



NUOVA PALESTRA-SCUOLA G. RODARI COMUNE DI OLGINATE

PROGETTISTI

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
COORDINAMENTO GENERALE
COORDINAMENTO SICUREZZA

ARCHICOMO ENGINEERING SRL
VIA GIUSEPPE GRILLONI 9 - 22100 COMO (CO)

ARCH. GIANMARCO MARTORANA
VIA STOPPA 32 - 22042 SAN FERMO DELLA BATTAGLIA (CO)

ING. DONATELLA NOVI
VIA DELLA COOPERATIVA 12 - 22016 TREMEZZINA (CO)

PROGETTAZIONE IMPIANTI
MECCANICI

P.I. LORENZO COLOMBO
VIA ANTONIO NOLFI 1 - 22100 COMO (CO)

PROGETTAZIONE STRUTTURALE
ASPETTI GEOTECNICI

ING. MONICA VANZAN
VIA I MAGGIO 38 - 22036 ERBA (CO)

ING. GEOL. MATTEO BENZI
VIA TURATI 27 - 2068 PESCHIERA B. (MI)

DOTT. GEOLOGO ALBERTO RECH
VIA COLOMBARO 18 - 28021 BORGMANERO (NO)

PROGETTAZIONE IMPIANTI
ELETTRICI E SPECIALI

ING. DAMIANO LURATI
VIA VARESINA 3 - 22079 VILLA GUARDIA (CO)

PROGETTAZIONE ACUSTICA

ING. DAVIDE LODI RIZZINI
VIA CANTURINA, 321 - 22100 COMO (CO)

COMMITTENTE

COMUNE DI OLGINATE
P.ZZA VOLONTARI DEL SANGUE 1
23854 OLGINATE (LC)



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Comune di
Olginate
(Lecco)

INTERVENTO

INTERVENTO DI REALIZZAZIONE NUOVA PALESTRA SCUOLA PRIMARIA "G.RODARI"
VIA CAMPAGNOLA - 23854 OLGINATE (LC) - CUP: E91B22001200006 - INTERVENTO 4 PNRR (ART.4 DM 2 /12/ 21)

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO (DPR 207/2010)

TITOLO:

RELAZIONE STRUTTURALE - GENERALE

NOME DEL FILE:

AC_OLG-P_ESE_STR_R1_00_COP.DWG

SCALA:

-

DATA:

GIUGNO 2023

R1

relazione generale e relazione di calcolo

dott. ing. monica vanzan

ordine degli ingegneri prov. di como n.1986
via I Maggio n.38, 22036 Erba (CO)

tel 342 3250785

p.iva: 02340910138

e-mail: info@monicavanzan.it

P.E.C.: vanzanmonica@legalmail.it

INDICE

- 1 - Premessa
 - 2 - Descrizione dell'opera e della tipologia costruttiva
 - 3 - Normativa di riferimento
 - 4 - Caratteristiche dei materiali
 - 5 - Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo
 - 6 - Azioni di progetto
 - 6.1 - Determinazione carico neve
 - 6.2 – Azione sismica
 - 6.3 - Combinazioni di carico
 - 7 – Verifica della struttura
 - 7.1 - Andamento della deformata
 - 7.2 - Calcolo sollecitazioni
 - 7.3 – Reazioni vincolari
 - 8 – Verifica elementi
 - 8.1 – Travi di fondazione
 - 8.2 – Travi T2-T3-T4-T4'
 - 8.3 – Pilastrini
 - 8.4 – Trave di copertura T1
 - 8.5 – Trave di copertura T1'
 - 8.6 – Travetti di copertura Tt
 - 8.6 – Fissaggio trave principale pilastro
 - 9 - Valutazione trascurabilità non linearità geometriche
 - 10 – Affidabilità del calcolo
- ALLEGATO 1 – FASCICOLO DEI CALCOLI

1 - Premessa

La presente relazione di calcolo strutturale riguarda la progettazione di un edificio monopiano da adibire a palestra per la Scuola Primaria "G. Rodari" nel comune di Olginate (LC).

Le dimensioni massime in pianta della struttura sono pari a 31.5x15.5 m circa, l'edificio è costituito da un solo piano fuori terra con altezza massima in copertura pari a 7,8 m circa.

Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche di ciascun elemento si rimanda alle indicazioni contenute nella presente relazione e negli elaborati grafici di progetto.

2 - Descrizione dell'opera e della tipologia costruttiva

La struttura portante è costituita da pilastri in c.a. di dimensioni 30x75 cm poggianti su travi di fondazione di dimensioni 60x70 cm; tali travi sono impostate su un reticolo di pali di tipo costipato FDP.

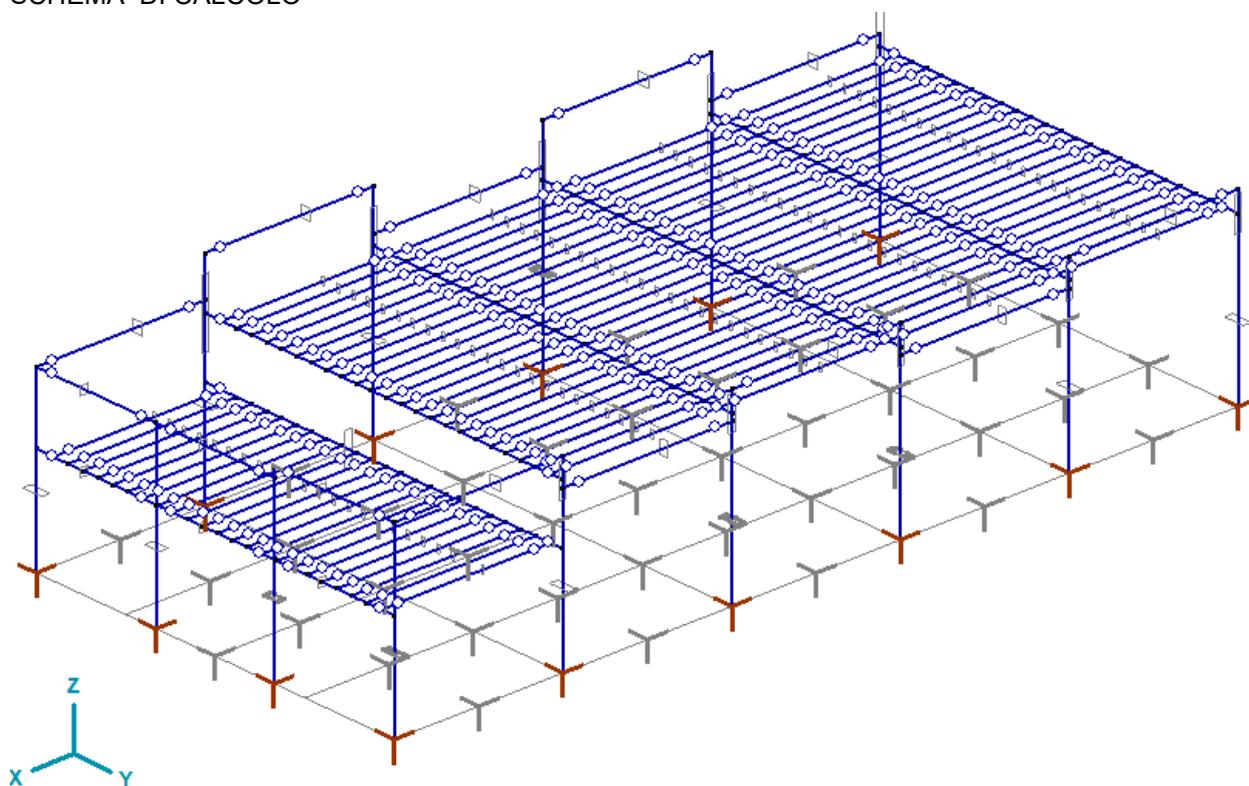
Il solaio di calpestio è realizzato in elementi prefabbricati tipo PREDALLES poggianti sulle travi di fondazione.

Il solaio di copertura è costituito da n.6 travi in legno lamellare di dimensioni variabili 24x240/120 cm di luce pari a 14,5 m circa, gli elementi secondari sono costituiti da travetti in legno lamellare di dimensioni pari a 12x28 cm posti a passo 60 cm.

Si faccia riferimento alle tavole di progetto da cui è possibile rilevare la disposizione degli elementi e constatare la corrispondenza con le ipotesi di vincolo adottate.

Il progetto dei pali di fondazione è stato realizzato da Fondazioni Superficiali Srl sulla base della Relazione Geologica Geotecnica redatta dal Dott. Geol. Alberto Rech nel novembre 2022.

SCHEMA DI CALCOLO



3 - Normativa di riferimento

Il quadro normativo tecnico, assunto quale riferimento nello sviluppo della progettazione strutturale, è il seguente:

- Legge 5 Novembre 1971, n.1086 'Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica'
- Legge 2 Febbraio 1974, n.74 'Provvedimenti per le costruzioni con particolari provvedimenti per le zone sismiche'
- DPR 6 Giugno 2001, n.380 'Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia'
- D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le Costruzioni in c.a. e metalliche'
- Circ. n.7 21/01/2019 'Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche 2018'

4 - Caratteristiche dei materiali

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere prodotti e forniti secondo le modalità indicate nel capitolo 11 delle 'Norme Tecniche per le Costruzioni' approvate con D.M. 17 Gennaio 2018 e nel rispetto delle normative vigenti.

Nell'esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali.

Per le opere di fondazione:

Calcestruzzo

. Rck = 30 MPa	resistenza cubica caratteristica a compressione
. fck = 25 MPa	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
. Ecm = 31.476 MPa	modulo di elasticità secante
. fcd = 14,11 Mpa	resistenza di calcolo a compressione
. fctd = 1,19 MPa	resistenza di calcolo a trazione
. fcfm = 3,07 MPa	resistenza media a trazione per flessione
. ϵ_{cu} = 0.035	deformazione ultima
. α_c = 0,85	coefficiente riduttivo per lunga durata
. γ_c = 1,5	coefficiente di sicurezza del materiale

Per le opere in elevazione:

Calcestruzzo

. Rck = 35 MPa	resistenza cubica caratteristica a compressione
. fck = 28 MPa	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
. Ecm = 32.588 MPa	modulo di elasticità secante
. fcd = 16,46 Mpa	resistenza di calcolo a compressione
. fctd = 1,32 MPa	resistenza di calcolo a trazione
. fcfm = 3,40 MPa	resistenza media a trazione per flessione
. ϵ_{cu} = 0.035	deformazione ultima
. α_c = 0,85	coefficiente riduttivo per lunga durata
. γ_c = 1,5	coefficiente di sicurezza del materiale

Acciaio per armatura

Tipologia acciaio:	B450 C
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{t,k} \geq 540$ N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{y,k} \geq 450$ N/mm ²

Per la travi di copertura:

Travi principali T1 T1'

Classe di resistenza	GL28h
Resistenza a flessione	$f_{m,k} = 28$ N/mm ²
Trazione parallela	$f_{t,0,k} = 19,5$ N/mm ²
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k} = 0,45$ N/mm ²
Compressione parallela	$f_{c,0,k} = 26,5$ N/mm ²
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k} = 3,0$ N/mm ²

Taglio	$f_{v,k} = 3,2 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean} = 12.600 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05} = 10.200 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean} = 420 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale medio	$G_{mean} = 780 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica caratteristica	$\rho_k = 410 \text{ Kg/m}^3$

Travetti Tt

Classe di resistenza	GL24h
Resistenza a flessione	$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
Trazione parallela	$f_{t,0,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k} = 0,40 \text{ N/mm}^2$
Compressione parallela	$f_{c,0,k} = 24 \text{ N/mm}^2$
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$
Taglio	$f_{v,k} = 3,7 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean} = 11.600 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05} = 9.400 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean} = 390 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico tangenziale medio	$G_{mean} = 720 \text{ N/mm}^2$
Massa volumica caratteristica	$\rho_k = 380 \text{ Kg/m}^3$

5 - Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo

Il progetto è stato redatto in conformità alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018), per quanto non espressamente specificato nelle norme citate, si è fatto riferimento a normative di comprovata validità.

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare; le loro caratteristiche sono indicate nel relativo paragrafo.

Le strutture sono state modellate con il metodo degli elementi finiti applicato a strutture tridimensionali; i vincoli sono considerati puntuali ed caratterizzati da sei costanti di rigidezza elastica.

Le azioni sismiche vengono determinate attraverso un'analisi modale; viene preventivamente calcolato un certo numero di frequenze di vibrazione con le corrispondenti forme modali. Sulla base di tali forme vengono generate le forze statiche equivalenti applicate al modello mediante analisi statica.

Le verifiche sono state condotte utilizzando il metodo semiprobabilistico agli stati limite; sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (compresa l'azione sismica) e di esercizio. Per quanto riguarda l'azione sismica sono state analizzate anche le deformazioni.

La sicurezza e le prestazioni della struttura sono garantite con la verifica degli stati limite sopra definiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme; in particolare risulta verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU e SLV) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali che potrebbero mettere fuori uso la costruzione.
Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni e alle resistenze dei materiali in accordo alla normativa vigente
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio causato da azioni sismiche
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (SLD) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti dalle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;

La ricerca delle sollecitazioni è stata condotta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di un codice di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tale codice risulta di sicura e accertata validità ed è stato impiegato conformemente alle sue caratteristiche.

Titolo: AXIS VM 14 – R3h

Caratteristiche: programma di calcolo strutturale agli elementi finiti che esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono e/o bidimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici

Produttore: InterCAD Kft – Budapest

Distributore: S.T.A DATA Srl - Torino

La documentazione a corredo del software è stata esaminata per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

Il sottoscritto, inoltre, ha verificato l'affidabilità del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati nel 'Axis VM - Manuale di validazione'.

La valutazione dell'attendibilità del software ha, inoltre, compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati) .

La struttura è localizzata in nel comune di Olginate (LC), la zona sismica di riferimento è la 3.
I parametri che classificano la struttura in base alla tipologia e al suo uso sono sotto riassunti.

- classe della costruzione e vita di servizio

vita utile di progetto	tipologia di struttura
<input type="checkbox"/> ≤ 10 anni	tipo 1 : opere provvisorie
<input checked="" type="checkbox"/> ≥ 50 anni	tipo 2 : opere ordinarie di importanza normale
<input type="checkbox"/> ≥ 100 anni	tipo 3 : grandi opere di importanza strategica

- classe d'uso

<input type="checkbox"/> classe I	Costruzioni con presenza occasionale di persone
<input type="checkbox"/> classe II	Costruzioni con normali affollamenti, industrie non pericolose, ponti, opere infrastrutturali, reti viarie di normale importanza
<input checked="" type="checkbox"/> classe III	Costruzioni con affollamenti significativi, industrie con attività pericolose, ponti, opere infrastrutturali, reti viarie importanti
<input type="checkbox"/> classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche molto importanti. Industrie, ponti, reti viarie di importanza critica, dopo un evento sismico

6 – Azioni di progetto

Per la determinazione delle sollecitazioni massime sulla struttura, sono stati considerati i seguenti carichi:

- peso proprio acciaio da carpenteria	7.850 daN/mc
- peso proprio calcestruzzo armato	2.500 daN/mc
- peso proprio solaio	$Q_p = 350$ daN/mq
- carichi permanenti solaio	$Q_p = 320$ daN/mq
- carichi permanenti copertura	$Q_{ps} = 140$ daN/mq
- accidentale utile solaio	$Q_a = 500$ daN/mq
- accidentale neve	$Q_n = 120$ daN/mq

6.1 - Determinazione del carico neve

ZONA I ALPINA : OLGINATE

comprendente le seguenti province :

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano Cusio Ossola, Vercelli, Vicenza.

