COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO
Provincia di Bologna

UFFICIO LAVORI PUBBLICI

ADEGUAMENTO SISMICO DELL'ISTITUTO COMPRENSIVO DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO IN VIA MARCONI N.48/B
Scuola elementare/media e palestra

PROGETTO STRUTTURALE

STUDIO TECNICO ASSOCIATO DI INGEGNERIA
Ing. Claudio Consorti - Ing. Alessio Consigli

Via F. Ferrucci n°232 - 59100 Prato
tel. e fax 0574/514173
e-Mail studio-ac@libero.it

R.U.P. Geom. Moreno Santarini

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO ESECUTIVO

FASE	CARTELLA	ELABORATO	PROG.		REVISIONE
E	03	RC	01	_	0

FILE NAME: E_03_RC_01_0.pdf	NOTE:	PROT. 0520	SCALA: - - -

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
5					
4					
3					
2					
1					
0	PER CONSEGNA	LUGLIO 2020	AC	CC	

Il presente progetto è proprietà del Committente. A termine di legge tutti i diritti sono riservati.
E' vietata la riproduzione in qualsiasi forma senza esplicita autorizzazione.

SOMMARIO

1 PREMESSA 4

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO 6

3 ANALISI DEI CARICHI 7

3.1 Carichi statici 7

3.2 Azione sismica: parte generale 11

4 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE 12

4.1 Vita nominale, classe d'uso e azione sismica 12

4.1.1 Scuola 12

4.1.2 Palestra 13

4.2 Costruzioni esistenti 14

4.3 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici 16

4.4 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche 22

5 ANALISI STRUTTURALE 26

5.1 Scuola 26

5.1.1 Fattori di comportamento 29

5.2 Palestra 31

6 ANALISI ALLO STATO ATTUALE SCUOLA 32

6.1 Schemi di riferimento 33

6.2 Analisi dinamica modale 40

6.3 Verifiche per carichi gravitazionali (SLU) 42

6.3.1 Pilastri 42

6.3.2 Fondazioni esistenti 53

6.3.3 Travi di piano 55

6.3.4 Solai 74

6.4 Verifiche per azioni sismiche (SLV) 80

6.4.1 Pilastri 80

6.4.2 Verifiche pilastri – TR 30 anni 91

7 ANALISI ALLO STATO DI PROGETTO SCUOLA 103

7.1 Analisi dinamica modale 104

7.2 Verifiche per azioni sismiche (SLV) 106
7.2.1 Pilastri 106
7.2.2 Fondazioni esistenti 121
7.2.3 Travi di piano 122
7.3 Verifiche di spostamento (SLO) 204
7.4 Interventi di consolidamento delle travi 205
7.4.1 Aumento della capacità a taglio: fasciatura FRP 205
7.4.2 Aumento della capacità a taglio: staffatura aggiuntiva 254
7.4.3 Aumento della capacità a flessione 263
7.5 Verifiche delle nuove strutture sismo-resistenti 268
7.5.1 Setti 268
7.5.2 Fondazioni su micropali 284
7.5.3 Strutture in c.a. a presidio del muro in pietrame 288
7.6 Verifiche delle parti non strutturali 293
8 ANALISI ALLO STATO ATTUALE PALESTRA 294
8.1 Analisi per carichi gravitazionali SLU 294
8.1.1 Maschi murari 295
8.1.2 Telai in c.a. 302
8.1.3 Fondazioni esistenti 317
8.2 Analisi per azioni sismiche: analisi statica non lineare 319
9 ANALISI ALLO STATO DI PROGETTO PALESTRA 324
9.1 Analisi per azioni sismiche: analisi statica non lineare 324
9.1.1 Fondazioni esistenti 326
9.1.2 Giunto scuola-palestra 328

1 PREMESSA

Il progetto riguarda l'adeguamento sismico ai sensi del D.M. 17.01.2018 del plesso scolastico "Giacomo Musolesi" del comune di San Benedetto Val di Sambro (BO) situato in Viale Guglielmo Marconi 48C.

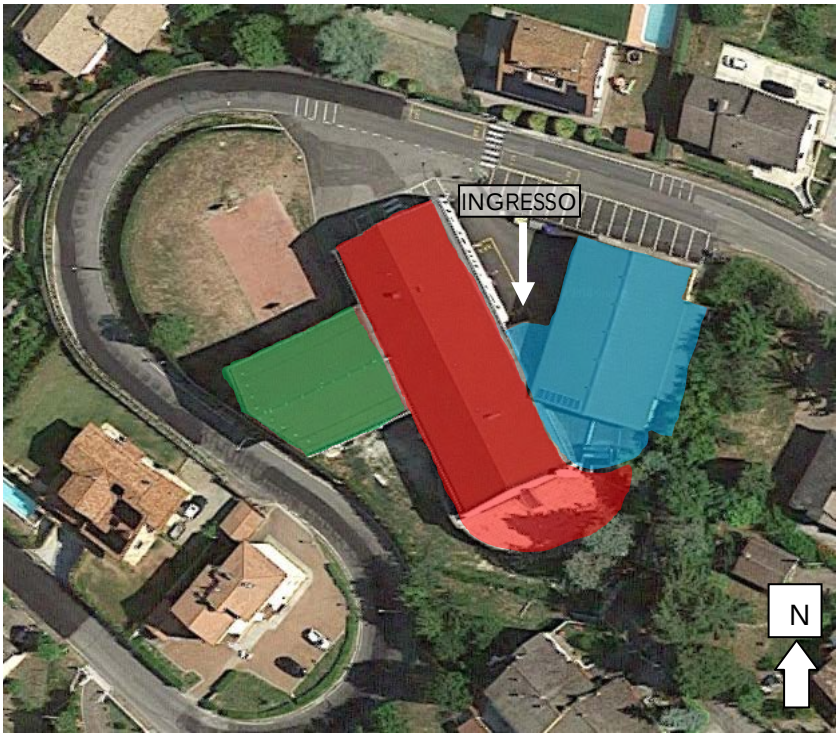
Ripresa aerea del sito in oggetto

Il plesso scolastico si compone di tre corpi di fabbrica:

1. Edificio scolastico originario
2. Palestra
3. Ampliamento

Il presente progetto esecutivo riguarda l'adeguamento sismico dei primi due corpi di fabbrica, mentre l'ampliamento, di recente realizzazione, non è oggetto di intervento.

L'individuazione dei corpi di fabbrica è riportata nel seguente schema:



Corpi di fabbrica

In rosso è rappresentato il corpo 1, l'edificio scolastico originario realizzato negli anni '60; in azzurro il corpo 2, ovvero la palestra con annessi spogliatoi e pensilina di ingresso, realizzata negli anni '90; in verde, il corpo 3, ovvero l'ampliamento della scuola non oggetto di intervento.

I tre corpi di fabbrica risultano tutti connessi dal punto di vista funzionale e distributivo. Dal punto di vista strutturale, la scuola e la palestra sono strutturalmente collegate mentre il nuovo ampliamento risulta giuntato simicamente rispetto alla scuola.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La verifica della struttura in oggetto è stata eseguita secondo la normativa vigente, ovvero:

- ✓ D.M. 17/01/2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;
- ✓ Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

Si è fatto riferimento alle citate norme per quanto riguarda la sicurezza, le prestazioni attese, le azioni sulle costruzioni, le procedure di progettazione, calcolo e verifica degli elementi strutturali.

3 ANALISI DEI CARICHI

3.1 Carichi statici

SOLAIO DI CALPESTIO PT E P1 - scuola

	Descrizione	*Categoria carico*	*q*	*Coeff. Parziale γ_F per le verifiche SLU*	$\gamma_F \cdot q$
		[-]	[kg/m^2]	[-]	[kg/m^2]
	Carichi permanenti strutturali : G_1				
a)	Latero-cemento h=22+3	$G_{1,1}$	248	1.3	322
	totale permanenti strutturali	G1	248		322
	Carichi permanenti non strutturali : G_2				
b)	Pavimento tipo gres s=0.5 mm	$G_{2,1}$	30	1.5	45
c)	Massetto sabbia-cemento s=5.5 cm (γ=1800 kg/m^2)	$G_{2,2}$	100	1.5	150
d)	Intonaco	$G_{2,3}$	30	1.5	45
e)	Tramezzi	$G_{2,2}$	40	1.5	60
	totale permanenti non strutturali	G2	200		300
	Carichi variabili : Q_k				
f)	Cat. C - ambienti suscetttibili di affollamento	$Q_{k,1}$	300	1.5	450

SOLAIO DI CALPESTIO DEL SOTTOTETTO - scuola

	Descrizione	*Categoria carico*	*q*	*Coeff. Parziale γ_F per le verifiche SLU*	$\gamma_F \cdot q$
		[-]	[kg/m^2]	[-]	[kg/m^2]
	Carichi permanenti strutturali : G_1				
a)	Latero-cemento h=15+1	$G_{1,1}$	144	1.3	187
	totale permanenti strutturali	G1	144		187
	Carichi permanenti non strutturali : G_2				
b)	Pavimento tipo gres s=1.5 mm	$G_{2,1}$	40	1.5	60
c)	Massetto sabbia-cemento s=12.5 cm (γ=1800 kg/m^2)	$G_{2,2}$	225	1.5	338
d)	Guaina	$G_{2,3}$	10	1.5	15
e)	Intonaco	$G_{2,4}$	30	1.5	45
	totale permanenti non strutturali	G2	305		458
	Carichi variabili : Q_k				
f)	Cat. H - accessibile per manutenzione	$Q_{k,1}$	50	1.5	75

COPERTURA - scuola

	Descrizione	*Categoria carico*	*q*	*Coeff. Parziale γ_F per le verifiche SLU*	$\gamma_F \cdot q$
		[-]	[kg/m^2]	[-]	[kg/m^2]
	Carichi permanenti strutturali : G_1				
a)	Travetti Varese e tavelloni + soletta	$G_{1,1}$	150	1.3	195
	totale permanenti strutturali	G1	150		195
	Carichi permanenti non strutturali : G_2				
b)	Manto di copertura	$G_{2,1}$	50	1.5	75
c)	Impermeabilizzazione e coibentazione	$G_{2,2}$	30	1.5	45
d)	Controsoffitto pendinato	$G_{2,3}$	20	1.5	30
	totale permanenti non strutturali	G2	100		150
	Carichi variabili : Q_k				
e)	Neve	$Q_{k,1}$	226	1.5	339

COPERTURA - aula palestra (zona pavimento galleggiante)

	Descrizione	*Categoria carico*	*q*	*Coeff. Parziale γ_F per le verifiche SLU*	$\gamma_F \cdot q$
		[-]	[kg/m^2]	[-]	[kg/m^2]
	Carichi permanenti strutturali : G_1				
a)	Latero-cemento h=32+3	$G_{1,1}$	328	1.3	426
	totale permanenti strutturali	G1	328		426
	Carichi permanenti non strutturali : G_2				
b)	Pavimento galleggiante	$G_{2,1}$	40	1.5	60
c)	Massetto delle pendenze	$G_{2,2}$	150	1.5	225
d)	Impermeabilizzazione e coibentazione	$G_{2,3}$	30	1.5	45
e)	Intonaco	$G_{2,4}$	30	1.5	45
	totale permanenti non strutturali	G2	250		375
	Carichi variabili : Q_k				
f)	Cat. C - ambienti suscetttibili di affollamento	$Q_{k,1}$	300	1.5	450

COPERTURA - zona ingresso scuola (zona pilastrini metallici) + zona spogliatoi palestra

	Descrizione	*Categoria carico*	*q*	*Coeff. Parziale γ_F per le verifiche SLU*	$\gamma_F \cdot q$
		[-]	[kg/m^2]	[-]	[kg/m^2]
	Carichi permanenti strutturali : G_1				
a)	Latero-cemento h=22+3	$G_{1,1}$	248	1.3	322
	totale permanenti strutturali	G1	248		322
	Carichi permanenti non strutturali : G_2				
b)	Impermeabilizzazione e coibentazione	$G_{2,1}$	30	1.5	45
c)	Massetto delle pendenze	$G_{2,2}$	100	1.5	150
d)	Intonaco	$G_{2,3}$	30	1.5	45
	totale permanenti non strutturali	G2	160		240
	Carichi variabili : Q_k				
d)	Neve	$Q_{k,1}$	226	1.5	339

COPERTURA - palestra

	Descrizione	*Categoria carico*	*q*	*Coeff. Parziale γ_F per le verifiche SLU*	$\gamma_F \cdot q$
		[-]	[kg/m^2]	[-]	[kg/m^2]
	Carichi permanenti strutturali : G_1				
a)	Orditure lignee (legno lamellare)	$G_{1,1}$	16	1.3	21
	totale permanenti strutturali	G1	16		21
	Carichi permanenti non strutturali : G_2				
b)	Manto di copertura	$G_{2,1}$	80	1.5	120
c)	Impermeabilizzazione e coibentazione	$G_{2,2}$	30	1.5	45
d)	Tavolato s= 5 cm	$G_{2,3}$	30	1.5	45
	totale permanenti non strutturali	G2	140		210
	Carichi variabili : Q_k				
e)	Neve	$Q_{k,1}$	226	1.5	339

COPERTURA - sbalzi canale di gronda

	Descrizione	*Categoria carico*	*q*	*Coeff. Parziale γ_F per le verifiche SLU*	$\gamma_F \cdot q$
		[-]	[kg/m^2]	[-]	[kg/m^2]
	Carichi permanenti strutturali : G_1				
a)	Canale di gronda	$G_{1,1}$	250	1.3	325
	totale permanenti strutturali	G1	250		325
	Carichi permanenti non strutturali : G_2				
b)	Impermeabilizzazione e coibentazione	$G_{2,1}$	10	1.5	15
	totale permanenti non strutturali	G2	10		15
	Carichi variabili : Q_k				
c)	Neve	$Q_{k,1}$	226	1.5	339

SCALA INTERNA - scuola

	Descrizione	*Categoria carico*	*q*	*Coeff. Parziale γ_F per le verifiche SLU*	$\gamma_F \cdot q$
		[-]	[kg/m^2]	[-]	[kg/m^2]
	Carichi permanenti strutturali : G_1				
a)	Scala in c.a.	$G_{1,1}$	295	1.3	384
	totale permanenti strutturali	G1	295		384
	Carichi permanenti non strutturali : G_2				
b)	Gradini e pavimento	$G_{2,1}$	281	1.5	422
	totale permanenti non strutturali	G2	281		422
	Carichi variabili : Q_k				
c)	Cat. C - ambienti suscetttibili di affollamento	$Q_{k,1}$	400	1.5	600

3.2 Azione sismica: parte generale

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione sismica ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Sito di costruzione: VIA GUGLIELMO MARCONI, SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO (BO)

Latitudine: 44.213939 N

Longitudine: 11.235499 E

Contenuto tra ID reticolo: 18061 18060 17839 17838

Categoria di sottosuolo: B (come da relazione geologica a firma di Geolog)

Categoria topografica: T1 (come da relazione geologica a firma di Geolog)

Localizzazione dell'immobile e reticolo sismico

Il complesso allo stato attuale è formato dalla scuola e dalla palestra; i due corpi di fabbrica sono tra di loro connessi sia funzionalmente che strutturalmente.
Il presente progetto di adeguamento prevede la realizzazione di un giunto sismico tra i due corpi di fabbrica in modo da disconnettere strutturalmente la scuola dalla palestra.

Il Committente ha inoltre richiesto di assegnare le seguenti classi d'uso allo stato di progetto:

- **Scuola: classe d'uso III**
- **Palestra: classe d'uso IV (edificio strategico ai fini della Protezione Civile)**

4 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

4.1 Vita nominale, classe d'uso e azione sismica

4.1.1 SCUOLA

La scuola verrà progettata in classe d'uso III:

- Vita nominale: V_N = 50 anni
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = 50 \times 1.5 = 75$ anni

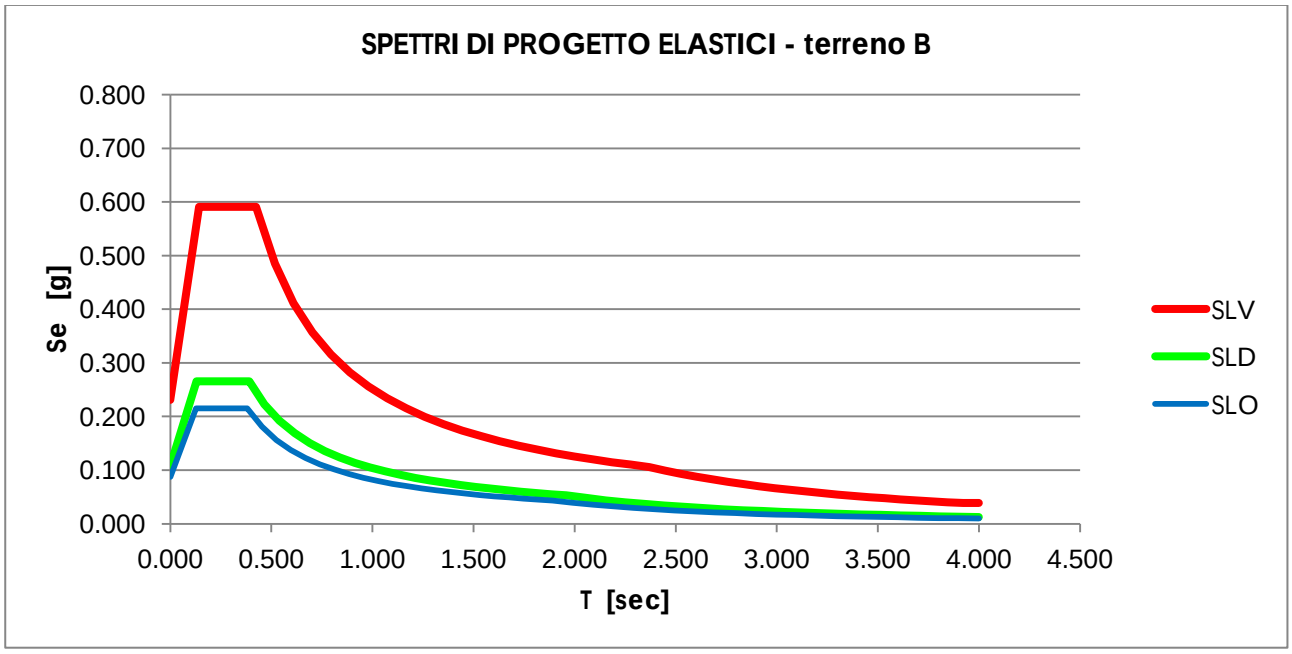
I parametri di pericolosità sismica sono i seguenti:

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_c^*
	[anni]	*[g]*	*[-]*	*[sec]*
SLO	45	0.073	2.469	0.266
SLD	75	0.09	2.465	0.274
SLV	712	0.193	2.556	0.304
SLC	1462	0.237	2.598	0.316

I parametri relativi all'amplificazione stratigrafica e topografica sono i seguenti:

STATO LIMITE	T_R	S_S	C_C	S_T
	[anni]	*[-]*	*[-]*	*[-]*
SLO	45	1.200	1.434	1.000
SLD	75	1.200	1.425	1.000
SLV	712	1.200	1.395	1.000

Gli spettri di progetto elastici sono i seguenti:



4.1.2 PALESTRA

La palestra verrà progettata in classe d'uso IV:

- Vita nominale: V_N = 50 anni
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = 50 \times 2 = 100$ anni

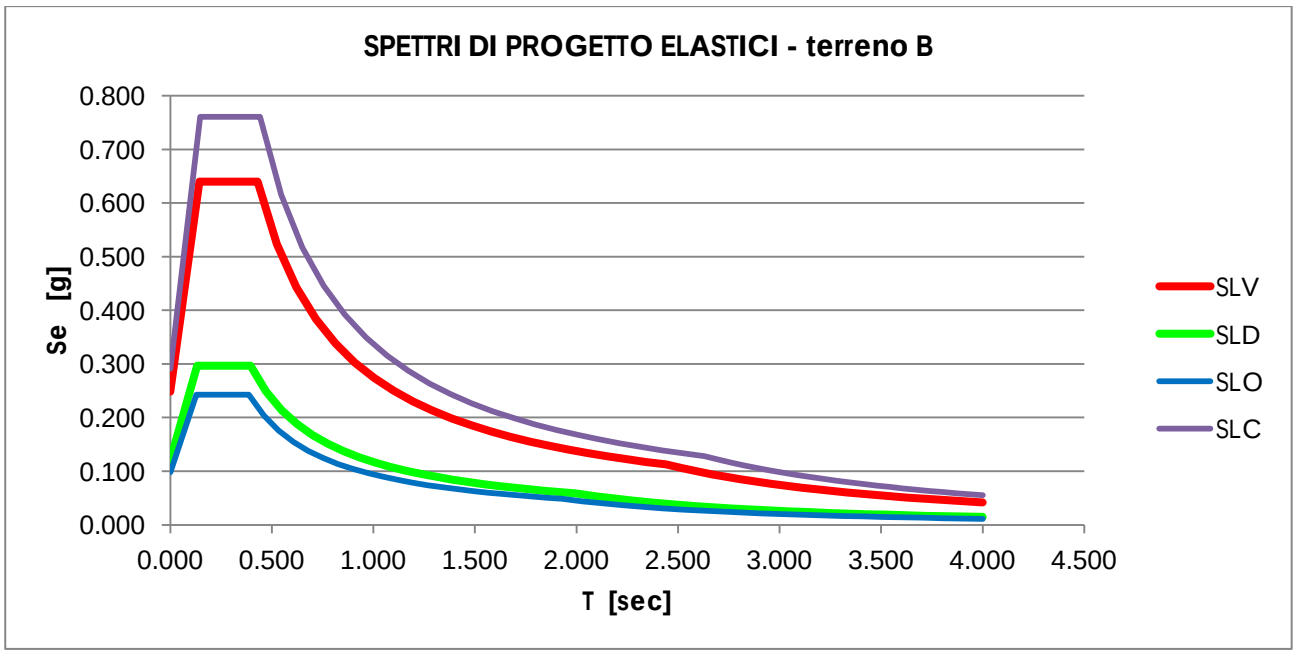
I parametri di pericolosità sismica sono i seguenti:

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_c^*
	[anni]	*[g]*	*[-]*	*[sec]*
SLO	60	0.082	2.465	0.271
SLD	101	0.100	2.471	0.278
SLV	949	0.210	2.575	0.309
SLC	1950	0.257	2.613	0.320

I parametri relativi all'amplificazione stratigrafica e topografica sono i seguenti:

STATO LIMITE	T_R	S_S	C_C	S_T
	[anni]	*[-]*	*[-]*	*[-]*
SLO	60	1.200	1.428	1.000
SLD	101	1.200	1.421	1.000
SLV	949	1.184	1.392	1.000
SLC	1950	1.131	1.381	1.000

Gli spettri di progetto elastici sono i seguenti:



4.2 Costruzioni esistenti

L'intervento in oggetto riguarda due edifici esistenti e pertanto si è fatto riferimento a quanto indicato al cap. 8 del D.M. 17.01.2018, al paragrafo 8.3:

(…)

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

(…)

Le verifiche sulla struttura della **scuola** sono state condotte con riferimento al paragrafo 8.7.2 del D.M. 17.01.2018:

(…)

8.7.2. COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO

Nelle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere "duttili" o "fragili".

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza sia la duttilità disponibili. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede al progettista un'opportuna definizione del fattore di comportamento in relazione alle caratteristiche meccaniche, globali e locali, della struttura in esame.

I meccanismi "duttili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato; i meccanismi "fragili" si verificano controllando che la domanda non superi la
corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al § 8.5.3, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà di calcolo come per le nuove costruzioni.

(…)

Si condurranno pertanto le seguenti verifiche di sicurezza:

SCUOLA (classe d'uso III): stato attuale

- verifiche statiche SLU
- verifiche sismiche SLV / SND

SCUOLA (classe d'uso III): stato di progetto

- verifiche statiche SLU
- verifiche sismiche SLV / SND
- verifiche sismiche SLO

Le verifiche sulla struttura della **palestra** sono state condotte con riferimento al paragrafo 8.7.3 del D.M. 17.01.2018:

(…)

8.7.3. COSTRUZIONI MISTE

Alcune tipologie di costruzioni esistenti possono essere classificate come miste. Situazioni ricorrenti sono:

– costruzioni le cui pareti perimetrali siano in muratura portante e la cui struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri (per esempio in c.a. o acciaio);

– costruzioni in muratura su cui gravino sopraelevazioni aventi sistema strutturale, per esempio, in c.a. o acciaio, o edifici in c.a. o acciaio su cui gravino sopraelevazioni in muratura;

– costruzioni in muratura che abbiano subito ampliamenti planimetrici, il cui sistema strutturale (per esempio, in c.a. o acciaio) sia interconnesso con quello preesistente in muratura.

