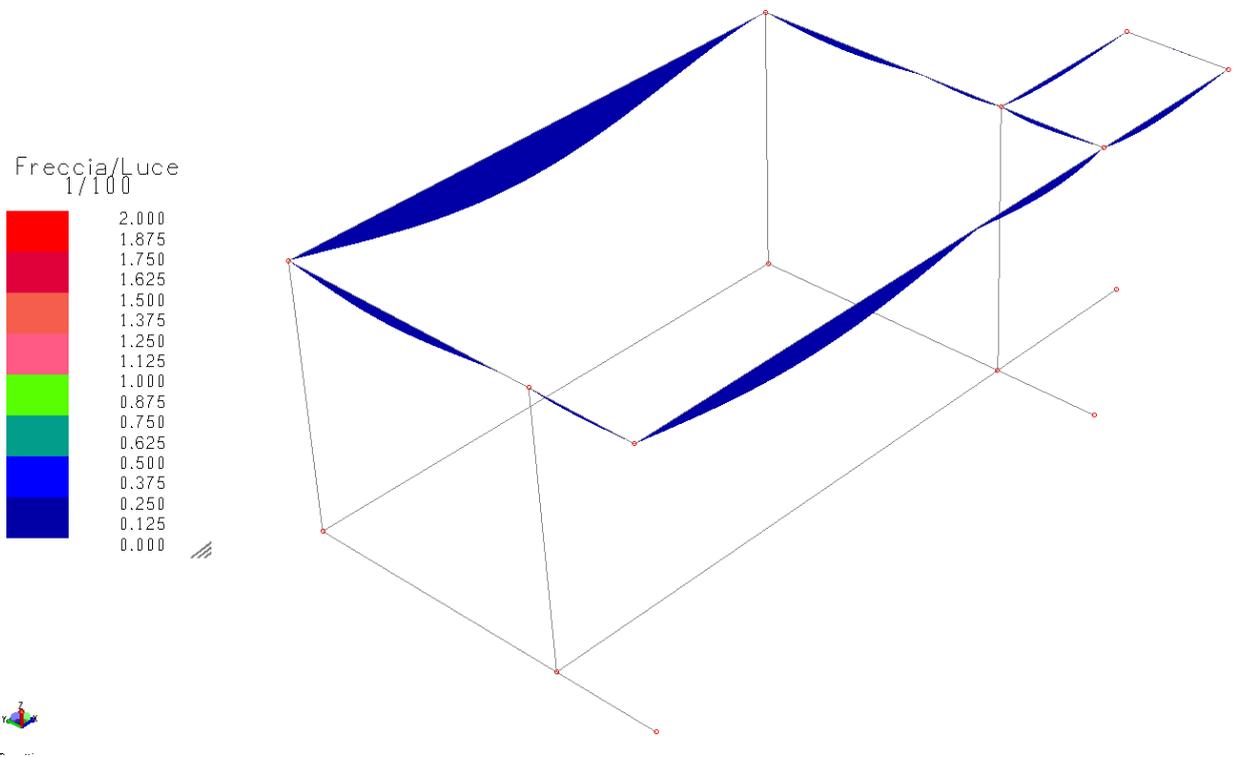
h è l'altezza di piano

Si allega la schermata grafica prodotta da MasterSap per SLD che evidenzia il rapporto $d_r / h \times 1000$.

$q \cdot d_r / h \cdot 1000$
max = 5



C.4.2. Freccia/Luce



Considerando il valore pari a 1/300 della luce come riferimento le deformate risultano rispettate.

C.5. VERIFICHE ELEMENTI C.A.

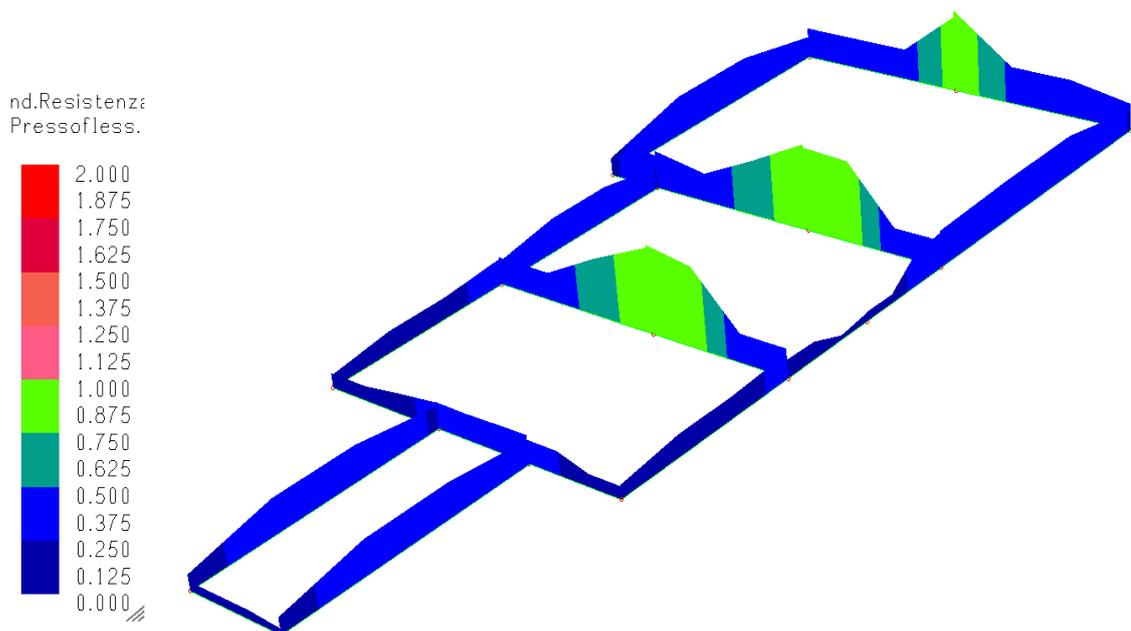
Di seguito si riportano alcuni risultati delle verifiche allo stato limite ultimo degli elementi strutturali in c.a.