Costruzione ubicata a m. 200 s.l.m. avente copertura piana :

Il carico neve al suolo risulta:

$$Q_{sk} = 150 \text{ daN/mq}$$

mentre il coefficiente di forma della falda risulta:

$$- \mu_1 = 0,8$$

pertanto si devono considerare le seguenti condizioni di carico:

- carico uniformemente distribuito pari a :

$$Q_{sk} \times \mu_1 = 120 \text{ daN/mq}$$

6.2 – Azione sismica

Importanza della costruzione

vita nominale della costruzione	VN =	50 anni
coefficiente d'uso	Cu =	1.5
vita di riferimento	VR =	75 anni

Stato limite considerato

		SLV = SLU
probabilità di superamento nel periodo VR	PVR =	10 %
tempo di ritorno	TR =	475 anni

Pericolosità sismica del sito

località di costruzione		Olginate (LC)
latitudine		45.79 °
longitudine		9.41 °
parametri dello spettro da normativa	ag =	0.061 g
	Fo =	2.612
	T*c =	0.280 s

Influenza del suolo

categoria del suolo		C
coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss =	1.50
coefficiente topografico	St =	1.00
coefficiente di sottosuolo	S =	1.50
coefficiente Cc	Cc =	1.58

Influenza dello smorzamento

smorzamento viscoso convenzionale	ξ =	5 %
fattore correttivo per smorzamento viscoso	η =	1.00

Calcolo dei parametri dello spettro

punti rilevanti dello spettro - comp. orizzontale	TB =	0.152 s
	TC =	0.456 s
	TD =	1.872 s

Calcolo del fattore di struttura

struttura regolare in pianta		SI
struttura regolare in elevazione		SI
fattore di struttura	q =	1.50

	Tr (anni)	Ag/g	Fo	Tc (s)
SLO	30	0.026	2.563	0.189
SLD	50	0.032	2.555	0.211
SLV	475	0.070	2.611	0.286
SLC	975	0.088	2.616	0.296

- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1,50
- Coefficiente topografico: 1,00
- Coefficiente di sottosuolo: 1,50
- Coefficiente Cc : 1,58

Considerato il basso valore di 'ag' e la semplicità della costruzione si è deciso di dimensionare la struttura portante come 'non dissipativa' adottando un valore del fattore di struttura $q = 1.5$ e utilizzando un livello di azione corrispondente allo stato limite ultimo (SLU).

Le azioni sismiche vengono determinate attraverso un'analisi modale; viene preventivamente calcolato un certo numero di frequenze di vibrazione con le corrispondenti forme modali. Sulla base di tali forme vengono generate le forze statiche equivalenti applicate al modello mediante analisi statica.

ANALISI MODALE

Vengono riportati i risultati dell'analisi modale.

Il fascicolo dei calcoli riporta i risultati dettagliati di tale analisi.

Massa partecipante per ogni modo

	f [Hz]	T [s]	ϵ_x	ϵ_y	Attivo
1	0.98	1.020	0.680	0	1
2	1.81	0.552	0.012	0	1
3	2.18	0.459	0.246	0	1
4	2.71	0.369	0	0.681	1
5	3.07	0.325	0	0.006	1
6	3.57	0.280	0	0.156	1
7	3.64	0.274	0.018	0.002	1
8	4.02	0.249	0	0.023	1
9	4.37	0.229	0	0.039	1
10	4.93	0.203	0	0.040	1
11	5.23	0.191	0	0.001	0
10/11			0.956	0.947	0

Masse attivate (I.) [masse]

	f [Hz]	m_x [kg]	m_y [kg]	m_z [kg]
1	0.98	49398.945	11444.980	0.002
2	1.81	30602.621	18106.912	0.002
3	2.18	39816.613	14508.473	0.001
4	2.71	11841.613	34455.934	0.011
5	3.07	11711.686	39419.125	0.003
6	3.57	10417.016	33857.656	0.001
7	3.64	15102.273	36392.539	0
8	4.02	12153.151	37870.414	0.001
9	4.37	12518.350	54370.230	0.002
10	4.93	13082.122	22191.357	0.003
11	5.23	41869.316	20543.400	0.057

6.3 - Combinazioni di carico

Al fine delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni

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

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} Q_{ik} \right]$$

dove:

- G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti
- P_k = valore caratteristico della forza di precompressione
- Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione
- Q_{ik} = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile
- γ_g = coeff. parziale = 1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
- γ_p = coeff. parziale = 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)
- γ_q = coeff. parziale = 1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

Combinazione sismica (SLV):

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[\sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

- E = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame
- Q_k = valore caratteristico delle azioni permanenti
- P_k = valore caratteristico delle azioni di precompressione
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti
- ψ_{0,i} = coeff. che fornisce il valore raro dell'azione variabile

Stato Limite di Danno (SLD):

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo stato limite di danno, è stata combinata con le altre azioni mediante la seguente relazione:

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[\sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

- E = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame
- Q_k = valore caratteristico delle azioni permanenti
- P_k = valore caratteristico delle azioni di precompressione
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti
- ψ_{0,i} = coeff. che fornisce il valore raro dell'azione variabile

Stato Limite di Esercizio (SLE):

Le combinazioni previste per gli SLE sono le seguenti:

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

dove:

ψ_{1i} = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

Casi di carico:

	Nome	Gruppo	Tipo gruppo
4	pp	PERM1	Permanente
5	perm	PERM1	Permanente
6	neve	VAR1	accidentale
7	acc	VAR2	accidentale
8	pp fond	PERM2	Permanente
9	perm fond	PERM2	Permanente
10	SM +	SISM	sismico
11	SM -	SISM	sismico

Gruppi di carico

	Gruppo	Tipo	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Additivo
1	PERM1	Permanente	1.300	1.000						1
2	VAR1	accidentale				1.500	0.500	0.200	0	0
3	VAR2	accidentale				1.500	0.700	0.700	0.600	0
4	PERM2	Permanente	1.300	1.000						1
5	SISM	sismico	1.000	1.000		1.000				

Combinazioni critiche calcolate

Combinazioni critiche calcolate per casi di carico:

	Combinazione critica	Tipo
1	[pp+perm+pp fond+perm fond]	SLU
2	[pp+perm+pp fond+perm fond] 1.5*neve	SLU
3	[pp+perm+pp fond+perm fond] 1.5*neve (1.05*acc)	SLU
4	[pp+perm+pp fond+perm fond] 1.5*acc	SLU
5	[pp+perm+pp fond+perm fond] 1.5*acc (0.75*neve)	SLU
6	[1.3*pp+1.3*perm+pp fond+perm fond]	SLU
7	[1.3*pp+1.3*perm+pp fond+perm fond] 1.5*neve	SLU
8	[1.3*pp+1.3*perm+pp fond+perm fond] 1.5*neve (1.05*acc)	SLU
9	[1.3*pp+1.3*perm+pp fond+perm fond] 1.5*acc	SLU
10	[1.3*pp+1.3*perm+pp fond+perm fond] 1.5*acc (0.75*neve)	SLU
11	[pp+perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond]	SLU
12	[pp+perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond] 1.5*neve	SLU
13	[pp+perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond] 1.5*neve (1.05*acc)	SLU
14	[pp+perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond] 1.5*acc	SLU
15	[pp+perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond] 1.5*acc (0.75*neve)	SLU
16	[1.3*pp+1.3*perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond]	SLU
17	[1.3*pp+1.3*perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond] 1.5*neve	SLU
18	[1.3*pp+1.3*perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond] 1.5*neve (1.05*acc)	SLU
19	[1.3*pp+1.3*perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond] 1.5*acc	SLU
20	[1.3*pp+1.3*perm+1.3*pp fond+1.3*perm fond] 1.5*acc (0.75*neve)	SLU
21	[pp+perm+pp fond+perm fond] SM +	SLU (sismico)
22	[pp+perm+pp fond+perm fond] SM + (0.6*acc)	SLU (sismico)
23	[pp+perm+pp fond+perm fond] SM -	SLU (sismico)
24	[pp+perm+pp fond+perm fond] SM - (0.6*acc)	SLU (sismico)
25	[pp+perm+pp fond+perm fond]	SLE Caratteristica
26	[pp+perm+pp fond+perm fond] neve	SLE Caratteristica
27	[pp+perm+pp fond+perm fond] neve (0.7*acc)	SLE Caratteristica
28	[pp+perm+pp fond+perm fond] acc	SLE Caratteristica
29	[pp+perm+pp fond+perm fond] acc (0.5*neve)	SLE Caratteristica
30	[pp+perm+pp fond+perm fond]	SLE Frequente
31	[pp+perm+pp fond+perm fond] 0.2*neve	SLE Frequente
32	[pp+perm+pp fond+perm fond] 0.2*neve (0.6*acc)	SLE Frequente
33	[pp+perm+pp fond+perm fond] 0.7*acc	SLE Frequente
34	[pp+perm+pp fond+perm fond]	SLE Quasipermanente
35	[pp+perm+pp fond+perm fond] (0.6*acc)	SLE Quasipermanente

7 – Verifica della struttura

7.1 - Andamento della deformata

Il sistema di riferimento considerato è quello globale indicato nello schema.
L'unità di misura è [mm]

Diagramma deformata sisma SLV (asse x globale)

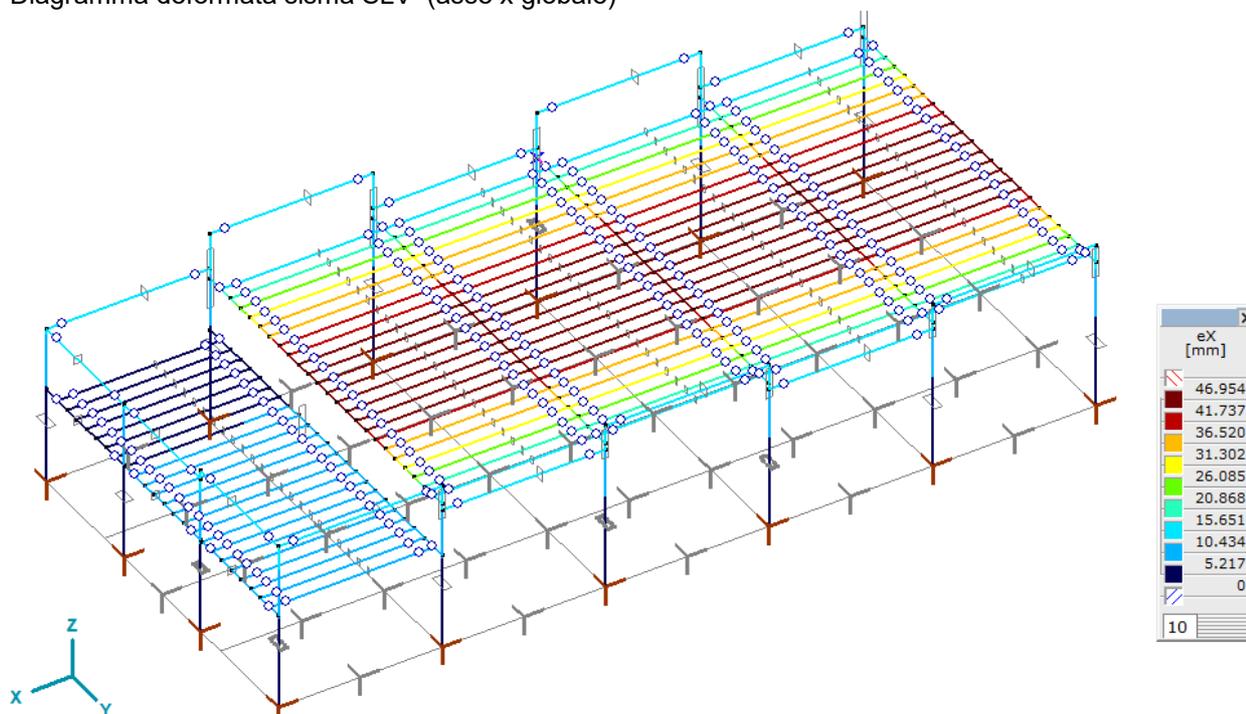


Diagramma deformata sisma SLV (asse y globale)

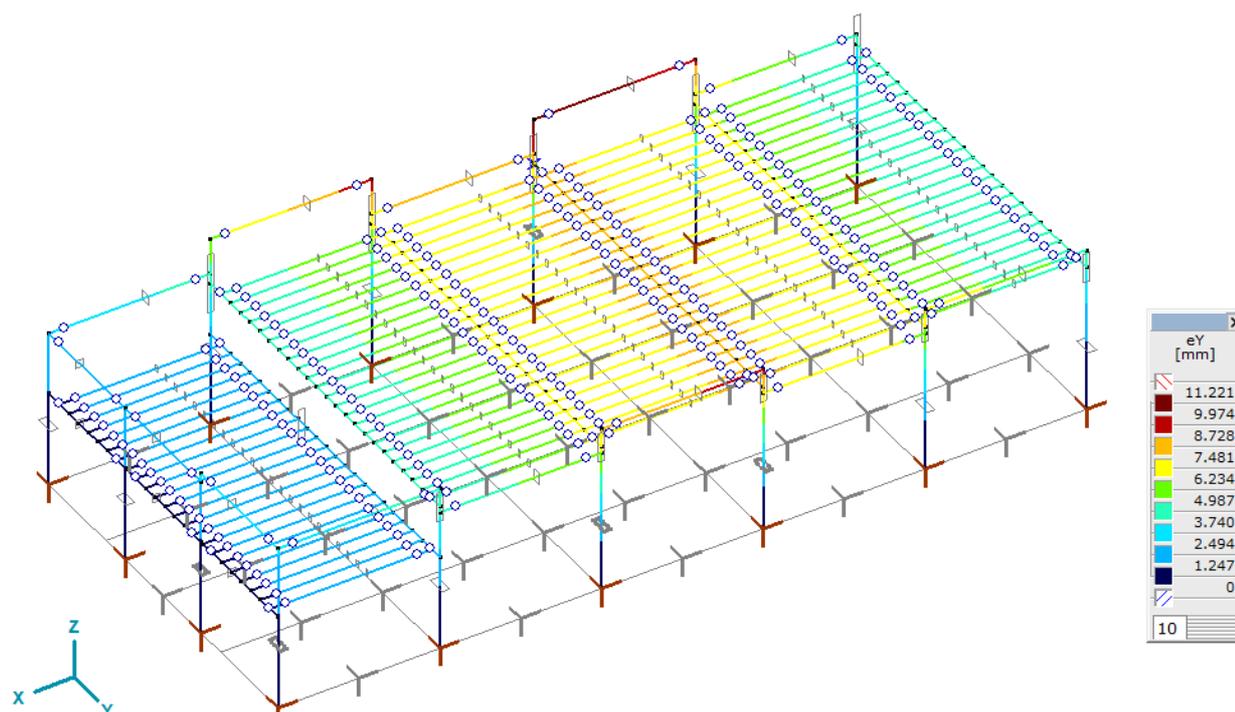


Diagramma deformata sisma SLD (asse x globale)