Per queste situazioni è necessario prevedere modellazioni che tengano in considerazione le particolarità strutturali identificate e l'interazione tra elementi strutturali diversi per materiale e rigidezza, ricorrendo, ove necessario, a metodi di analisi non lineare di comprovata validità.

(…)

Si condurranno pertanto le seguenti verifiche di sicurezza:

PALESTRA (classe d'uso IV): stato attuale

- verifiche statiche SLU
- verifiche sismiche SLV
- verifiche sismiche SLD
- verifiche sismiche SLO

PALESTRA (classe d'uso IV): stato di progetto

- verifiche statiche SLU
- verifiche sismiche SLV
- verifiche sismiche SLD
- verifiche sismiche SLO

4.3 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite agli stati limite, sia nei riguardi degli stati limite ultimi che di esercizio, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

VERIFICHE SLU

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

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

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valori caratteristico della *i*-esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} ,γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I per lo stato limite di resistenza della struttura **A1**:

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ è il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili. I valori sono riportati nella Tabella 2.5.I:

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

VERIFICHE SLE

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo le seguenti formule di correlazione, in cui:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valori caratteristico della *i*-esima azione variabile;

- *Combinazione caratteristica (rara)*:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

dove:

ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione, che assumono i valori riportati nella precedente Tabella 2.5.I.

- *Combinazione frequente*:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

dove:

ψ_{11}, ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione, che assumono i valori riportati nella precedente Tabella 2.5.I.

- *Combinazione quasi permanente*:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

dove:

ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione, che assumono i valori riportati nella precedente Tabella 2.5.I.

Le verifiche eseguite agli stati limite di esercizio sono le seguenti:

- *verifiche di fessurazione*
- *verifiche delle tensioni di esercizio*

Verifiche di fessurazione

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

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

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

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

dove f_{ctm} è pari a:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

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

w_1 = 0,2 mm

w_2 = 0,3 mm

w_3 = 0,4 mm

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

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella *Tab. 4.1.lll* con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

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

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

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

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

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

STATO LIMITE DI DECOMPRESSIONE E DI FORMAZIONE DELLE FESSURE:

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE:

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella *Tab. 4.1.IV*.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1{,}7\ w_m$$

dove w_m, rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm}:

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

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

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio:

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

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

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

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

4.4 Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

Si effettuano verifiche di sicurezza nei confronti dei seguenti stati limite:

- ✓ Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- ✓ Stato Limite di Danno (SLD);
- ✓ Stato Limite di Operatività (SLO).

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;

G_2 carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;

P valore caratteristico dell'azione di pretensione;

ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{kj} che assumono i valori riportati nella precedente Tabella 2.5.I.

Q_{kj} valore caratteristico della azione variabile Q_{kj}.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Se la risposta sismica viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

Con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE SISMICI

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari e gli elementi non strutturali si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST), degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

Tab. 7.3.III – *Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti*

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	*SLO*					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	*SLV*	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.
(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Saranno pertanto condotte le seguenti verifiche:

SCUOLA (classe d'uso III):

- verifiche sismiche SLV/SND: verifiche di resistenza "RES" per gli elementi strutturali (ST), verifiche di stabilità "STA" per gli elementi non strutturali (NS)
- verifiche sismiche SLO: verifiche di rigidezza "RIG" per gli elementi strutturali (ST)

Inoltre, le nuove strutture sismo-resistenti della scuola (setti in c.a.) verranno progettate per comportamento strutturale dissipativo in Classe di Duttilità Media (CD"B").

PALESTRA (classe d'uso IV):

- verifiche sismiche SLV: verifiche di resistenza "RES" per gli elementi strutturali (ST), verifiche di stabilità "STA" per gli elementi non strutturali (NS);
- verifiche sismiche SLD: verifiche di resistenza "RES" per gli elementi strutturali (ST);
- verifiche sismiche SLO: verifiche di rigidezza "RIG" per gli elementi strutturali (ST).

Sia per la scuola che per la palestra si trascurano le verifiche di stabilità degli impianti (IM) in quanto non sono presenti, né allo stato attuale né allo stato di progetto, componenti impiantistiche che necessitano di tale verifica.

Verifiche di rigidezza (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le Classi d'Uso III e IV ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti sotto indicati:

***a)* per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:**

$$\mathbf{q \times d_r \leq 0{,}0050 \times h} \qquad \textbf{per tamponature fragili} \qquad \textbf{[7.3.11a]}$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3;

h è l'altezza del piano.

ovvero:

SLO: $q \times d_r < (2/3)\ 0{,}005\ h = 0{,}0033\ h$ con h altezza d'interpiano.

Verifiche di resistenza (RES)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo *SLV*.

La capacità in resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole contenute nelle NTC 2018 per le diverse tipologie costruttive.

REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera.

La verifica delle strutture di fondazione è stata eseguita assumendo come azione in fondazione quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,10 in CD"B".

5 ANALISI STRUTTURALE

5.1 Scuola

L'analisi strutturale della scuola sarà condotta mediante un modello F.E.M. con il software ModeSt di Tecnisoft ®.

Il programma di calcolo automatico utilizzato risolve strutture spaziali schematizzate con elementi finiti in campo elastico lineare, con la possibilità di svolgere analisi sismiche sia di tipo statico che dinamico. Il programma, denominato ModeSt, è un metodo grafico interattivo di modellazione strutturale tridimensionale che permette di schematizzare agli elementi finiti strutture costituite da travi, pilastri e setti. In particolare possono essere utilizzati due tipi di elementi finiti: le aste (anche su suolo elastico) per la schematizzazione di travi e pilastri e gli elementi bidimensionali (con comportamento membranale, flessionale) per la modellazione di setti in c.a. e di platee di fondazione.

Una volta definita la struttura dal punto di vista geometrico, il calcolo è affidato al solutore denominato XFINEST.

Le coordinate dei nodi del modello sono riferite ad un sistema di coordinate x-y-z con il piano x-y orizzontale. Ogni nodo del modello ha 6 gradi di libertà, ad esclusione dei nodi relativi alla fondazione su pali del pilastro, vincolati verticalmente con delle molle, a cui sono stati impediti i movimenti in direzione x e y. Ad ogni singolo elemento, trave, pilastro o pannello, sono state assegnate le caratteristiche geometriche della sezione, le proprietà elastiche del materiale ed il carico. I carichi, una volta definiti per unità di superficie, vengono trasferiti agli elementi finiti in maniera automatica.

Per il calcolo della struttura è stata adottata un'analisi dinamica modale associata allo spettro di risposta di progetto.

Le condizioni di carico elementari sono combinate insieme per fornire i carichi da applicare alla struttura nelle varie combinazioni di carico così come stabilito dalle Norme.

Il programma fornisce:

- ✓ i tre spostamenti dei nodi rispetto agli assi cartesiani nelle combinazioni di carico;
- ✓ le tre rotazioni dei nodi rispetto agli assi cartesiano globali nelle combinazioni di carico;
- ✓ le sollecitazioni sul terreno;
- ✓ le sollecitazioni nelle aste (N, Ty, Tz, Mx, My, Mz) calcolate in corrispondenza delle estremità per ognuna delle combinazioni di carico (intendendo per aste sia le travi che i pilastri);

- ✓ le sollecitazioni negli elementi bidimensionali nei nodi per ognuna delle combinazioni di carico (σxx, σzz, τxz,, τzy,τxy Mxx, Mzz, Mxz).

Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

In particolare, si eseguirà un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta e fattore di comportamento, come previsto al paragrafo C8.7.2.2.1 della Circolare:

(…)

E' possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, assumendo il valore del fattore di comportamento q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati tenendo debito conto della duttilità disponibile a livello locale e globale. Nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da elementi strutturali di nuova costruzione, si possono adottare i valori dei fattori di comportamento validi per le nuove costruzioni; in tal caso occorre verificare la compatibilità degli spostamenti con le strutture esistenti.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacita.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi "duttili" del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi "fragili" del fattore di comportamento q = 1,5. Per questi ultimi la domanda non può superare quella trasmessa dagli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi, valutata come indicato al punto b) del §C8.7.2.2.

(…)

Il modello allo **stato attuale** è stato vincolato con incastri alla base modellando la sola struttura in elevato della scuola e considerando gli edifici adiacenti in continuità strutturale come masse aggiuntive assegnate all'impalcato del piano primo.

Le strutture di fondazione sono state studiate con un modello a parte soggetto alle reazioni vincolari dei pilastri del modello della struttura in elevato.

La modellazione allo **stato di progetto** è stata eseguita inserendo le nuove strutture sismo-resistenti (setti in c.a.) ed eliminando il contributo in termini di massa degli edifici lato palestra vista la realizzazione del nuovo giunto sismico.

L'analisi è stata condotta mediante due modelli distinti:

- un modello con il medesimo fattore di comportamento del modello allo stato attuale;
- un modello con un fattore di struttura determinato con la stessa procedura utilizzata per gli edifici di nuova realizzazione.

Il primo modello è stato usato per l'analisi degli elementi esistenti allo stato di progetto mentre il secondo modello è stato usato per l'analisi delle nuove strutture sismo-resistenti (setti in c.a. e relative fondazioni).

5.1.1 FATTORI DI COMPORTAMENTO

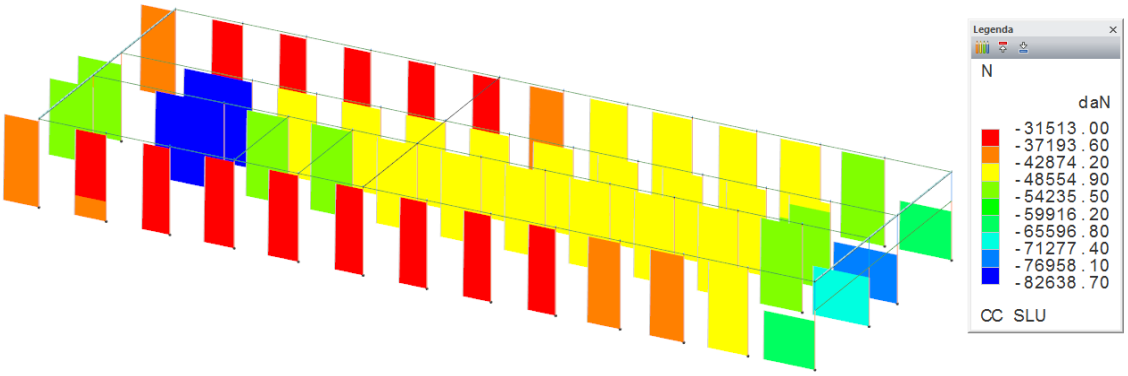
Per la determinazione del fattore di comportamento per l'analisi della struttura esistente, la Circolare riporta al punto C8.7.2.2.1 le seguenti indicazioni:

(...)

E' possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, assumendo il valore del fattore di comportamento q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali.

(...)

Si riportano gli sforzi normali nei pilastri del piano terra allo SLU:



Modello MODEST822-SC_SA_04 – sforzo normale pilastri piano terra

Il fattore di struttura può essere tarato sulla base del tasso di sfruttamento medio dei pilastri per carichi verticali in combinazione SLU, calcolato sulla sezione del solo calcestruzzo come di seguito indicato:

$$\nu = N / (A_c \times f_{cd})$$

I valori di riferimento sono i seguenti:

$\nu > 0.5$	dettagli costruttivi carenti, struttura irregolare	q=1.5
$\nu \approx 0.5$	dettagli costruttivi di media qualità	q=2.25
$\nu < 0.5$	dettagli costruttivi buoni, struttura regolare	q=3

Per la struttura in esame, il tasso di sfruttamento medio a sforzo normale dei pilastri considerando la sola sezione in calcestruzzo è pari al **50%**.

Inoltre, sai saggi condotti, si è potuta rilevare la congruenza tra i grafici esecutivi del progetto originale reperiti presso il Comune e le strutture effettivamente realizzate, con presenza di staffe chiuse sia per i pilastri che per le travi.

A favore di sicurezza, per l'analisi della struttura esistente si adotta un fattore di comportamento pari a:

q = 2

La modellazione allo stato di progetto prevede, invece, l'impiego di un diverso fattore di comportamento da impiegare solo per l'analisi delle opere di nuova realizzazione ovvero dei setti in c.a. e delle relative opere di fondazione.

Il fattore di comportamento viene determinato con la medesima procedura impiegata per le nuove costruzioni indicata al paragrafo 7.3.1 del D.M. 17.01.2018:

$$q = q_0 \times K_R$$

Nel caso in esame, si ha una struttura a pareti non accoppiate in classe di duttilità "B", non regolare in altezza e pertanto:

$$q_0 = 3;\ K_R = 0.8$$

Vista la presenza dei setti occorre considerare il fattore riduttivo k_w così definito:

$$k_w = \begin{cases} 1{,}00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0{,}5 \le (1+\alpha_0)/3 \le 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezza totale (dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1, fino alla sommità) e lunghezza delle pareti; nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo, come altezza, la somma delle altezze delle singole pareti, come lunghezza, la somma delle lunghezze.

Nel caso in esame si ha $k_w = 0.93$

Ai fini dell'analisi delle opere di nuova realizzazione si adotta pertanto un fattore di comportamento pari a:

$q = 0.93 \times 3 \times 0.80 = 2.23$

5.2 Palestra

La struttura della palestra si configura come una **costruzione mista** in quanto si tratta di una struttura le cui pareti perimetrali sono realizzate in parte in muratura portante ed inoltre sono presenti anche telai in calcestruzzo armato.

Le verifiche sulla struttura della **palestra** sono state condotte con riferimento al paragrafo 8.7.3 del D.M. 17.01.2018:

(…)

8.7.3. COSTRUZIONI MISTE

Alcune tipologie di costruzioni esistenti possono essere classificate come miste. Situazioni ricorrenti sono:

– costruzioni le cui pareti perimetrali siano in muratura portante e la cui struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri (per esempio in c.a. o acciaio);

– costruzioni in muratura su cui gravino sopraelevazioni aventi sistema strutturale, per esempio, in c.a. o acciaio, o edifici in c.a. o acciaio su cui gravino sopraelevazioni in muratura;

– costruzioni in muratura che abbiano subito ampliamenti planimetrici, il cui sistema strutturale (per esempio, in c.a. o acciaio) sia interconnesso con quello preesistente in muratura.

Per queste situazioni è necessario prevedere modellazioni che tengano in considerazione le particolarità strutturali identificate e l'interazione tra elementi strutturali diversi per materiale e rigidezza, ricorrendo, ove necessario, a metodi di analisi non lineare di comprovata validità.

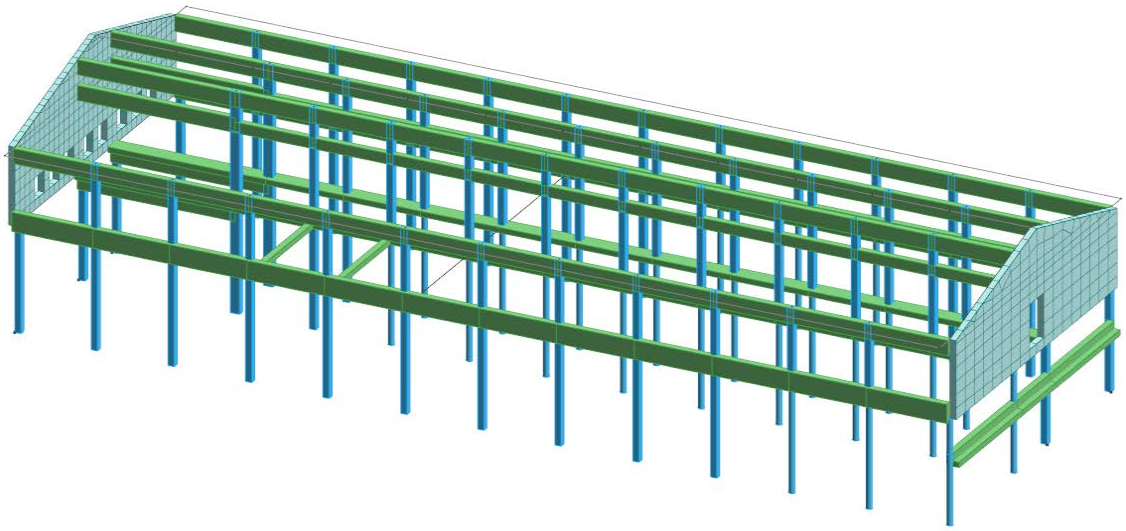
L'analisi delle pareti in muratura portante per carichi gravitazionali allo SLU è stata condotta secondo la procedura prevista al paragrafo 4.5.6.2 del D.M. 17.01.2018 che prevede il calcolo della resistenza a compressione ridotta della muratura considerando la snellezza del pannello e l'eccentricità dei carichi agenti.

L'analisi per carichi gravitazionali allo SLU dei telai in calcestruzzo armato e delle fondazioni esistenti è stata condotta mediante analisi F.E.M. con il software ModeSt di Tecnisoft ® in campo lineare.

L'analisi sismica, sia allo stato attuale che allo stato di progetto, è stata condotta con **analisi statica non lineare** ("push-over") al fine di portare in conto l'interazione tra elementi strutturali diversi per materiale e rigidezza

6 ANALISI ALLO STATO ATTUALE SCUOLA

Si riporta una vista 3D del modello FEM di riferimento utilizzato per le analisi:



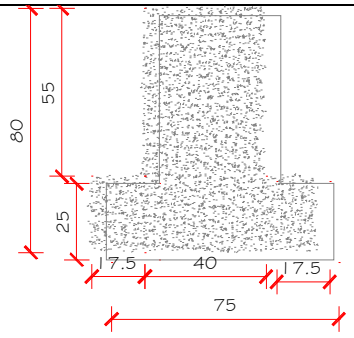
Modello MODEST822-SC_SA_04 – modello della scuola allo stato attuale

6.1 Schemi di riferimento

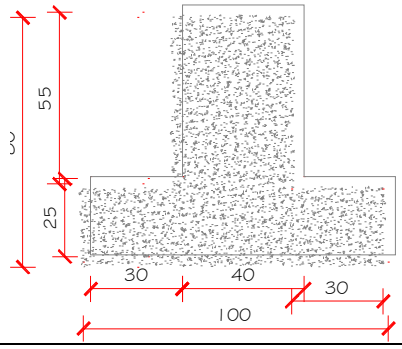
Si riporta il rilievo geometrico delle sezioni di travi e pilastri.

SEZIONI TRAVI DI FONDAZIONE

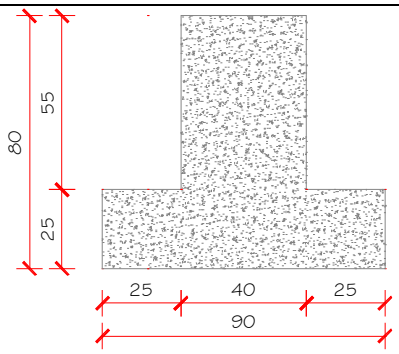
sezione A



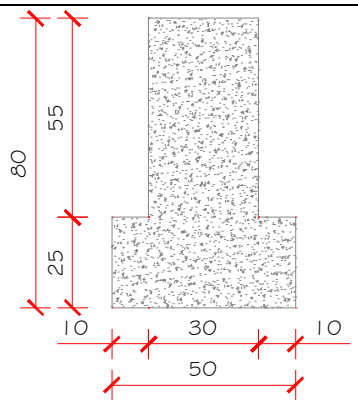
sezione B



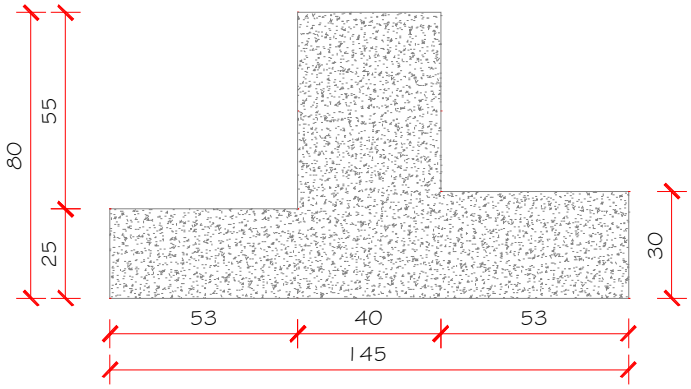
sezione C



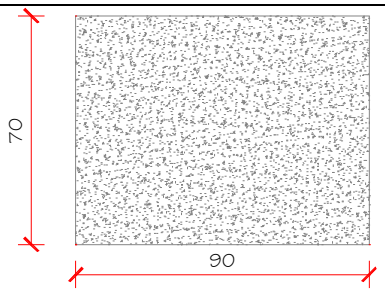
sezione D



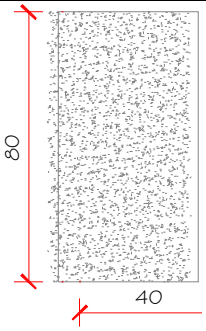
sezione E



sezione F

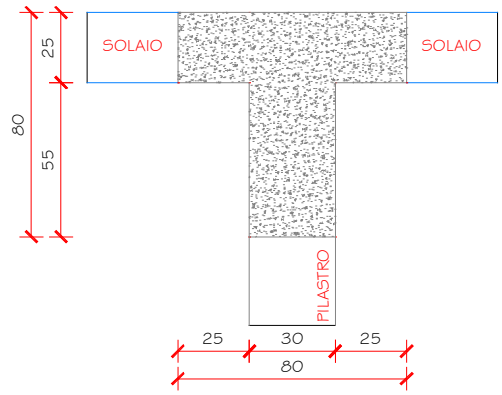


sezione G

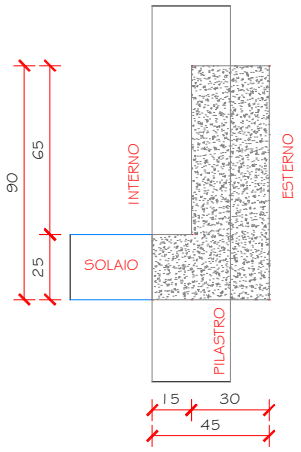


SEZIONI TRAVI PIANO PRIMO

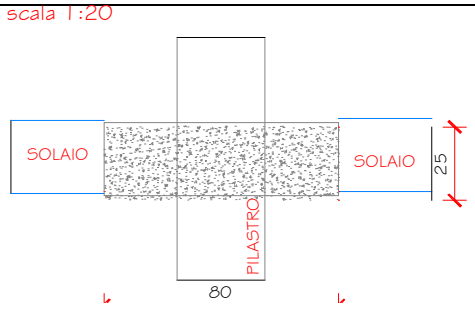
sezione A



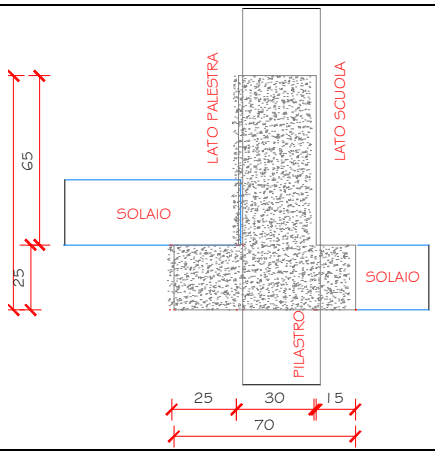
sezione B



sezione C

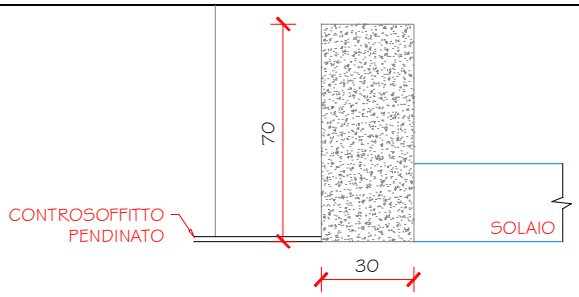


sezione D

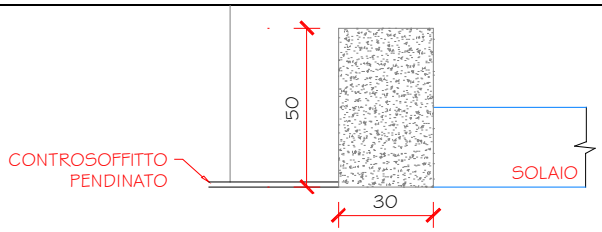


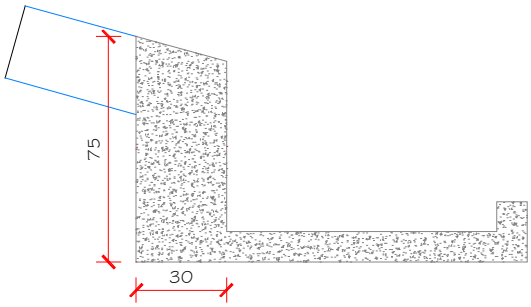
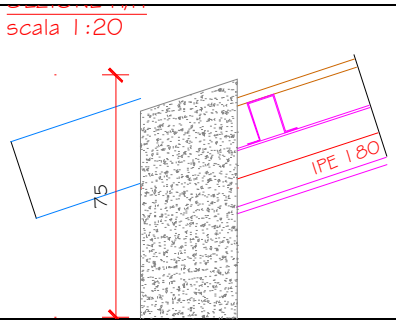
SEZIONI TRAVI PIANO SOTTOTETTO