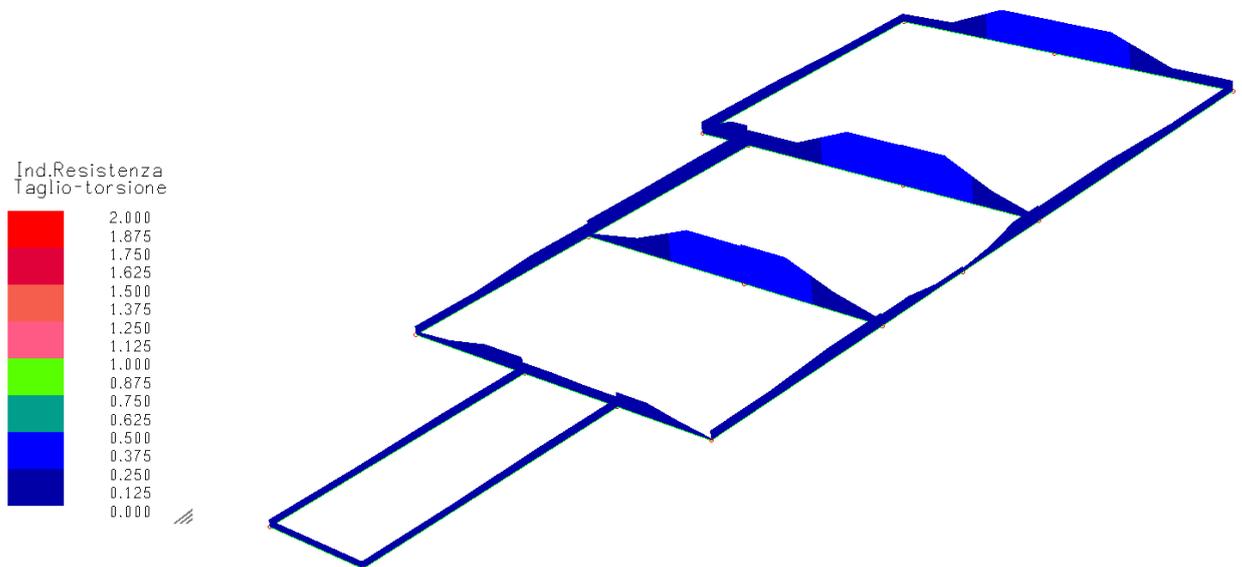
Per un'analisi più dettagliata dei dati di seguito riportati si rimanda ai tabulati provenienti dal software di calcolo, allegati nei Fascicoli di Calcolo relativi (PS.03.R7 e PS.03.R8).

BLOCCO A**C.5.1. Armature travi fondazione**

A seguito delle verifiche agli S.L.U. la procedura di calcolo ed il post processore grafico hanno proposto un'armatura per le orditure delle travi sulla base di tabelle con i criteri di dimensionamento predisposte dal progettista.

Per una agevole interpretazione dei risultati si riporta il grafico cromatico degli indici di resistenza a presso-flessione, che devono risultare sempre minori di 1.