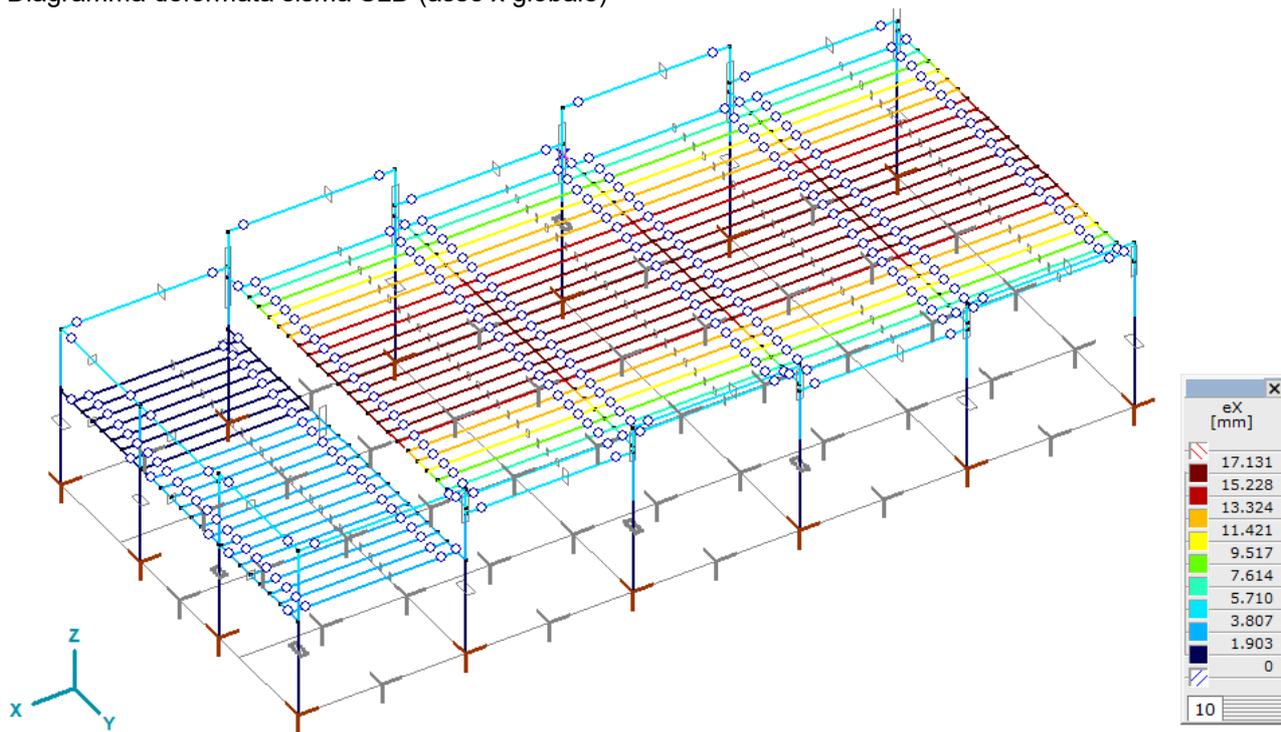
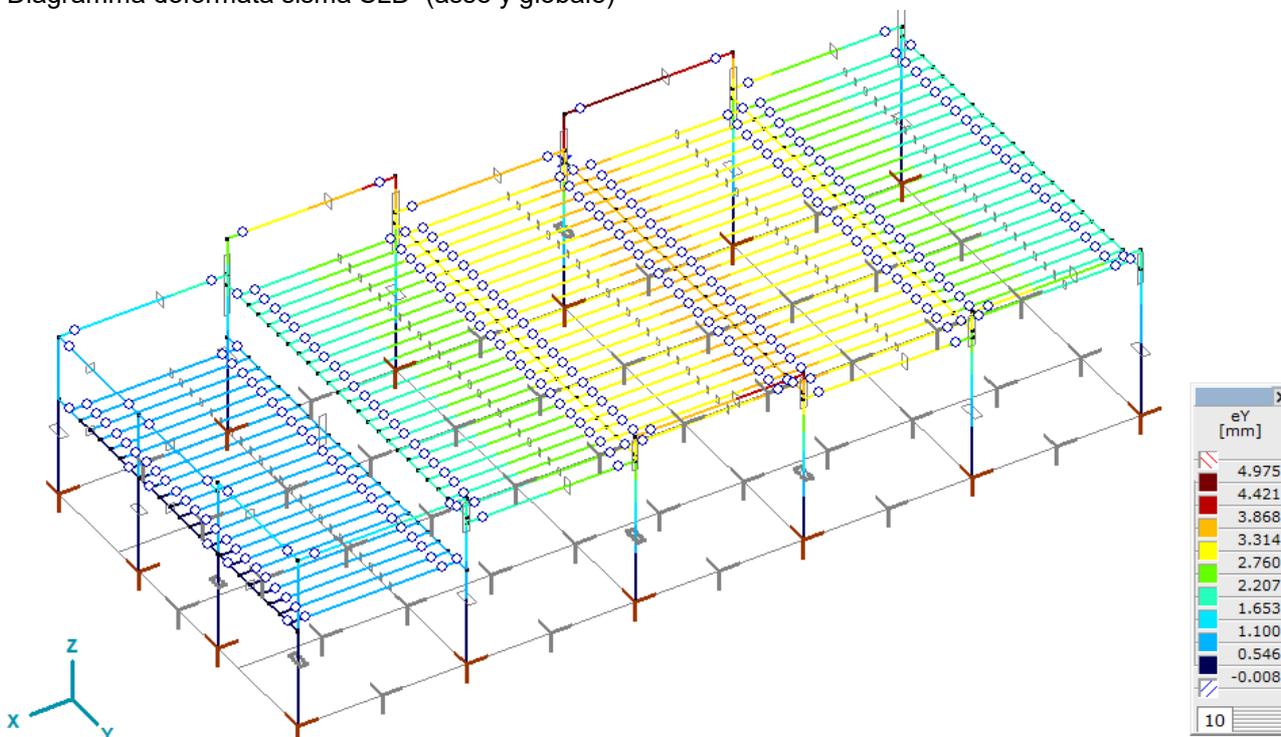


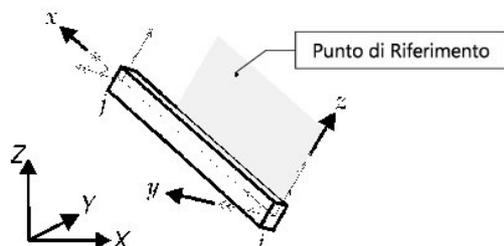
Diagramma deformata sisma SLD (asse y globale)



7.2 - Calcolo sollecitazioni e verifiche strutturali

Vengono riportati i diagrammi delle sollecitazioni per ciascuno degli elementi principali della struttura. Il sistema di riferimento è quello del singolo elemento; le unità di misura sono [kN;m].

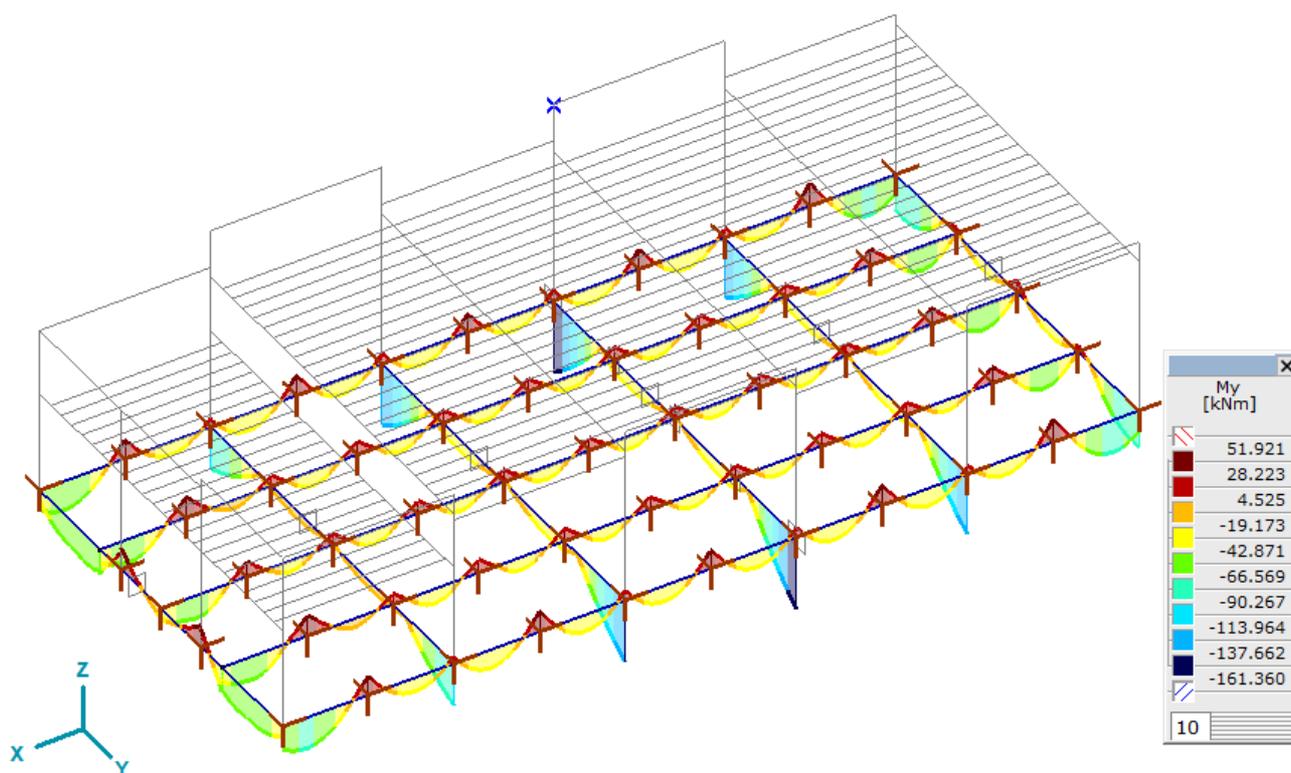
Sistema di riferimento singolo elemento:



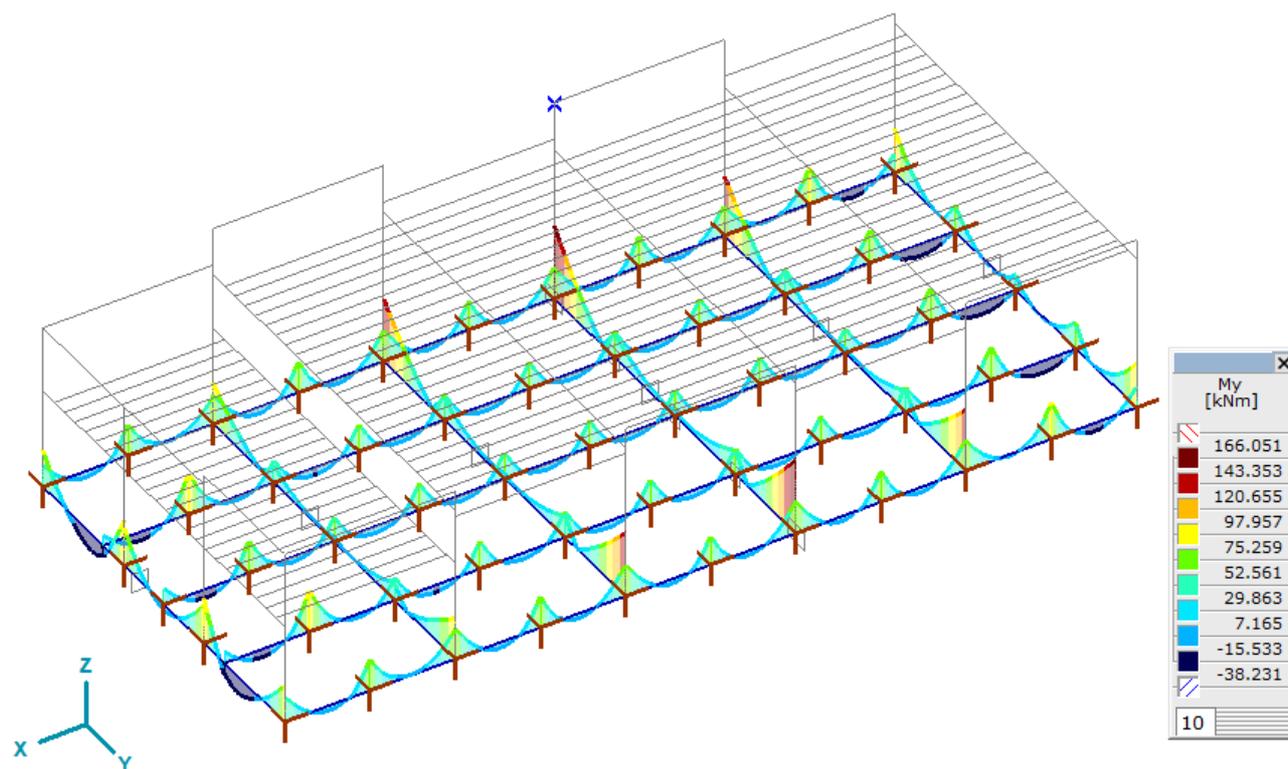
TRAVI DI FONDAZIONE

Diagrammi sollecitazioni (tutti gli SLU – critico)

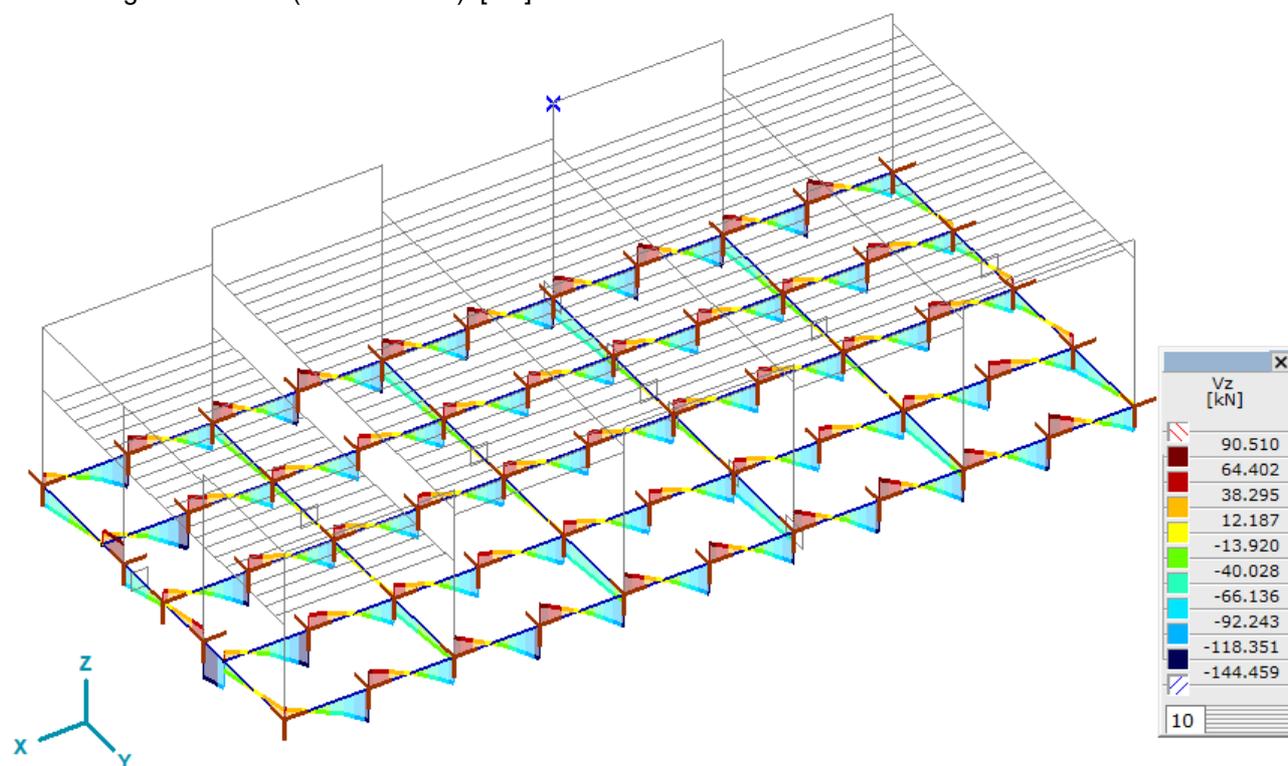
Momento flettente M_{ymin} (asse y locale) [kNm]