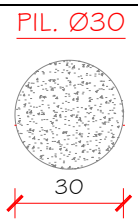
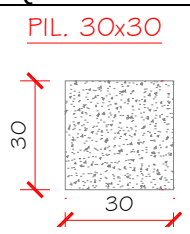
sezione E



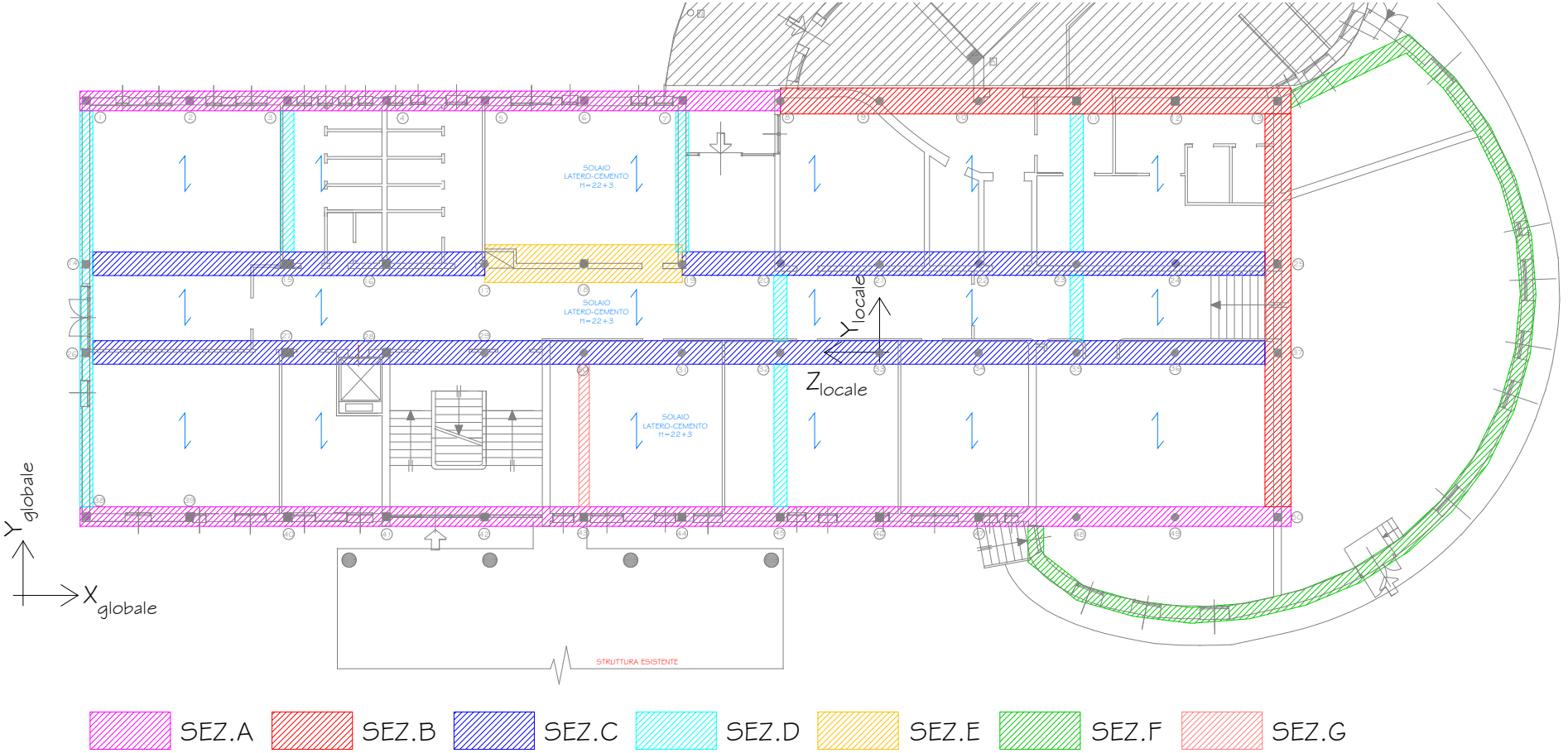
sezione F



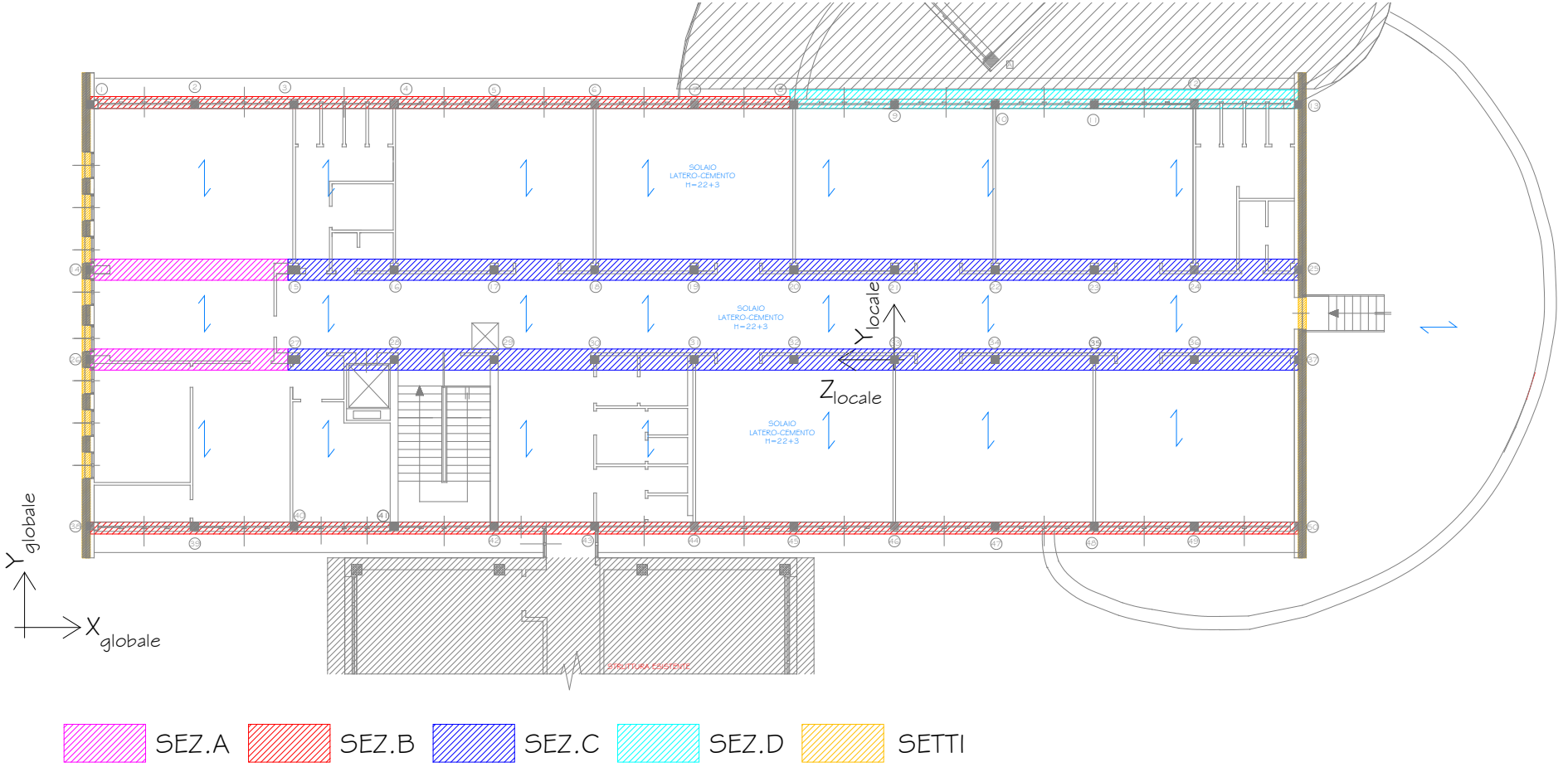
SEZIONI TRAVI COPERTURA	
sezione G	sezione H
	

SEZIONI PILASTRI	
CIRCOLARE	QUADRATO
	

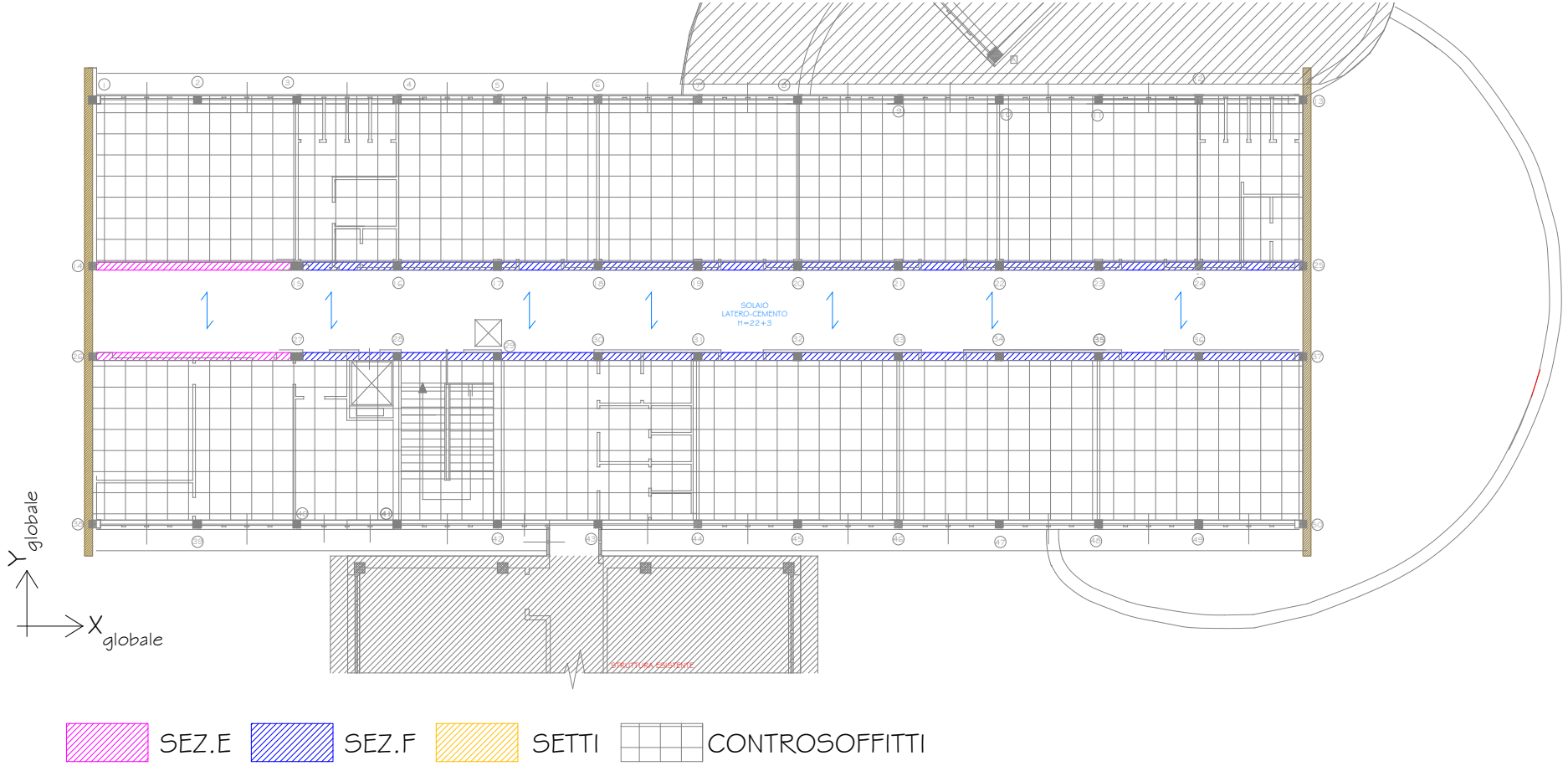
Si riportano di seguitogli schemi in pianta di travi e pilastri con indicazione delle sezioni ai vari piani. Per maggiori informazioni sulla geometria degli elementi si rimanda alle tavole grafiche.



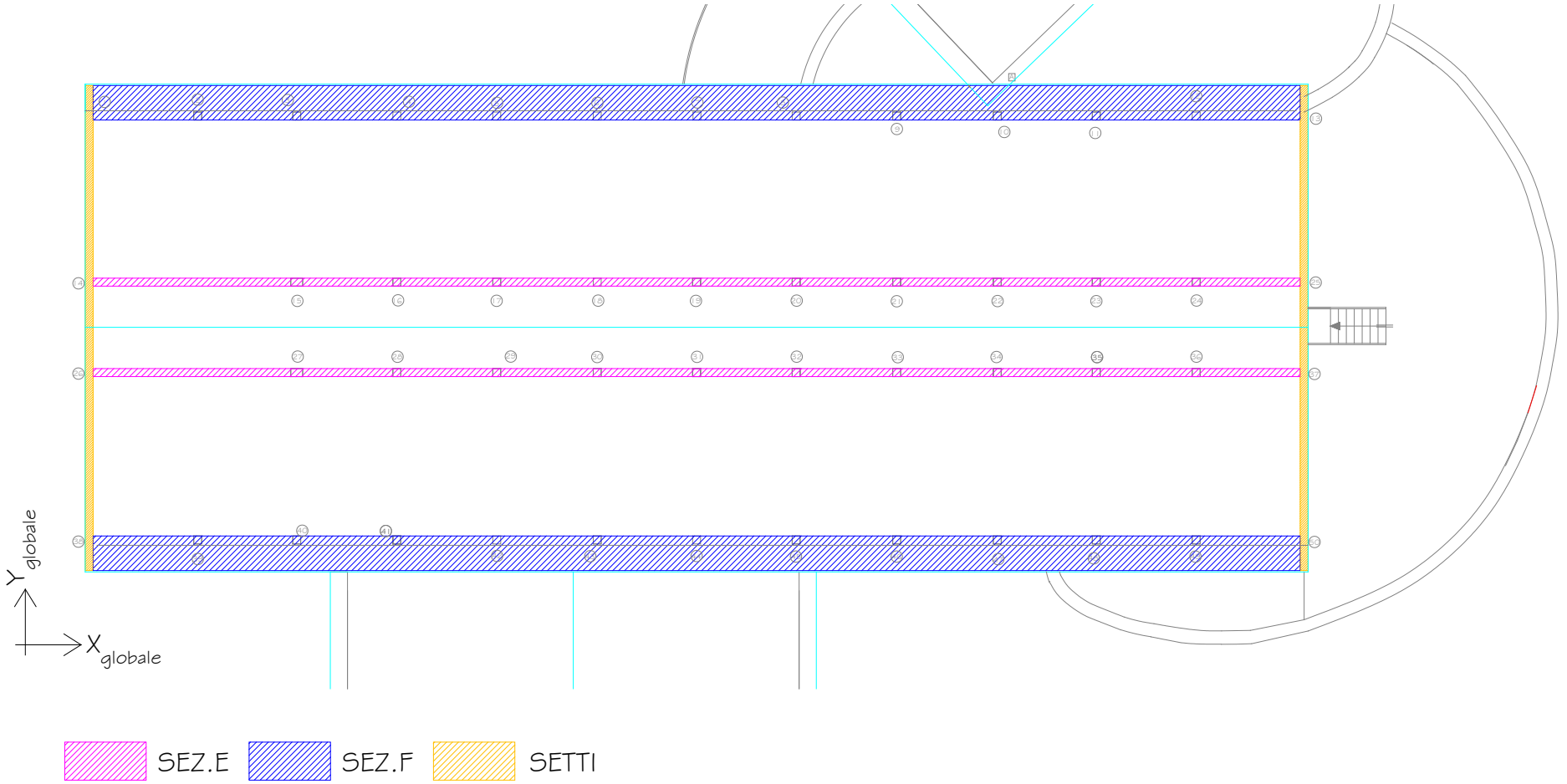
Pianta fondazioni su pianta piano terra



Pianta strutture piano primo su pianta piano primo



Pianta strutture sottotetto su pianta sottotetto



Pianta strutture copertura su pianta copertura

6.2 Analisi dinamica modale

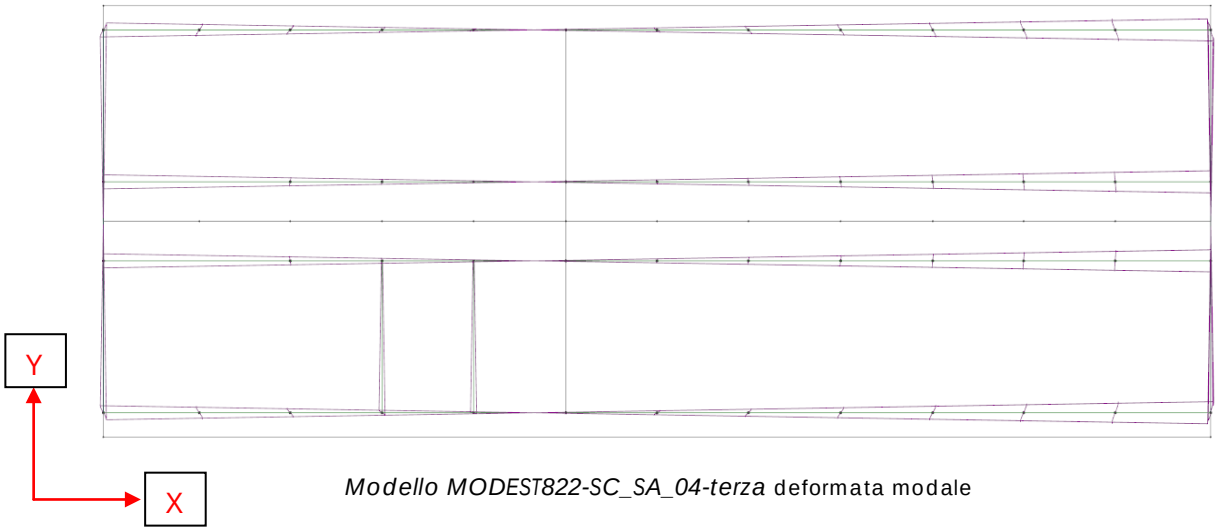
Si riporta l'esito dell'analisi dinamica modale della struttura allo stato attuale.

	Risultato	Cons.	T	%Mx	%My	%Jpz
Totali:				100.0	100.0	84.87
1	Modo n. 1	☑	0.953	0.00	83.98	9.48
2	Modo n. 2	☑	0.825	99.75	0.00	0.00
3	Modo n. 3	☑	0.772	0.01	15.92	50.86
4	Modo n. 4	☑	0.161	0.19	0.00	0.00
5	Modo n. 5	☑	0.069	0.00	0.10	0.35
6	Modo n. 6	☑	0.059	0.04	0.00	0.00
7	Modo n. 7	☑	0.058	0.00	0.00	0.21

Modello MODEST822-SC_SA_04-periodi e masse attivate

Modello MODEST822-SC_SA_04-prima deformata modale

Modello MODEST822-SC_SA_04-seconda deformata modale

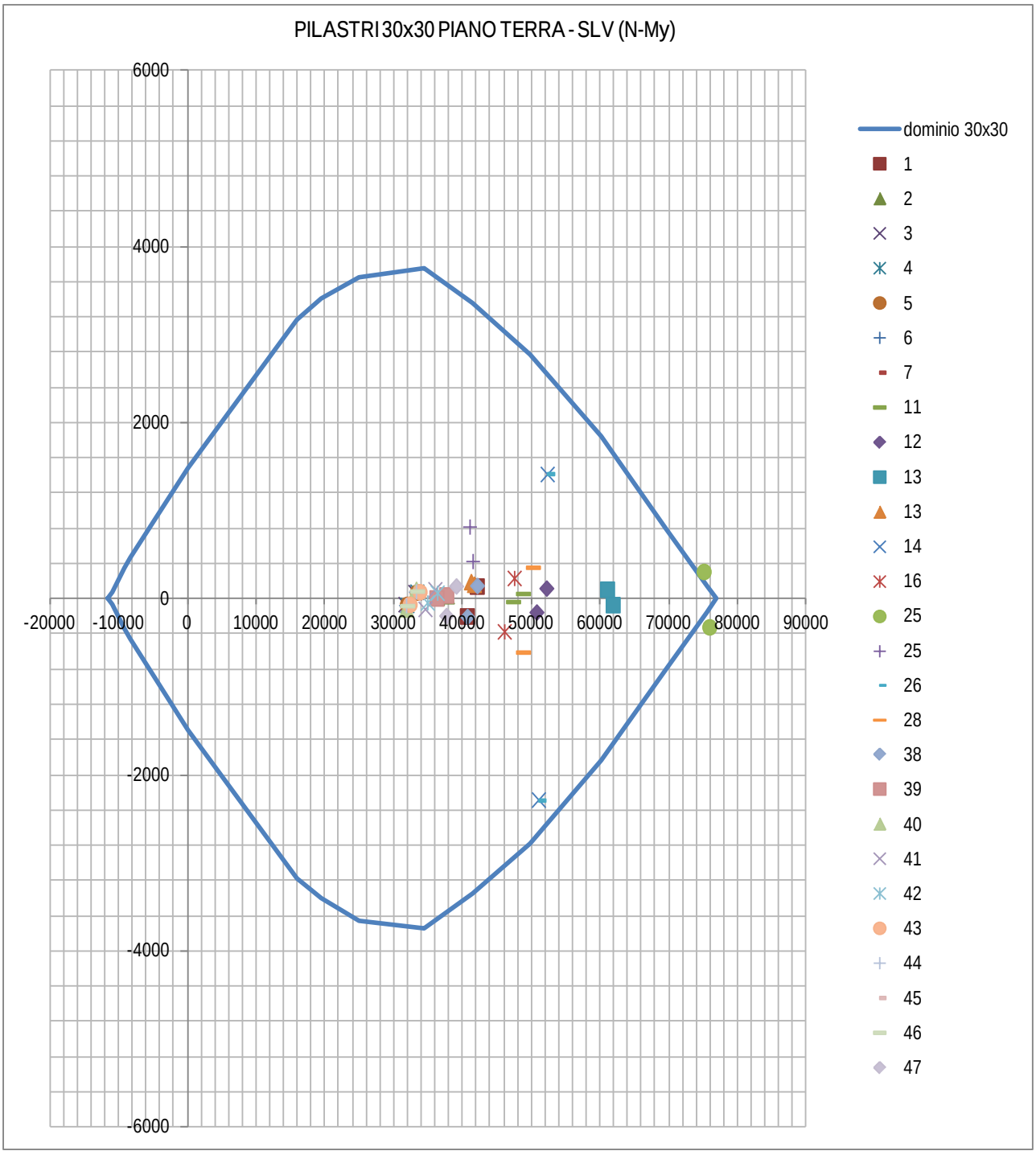


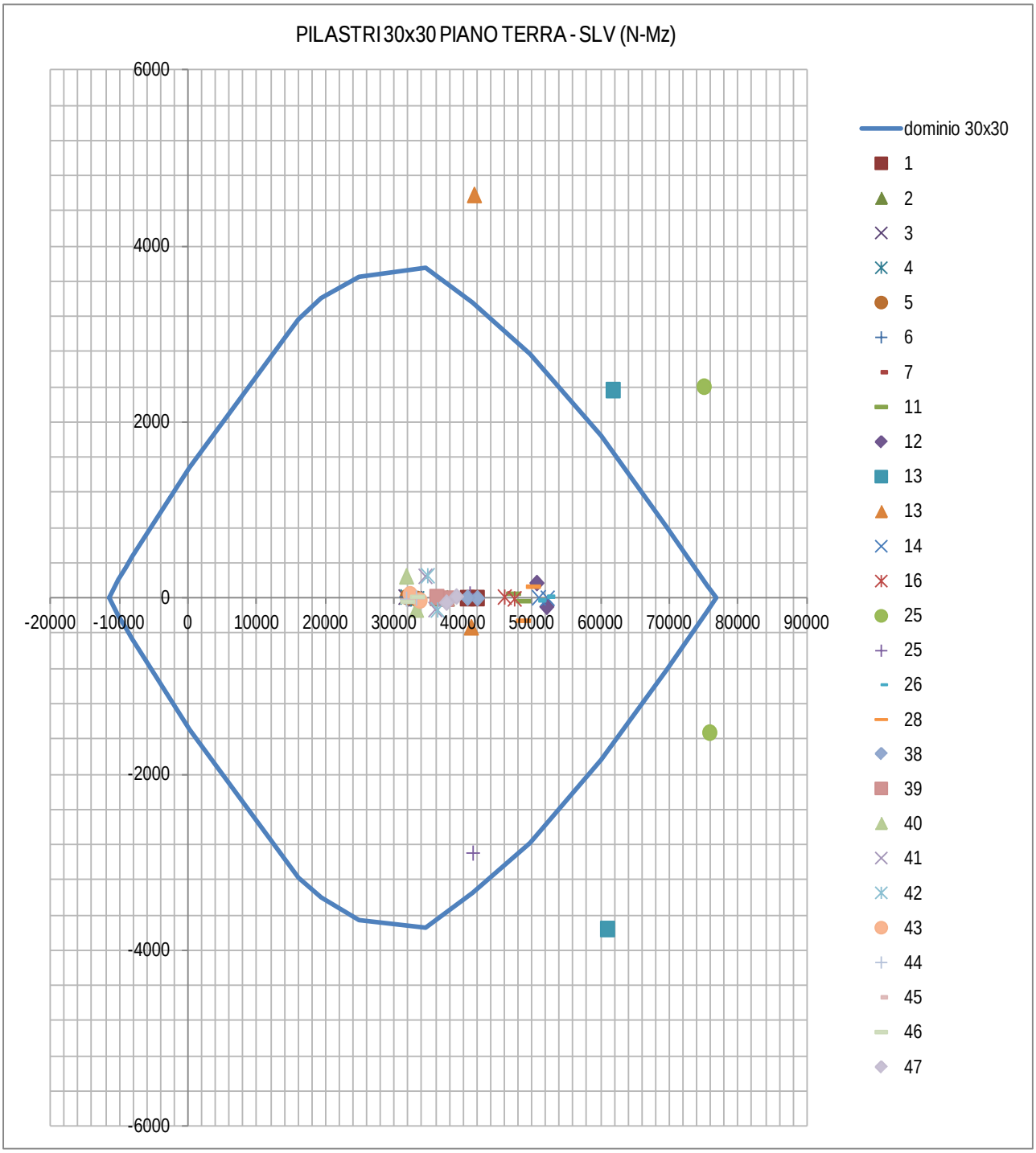
Modello MODEST822-SC_SA_04-terza deformata modale