Indice di resistenza a presso-flessione

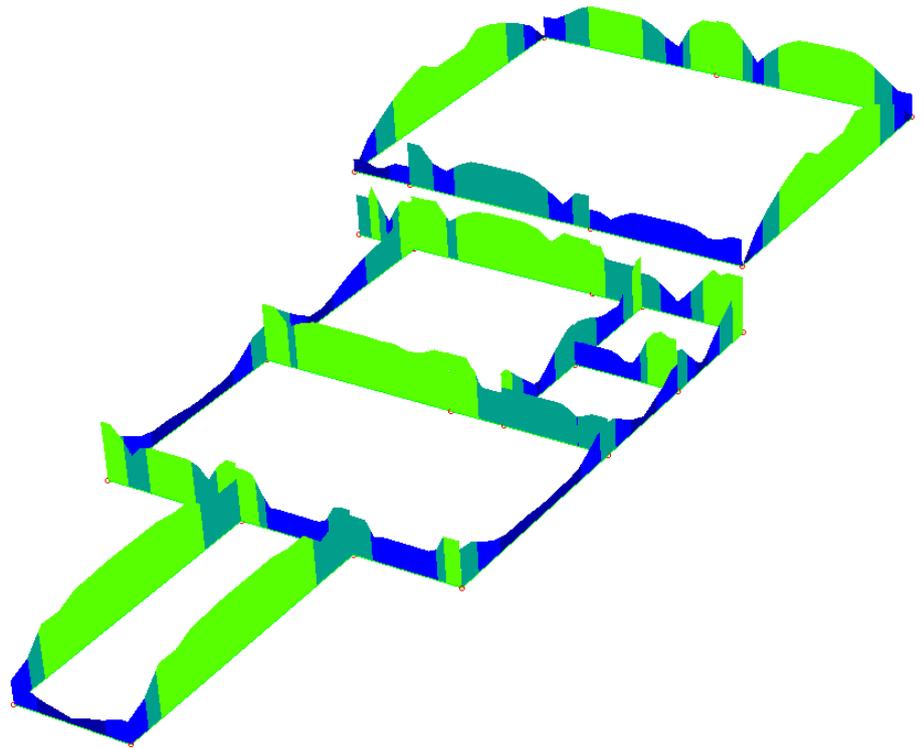
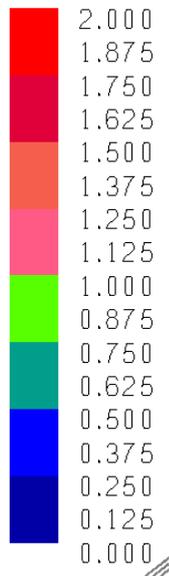
Indice di resistenza a taglio e torsione**C.5.2. Armature travi elevazione**

A seguito delle verifiche agli S.L.U. la procedura di calcolo ed il post processore grafico hanno proposto un'armatura per le orditure delle travi sulla base di tabelle con i criteri di dimensionamento predisposte dal progettista.

Per una agevole interpretazione dei risultati si riporta il grafico cromatico degli indici di resistenza a presso-flessione, che devono risultare sempre minori di 1.

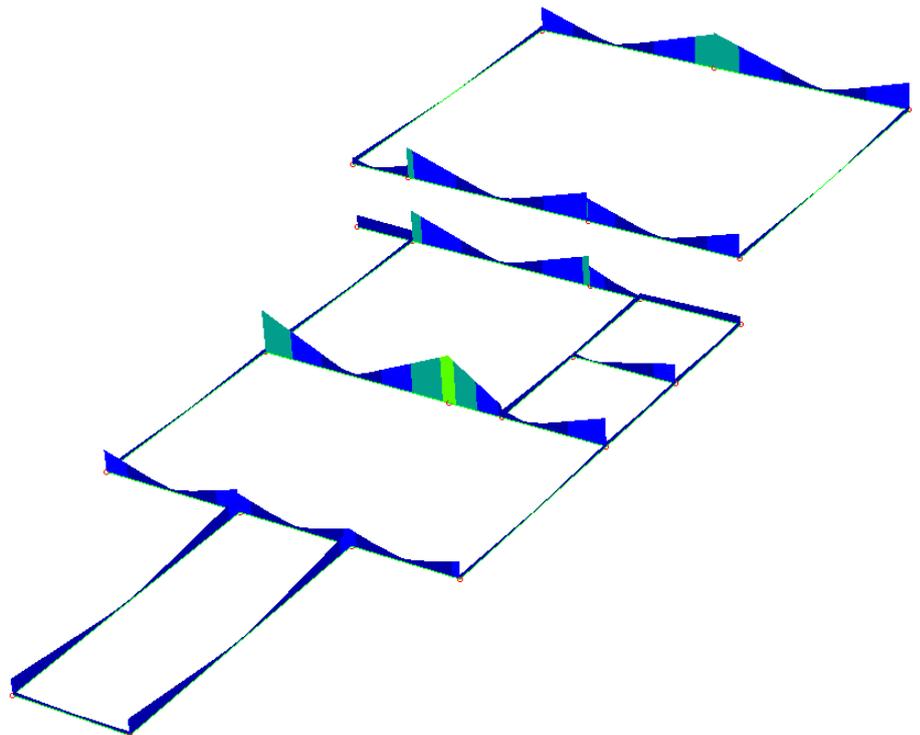
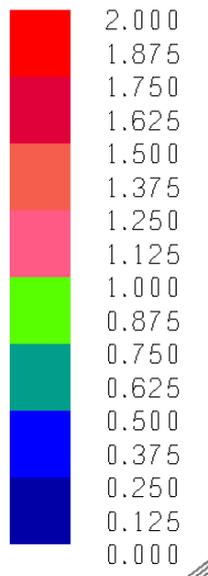
Indice di resistenza a presso-flessione

nd.Resistenza
Pressofless.