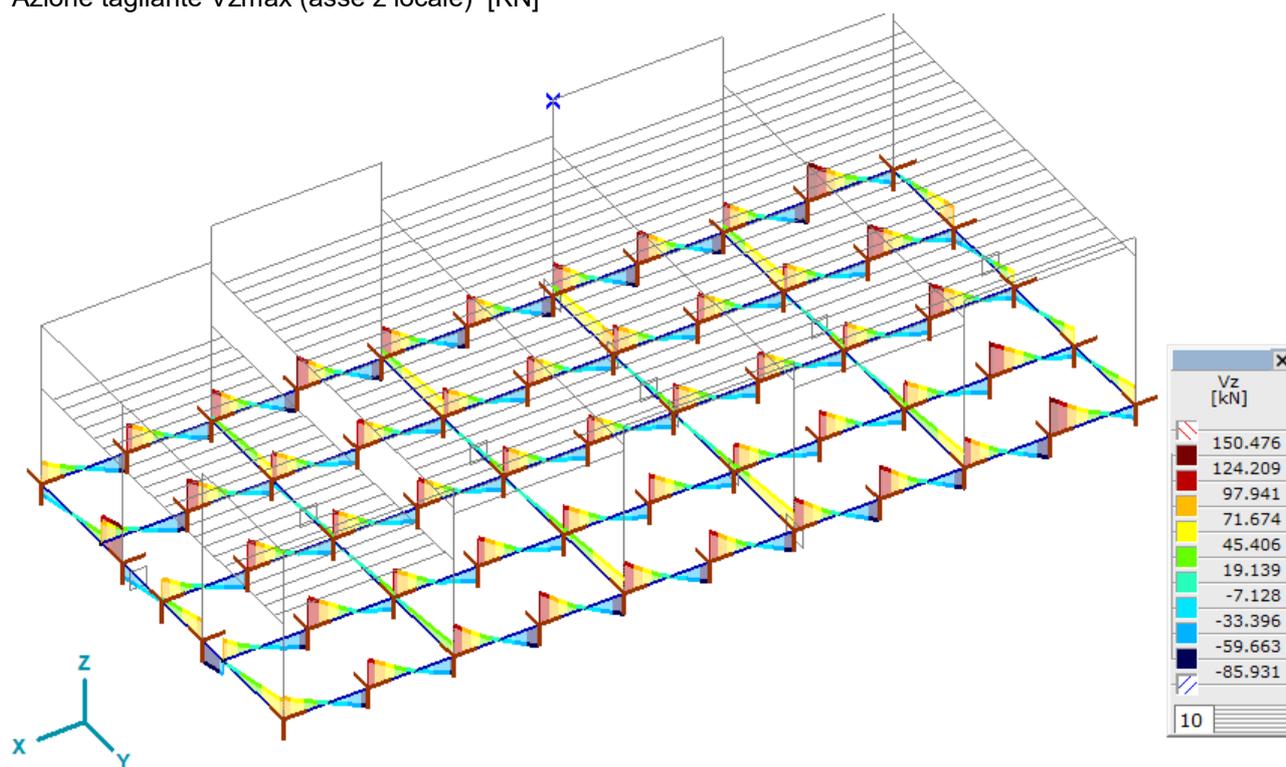
Momento flettente $M_{y_{max}}$ (asse y locale) [KNm]



Azione tagliante $V_{z_{min}}$ (asse z locale) [kN]



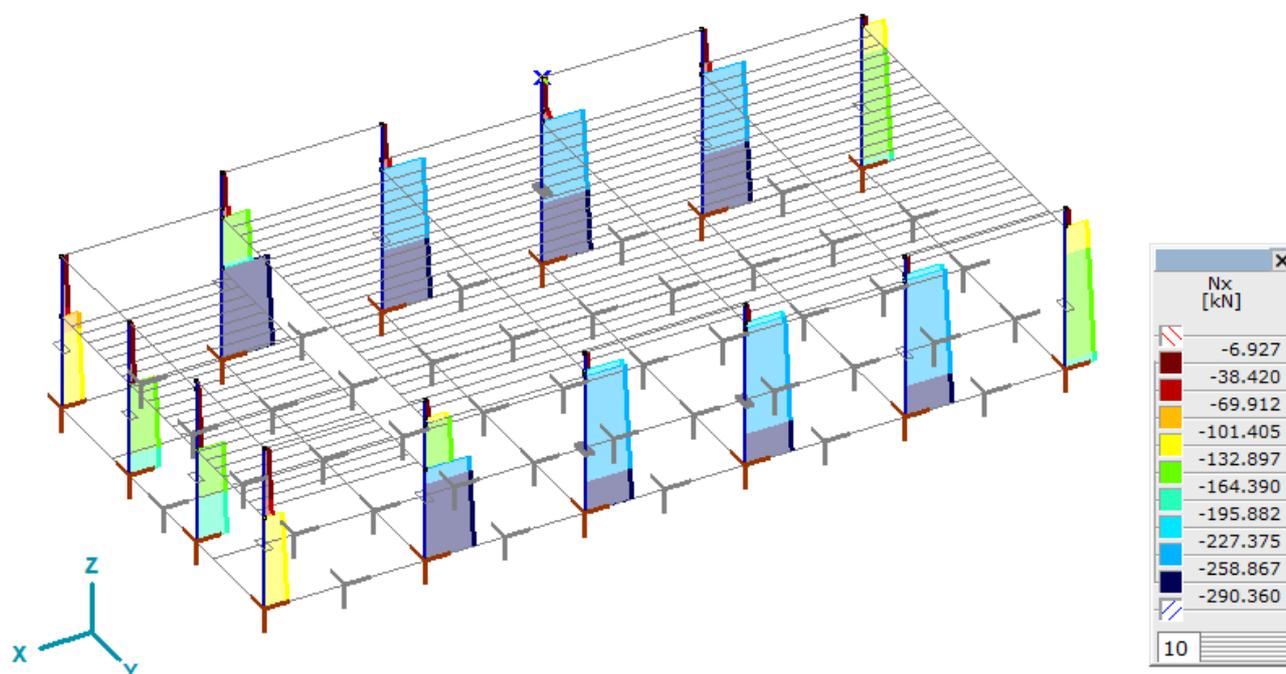
Azione tagliante Vzmax (asse z locale) [kN]



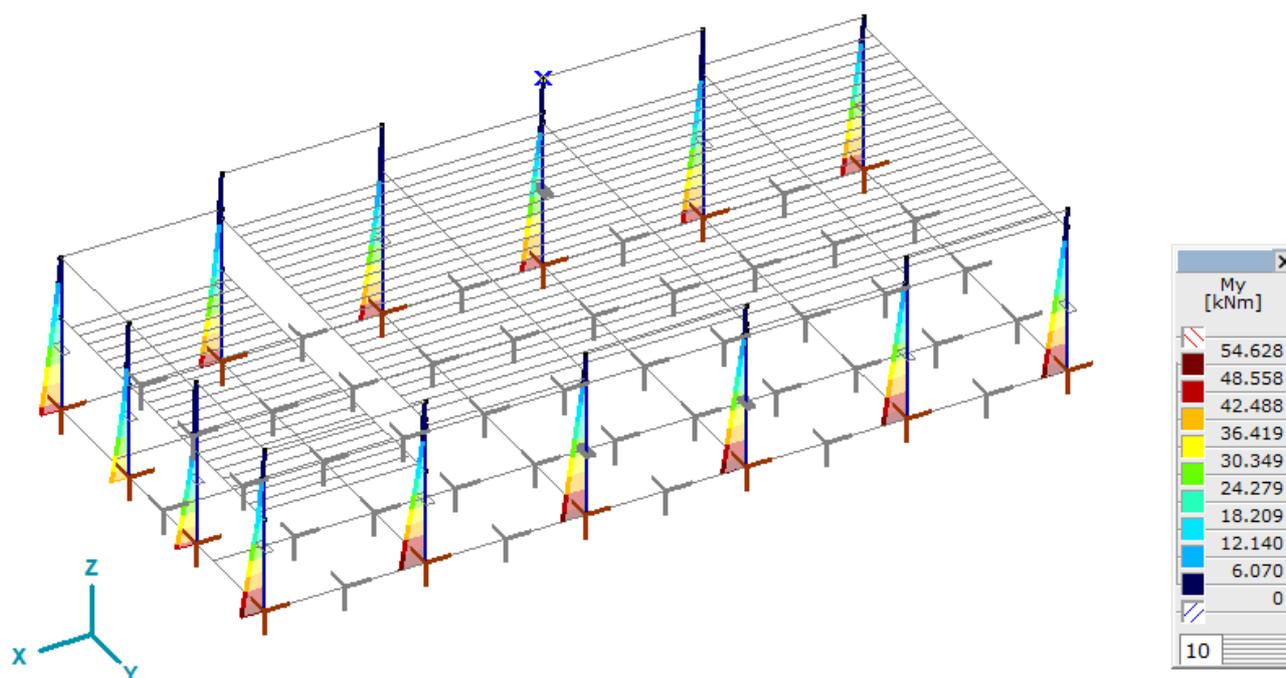
PILASTRI

Diagrammi sollecitazioni (tutti gli SLU – critico)

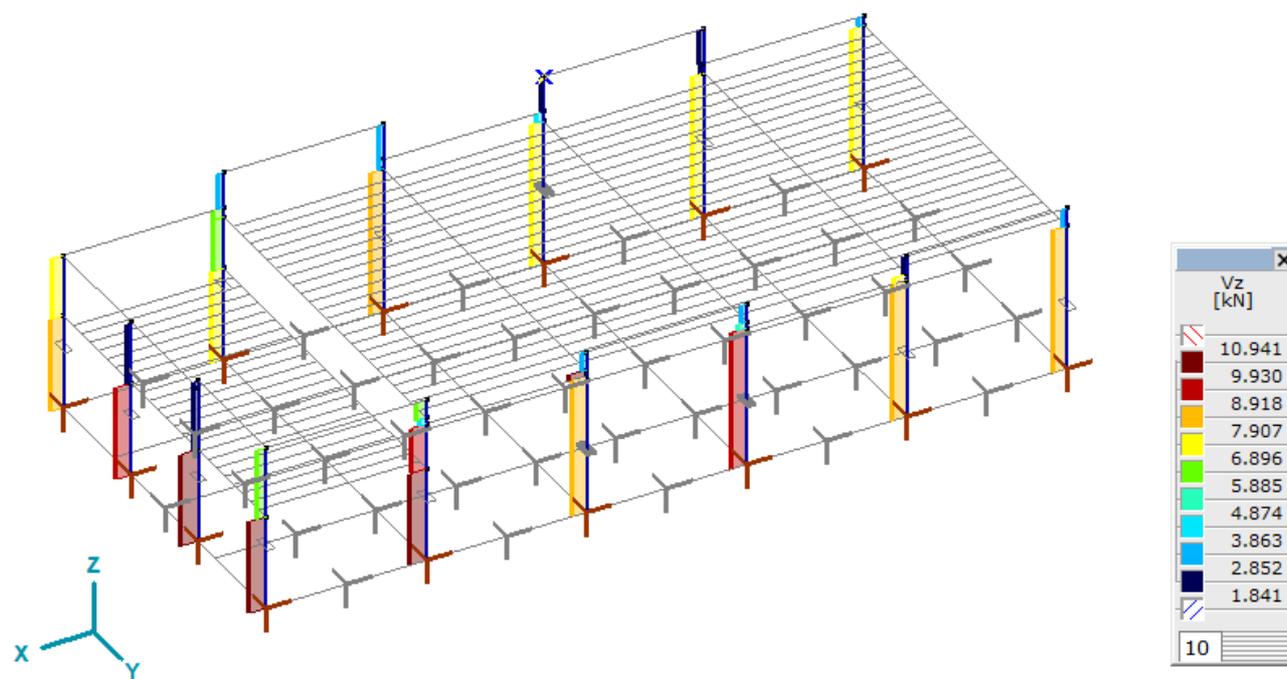
Azione assiale N [kN]



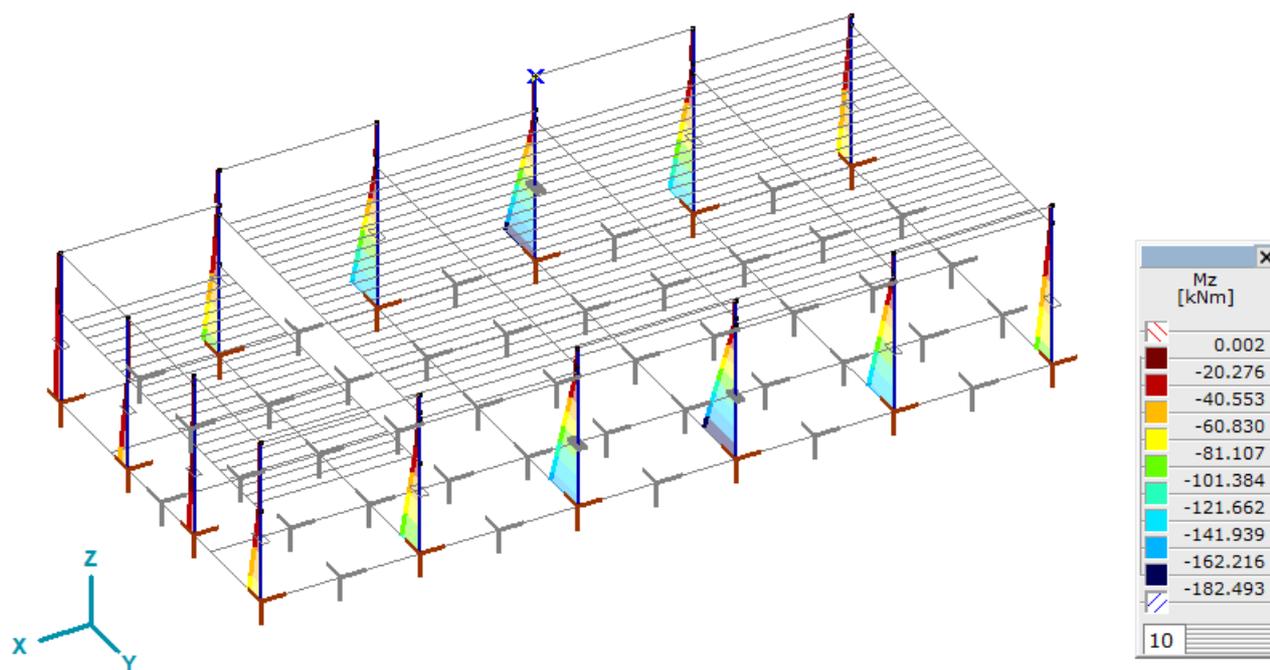
Momento flettente M_y (asse y locale) [kNm]