6.3 Verifiche per carichi gravitazionali (SLU)

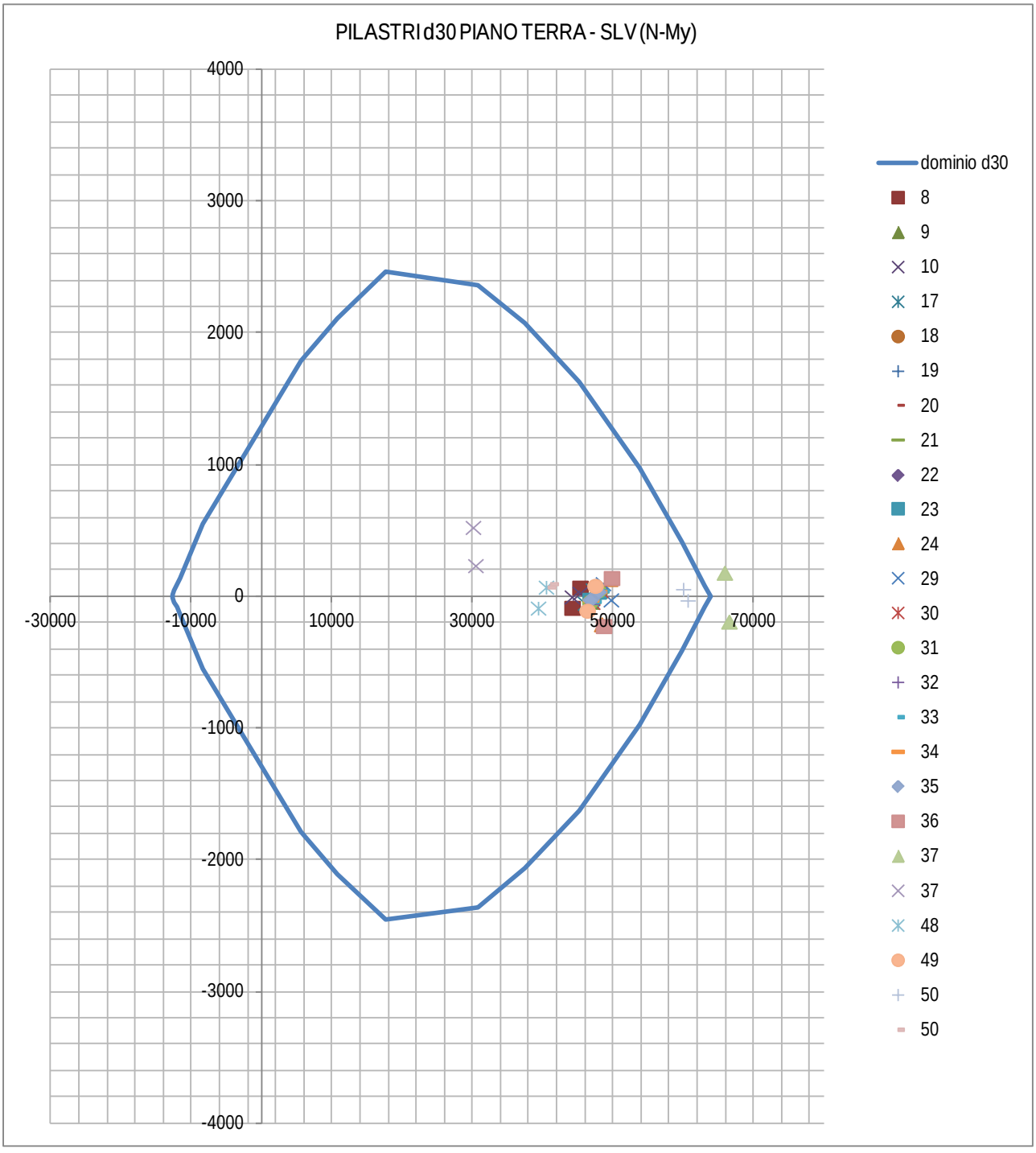
6.3.1 PILASTRI

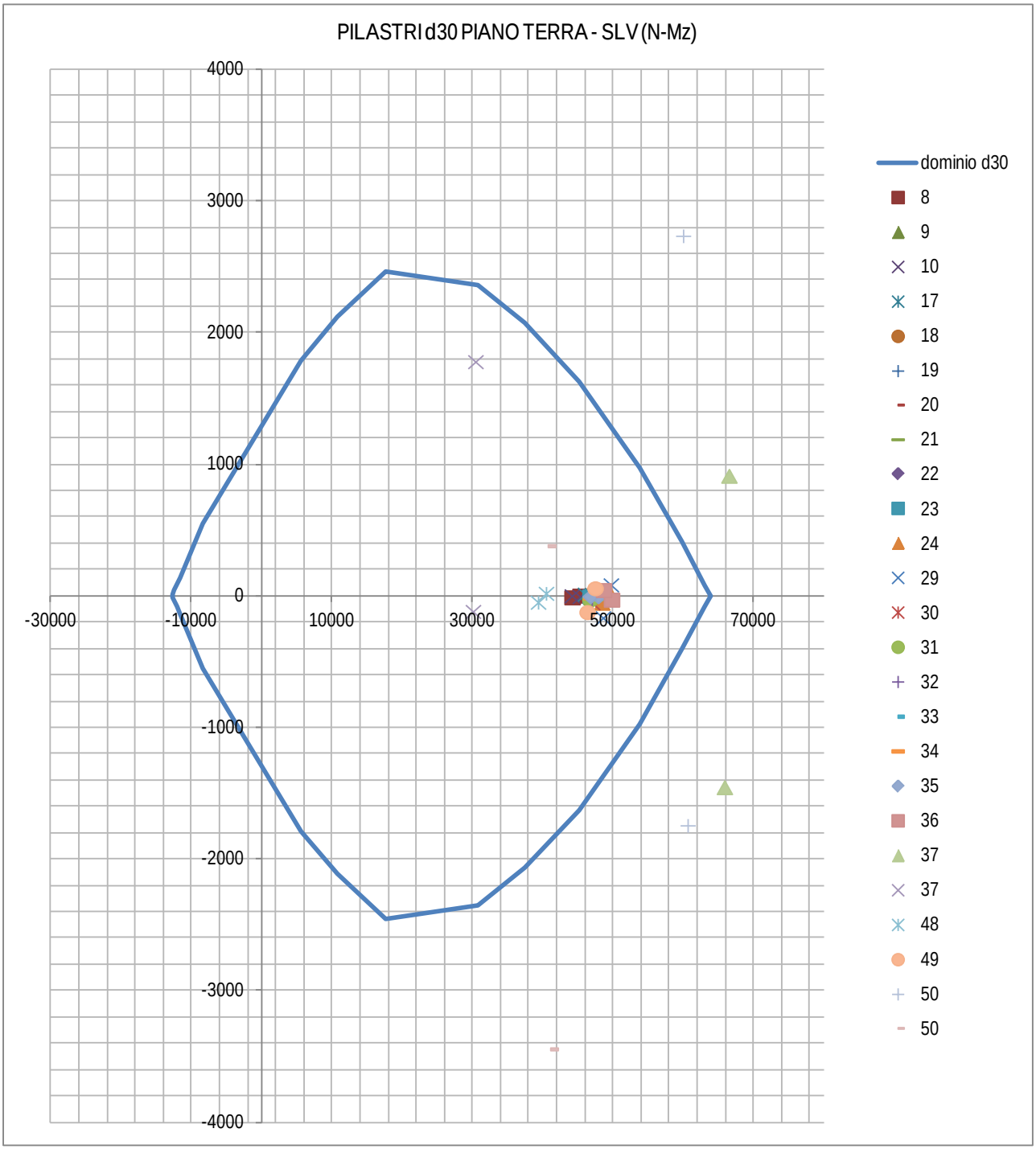
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x30 al piano terra**.



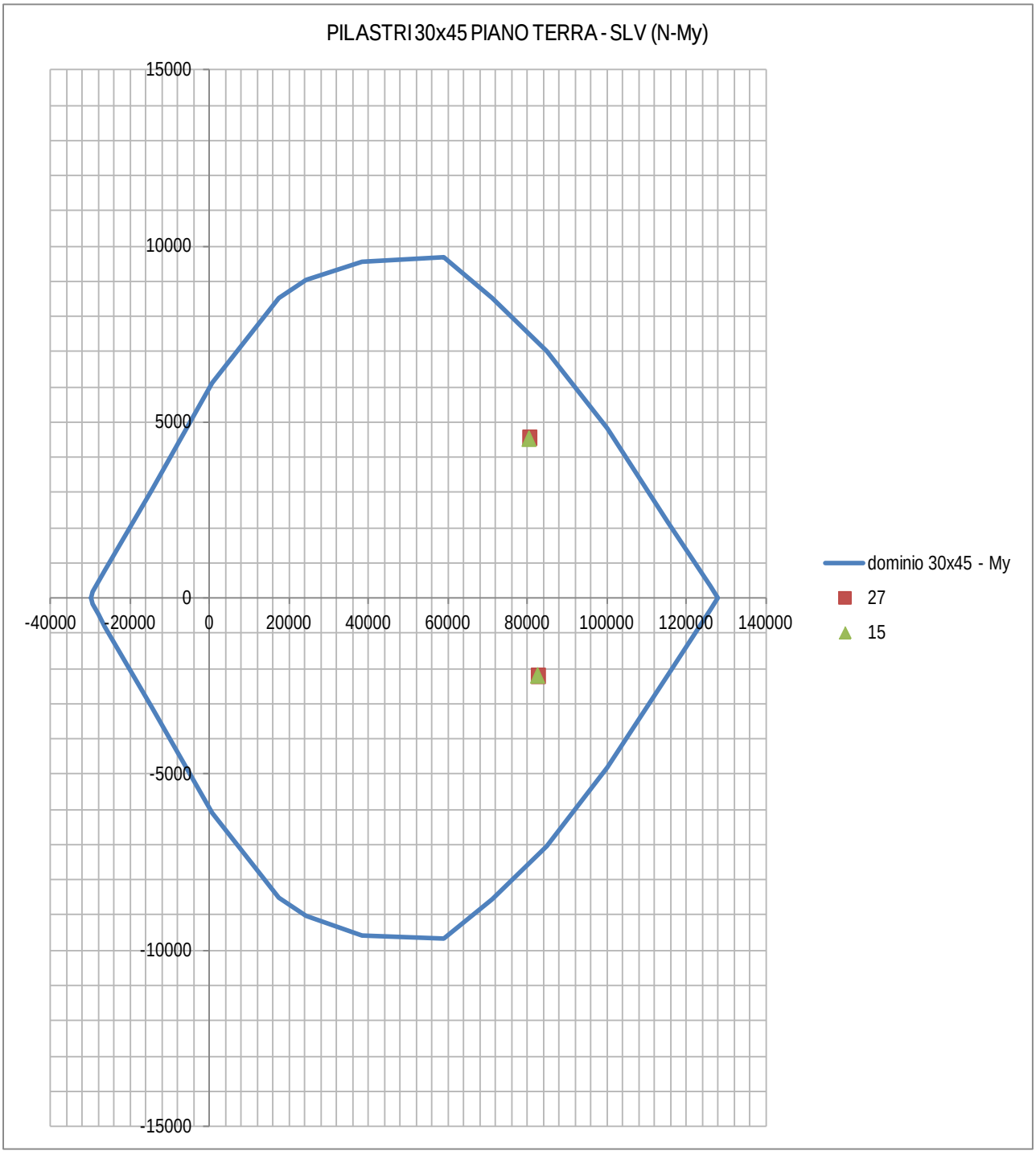

PILASTRI 30x30 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-6000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
80000
90000
dominio 30x30
1
2
3
4
5
6
7
11
12
13
13
14
16
25
25
26
28
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47

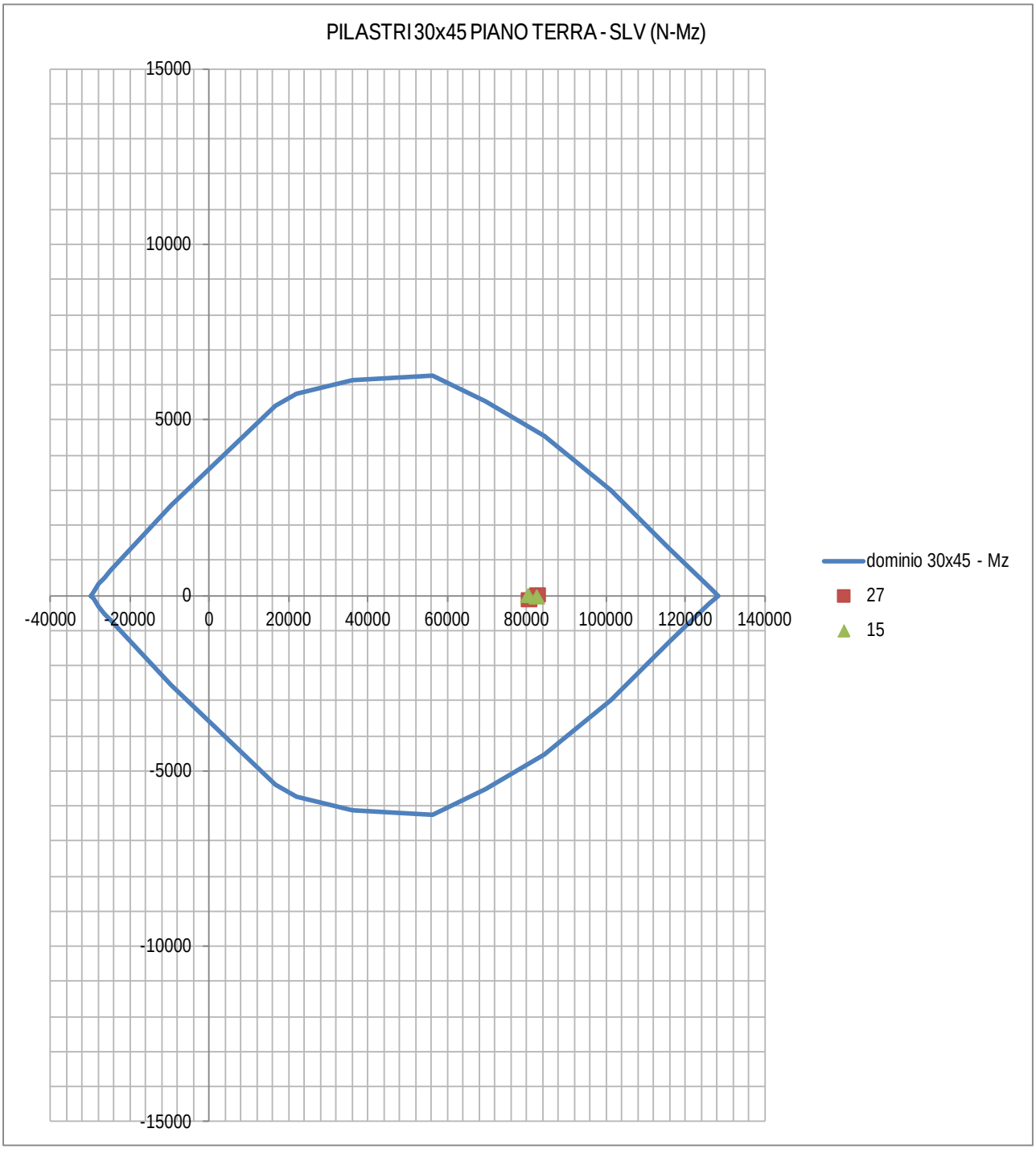
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **Ø30 al piano terra**.



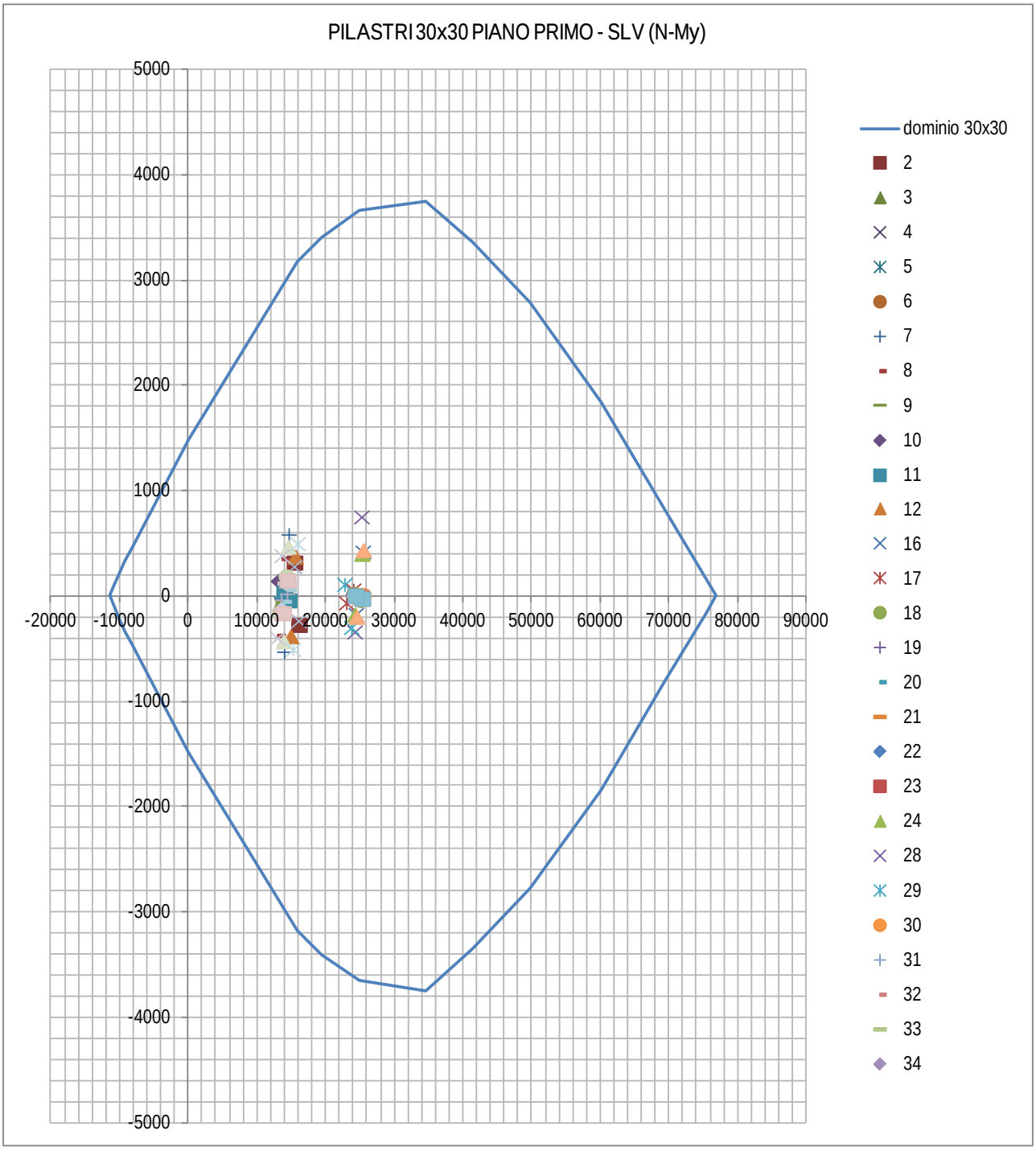

PILASTRI d30 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
4000
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-4000
-30000
-10000
10000
30000
50000
70000
dominio d30
8
9
10
17
18
19
20
21
22
23
24
29
30
31
32
33
34
35
36
37
37
48
49
50
50

Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x45 al piano terra**.