Indice di resistenza a taglio e torsione

Ind.Resistenza
Taglio-torsione



C.5.1. Armature pilastri

Per gli elementi verticali (setti e pilastri) è stata considerata una altezza critica in funzione della geometria come riportato nel paragrafo 7.4.6 delle NTC18 riguardante i dettagli costruttivi in zona sismica.

Come riportato nel paragrafo 7.4.6.1.2 e 7.4.6.2.2 delle NTC18, *“la lunghezza della zona critica deve essere la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione”*.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ dell'armatura longitudinale (dove ρ è il rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro) deve rientrare entro i seguenti limiti:

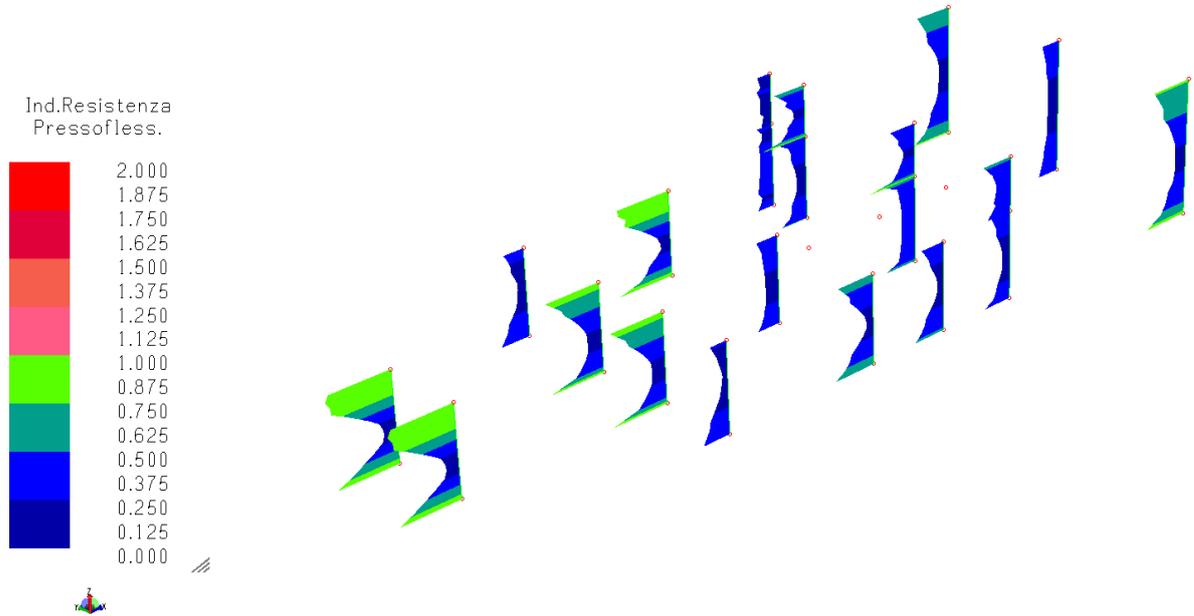
$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Di seguito si riporta una tabella che individua per ogni tipologia di pilastro (a sezione quadrata e rettangolare) la lunghezza della zona critica.