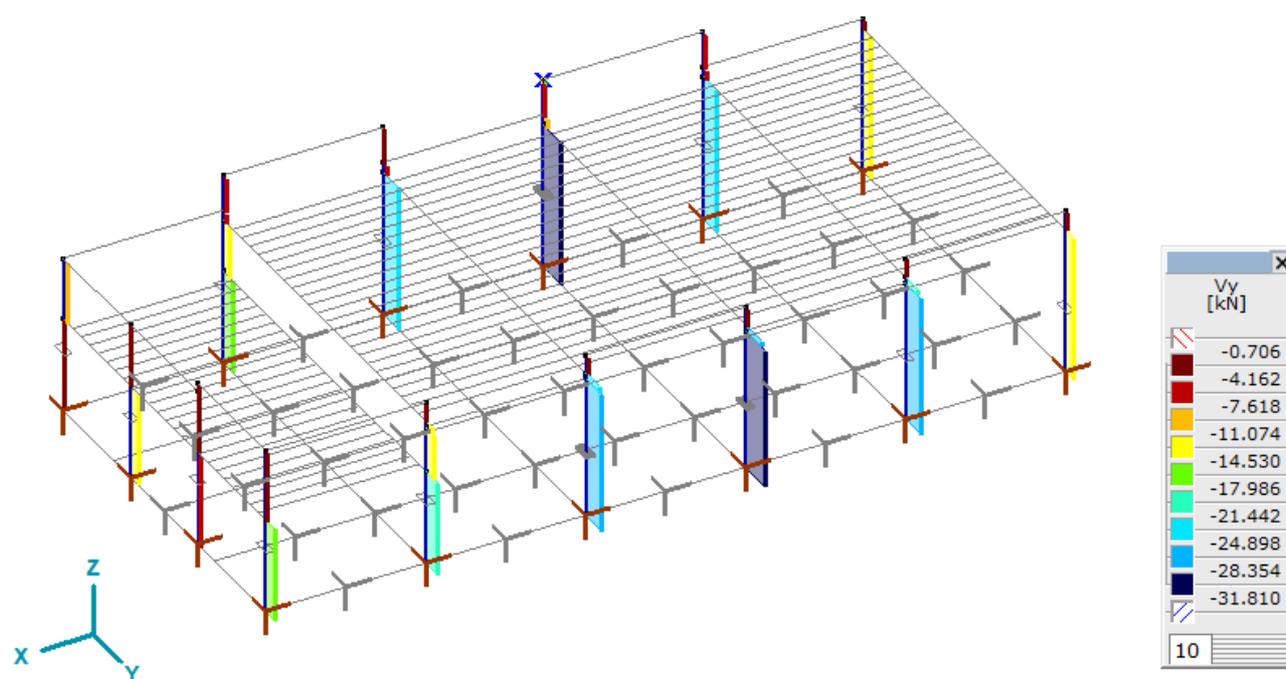
Azione tagliante V_z (asse z locale) [kN]



Momento flettente M_z (asse z locale) [kNm]

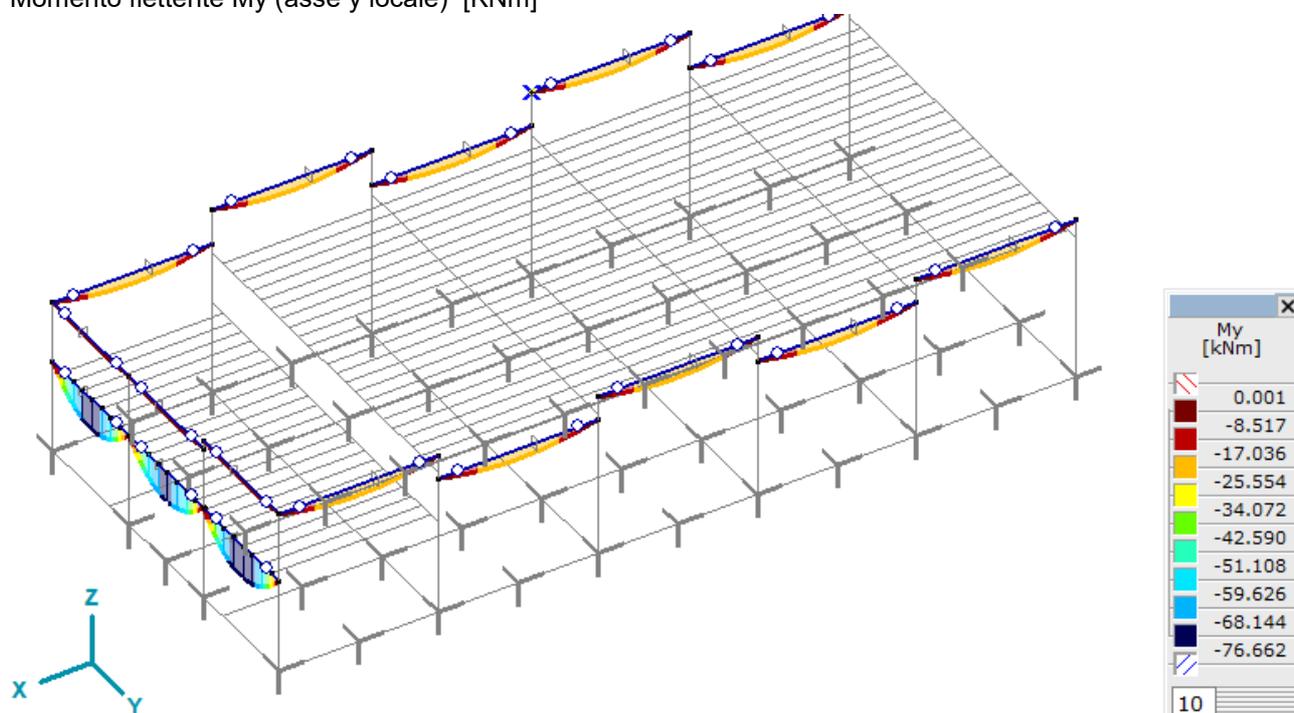
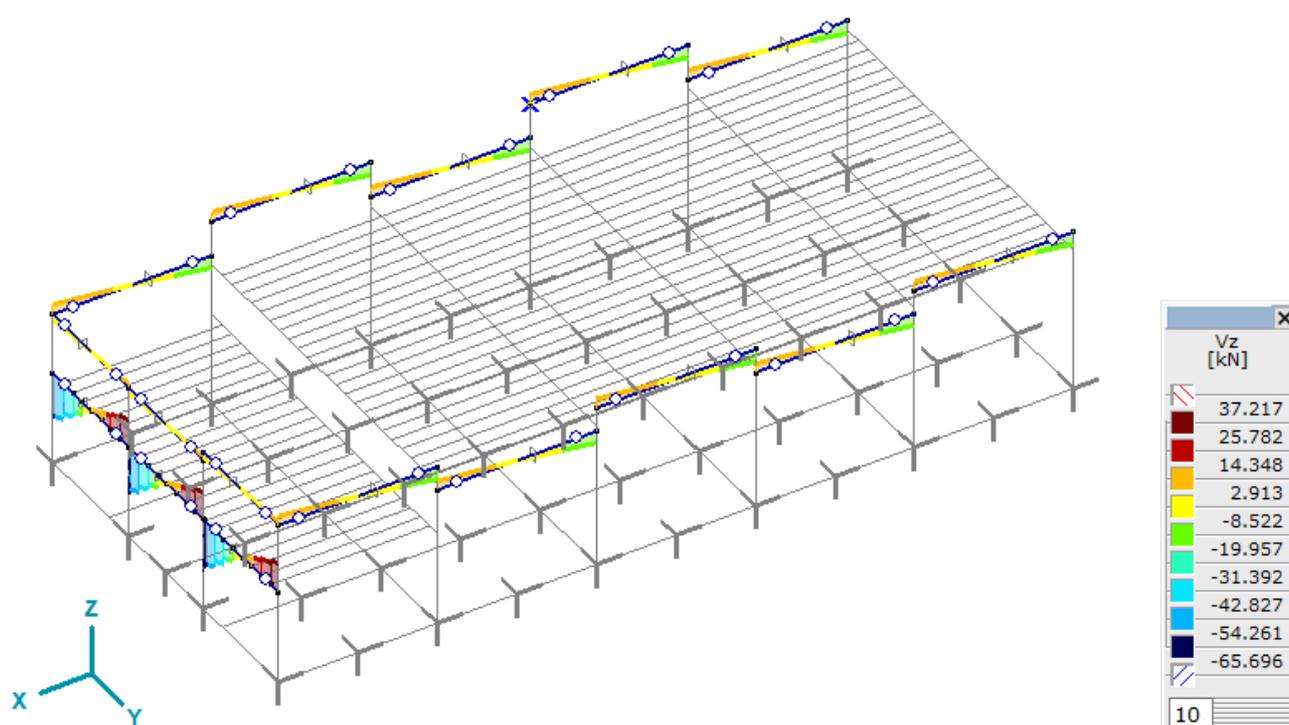


Azione tagliante V_y (asse y locale) [kN]



TRAVI IN C.A. T2-T3-T4

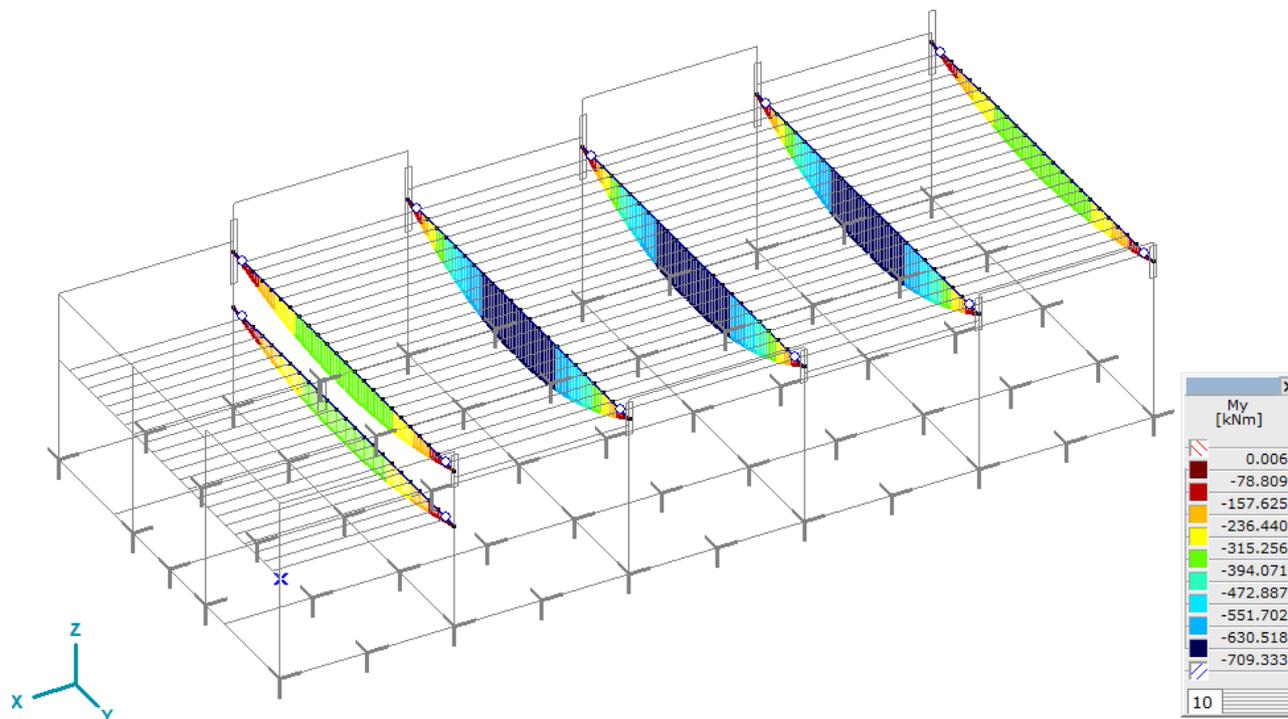
Diagrammi sollecitazioni (tutti gli SLU – critico)

Momento flettente M_y (asse y locale) [KNm]Azione tagliante V_z (asse z locale) [KN]

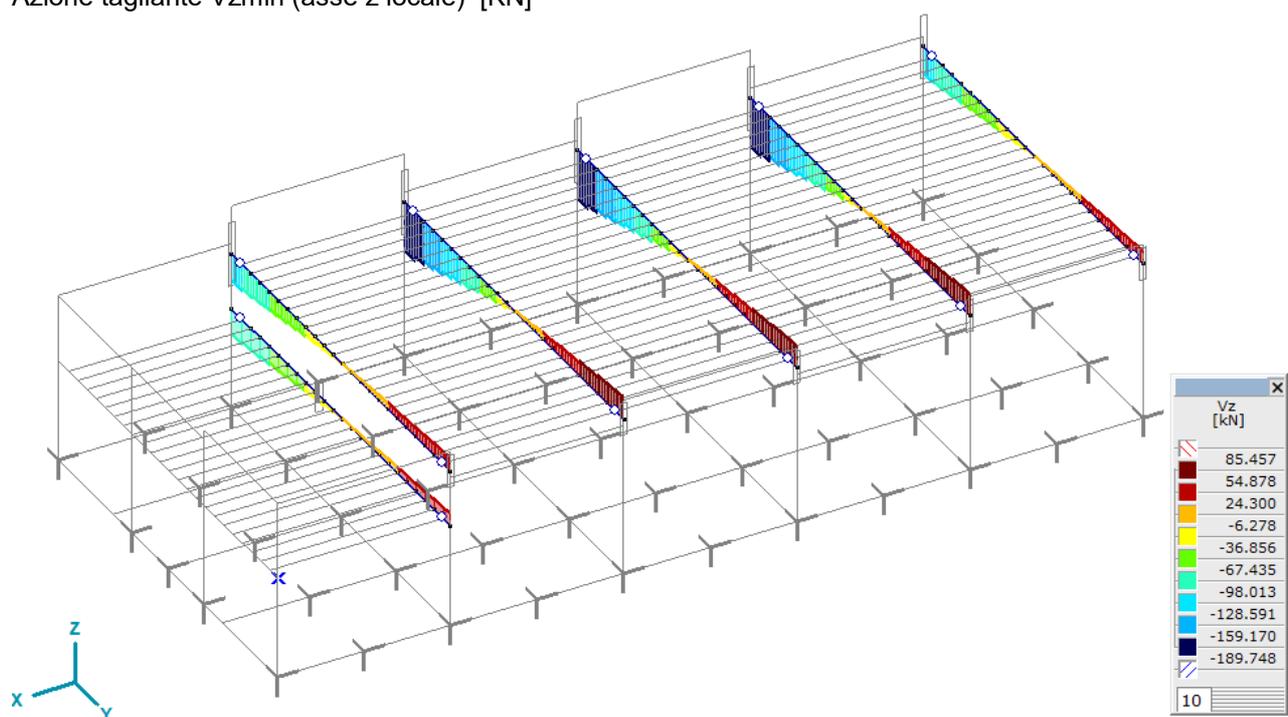
TRAVI PRINCIPALI DI COPERTURA T1 – T1'