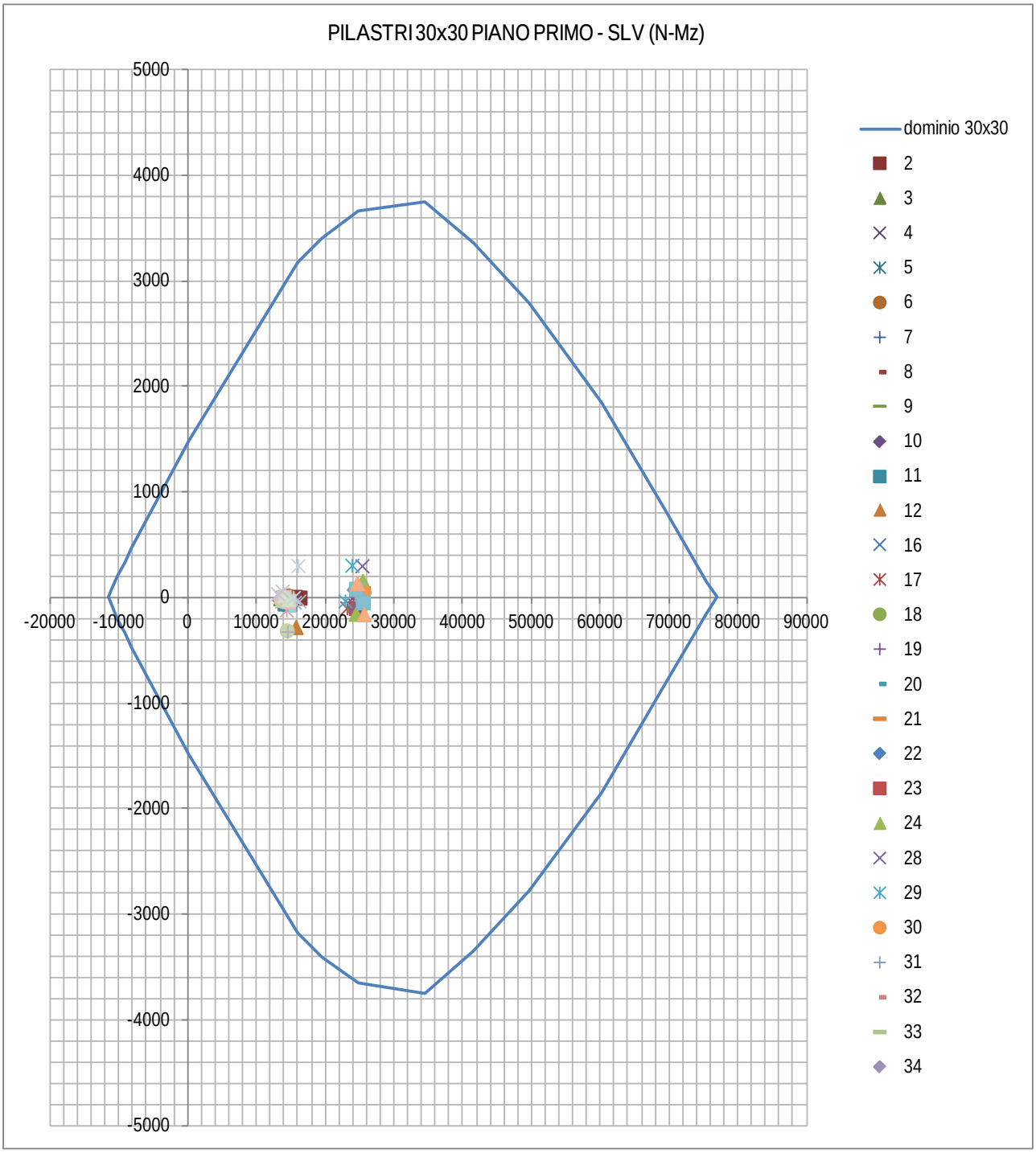


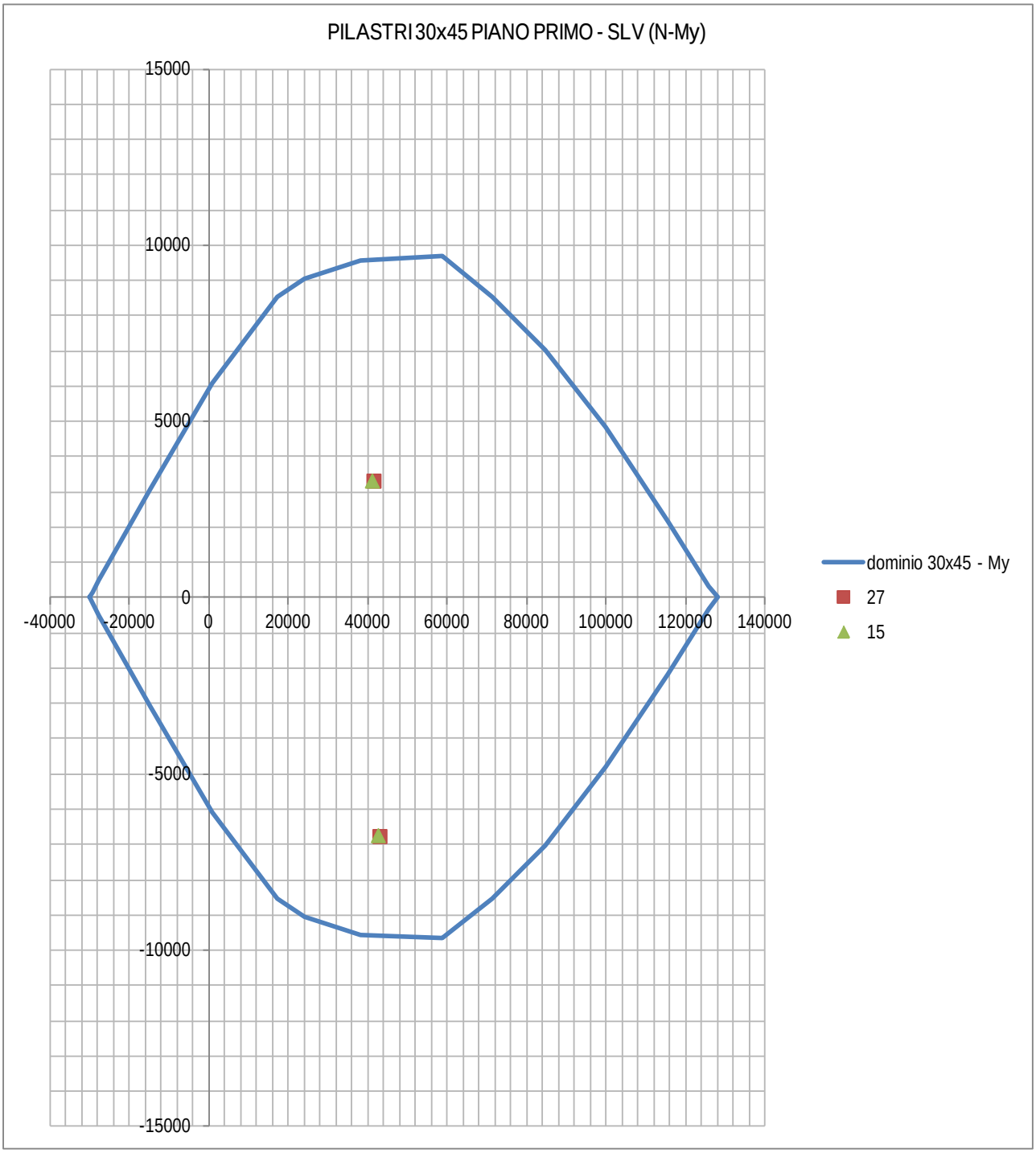

PILASTRI 30x45 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
15000
10000
5000
0
-5000
-10000
-15000
-40000
-20000
0
20000
40000
60000
80000
100000
120000
140000
dominio 30x45 - Mz
27
15

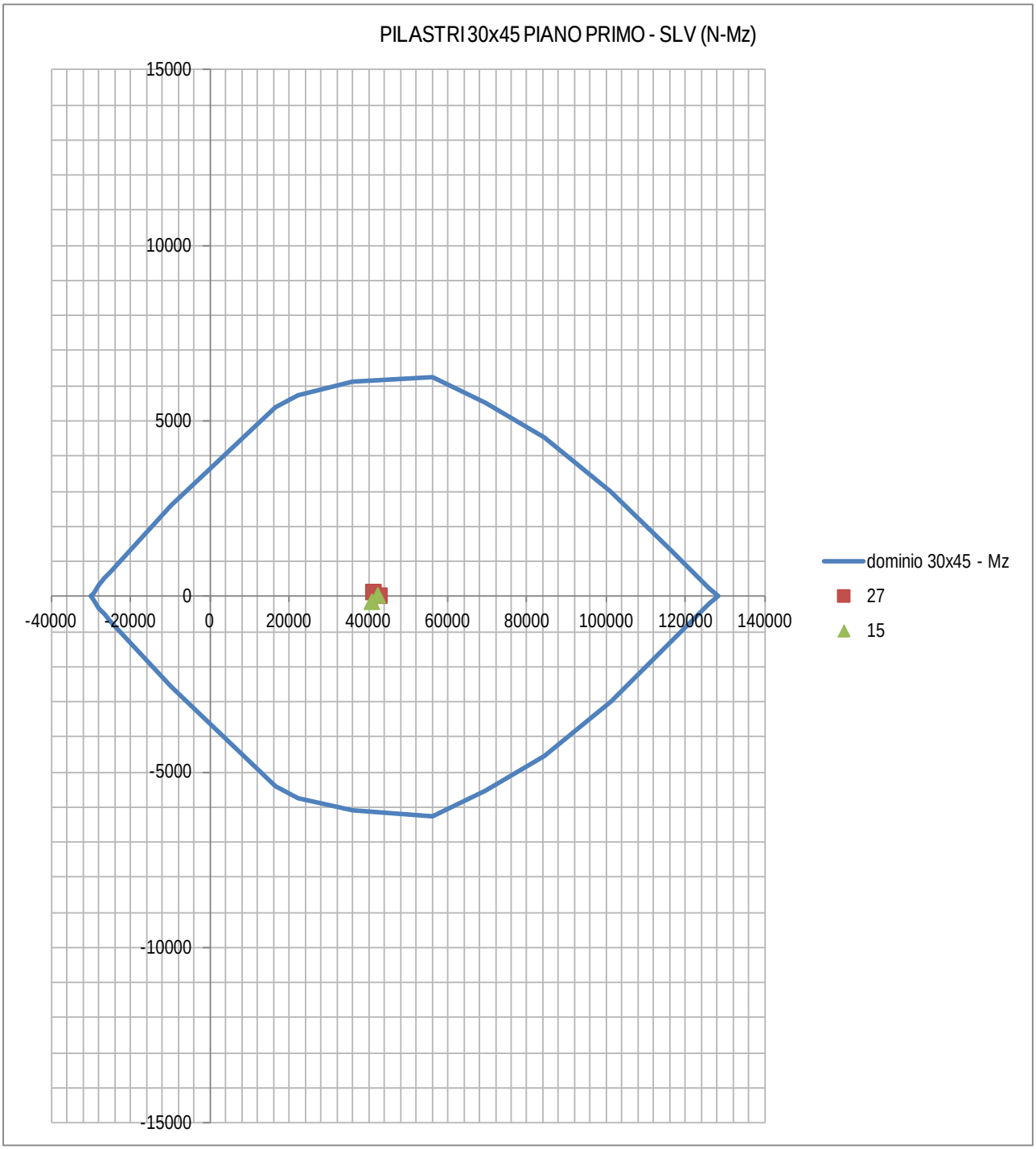
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x30 al piano primo**.



Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x45 al piano primo**.




PILASTRI 30x45 PIANO PRIMO - SLV (N-My)
15000
10000
5000
0
-5000
-10000
-15000
-40000
-20000
0
20000
40000
60000
80000
100000
120000
140000
dominio 30x45 - My
27
15

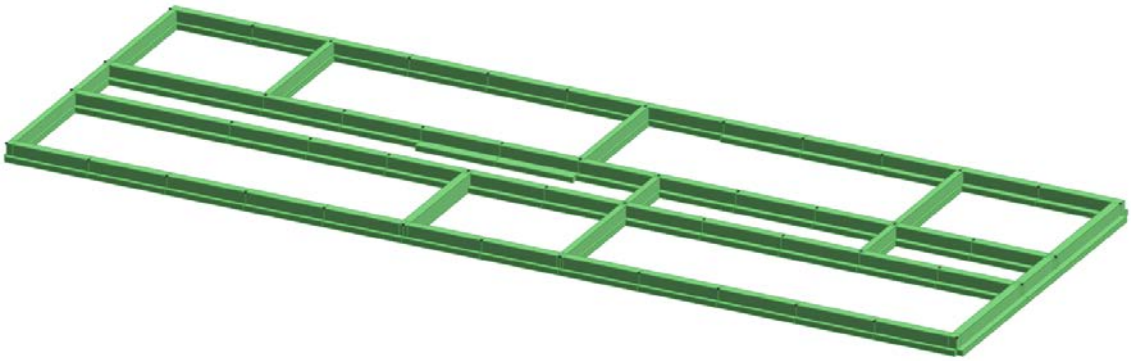

PILASTRI 30x45 PIANO PRIMO - SLV (N-Mz)
15000
10000
5000
0
-5000
-10000
-15000
-40000
-20000
0
20000
40000
60000
80000
100000
120000
140000
dominio 30x45 - Mz
27
15

Le verifiche per carichi gravitazionali in combinazione SLU dei pilastri risultano soddisfatte ad eccezione dei pilastri 13, 25, 37 e 50, ovvero dei pilastri posti sul prospetto sud a confine con la zona dell'aula palestra al piano terreno.

6.3.2 FONDAZIONI ESISTENTI

Le fondazioni esistenti sono di tipo superficiale e la geometria è stata dedotta dai grafici del progetto originario e dal saggio eseguito come descritto nella relazione sul Processo di Conoscenza allegata al presente progetto.

L'analisi per carichi gravitazionali è stata condotta mediante modello F.E.M. con il software ModeSt:



Modello MODEST822-SC_SA_F_02 – modello delle fondazioni allo stato attuale

La valutazione della sicurezza delle fondazioni esistenti viene effettuata con riferimento al paragrafo 8.3 del D.M. 17.01.2018 dove si riporta:

(…)

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

– nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;

– siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;

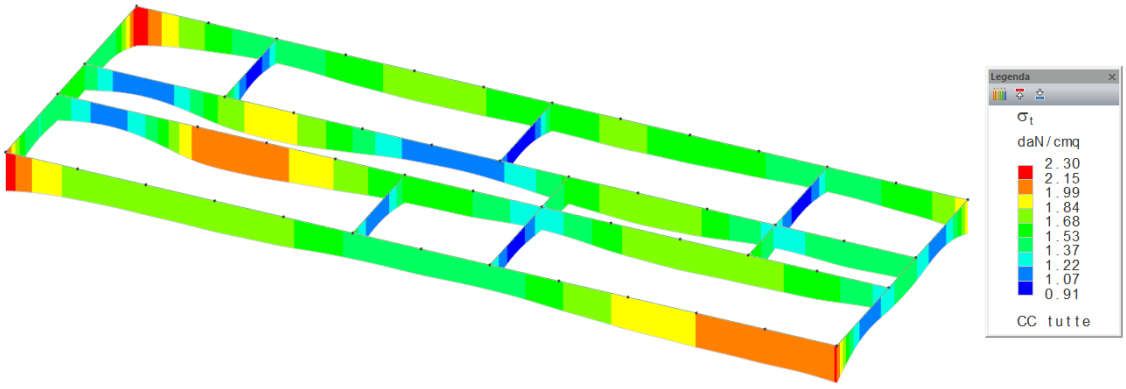
– siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

(…)

Dai rilievi condotti si è potuto appurare l'assenza di dissesti delle strutture in elevazione e l'assenza di fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione.

Si riporta la mappa delle tensioni sul terreno in combinazione SLU

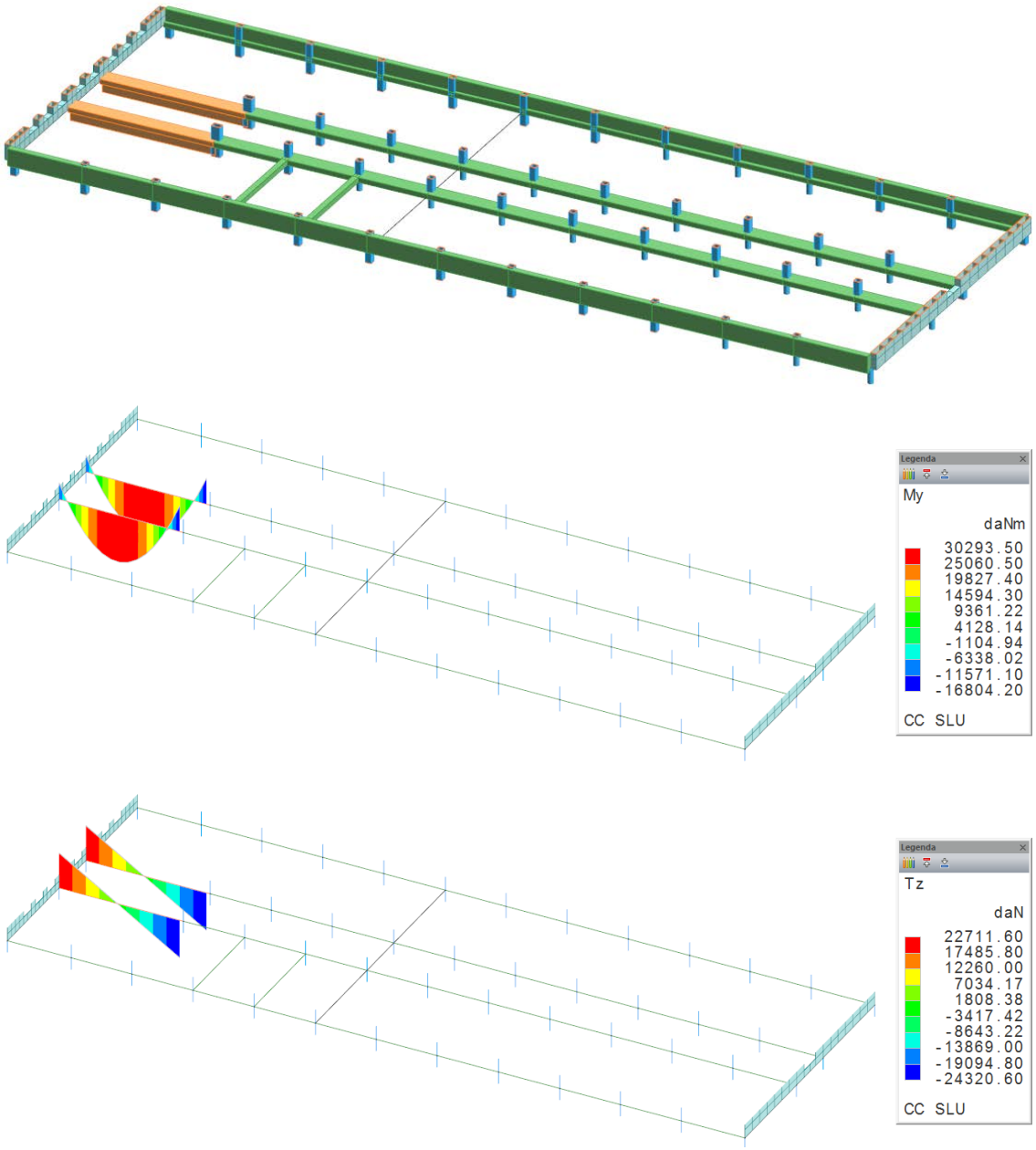


Modello MODEST822-SC_SA_F_02 – tensioni sul terreno

Le tensioni agenti risultano inferiori alla capacità portante del terreno (come dettagliato nella Relazione Geotecnica) e pertanto le condizioni di cui al paragrafo 8.3 del D.M. 17.01.2018 si ritengono soddisfatte.

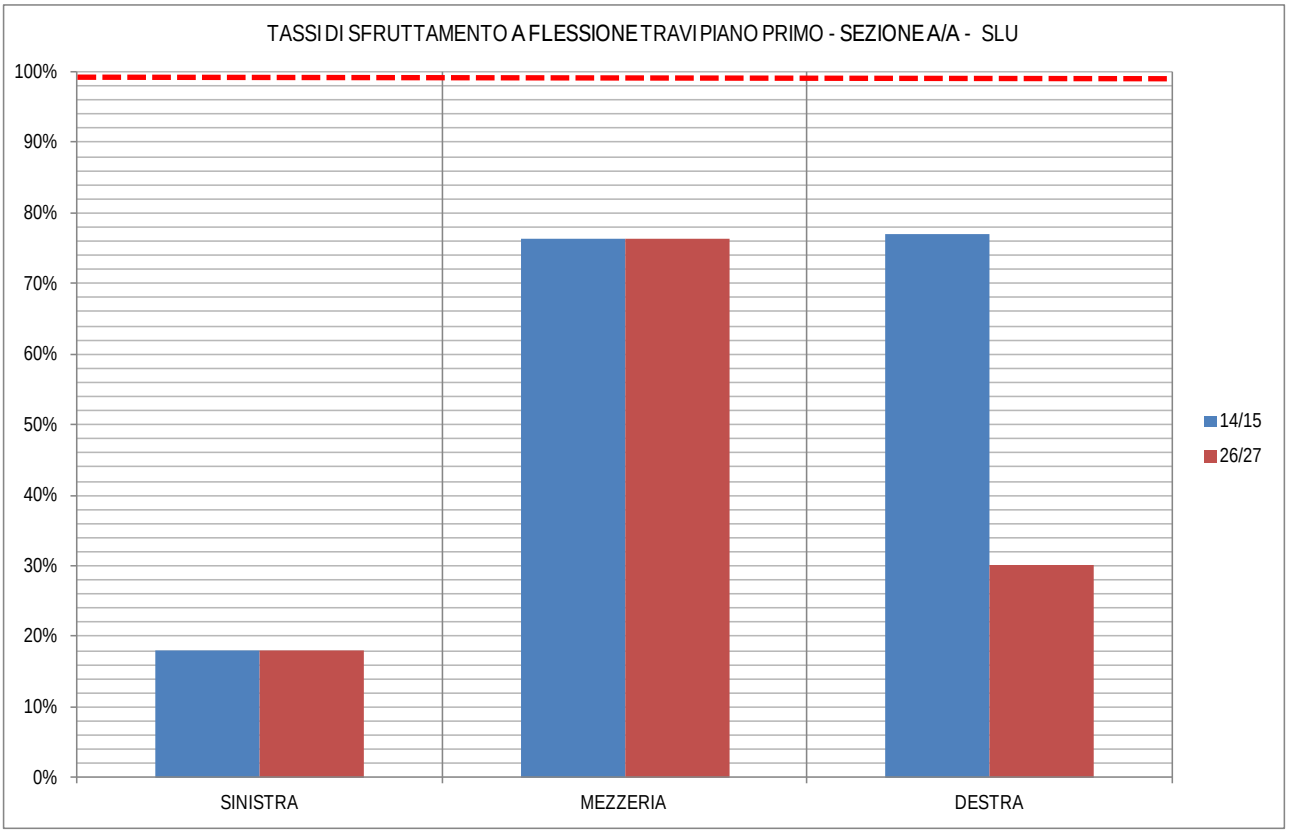
6.3.3 TRAVI DI PIANO

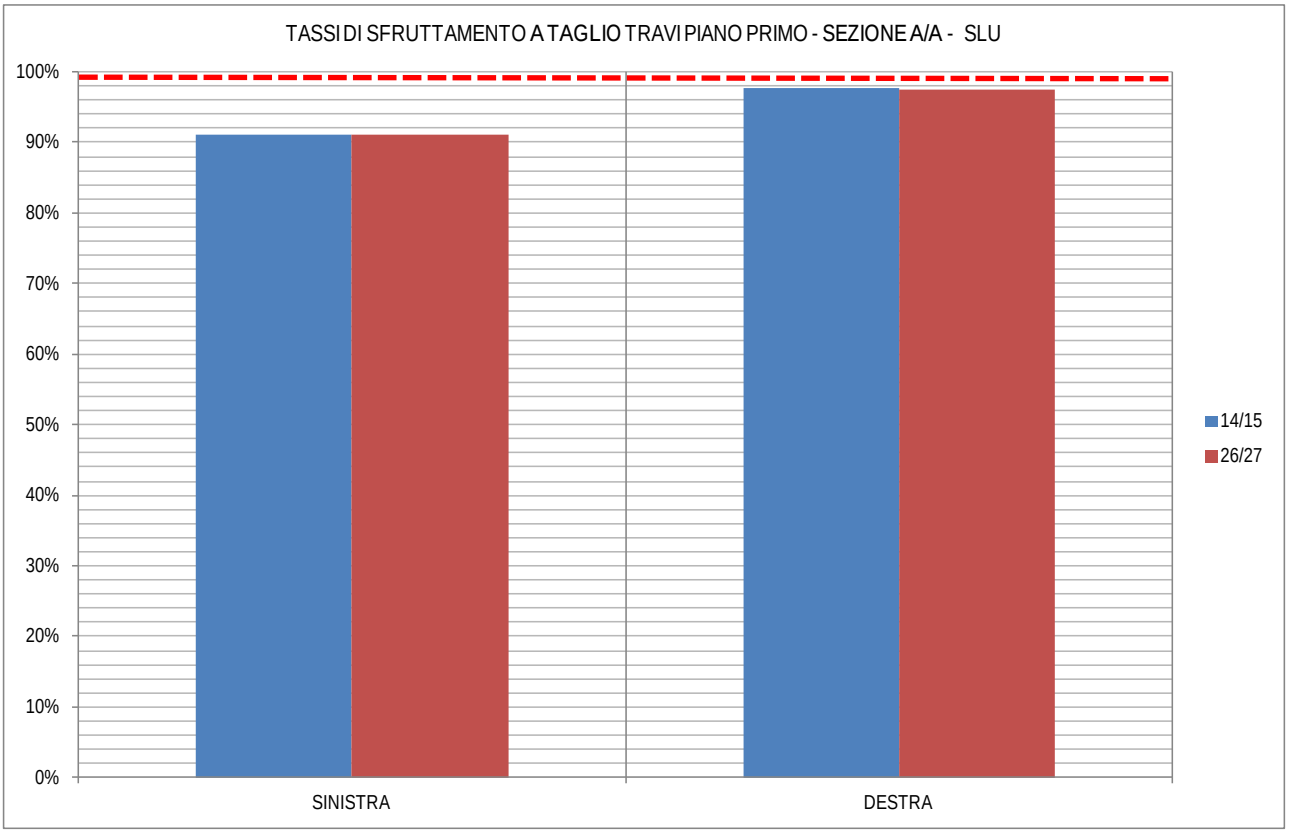
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano primo sezione A-A** a flessione e taglio.