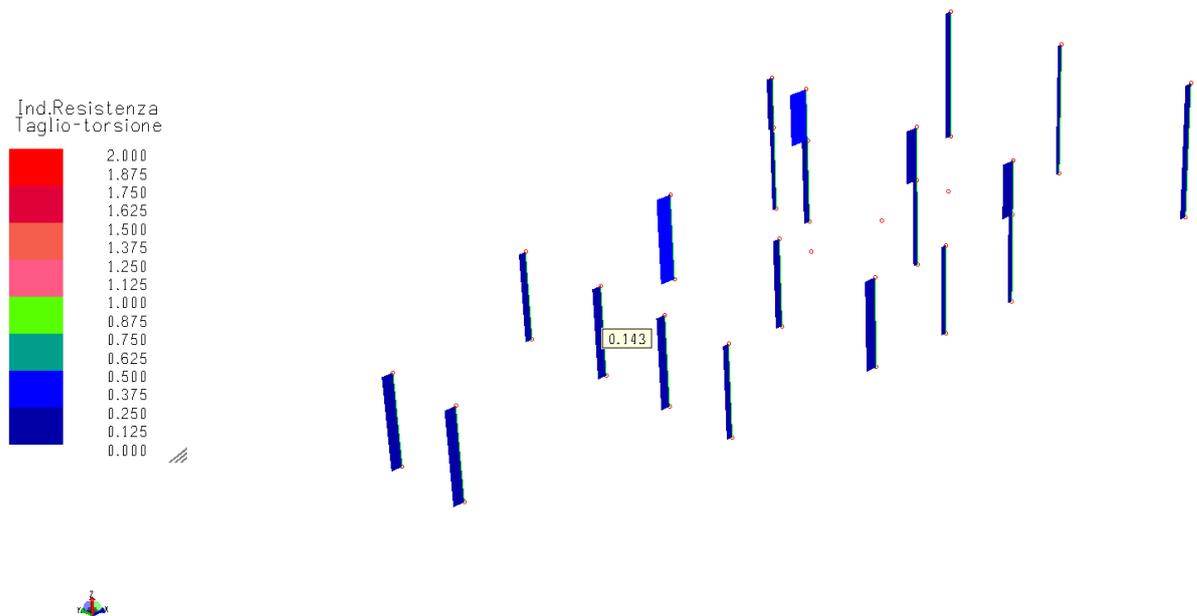
PILASTRO	H sezione [m]	H libera pilastro H [m]	1/6 H libera pilastro [m]	3 H sez [m]	Hlib > 3H	LUNGHEZZA CRITICA Hc
quadrato	0,50	3,60	0,60	1,50	ok	0,60
rettangolare	0,25	3,60	0,60	0,75	ok	0,60
rettangolare	0,30	3,60	0,60	0,90	ok	0,60
rettangolare	0,50	3,60	0,60	1,50	ok	0,60
rettangolare	0,60	3,60	0,60	1,80	ok	0,60
rettangolare	0,70	3,60	0,60	2,10	ok	0,60
rettangolare	0,80	3,60	0,60	1,50	ok	0,60

C.5.1.1. Verifica dei pilastri

Indice di resistenza a presso-flessione



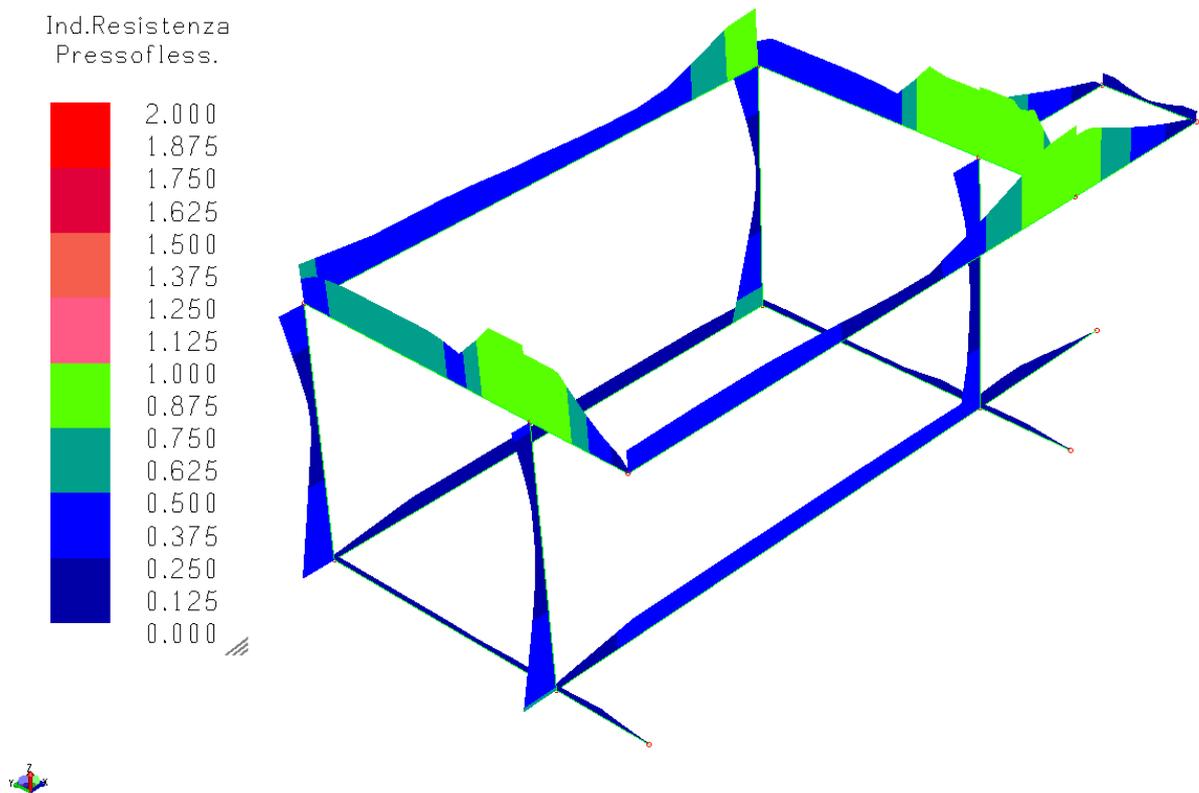
Indice di resistenza a taglio e Torsione