Diagrammi sollecitazioni (tutti gli SLU – critico)

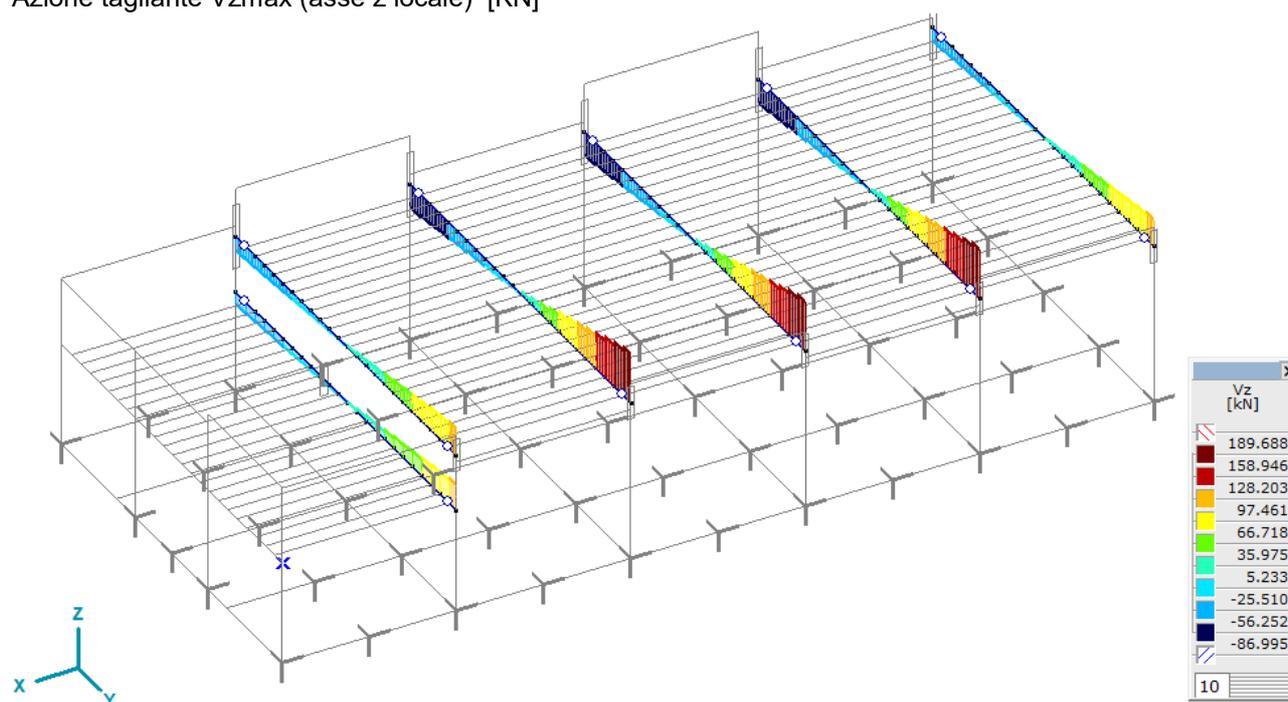
Momento flettente M_y (asse y locale) [KNm]



Azione tagliante V_{zmin} (asse z locale) [kN]



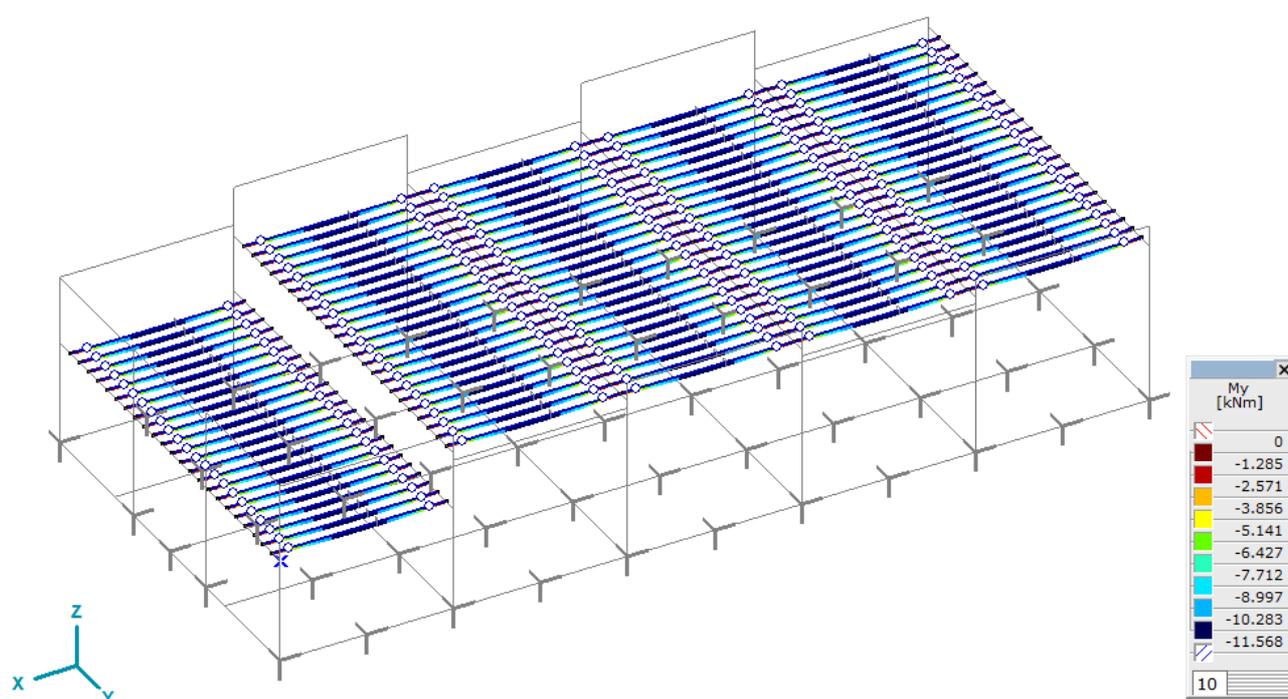
Azione tagliante Vzmax (asse z locale) [kN]



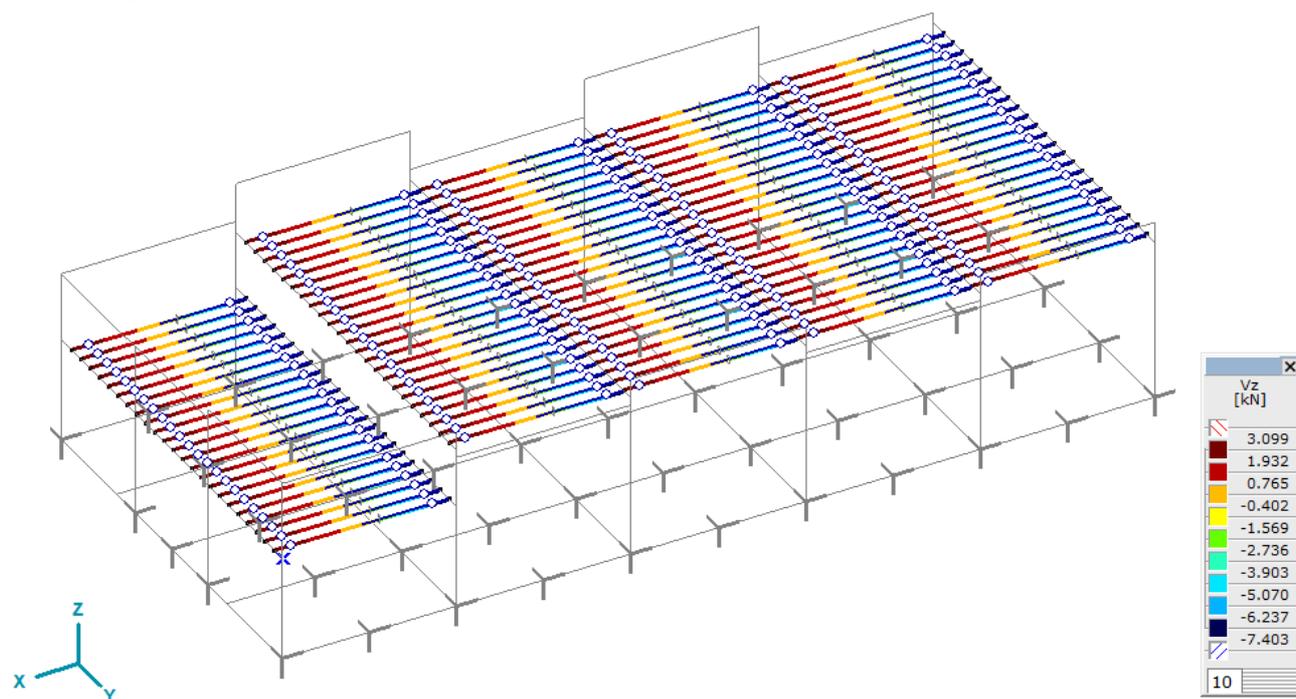
TRAVETTI DI COPERTURA Tt

Diagrammi sollecitazioni (tutti gli SLU – critico)

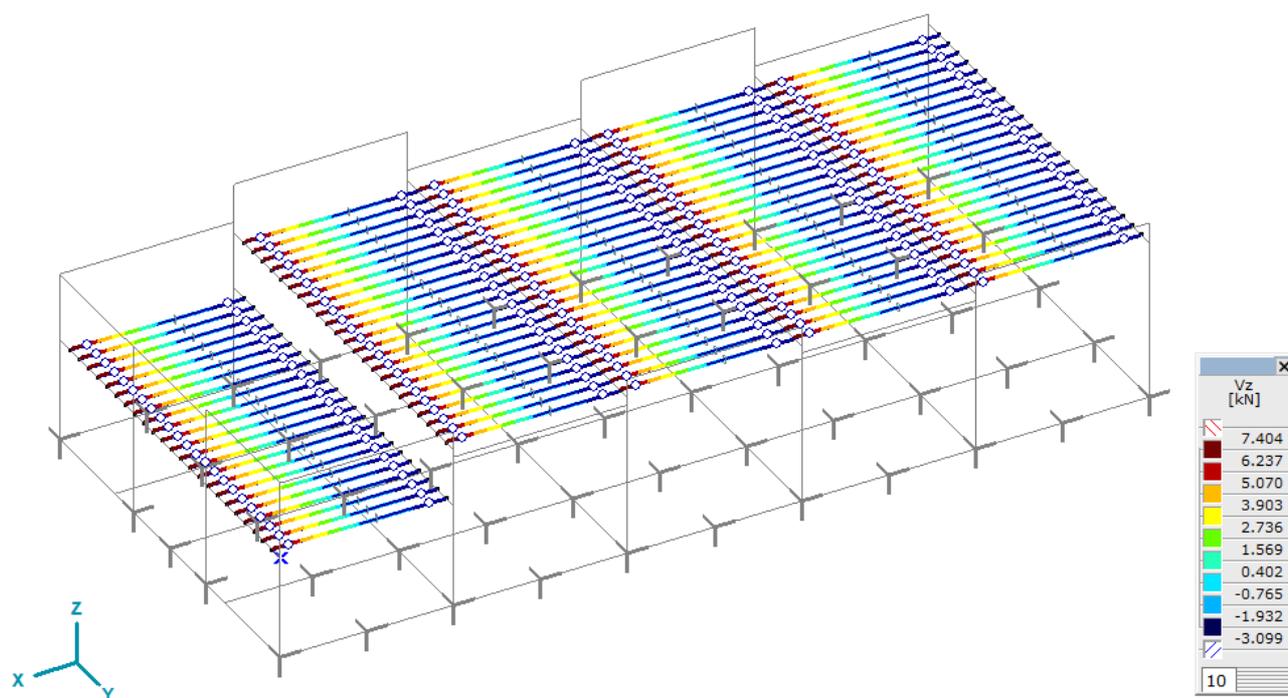
Momento flettente My (asse y locale) [kNm]



Azione tagliante Vzmin (asse z locale) [kN]



Azione tagliante Vzmax (asse z locale) [kN]



7.3 – Reazioni vincolari

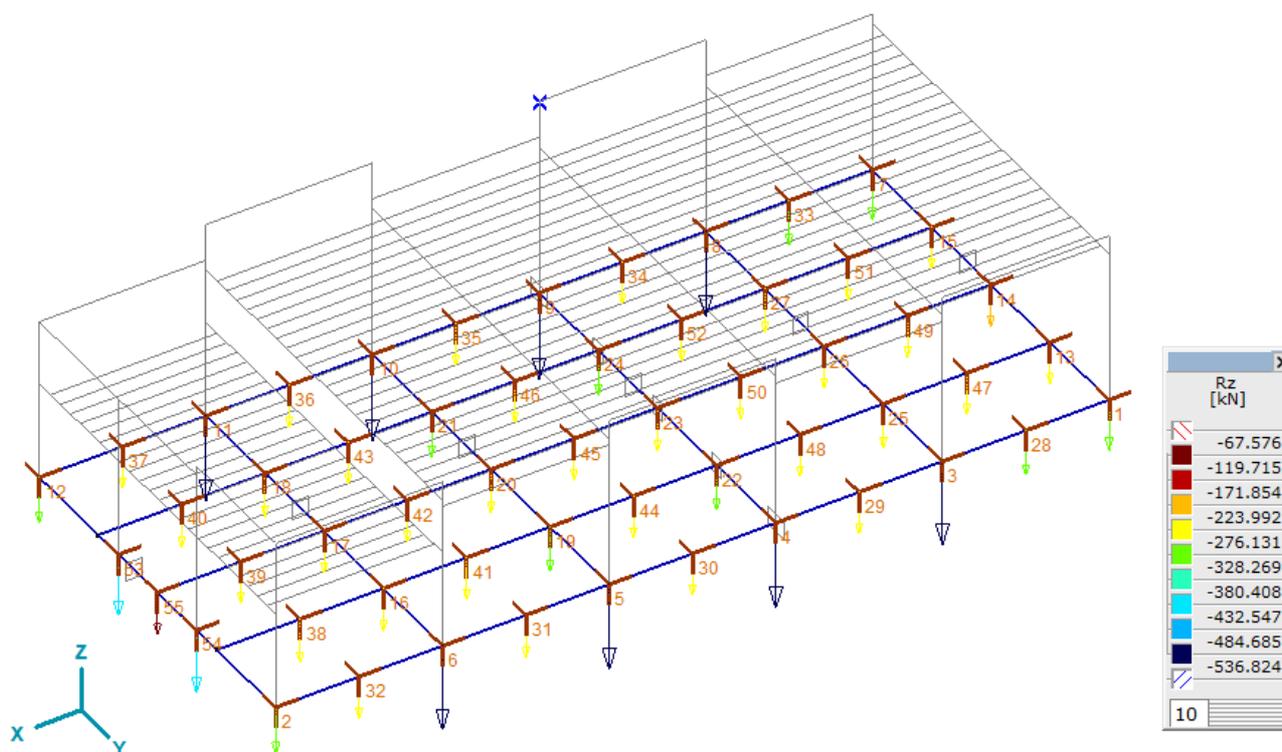
Di seguito sono riportati i diagrammi delle reazioni vincolari superficiali.