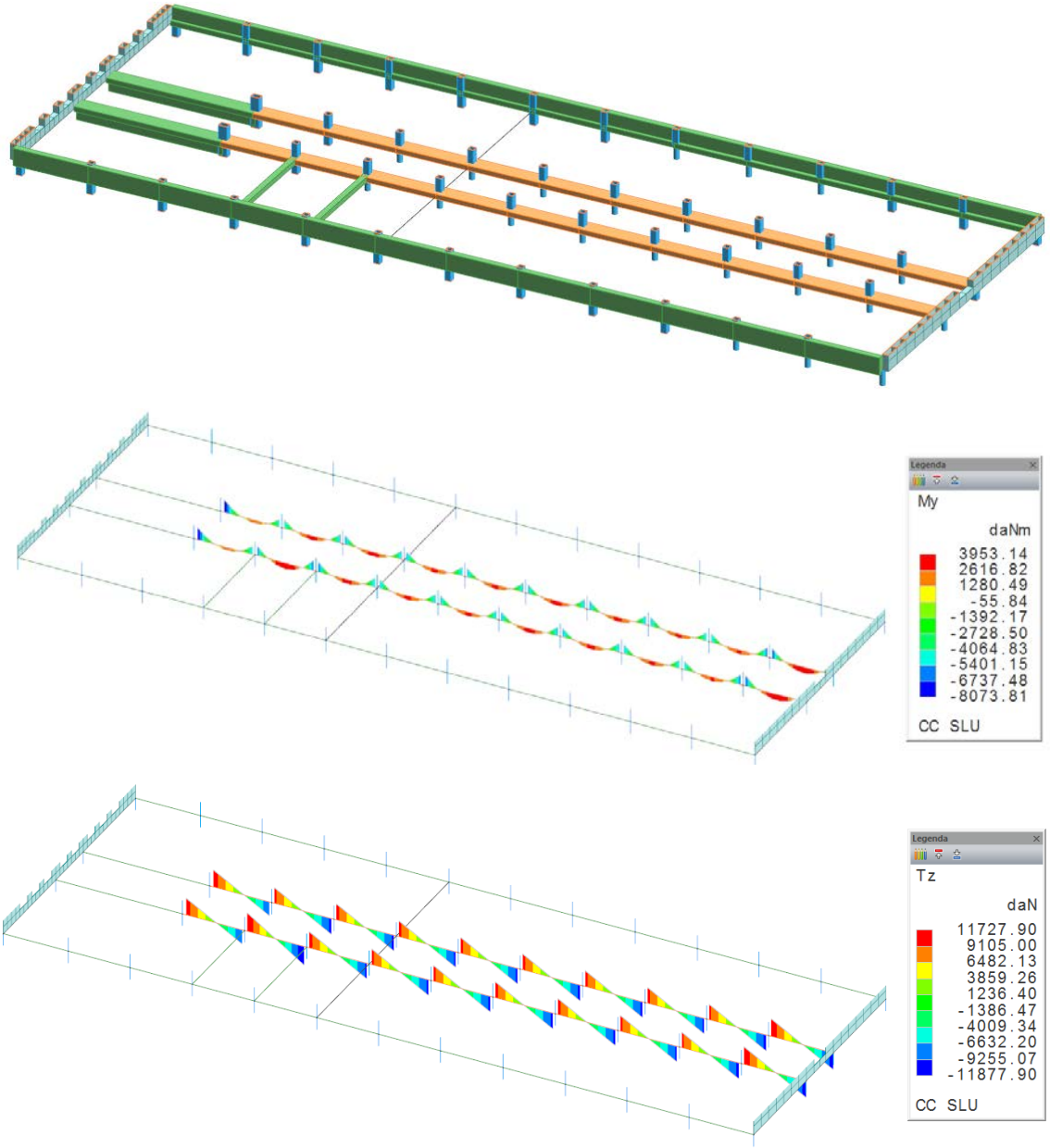
Modello MODEST822-SC_SA_04 – momento flettente e taglio (SLU)

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI PIANO PRIMO - SEZIONE A/A - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
MEZZERIA
DESTRA
14/15
26/27

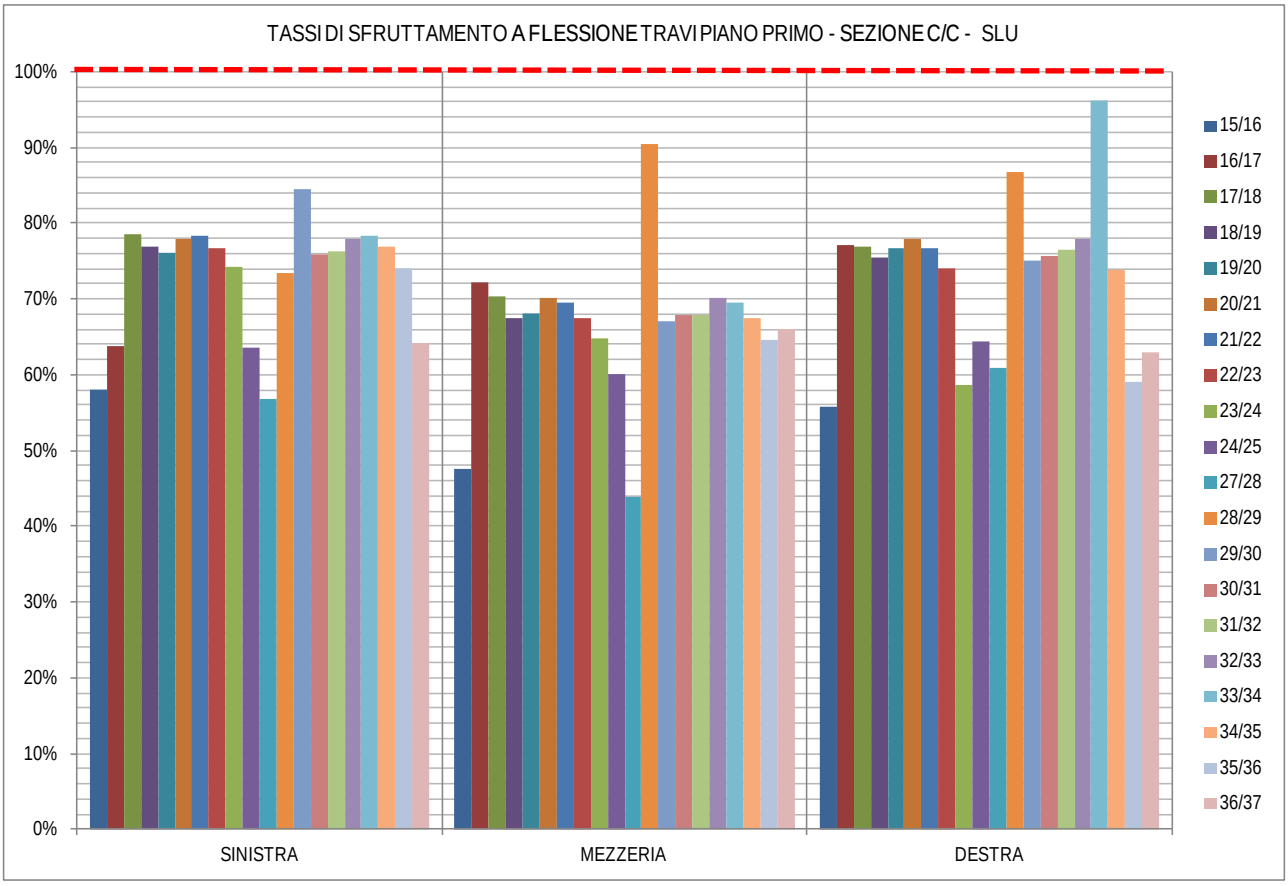

TASSI DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO TRAVI PIANO PRIMO - SEZIONE A/A - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
DESTRA
14/15
26/27

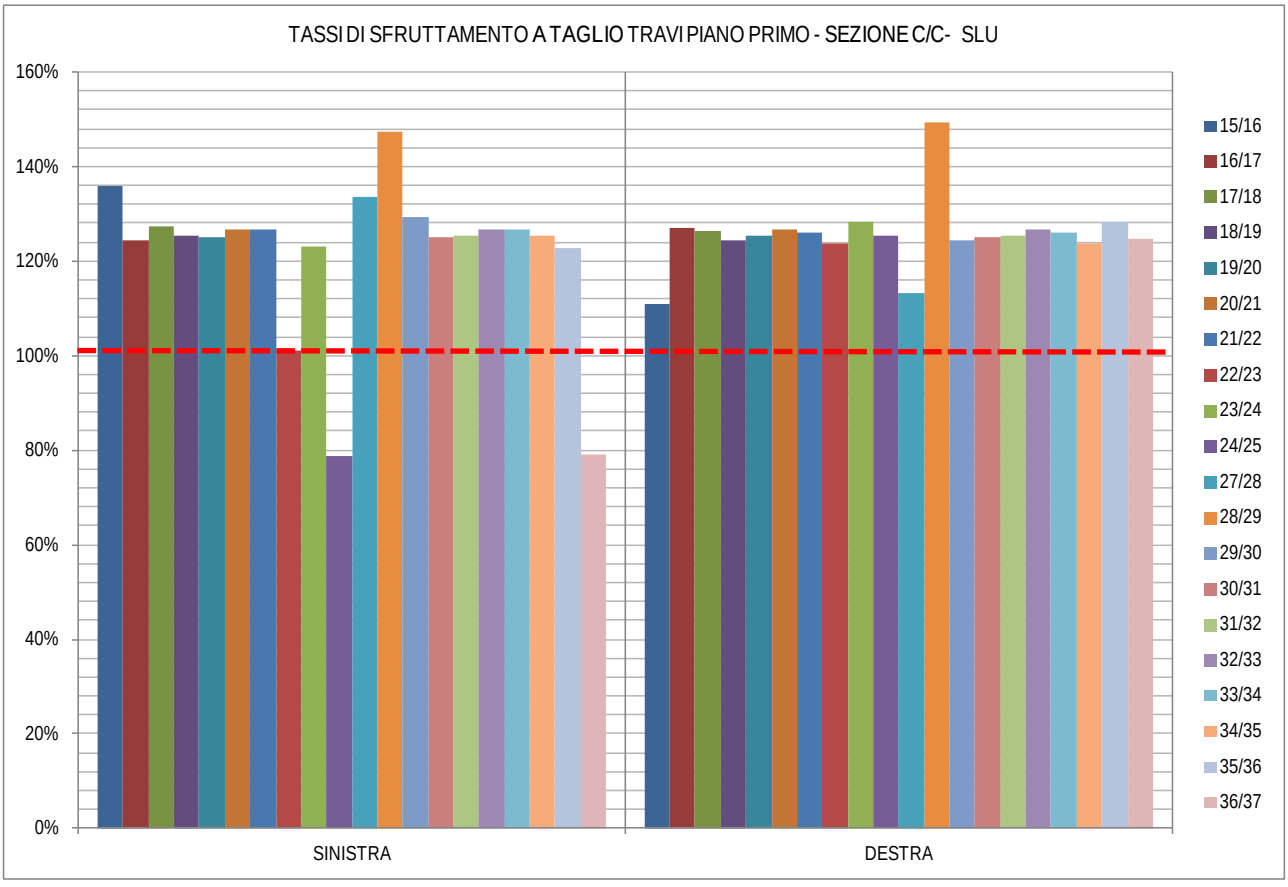
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano primo sezione C-C** a flessione e taglio.



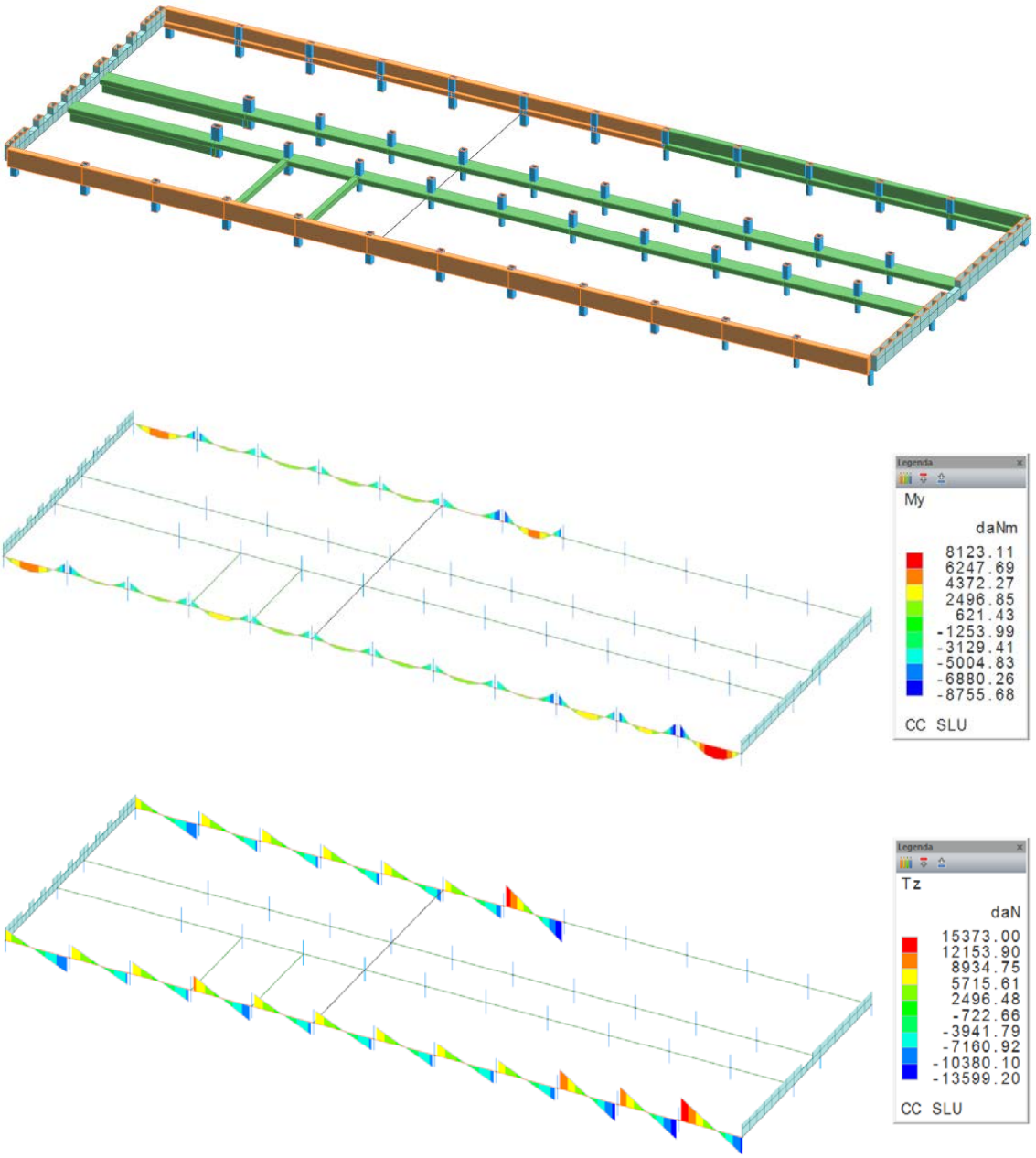
Modello MODEST822-SC_SA_04 – momento flettente e taglio (SLU)

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI PIANO PRIMO - SEZIONE C/C - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
MEZZERIA
DESTRA
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37

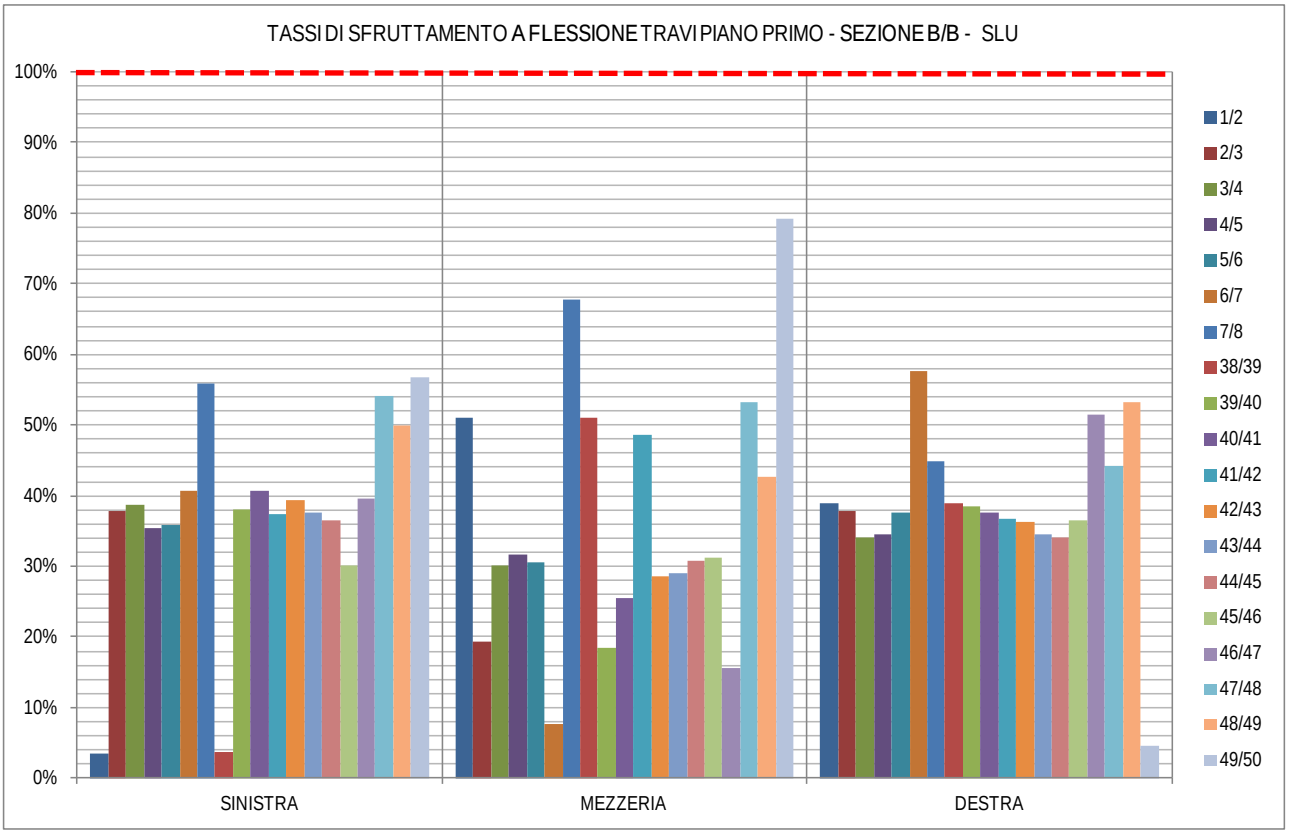

TASSI DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO TRAVI PIANO PRIMO - SEZIONE C/C- SLU
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
SINISTRA
DESTRA
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37

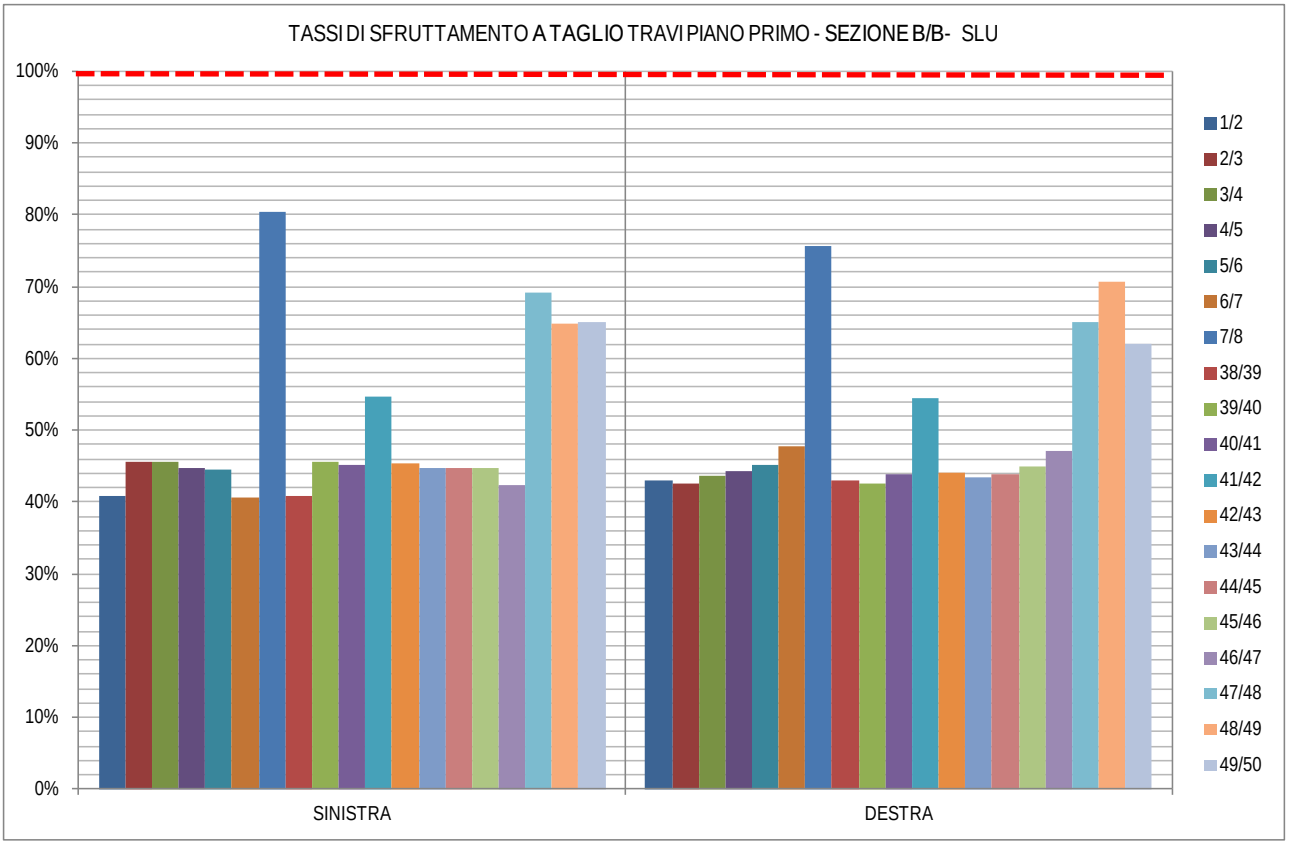
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di bordo del piano primo sezione B-B** a flessione e taglio.