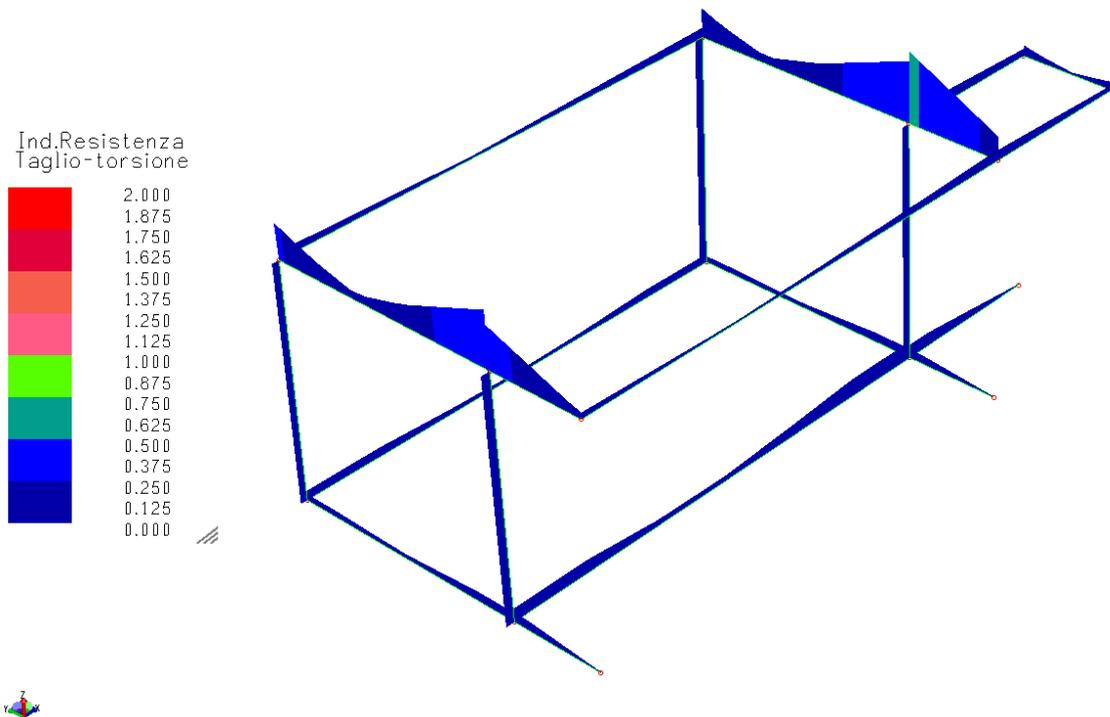


BLOCCO B*C.5.2. Armature travi fondazione, elevazione e pilastri*

A seguito delle verifiche agli S.L.U. la procedura di calcolo ed il post processore grafico hanno proposto un'armatura per le orditure delle travi sulla base di tabelle con i criteri di dimensionamento predisposte dal progettista.

Per una agevole interpretazione dei risultati si riporta il grafico cromatico degli indici di resistenza a presso-flessione, che devono risultare sempre minori di 1.

Indice di resistenza a presso-flessione

Indice di resistenza a taglio e torsione**C.5.3. Armature pilastri**

Per gli elementi verticali (setti e pilastri) è stata considerata una altezza critica in funzione della geometria come riportato nel paragrafo 7.4.6 delle NTC18 riguardante i dettagli costruttivi in zona sismica.

Come riportato nel paragrafo 7.4.6.1.2 e 7.4.6.2.2 delle NTC18, *“la lunghezza della zona critica deve essere la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione”*.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ dell'armatura longitudinale (dove ρ è il rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro) deve rientrare entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Di seguito si riporta una tabella che individua per ogni tipologia di pilastro (a sezione quadrata e rettangolare) la lunghezza della zona critica.

PILASTRO	H sezione [m]	H libera pilastro H [m]	1/6 H libera pilastro [m]	3 H sez [m]	Hlib > 3H	LUNGHEZZA CRITICA Hc
rettangolare	0,25	3,45	0,60	0,75	ok	0,60

C.5.3.1. Taglio sismico (gerarchia delle resistenze)

Al fine del rispetto della gerarchia flessione/taglio prescritto ai paragrafi 7.4.4.1 e 7.4.4.2 delle NTC/2018, il software utilizzato calcola i momenti resistenti sulla base delle armature effettivamente presenti; per ciascuna direzione e verso di applicazione delle azioni sismiche, si deve evitare la plasticizzazione prematura dei pilastri (adottando opportuni momenti flettenti di calcolo) tale condizione si raggiunge se, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} .