Il sistema di riferimento è quello globale indicato nello schema, le unità di misura sono [kN;m]

Rz (combinazione SLU)

Lo schema riporta i valori massimi delle reazioni trasmesse dalla struttura ai pali di fondazione.

Come indicato nella 'Relazione descrittiva e di calcolo' redatta dall' Ing. Davide Grablovitz, i pali di fondazione in progetto risultano idonei a sopportare in carichi massimi trasmessi dalla struttura.



8 - Verifica elementi

8.1 - Travi di fondazione

Azioni massime di progetto (trave tipo 2):

$M_{yd} = 54,17 \text{ KNm}$ in campata

$M_{yd}' = 90,9 \text{ KNm}$ su appoggio

$V_{zd} = 144 \text{ KN}$

Dimensioni: 60x70 cm

Materiale: calcestruzzo Classe C25/30

Armatura corrente: n.6+6 $\varnothing 14$

Staffe: n.1 $\varnothing 8 / 20 \text{ cm}$ doppia

Verifica su appoggio:

Titolo : fondazione tipo 2

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	4
2	6.16	66

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c ‰ f_{cc}/f_{cd} ‰
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 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

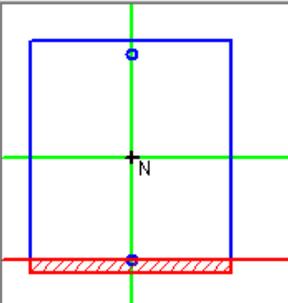
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso



Taglio resistente di progetto:

$V_{rzd} = 583 \text{ KN} > V_{zd} = 144 \text{ KN}$

VERIFICATO

Azioni massime di progetto (trave tipo 1):

$M_{yd} = 71,5 \text{ KNm}$ in campata

$M_{yd}' = 81,8 \text{ KNm}$ su appoggio

$V_{zd} = 150 \text{ KN}$

Dimensioni: 100x70 cm

Materiale: calcestruzzo Classe C25/30

Armatura corrente: n.6+6 $\varnothing 16$

Staffe: n.1 $\varnothing 10$ /20 cm doppia

Verifica su appoggio:

Titolo: fondazione tipo 1

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.04	4
2	8.04	66

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	0	0	kN
M_{xEd}	81.8	0	kNm
M_{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

ϵ_{su}	67.5	ϵ_{c2}	2
f_{yd}	391.3	ϵ_{cu}	3.5
E_s	200,000	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

$M_{xRd} = -205.2$ kN m

$\sigma_c = -14.17$ N/mm²

$\sigma_s = 391.3$ N/mm²

$\epsilon_c = 3.5$ ‰

$\epsilon_s = 63.1$ ‰

d = 66 cm

x = 3.469 x/d = 0.05255

$\delta = 0.7$

Calcola MRd **Dominio M-N**
 N^* rett. 100
 L_o 0 cm **Col. modello**

Precompresso

Taglio resistente di progetto:

$V_{rzd} = 908 \text{ KN} > V_{zd} = 144 \text{ KN}$

VERIFICATO

Azioni massime di progetto (trave tipo 3):

M_{yEd} = 166 kNm su appoggio

V_{zEd} = 79 kN

Dimensioni: 60x70 cm

Materiale: calcestruzzo Classe C25/30

Armatura corrente: n.6+6 \varnothing 14

Staffe: n.1 \varnothing 8 /20 cm doppia

Verifica su appoggio:

Titolo : **fondazione tipo 3**

N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	60	70

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	9.24	4
2	9.24	66

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

Materiali

B450C **C25/30**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

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

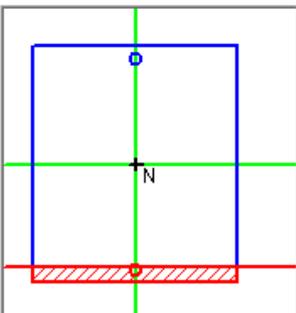
Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd

cm

Precompresso



Taglio resistente di progetto:

V_{rEd} = 583 kN > V_{zEd} = 79 kN

VERIFICATO

8.2 - Travi in c.a. T2 – T3 – T4 – T4'

Azioni massime di progetto (trave T4'):

$M_{yd} = 76,7$ kNm

$V_{zd} = 65,7$ kN

Dimensioni: 30x40 cm

Materiale: calcestruzzo Classe C28/35

Armatura corrente: n.4 $\varnothing 14$ superiori
n.4 $\varnothing 16$ inferiori

Staffe: n.1 $\varnothing 8$ /18 cm

Titolo: trave T4'

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	4
2	8.04	36

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

Solecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C28/35
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6667
	τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 104.3 kN m

σ_c -15.87 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 20.08 ‰

d 36 cm

x 5.344 x/d 0.1484

δ 0.7

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 cm Col. modello

Precompresso

Taglio resistente di progetto:

$V_{rd} = 177$ kN > $V_{zd} = 65,7$ kN

VERIFICATO

8.3 – Pilastri

Si verifica il pilastro maggiormente sollecitato 'Pilastro tipo 6' (elemento 8)

Dimensioni: 75x30 cm

Materiale: calcestruzzo Classe C28/35

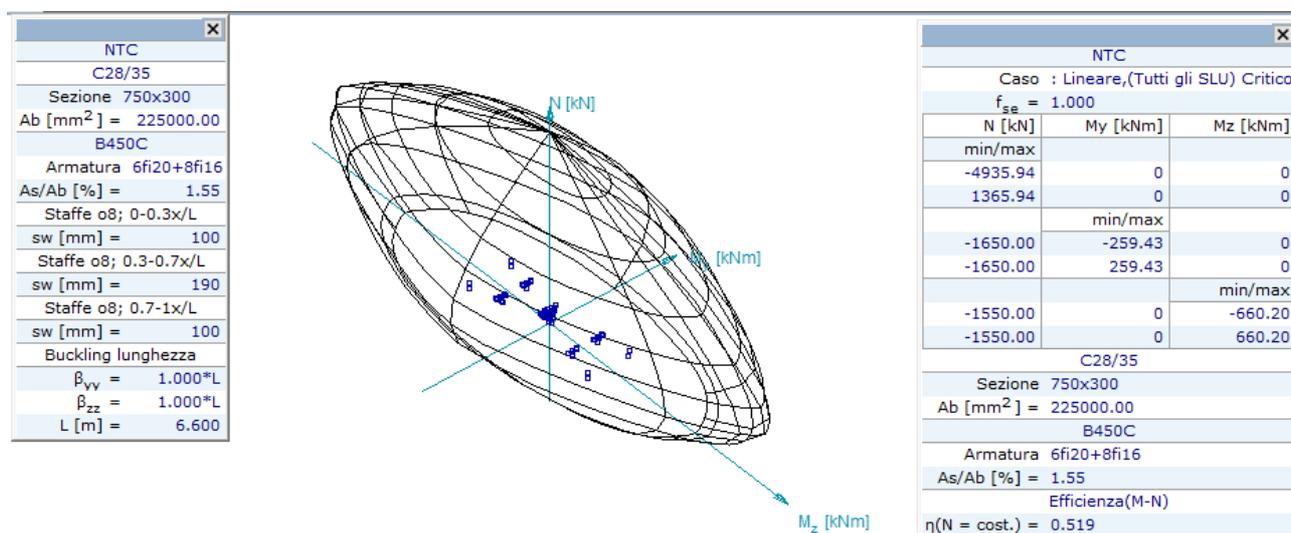
Armatura corrente: n.14 \varnothing 20

Staffe: n.1 \varnothing 8 /10 cm zona critica

n.1 \varnothing 8 /19 cm

Le azioni interne di progetto (combinazione SLU) sono riassunte nella tabella sottostante.

Se.	C	min. max.	Loc. [m]	Nodo	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Tx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
8	2		L=6.600							
		Nx min	0	(4)	-267.917	-0.474	0.025	0.001	-0.038	-2.794
		max	6.600	(29)	-12.262	3.283	-3.864	8.751	0	-3.620
		Vy min	0	(4)	-145.632	-31.810	9.077	1.641	-52.764	-182.493
		max	0	(4)	-145.632	30.861	9.077	1.641	-52.764	-182.493
		Vz min	0	(4)	-145.632	-31.810	-9.026	1.641	-52.764	-182.493
		max	0	(4)	-145.632	-31.810	9.077	1.641	-52.764	-182.493
		Tx min	5.620	(41)	-103.124	-26.542	-5.598	-8.750	3.260	-7.159
		max	5.620	(41)	-103.124	-26.542	-5.598	8.750	3.260	-7.159
		My min	0	(4)	-145.632	-31.810	9.077	1.641	-52.764	-182.493
		max	0	(4)	-145.632	-31.810	9.077	1.641	52.720	-182.493
		Mz min	0	(4)	-145.632	-31.810	9.077	1.641	-52.764	-182.493
		max	0	(4)	-145.632	-31.810	9.077	1.641	-52.764	176.899



La verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sfruttamento pari a $0,519 \leq 1$

Si verifica il pilastro maggiormente sollecitato sulla testata 'Pilastro tipo 8' (elemento 22)

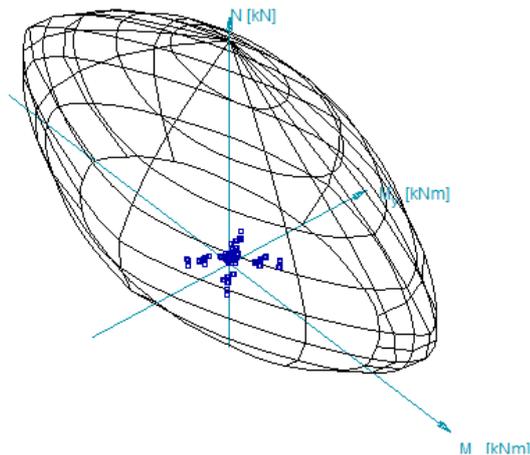
Materiale: calcestruzzo Classe C28/35

Armatura corrente: n.6 $\varnothing 20$ + n.4 $\varnothing 16$

Staffe: n.1 $\varnothing 8$ /10 cm zona critica

n.1 $\varnothing 8$ /19 cm

NTC	
C28/35	
Sezione 600x300	
Ab [mm ²] =	180000.00
B450C	
Armatura 6fi20+4fi16	
As/Ab [%] =	1.49
Staffe o8; 0-0.3x/L	
sw [mm] =	100
Staffe o8; 0.3-0.7x/L	
sw [mm] =	190
Staffe o8; 0.7-1x/L	
sw [mm] =	100
Buckling lunghezza	
β_{yy} =	1.000*L
β_{zz} =	1.000*L
L [m] =	6.600



NTC		
Caso : Lineare,(Tutti gli SLU) Critico		
$f_{se} = 1.000$		
N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
min/max		
-3907.48	0	0
1051.48	0	0
	min/max	
-1350.00	-197.04	0
-1350.00	197.04	0
		min/max
-1450.00	0	-416.62
-1450.00	0	416.62
C28/35		
Sezione 600x300		
Ab [mm ²] =	180000.00	
B450C		
Armatura 6fi20+4fi16		
As/Ab [%] =	1.49	
Efficienza(M-N)		
$\eta(N = \text{cost.}) =$	0.407	

La verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sfruttamento pari a $0,407 \leq 1$

Si verifica il pilastro maggiormente sollecitato sull'angolo 'Pilastro tipo 4' (elemento 52)

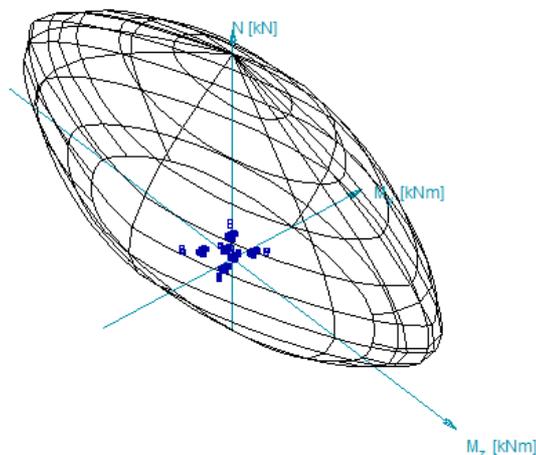
Materiale: calcestruzzo Classe C28/35

Armatura corrente: n.14 $\varnothing 16$

Staffe: n.1 $\varnothing 8$ /10 cm zona critica

n.1 $\varnothing 8$ /19 cm

NTC	
C28/35	
Sezione 750x300	
Ab [mm ²] =	225000.00
B450C	
Armatura 14 fi16	
As/Ab [%] =	1.25
Staffe o8; 0-0.3x/L	
sw [mm] =	100
Staffe o8; 0.3-0.7x/L	
sw [mm] =	190
Staffe o8; 0.7-1x/L	
sw [mm] =	100
Buckling lunghezza	
β_{yy} =	1.000*L
β_{zz} =	1.000*L
L [m] =	6.600



NTC		
Caso : Lineare,(Tutti gli SLU) Critico		
$f_{se} = 1.000$		
N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
min/max		
-4670.61	0	0
1100.00	0	0
	min/max	
-1650.00	-239.95	0
-1650.00	239.95	0
		min/max
-1600.00	0	-548.68
-1600.00	0	548.68
C28/35		
Sezione 750x300		
Ab [mm ²] =	225000.00	
B450C		
Armatura 14 fi16		
As/Ab [%] =	1.25	
Efficienza(M-N)		
$\eta(N = \text{cost.}) =$	0.442	

La verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sfruttamento pari a $0,442 \leq 1$

8.4 – Travi di copertura T1

Azioni massime di progetto:

Myd = 709 KNm	in campata
Myd' = 527 KNm	ai quarti
Myd'' = 632,2 KNm	ai terzi
Vzd = 189,7 KN	su appoggio

Dimensioni: 120x24/240x24 cm

Materiale: legno GL28h

Sezione media in campata: 180x24

A = 4320 cm ²	area sezione
W = 129600 cm ³	modulo di resistenza
J = 11664000 cm ⁴	modulo d'inerzia

Verifica a flessione e svergolamento

Classe di servizio: 2

Tensione di progetto per flessione:

$$\sigma_{mad} = \sigma_{mod} = 6 \text{ Myd} / b h^2 = 54,7 \text{ daN /cmq}$$

$\sigma_{mxd} = 54,7 \text{ daN /cmq} < f_{m,k} / \gamma_M = 207 \text{ daN/cm}^2$	VERIFICATO
$\sigma_{mad} = \sigma_{mod} = 54,7 \text{ daN /cmq} < K_{\alpha} \cdot f_{m,d} = 127,5 \text{ daN/cm}^2$	VERIFICATO
$\sigma_{mxd} = 54,7 \text{ daN /cmq} < K_{crit} \cdot f_{m,d} = 120,2 \text{ daN/cm}^2$	VERIFICATO

con

. $f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 186,7 \text{ daN/cm}^2$	resistenza di progetto a flessione
. $f_{t90d} = 3 \text{ daN/cm}^2$	
. $K_{mod} = 0,90$	
. $K_{\alpha} = 0,683$	per trazione parallela a bordo rastremato
. $K_{\alpha} = 0,715$	per compressione parallela a bordo rastremato
. $f_{mk} = 280 \text{ daN/cm}^2$	resistenza caratteristica a flessione
. $\gamma_M = 1,35$	coeff. di sicurezza del materiale
. $\sigma_{m,cr} = 179 \text{ daN/cm}^2$	tensione critica per flessione
. $\lambda_{rel,m} = 1,25$	snellezza relativa di trave
. $K_{cr} = 0,62$	coeff. riduttivo di tensione critica per instabilità