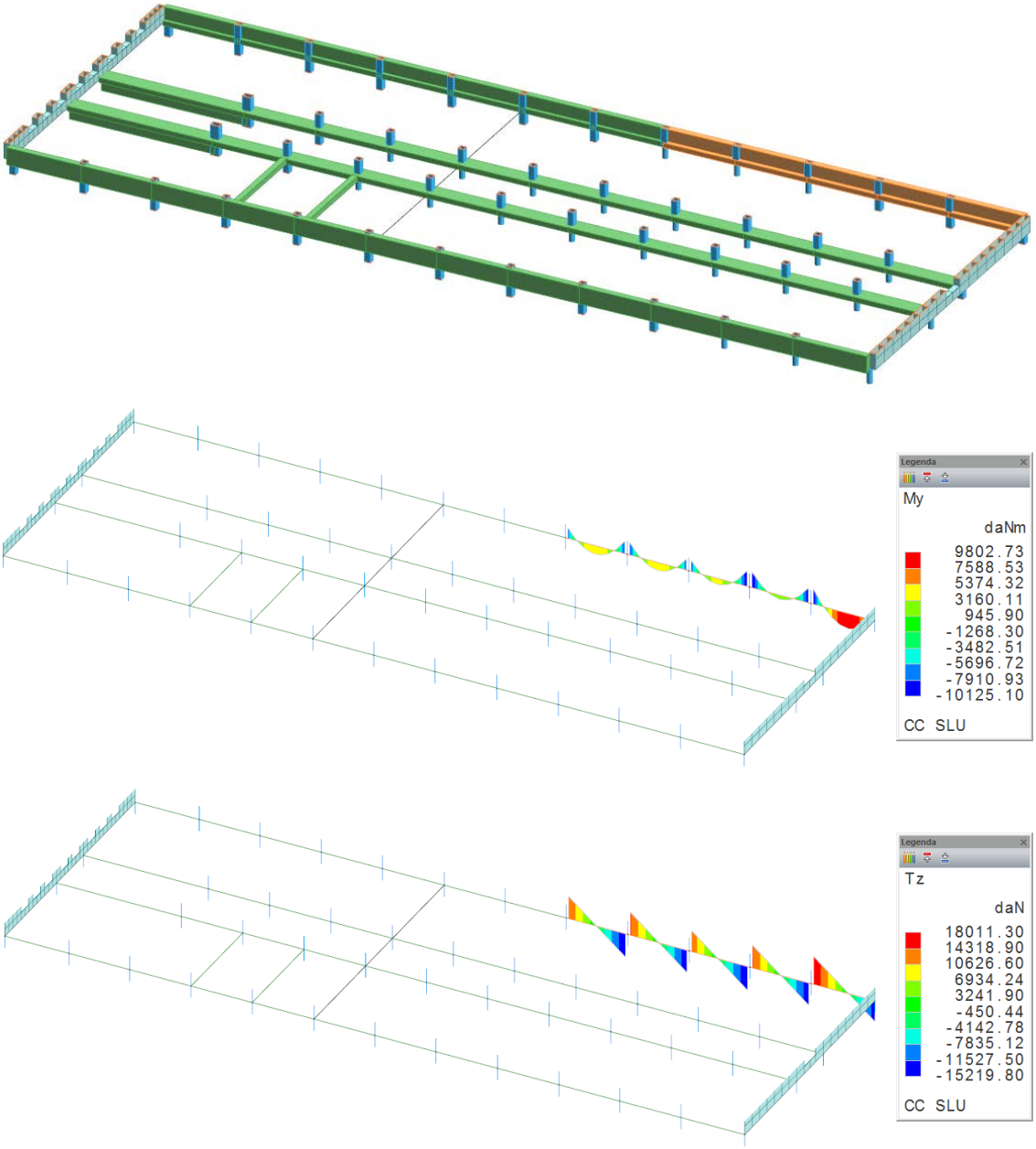
Modello MODEST822-SC_SA_04 – momento flettente e taglio (SLU)

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI PIANO PRIMO - SEZIONE B/B - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
MEZZERIA
DESTRA
1/2
2/3
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
38/39
39/40
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
47/48
48/49
49/50

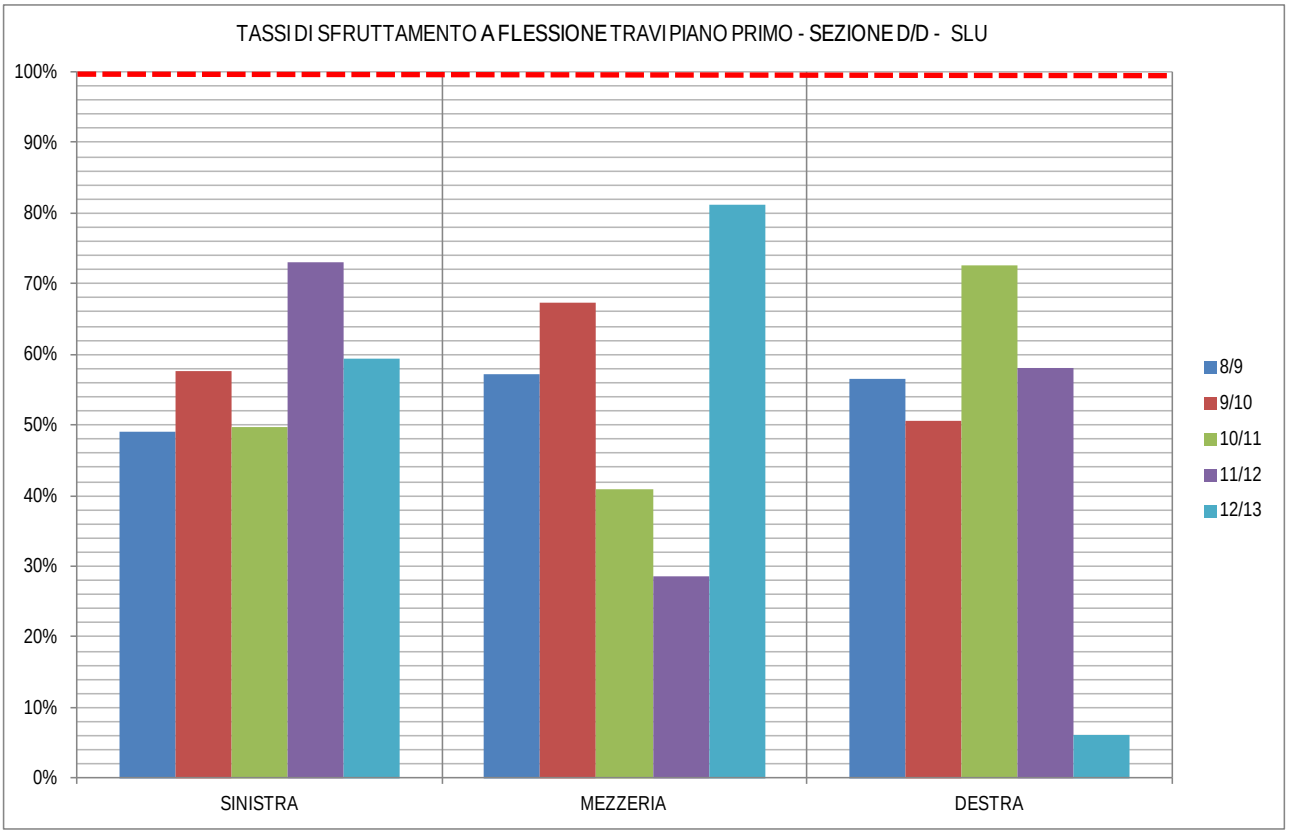

TASSI DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO TRAVI PIANO PRIMO - SEZIONE B/B- SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
DESTRA
1/2
2/3
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
38/39
39/40
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
47/48
48/49
49/50

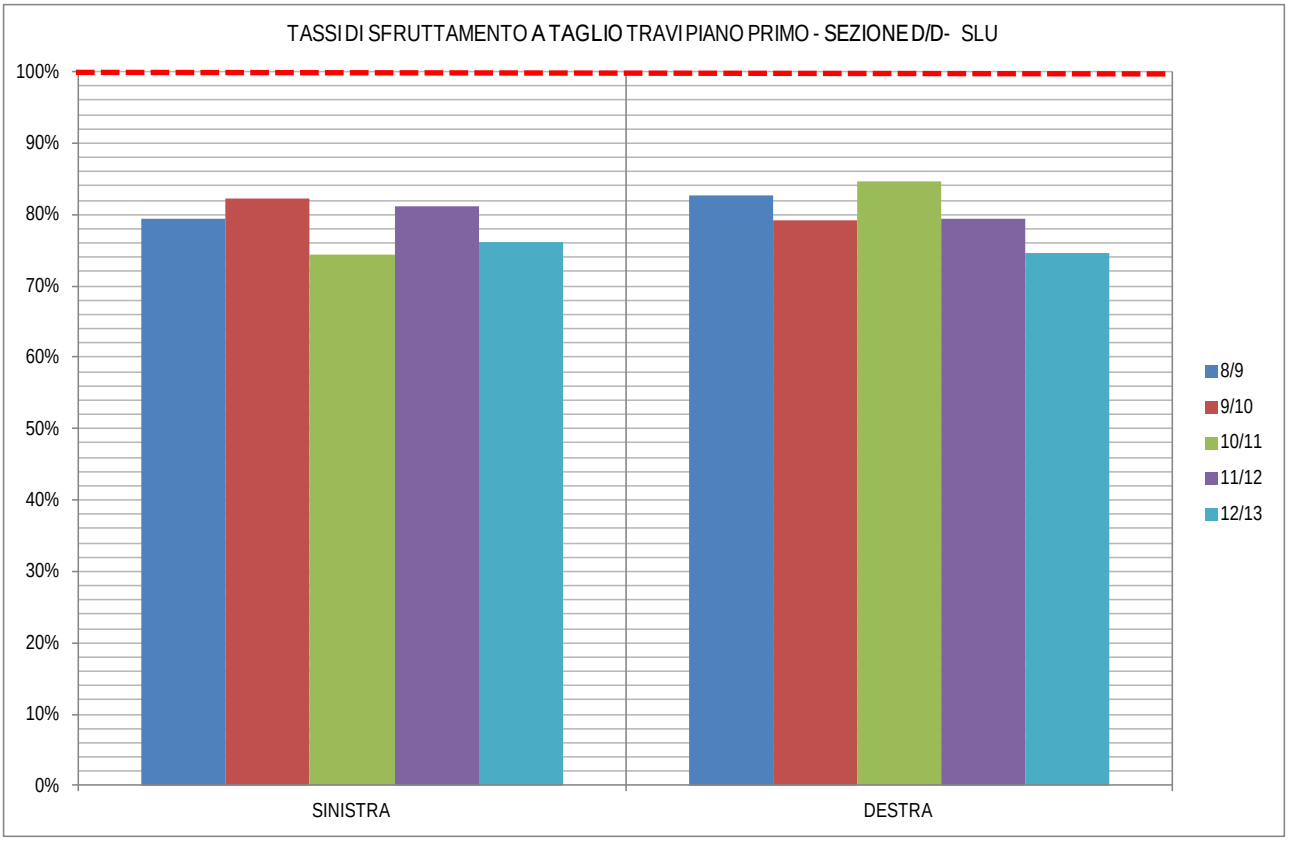
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di bordo del piano primo sezione D-D** a flessione e taglio.



Modello MODEST822-SC_SA_04 – momento flettente e taglio (SLU)

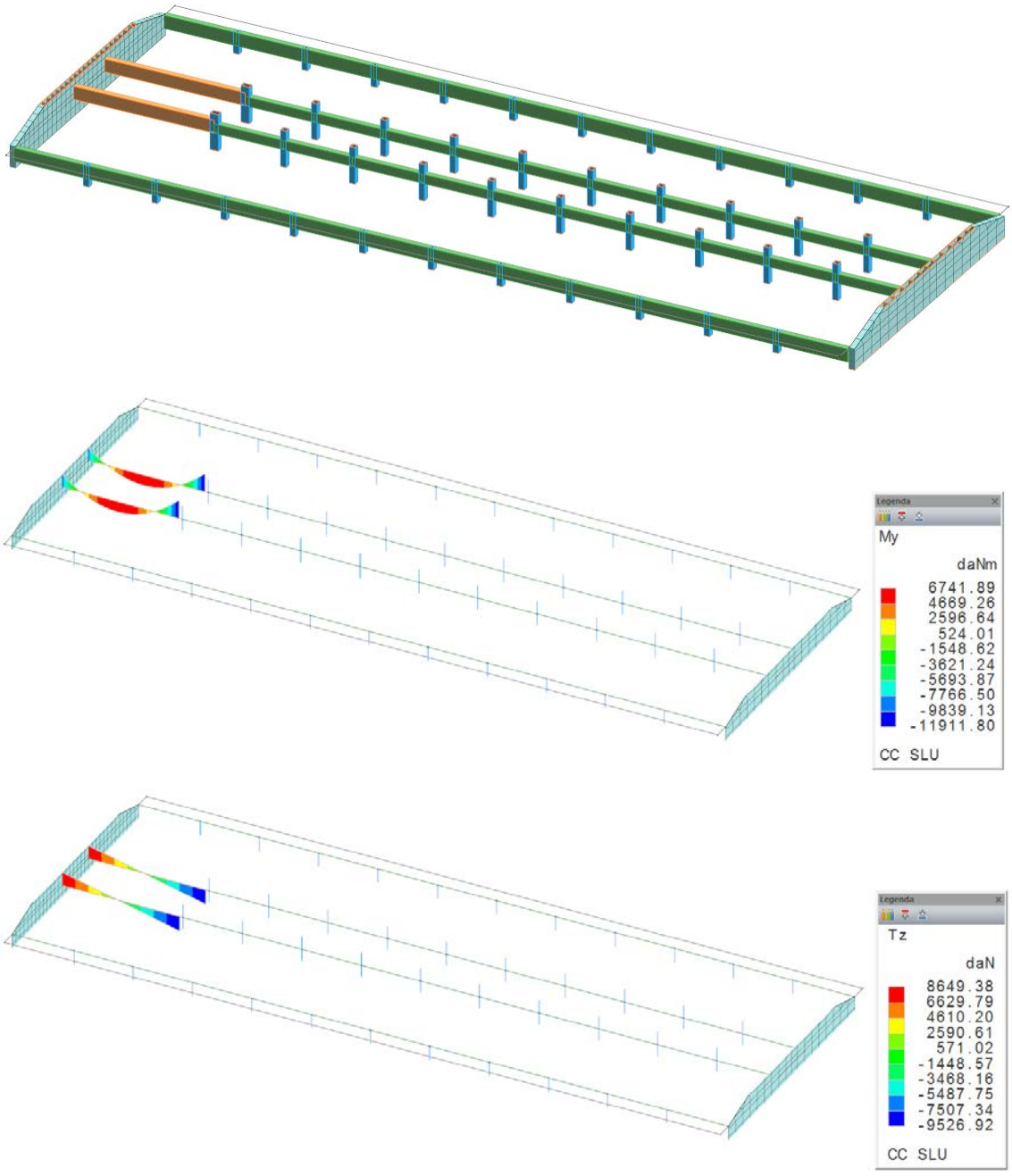
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI PIANO PRIMO - SEZIONE D/D - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
MEZZERIA
DESTRA
8/9
9/10
10/11
11/12
12/13


TASSI DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO TRAVI PIANO PRIMO - SEZIONE D/D- SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
DESTRA
8/9
9/10
10/11
11/12
12/13

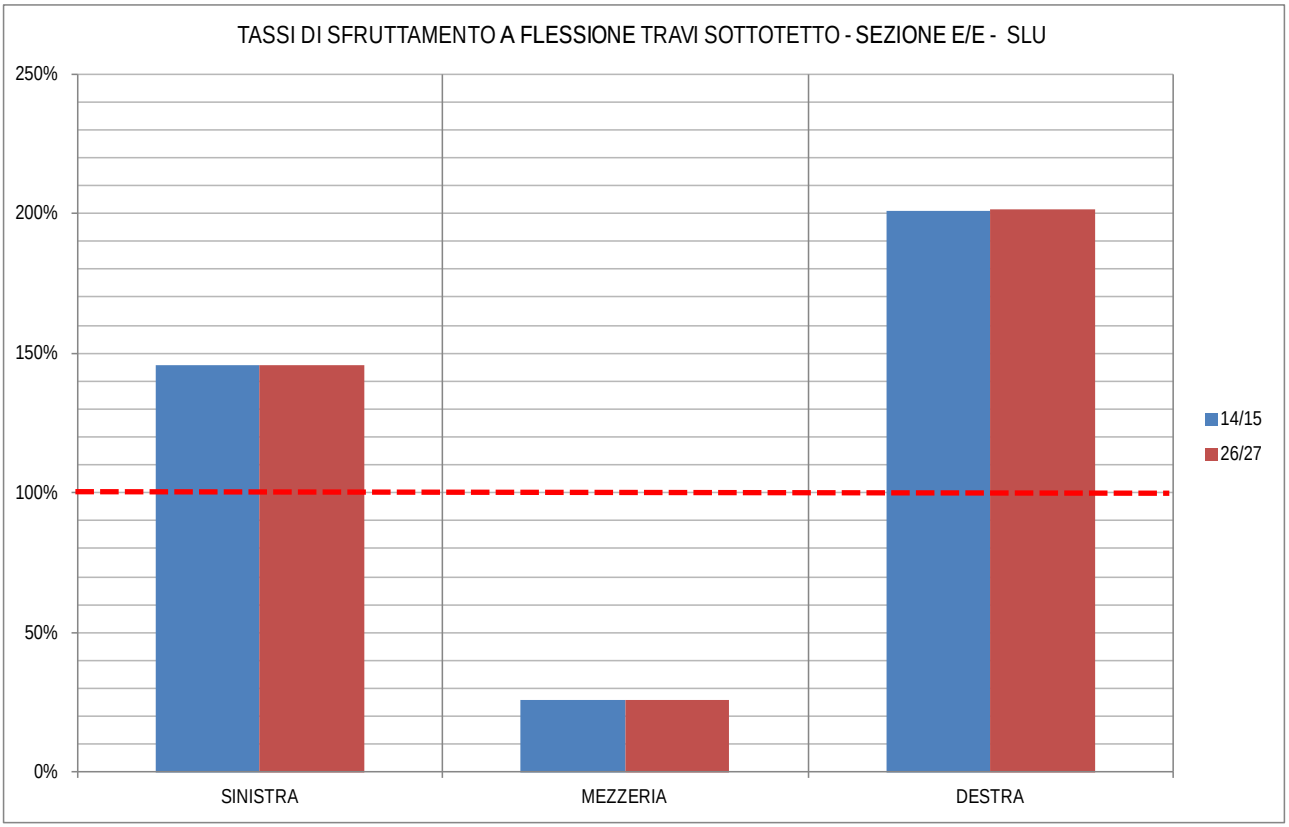
Le verifiche per carichi gravitazionali in combinazione SLU delle travi del piano primo risultano soddisfatte ad eccezione delle verifiche a taglio delle travi di spina a spessore (sezione C-C di dimensione 80x25 cm) per le quali i tassi di sfruttamento di tutte le campate variano da un minimo di 120 % ad un massimo di 145 %.

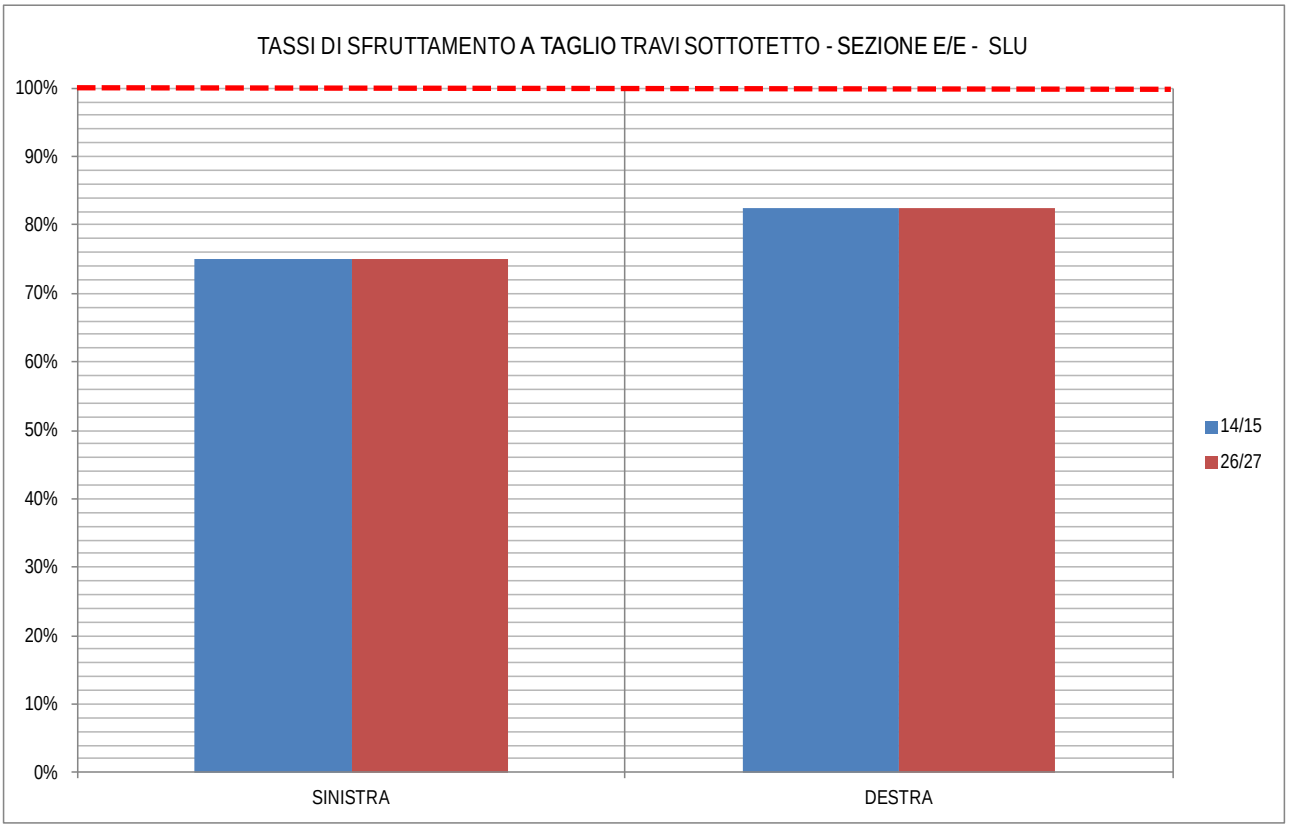
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano sottotetto sezione E-E** a flessione e taglio.