I risultati della verifica condotta dal software utilizzato sono riportati nei tabulati allegati (elaborato PS.03.R8 Allegato D2-D3)

Tali tabulati riportano:

- il taglio F_y/F_z riferito agli schemi aggiuntivi calcolati ed il loro involucro;
- l'armatura inferiore e superiore effettivamente disegnata ed individuata nel disegno al netto della lunghezza di ancoraggio;
- l'indice di resistenza a taglio: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- asw_{ta} : in cm^2/m rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante dall'effetto del taglio qui calcolato;
- passo: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da Asw_{ta} qui calcolata;
- $M_{r.inf}$ e $M_{r.sup}$: rappresentano i momenti resistenti calcolati sulla base dell'armatura inferiore e superiore utilizzati nel calcolo del taglio negli schemi previsti. $M_{r.inf}$ rappresenta il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è l'inferiore, $M_{r.sup}$ è il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è la superiore.

C.5.4. Lunghezza di ancoraggio

La continuità e aderenza delle barre di armatura è stata garantita per sovrapposizione.

Ai sensi del paragrafo 4.1.2.1.8. delle NTC18, la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 volte il diametro con un minimo di 15cm.

Ai sensi del paragrafo 4.1.6.1.4. delle NTC18, le armature saranno interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione. La continuità fra le barre per sovrapposizione, deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra.

- I ferri longitudinali e trasversali della platea di fondazione ($\Phi 10$) hanno ancoraggio per sovrapposizione pari a 50cm (50Φ).
- I ferri longitudinali e trasversali della platea di fondazione ($\Phi 12$) hanno ancoraggio per sovrapposizione pari a 60cm (50Φ).
- I ferri longitudinali delle travi ($\Phi 16$) hanno ancoraggio per sovrapposizione pari a 80cm (50Φ).
- I ferri longitudinali dei pilastri ($\Phi 20$) hanno ancoraggio per sovrapposizione pari a 100cm (50Φ).

C.5.5. Verifica armatura minima in fondazione

Ai sensi del par. 7.2.5. NTC, l'armatura minima longitudinale delle travi di fondazione deve risultare non inferiore allo 0.2% sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

Trave a T 100x110

Sezione di calcestruzzo: $1.00 \times 0.30 + 0.80 \times 0.30 = 0,54 \text{ mq}$

Sezione armatura minima ai lembi: $A_{min} = 0.002 \times 0.54 \times 10000 = 10,80 \text{ cm}^2$

Al lembo superiore risulta: $n.6 \Phi 16 = 6 \times 2.01 = 12.06 \text{ cm}^2$ OK verifica soddisfatta

Al lembo inferiore risulta: $n.6 \Phi 16 = 6 \times 2.01 = 12.06 \text{ cm}^2$ OK verifica soddisfatta

Trave a T 100x100

Sezione di calcestruzzo: $1.00 \times 0.30 + 0.70 \times 0.30 = 0,51 \text{ mq}$

Sezione armatura minima ai lembi: $A_{min} = 0.002 \times 0.51 \times 10000 = 10,20 \text{ cm}^2$

Al lembo superiore risulta: $n.6 \Phi 16 = 6 \times 2.01 = 12.06 \text{ cm}^2$ OK verifica soddisfatta

Al lembo inferiore risulta: $n.6 \Phi 16 = 6 \times 2.01 = 12.06 \text{ cm}^2$ OK verifica soddisfatta

Trave a T 100x80

Sezione di calcestruzzo: $1.00 \times 0.25 + 0.50 \times 0.30 = 0,49 \text{ mq}$

Sezione armatura minima ai lembi: $A_{min} = 0.002 \times 0.49 \times 10000 = 9,80 \text{ cm}^2$

Al lembo superiore risulta: $n.5 \Phi 16 = 5 \times 2.01 = 10.05 \text{ cm}^2$ OK verifica soddisfatta

Al lembo inferiore risulta: $n.5 \Phi 16 = 5 \times 2.01 = 10.05 \text{ cm}^2$ OK verifica soddisfatta

Trave a L 100x80

Sezione di calcestruzzo: $1.00 \times 0.25 + 0.50 \times 0.30 = 0,49 \text{ mq}$

Sezione armatura minima ai lembi: $A_{\min} = 0.002 \times 0.49 \times 10000 = 9,80 \text{ cm}^2$

Al lembo superiore risulta: $n.5 \Phi 16 = 5 \times 2.01 = 10.05 \text{ cm}^2$ OK verifica soddisfatta

Al lembo inferiore risulta: $n.5 \Phi 16 = 5 \times 2.01 = 10.05 \text{ cm}^2$ OK verifica soddisfatta

C.5.6. Stato Limite di Esercizio

Come meglio esplicitato nei tabulati allegati nei relativi fascicoli di calcolo sono state eseguite le seguenti verifiche.

Per gli elementi trave, per ciascuna combinazione di carico s.l.e. vengono calcolate le tensioni effettive riscontrabili in esercizio, effettua la verifica a fessurazione con calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure e alla deformabilità calcolandone la freccia.

Per gli elementi pilastro e setto viene effettuata la verifica delle tensioni di esercizio, mentre la verifica a fessurazione è eseguita senza calcolo diretto dell'ampiezza della fessura, ai sensi del par. C4.1.2.2.4.6 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (Istruzioni alle NTC 2008).