Sezione ai quarti: 150x24

A = 3600 cm ²	area sezione
W = 90000 cm ³	modulo di resistenza
J = 6750000 cm ⁴	modulo d'inerzia

Verifica a flessione e svergolamento

Classe di servizio: 2

Tensione di progetto per flessione:

$$\sigma_{\text{mad}} = \sigma_{\text{mod}} = 6 \text{ Myd}' / b h^2 = 58,6 \text{ daN /cmq}$$

$$\sigma_{\text{mxd}} = 58,6 \text{ daN /cmq} < f_{\text{m,k}} / \gamma_{\text{M}} = 207 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\sigma_{\text{mad}} = \sigma_{\text{mod}} = 58,6 \text{ daN /cmq} < K_{\text{m}\alpha} \cdot f_{\text{m,d}} = 127,5 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\sigma_{\text{mxd}} = 58,6 \text{ daN /cmq} < K_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} = 120,2 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

con

- . $f_{\text{m,d}} = K_{\text{mod}} \cdot f_{\text{m,k}} / \gamma_{\text{M}} = 186,7 \text{ daN/cm}^2$ resistenza di progetto a flessione
- . $K_{\text{mod}} = 0,90$
- . $f_{\text{m,k}} = 280 \text{ daN/cm}^2$ resistenza caratteristica a flessione
- . $\gamma_{\text{M}} = 1,35$ coeff. di sicurezza del materiale
- . $\sigma_{\text{m,cr}} = 179 \text{ daN/cm}^2$ tensione critica per flessione
- . $\lambda_{\text{rel,m}} = 1,25$ snellezza relativa di trave
- . $K_{\text{cr}} = 0,62$ coeff. riduttivo di tensione critica per instabilità

Sezione ai terzi: 160x24

$$A = 3840 \text{ cm}^2 \quad \text{area sezione}$$

$$W = 102400 \text{ cm}^3 \quad \text{modulo di resistenza}$$

$$J = 8192000 \text{ cm}^4 \quad \text{modulo d'inerzia}$$

Verifica a flessione e svergolamento

Classe di servizio: 2

Tensione di progetto per flessione:

$$\sigma_{\text{mad}} = \sigma_{\text{mod}} = 6 \text{ Myd}'' / b h^2 = 61,7 \text{ daN /cmq}$$

$$\sigma_{\text{mxd}} = 61,7 \text{ daN /cmq} < f_{\text{m,k}} / \gamma_{\text{M}} = 207 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\sigma_{\text{mad}} = \sigma_{\text{mod}} = 61,7 \text{ daN /cmq} < K_{\text{m}\alpha} \cdot f_{\text{m,d}} = 127,5 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\sigma_{\text{mxd}} = 61,7 \text{ daN /cmq} < K_{\text{crit}} \cdot f_{\text{m,d}} = 120,2 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

con

- . $f_{\text{m,d}} = K_{\text{mod}} \cdot f_{\text{m,k}} / \gamma_{\text{M}} = 186,7 \text{ daN/cm}^2$ resistenza di progetto a flessione
- . $K_{\text{mod}} = 0,90$
- . $f_{\text{m,k}} = 280 \text{ daN/cm}^2$ resistenza caratteristica a flessione
- . $\gamma_{\text{M}} = 1,35$ coeff. di sicurezza del materiale
- . $\sigma_{\text{m,cr}} = 179 \text{ daN/cm}^2$ tensione critica per flessione
- . $\lambda_{\text{rel,m}} = 1,25$ snellezza relativa di trave
- . $K_{\text{cr}} = 0,62$ coeff. riduttivo di tensione critica per instabilità

Verifica a taglio

Tensione tangenziale di progetto:

$$\tau_d = 1.5 \cdot Vzd / (b_{ef} \cdot h) = 14,8 \text{ daN/cm}^2 < f_{v,d} \quad \text{VERIFICATO}$$

con

- . $f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 21,3 \text{ daN/cm}^2$ resistenza di progetto a taglio
- . $f_{v,k} = 32 \text{ daN/cm}^2$ resistenza caratteristica a taglio
- . $b_{ef} = K_{cr} \cdot b = 0.67 \cdot 24 = 16 \text{ cm}$ larghezza efficace trave
- . $h = 120 \text{ cm}$ altezza trave
- . $K_{mod} = 0.90$
- . $\gamma_M = 1.35$ coeff. di sicurezza del materiale

Verifica a schiacciamento su appoggio

$$\sigma_{c90,d} = Vzd / A_{90} = 22,6 \text{ daN/cm}^2 < 1.5 \cdot f_{c90,d} = 30 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

con

- . $A_{90} = b \cdot l_{ef} = 24 \cdot (35) = 840 \text{ cm}^2$ area effettiva di appoggio
- . $f_{c90,d} = K_{mod} \cdot f_{c90,k} / \gamma_M = 20 \text{ daN/cm}^2$ resistenza di progetto a compressione ortogonale
- . $f_{c90,k} = 30 \text{ daN/cm}^2$
- . $K_{mod} = 0.90$
- . $\gamma_M = 1.35$ coeff. di sicurezza del materiale

Verifica deformabilità

- $W_{ist} = 0,93 \text{ cm}$ freccia istantanea (combinazione rara)
- $W_{dif} = 0,64 \text{ cm}$ freccia differita (combinazione quasi-permanente)
- $W_{fin} = W_{ist} + W_{dif} = 1,57 \text{ cm}$
- $W_{ist} = 0,93 \text{ cm} < L/300 = 4,67 \text{ cm}$
- $W_{fin} = 1,57 \text{ cm} < L/200 = 7,00 \text{ cm}$

8.5 – Trave di copertura T1'

Azioni massime di progetto:

$M_{yd} = 368 \text{ KNm}$ in campata

$V_{zd} = 99,7 \text{ KN}$ su appoggio

Dimensioni: 120x24 cm

Materiale: legno GL28h

$A = 2880 \text{ cm}^2$ area sezione

$W = 57600 \text{ cm}^3$ modulo di resistenza

$J = 3456000 \text{ cm}^4$ modulo d'inerzia

Verifica a flessione e svergolamento

Classe di servizio: 2

Tensione di progetto per flessione:

$$\sigma_{mxd} = M_{yd} / W = 63,9 \text{ daN / cmq}$$

$$\sigma_{mxd} = 63,9 \text{ daN / cmq} < f_{m,k} / \gamma_M = 207 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\sigma_{mxd} = 63,9 \text{ daN / cmq} < K_{crit} \cdot f_{m,d} = 153,2 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

con

$$. f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 194 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{resistenza di progetto a flessione}$$

$$. K_{mod} = 0,90$$

$$. f_{m,k} = 280 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a flessione}$$

$$. \gamma_M = 1,35 \quad \text{coeff. di sicurezza del materiale}$$

$$. \sigma_{m,cr} = 269 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione critica per flessione}$$

$$. \lambda_{rel,m} = 1,02 \quad \text{snellezza relativa di trave}$$

$$. K_{cr} = 0,79 \quad \text{coeff. riduttivo di tensione critica per instabilità}$$

Verifica a taglio

Tensione tangenziale di progetto:

$$\tau_d = 1,5 \cdot V_{zd} / (b_{ef} \cdot h) = 7,80 \text{ daN/cm}^2 < f_{v,d} \quad \text{VERIFICATO}$$

con

$$. f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 21,3 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{resistenza di progetto a taglio}$$

$$. f_{v,k} = 32 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a taglio}$$

$$. b_{ef} = K_{cr} \cdot b = 0,67 \cdot 24 = 16 \text{ cm} \quad \text{larghezza efficace trave}$$

$$. h = 120 \text{ cm} \quad \text{altezza trave}$$

$$. K_{mod} = 0,90$$

$$. \gamma_M = 1,35 \quad \text{coeff. di sicurezza del materiale}$$

Verifica a schiacciamento su appoggio

$$\sigma_{c90,d} = V_{zd} / A_{90} = 13,8 \text{ daN/cm}^2 < 1,5 \cdot f_{c90,d} = 30 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{VERIFICATO}$$

con

- . $A_{90} = b \cdot L_{ef} = 24 \cdot (30) = 720 \text{ cmq}$ area effettiva di appoggio
- . $f_{c90,d} = K_{mod} \cdot f_{c90,k} / \gamma_M = 20 \text{ daN/cm}^2$ resistenza di progetto a compressione ortogonale
- . $f_{c90,k} = 30 \text{ daN/cm}^2$
- . $K_{mod} = 0.90$
- . $\gamma_M = 1.35$ coeff. di sicurezza del materiale

Verifica deformabilità

- Wist = 1,41 cm freccia istantanea (combinazione rara)
- Wdif = 0,97 cm freccia differita (combinazione quasi-permanente)
- Wfin = Wist+Wdif = 1,57 cm
- Wist = 1,41 cm < L/300 = 4,67 cm
- Wfin = 2,38 cm < L/200 = 7,00 cm

8.6 – Travetti di copertura Tt

Azioni massime di progetto:

Myd = 11,57 KNm

Vzd = 7,40 KN

Dimensioni: 12x28 cm

Materiale: legno GL24h

- A = 336 cm² area sezione
- W = 1568 cm³ modulo di resistenza
- J = 21952 cm⁴ modulo d'inerzia

Verifica a flessione e svergolamento

Classe di servizio: 2

Tensione di progetto per flessione:

$\sigma_{mxd} = Myd / W = 73,7 \text{ daN /cm}^2$

$\sigma_{mxd} = 73,7 \text{ daN /cm}^2 < K_{crit} \cdot f_{m,d} = 160 \text{ daN/cm}^2$ VERIFICATO

con

- . $f_{m,d} = K_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 160 \text{ daN/cm}^2$ resistenza di progetto a flessione
- . $K_{mod} = 0.90$
- . $f_{m,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$ resistenza caratteristica a flessione
- . $\gamma_M = 1.35$ coeff. di sicurezza del materiale
- . $\sigma_{m,cr} = 605 \text{ daN/cm}^2$ tensione critica per flessione
- . $\lambda_{rel,m} = 0,629$ snellezza di trave
- . $K_{cr} = 1$ coeff. riduttivo di tensione critica per instabilità

Verifica a taglio

Tensione tangenziale di progetto:

$$\tau_d = 1.5 \cdot V_{zd} / (b \cdot h) = 3,30 \text{ daN/cm}^2 < f_{v,d}$$

VERIFICATO

con

$$. f_{v,d} = K_{mod} \cdot f_{v,k} / \gamma_M = 18 \text{ daN/cm}^2$$

resistenza di progetto a taglio

$$. f_{v,k} = 27 \text{ daN/cm}^2$$

resistenza caratteristica a taglio

$$. b = 12 \text{ cm}$$

larghezza trave

$$. h = 28 \text{ cm}$$

altezza trave

$$. \gamma_M = 1.35$$

coeff. di sicurezza del materiale

Verifica a deformabilità

$$W_{ist} = 1,77 \text{ cm} \quad \text{freccia istantanea (combinazione rara)}$$

$$W_{dif} = 1,24 \text{ cm} \quad \text{freccia differita (combinazione quasi-permanente)}$$

$$W_{fin} = W_{ist} + W_{dif} = 3,01 \text{ cm}$$

$$W_{ist} = 1,77 \text{ cm} < L/300 = 2,08 \text{ cm}$$

$$W_{fin} = 3,01 \text{ cm} < L/200 = 3,13 \text{ cm}$$

8.6 – Fissaggio trave principale-pilastro

Forza sismica agente sul giunto:

$$F_s = 22,9 \text{ KN}$$

Tipologia attacco: n.3 barre M16 8.8 passanti

Azione di taglio sul singolo bullone:

$$V_s = F_s / 3 = 7,63 \text{ KN} < F_{v,rk} \quad \text{VERIFICATO}$$

Resistenza di calcolo del bullone:

$$F_{v,rk} = \min(F_{v,rk1}; F_{v,rk2}) = 19,68 \text{ KN}$$

con

$$. F_{v,rk1} = 0.5 \cdot f_{h2k} \cdot t_2 \cdot d = 54,2 \text{ KN}$$

$$. F_{v,rk2} = 2.3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h2k} \cdot d} = 27,84 \text{ KN}$$

$$. M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{uk} \cdot d^{2.6} = 324282 \text{ Nmm} \quad \text{valore caratteristico del momento di snervamento}$$

$$. d = 16 \text{ mm} \quad \text{diametro bullone}$$

$$. f_{uk} = 800 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza ultima caratteristica a trazione acciaio}$$

$$. t_2 = 240 \text{ mm} \quad \text{spessore trave legno}$$

Pressione di progetto sul legno:

$$\sigma_{td} = (F_s/3) / d \cdot L = 19,86 \text{ daN/cm}^2 < f_{hk} \quad \text{VERIFICATO}$$

Resistenza caratteristica a rifollamento per $\alpha = 0^\circ$:

$$f_{hk} = f_{hok} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot d) \cdot \rho_k = 28,24 \text{ daN/cm}^2$$

9 - Valutazione trascurabilità non linearità geometriche

Considero il pilastro 14.

La deformazione elastica massima a quota solaio è pari a :

$$e_x = 7,82 \text{ mm}$$

L'azione assiale nel punto considerato è pari a $N = -121,6 \text{ KN}$.

Il relativo momento del secondo ordine è dato da:

$$M'' = N \cdot e_x = 0,95 \text{ KNm}$$

$$\theta = M'' / V \cdot h = 0,95 / (29,23 \cdot 5,87) = \mathbf{0,0055} < 0,1$$

con

$$V = 29,23 \text{ KN} \quad \text{azione tagliante di progetto}$$

$$H = 5,87 \text{ m} \quad \text{altezza pilastro}$$

10 - Affidabilità calcolo

Si considera un telaio trasversale con passo 6.25 m.

Si esegue un'analisi statica lineare.

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / (\sum W_j \cdot z_j)$$

$$F_1 = F_h \cdot 7,7 \cdot 147 / 1796 = 20,16 \text{ KN}$$

$$F_2 = F_h \cdot 5,87 \cdot 74 / 1796 = 7,74 \text{ KN}$$

$$F_3 = F_h \cdot 2,95 \cdot 78 / 1796 = 4,09 \text{ KN}$$

con

$$. F_h = S_d(T) \cdot W \cdot \lambda / g = 32 \text{ KN}$$

$$. S_d(T) = a_g \cdot S \cdot F_o (T_c / T) / q = 0,107 g$$

$$. T = 1,023 \text{ s}$$

$$. a_g = 0,061 g$$

$$. T_c = 0,456 \text{ s}$$

$$. S = 1,5$$

$$. F_o = 2,634$$

$$. q = 1,5$$

$$. W_1 = 147 \text{ KN} \quad \text{peso copertura}$$

$$. W_2 = 74 \text{ KN} \quad \text{peso travi}$$

$$. W_3 = 78 \text{ KN} \quad \text{peso pilastri}$$

$$. W = 255 \text{ KN} \quad \text{peso complessivo}$$

Il taglio globale in combinazione sismica alla base della colonna risulta pari a 31,9 KN confrontabile col valore del modello di calcolo che risulta pari a 30,9 KN nelle medesime condizioni di carico.