Si ritiene peraltro che gli elementi verticali risultano generalmente già sufficientemente armati dalle prescrizioni sismiche e dai minimi di norma, per cui difficilmente la verifica agli s.l.e. comporta l'aggiunta di ulteriore armatura.

C.5.6.1. Verifica di fessurazione

Come specificato nel par. C4.1.2.2.4.6 della Circ. 617 delle NTC 2008, la verifica dell'ampiezza di fessurazione, ove necessaria, è stata condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per le combinazioni di carico frequente e quasi permanente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura secondo le tabelle C4.1.II e C4.1.III.

C.5.6.2. Verifica delle tensioni di esercizio

Come indicato al par. 4.1.2.2.5.1 delle NTC 2008, la massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara).}$$

Come indicato al par. 4.1.2.2.5.2 delle NTC 2008, nelle barre d'armatura la tensione massima σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara).}$$

C.6. VERIFICA ELEMENTI NON STRUTTURALI

C.6.1. Tamponamenti

Secondo il § 7.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008, con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando a tali elementi una forza orizzontale F_a definita come segue (§ 7.2.3 - Formula 7.2.1):

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

dove:

- F_a = Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- W_a = Peso dell'elemento comprensivo delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento termico eccetera);
- S_a = Accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (vedi § 3.2.1);
- q_a = Fattore di struttura del pannello.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati nella Tab. 7.2.I. di cui al § 7.2.3 delle NTC 2008:

Tabella 7.2.I – Valori di q_a per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

In mancanza di α (§ 7.2.3 - Formula 7.2.2):

one (§

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

dove:

- α = Rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (vedi § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;
- S = Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1 (Formula 3.2.5: $S = S_T \cdot S_S$);
- S_T = Coefficiente di amplificazione topografica (§ 3.2.3.2.1 - Tabella 3.2.VI);
- S_S = Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.3.2.1 - Tabella 3.2.V);
- T_A = Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 = Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- Z = Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi § 3.2.2);
- H = Altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di $\alpha \cdot S$. Volendo procedere a vantaggio di sicurezza, nel calcolo del fattore S_a si può porre il rapporto T_a/T_1 pari a 1.

Relativamente al calcolo del periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale (T_a) si può fare riferimento alla seguente formulazione:

$$T_a = \frac{2 \cdot h^2}{(\pi \cdot k^2)} \cdot \sqrt{\frac{A \cdot \gamma_{mur}}{E \cdot I \cdot g}}$$

dove:

- k = Numero intero che indica il modo di vibrare considerato per l'elemento non strutturale (= 1,2,3, per il primo, secondo, terzo modo di vibrare eccetera);
- h = Altezza del pannello di tamponatura;
- s = Spessore del pannello di tamponatura, comprensivo anche delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento eccetera);
- L = Lunghezza del pannello di tamponatura;
- A = Area di base del pannello di tamponatura ($A = s \cdot L$);
- γ_{mur} = Peso per unità di volume del pannello di tamponatura;
- E = Modulo elastico del pannello di tamponatura;
- I = Momento di inerzia del pannello di tamponatura rispetto all'asse baricentrico ortogonale alla forza F_a , calcolato tenendo conto delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento termico eccetera);
- g = Accelerazione di gravità.

Le verifiche di resistenza e stabilità del pannello di tamponatura vengono effettuate per tre diverse ipotesi di calcolo, ovvero:

1) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico concentrato in mezzeria

In tale ipotesi il momento sollecitante massimo, valutato nella sezione di mezzeria, è pari a:

$$M_{ed} = \frac{F_a \cdot h}{4}$$

In tale ipotesi il momento resistente è invece pari a:

$$M_{rd} = \left(L \cdot s^2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

2) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico uniformemente distribuito

In tale ipotesi il momento sollecitante massimo, valutato nella sezione di mezzeria, è pari a:

$$M_{ed} = \frac{(F_a \cdot h^2)}{8h}$$

In tale ipotesi il momento resistente è invece pari a:

$$M_{rd} = \left(L \cdot s^2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

3) Cinematismo con formazione di cerniere plastiche in appoggio e in mezzeria

In tale ipotesi il momento ribaltante massimo, valutato nella sezione di mezzeria, è pari a:

$$M_{ed} = \left(F_a \cdot \frac{h}{8} \right) + \left(W_a \cdot \frac{s}{4} \right)$$

In tale ipotesi il momento stabilizzante, con riferimento alla sezione di mezzeria, è invece pari a:

$$M_{rd} = \frac{W_a}{2} \cdot \left[s - \frac{W_a}{4 \cdot 0,85 f_d \cdot L} \right]$$

In tutte e tre le ipotesi considerate la verifica risulta essere soddisfatta se $M_{rd}/M_{ed} \geq 1$.