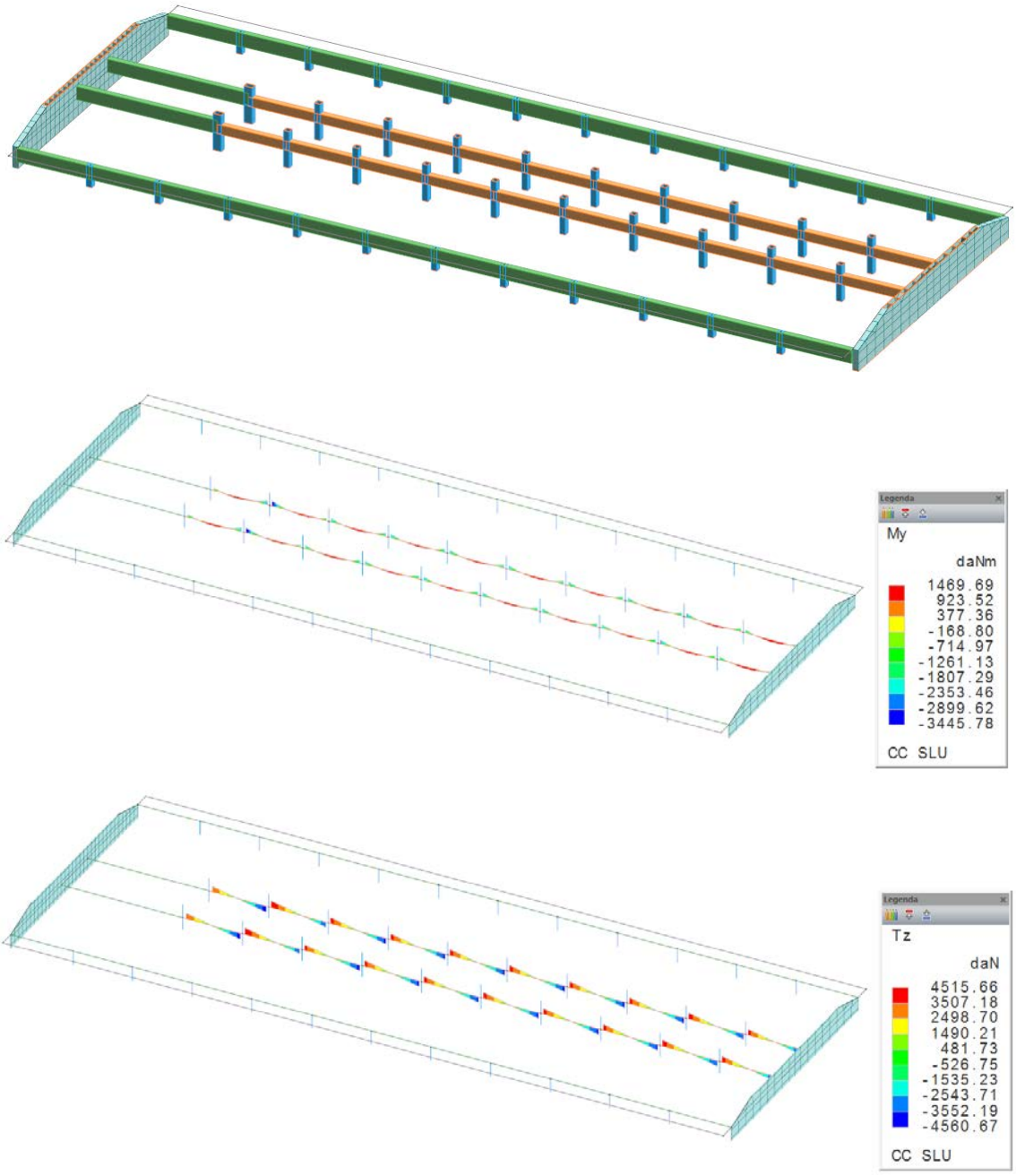
Modello MODEST822-SC_SA_04 – momento flettente e taglio (SLU)

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI SOTTOTETTO - SEZIONE E/E - SLU
250%
200%
150%
100%
50%
0%
SINISTRA
MEZZERIA
DESTRA
14/15
26/27

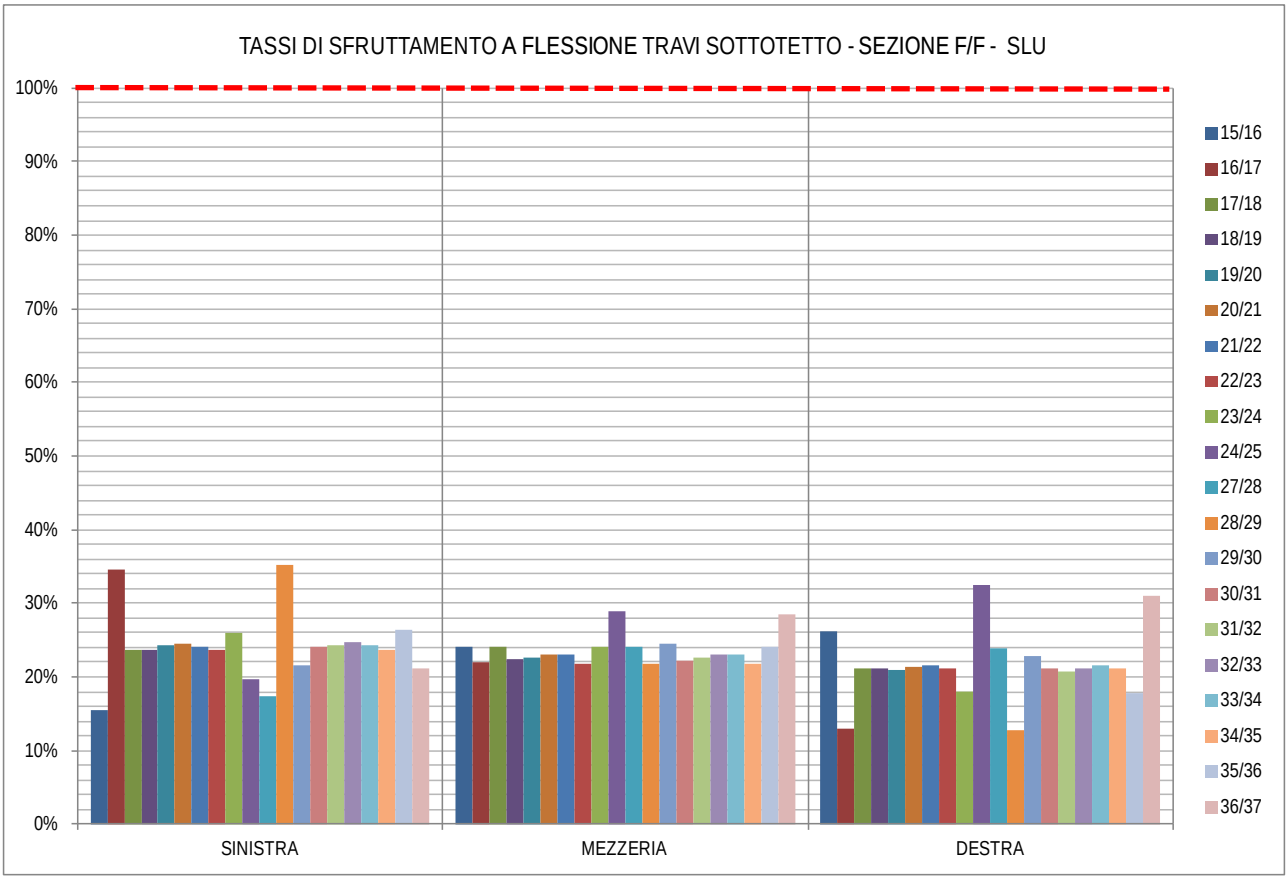

TASSI DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO TRAVI SOTTOTETTO - SEZIONE E/E - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
DESTRA
14/15
26/27

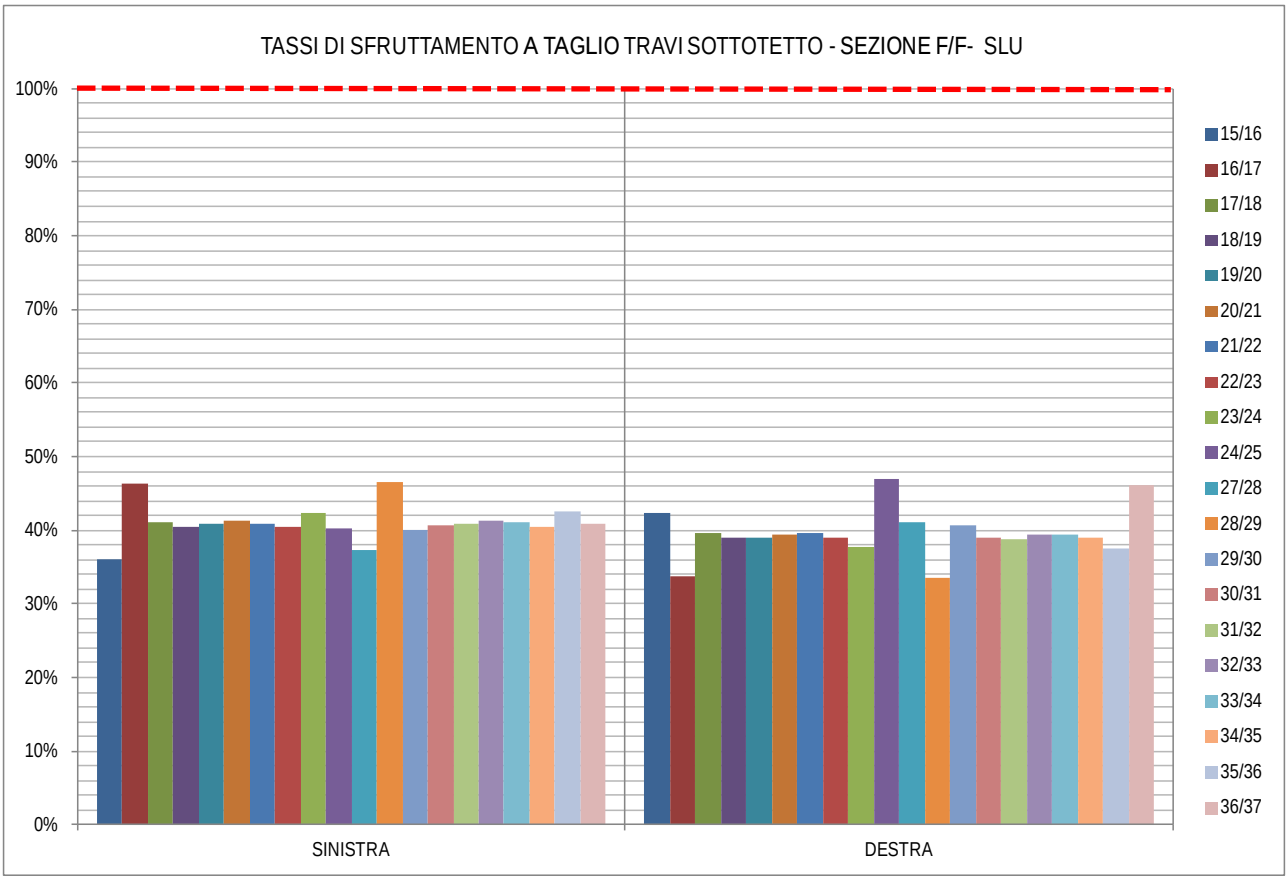
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano sottotetto sezione F-F** a flessione e taglio.



Modello MODEST822-SC_SA_04 – momento flettente e taglio (SLU)

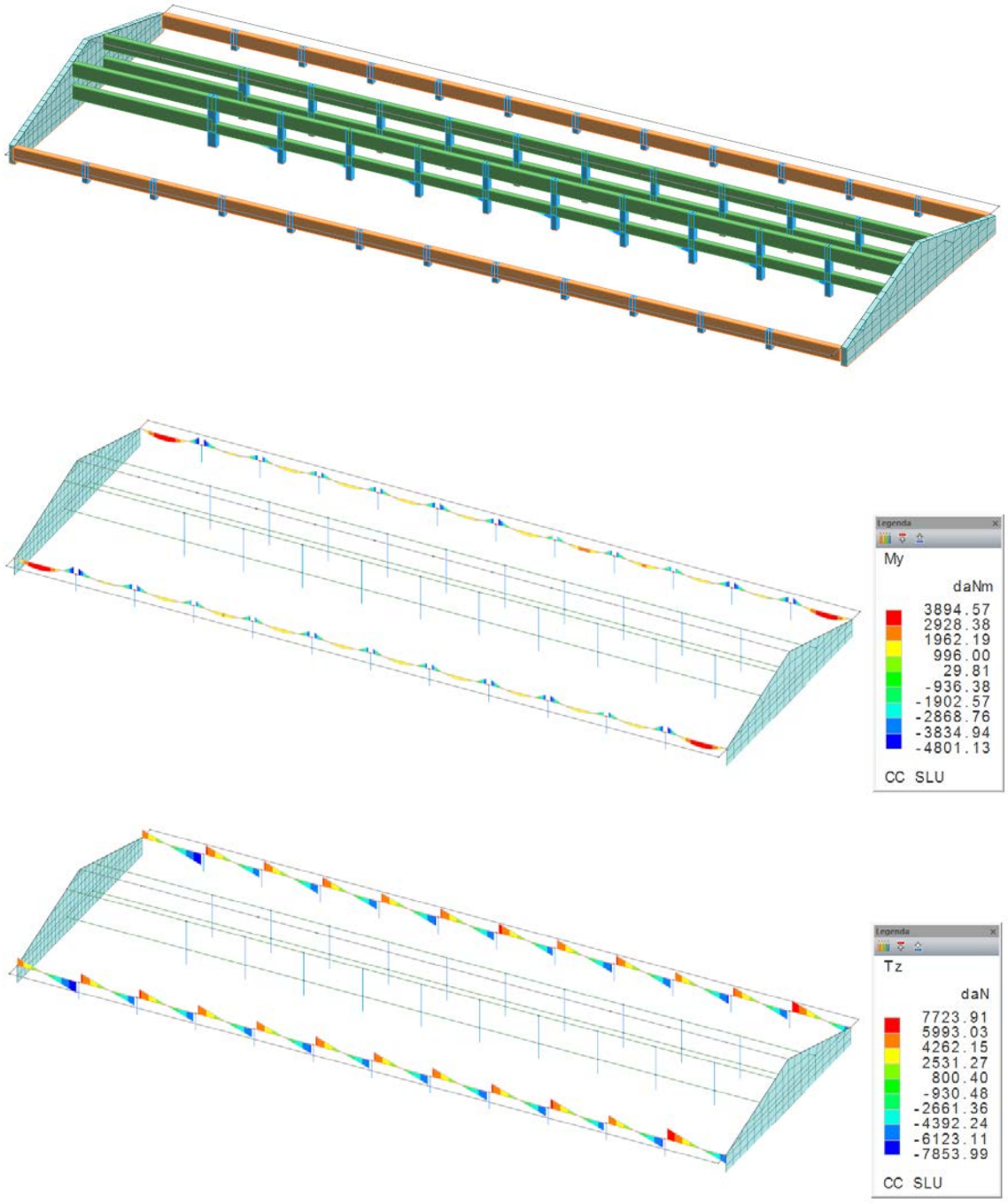
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI SOTTOTETTO - SEZIONE F/F - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
MEZZERIA
DESTRA
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37


TASSI DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO TRAVI SOTTOTETTO - SEZIONE F/F- SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
DESTRA
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37

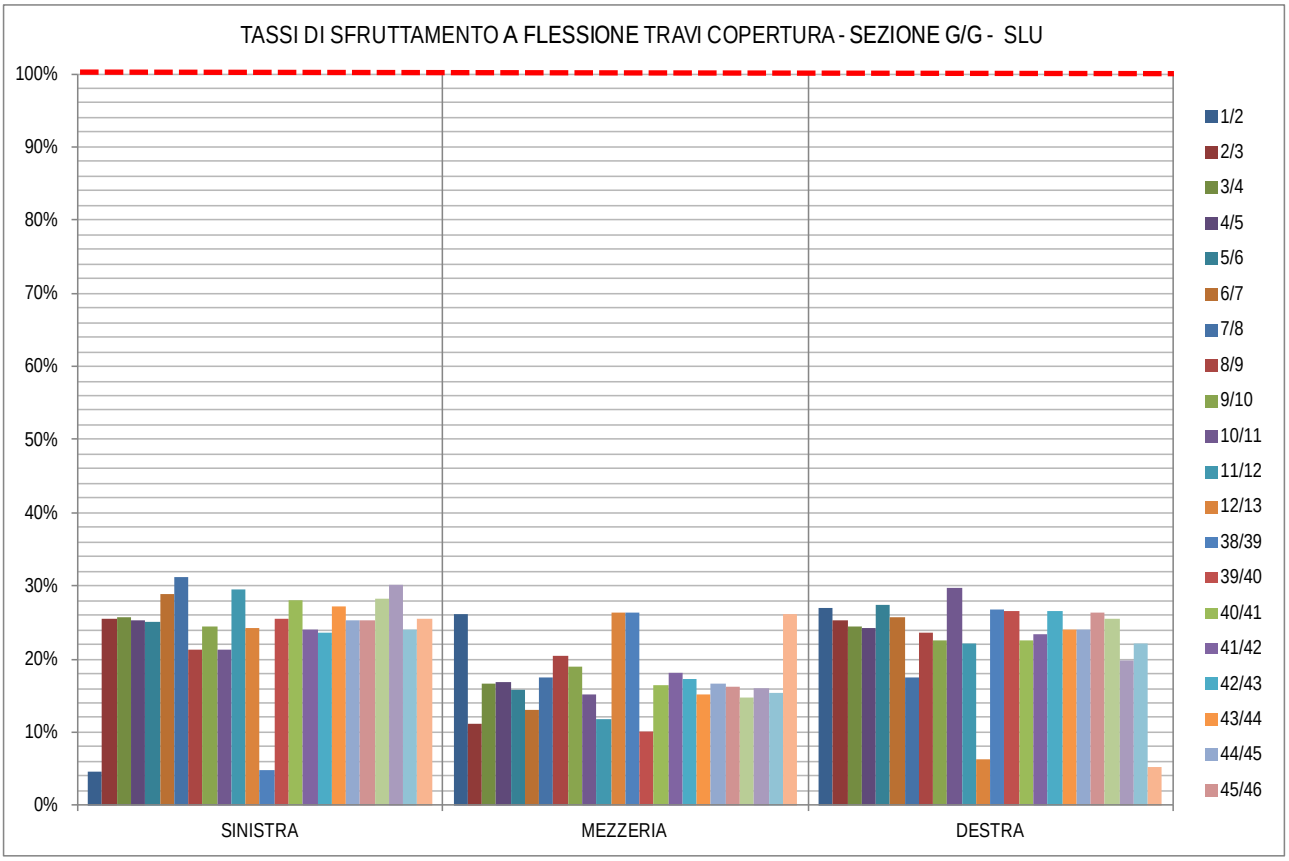
Le verifiche risultano non soddisfatte solamente 14/15 e 26/27 dove i tassi di sfruttamento a momento negativo ai nodi risultano superiori all'unità.

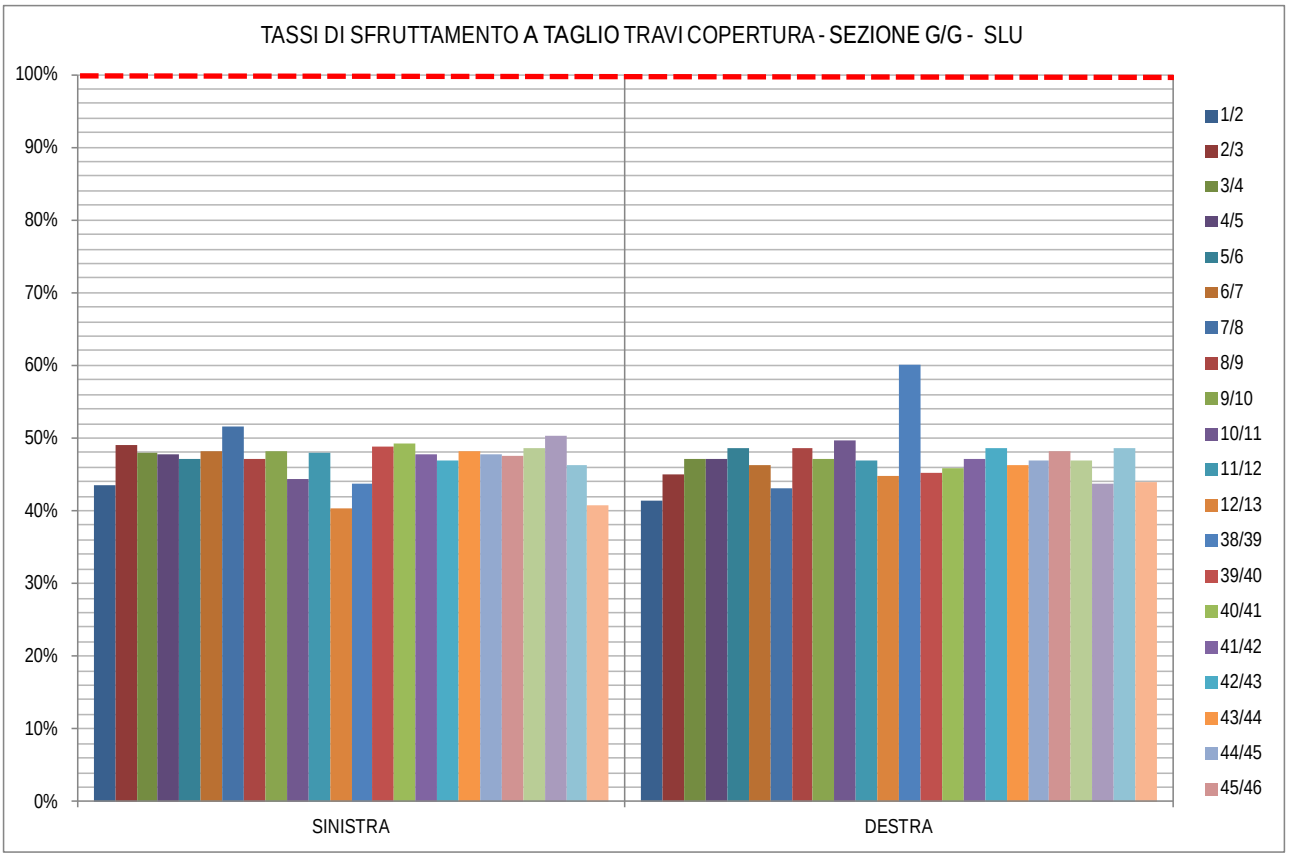
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di bordo della copertura sezione G-G** a flessione e taglio.



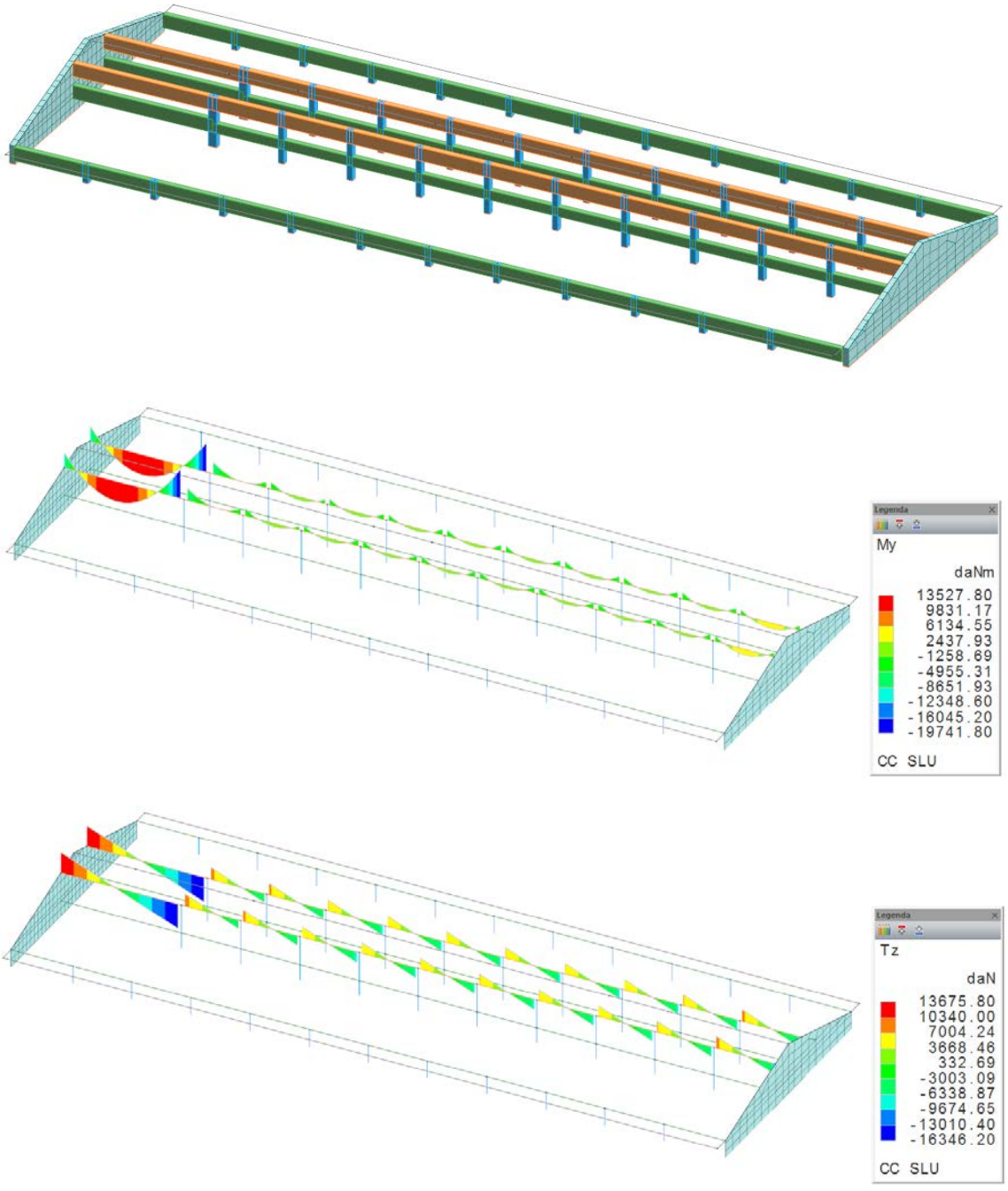
Modello MODEST822-SC_SA_04 – momento flettente e taglio (SLU)

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI COPERTURA - SEZIONE G/G - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
MEZZERIA
DESTRA
1/2
2/3
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
8/9
9/10
10/11
11/12
12/13
38/39
39/40
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46

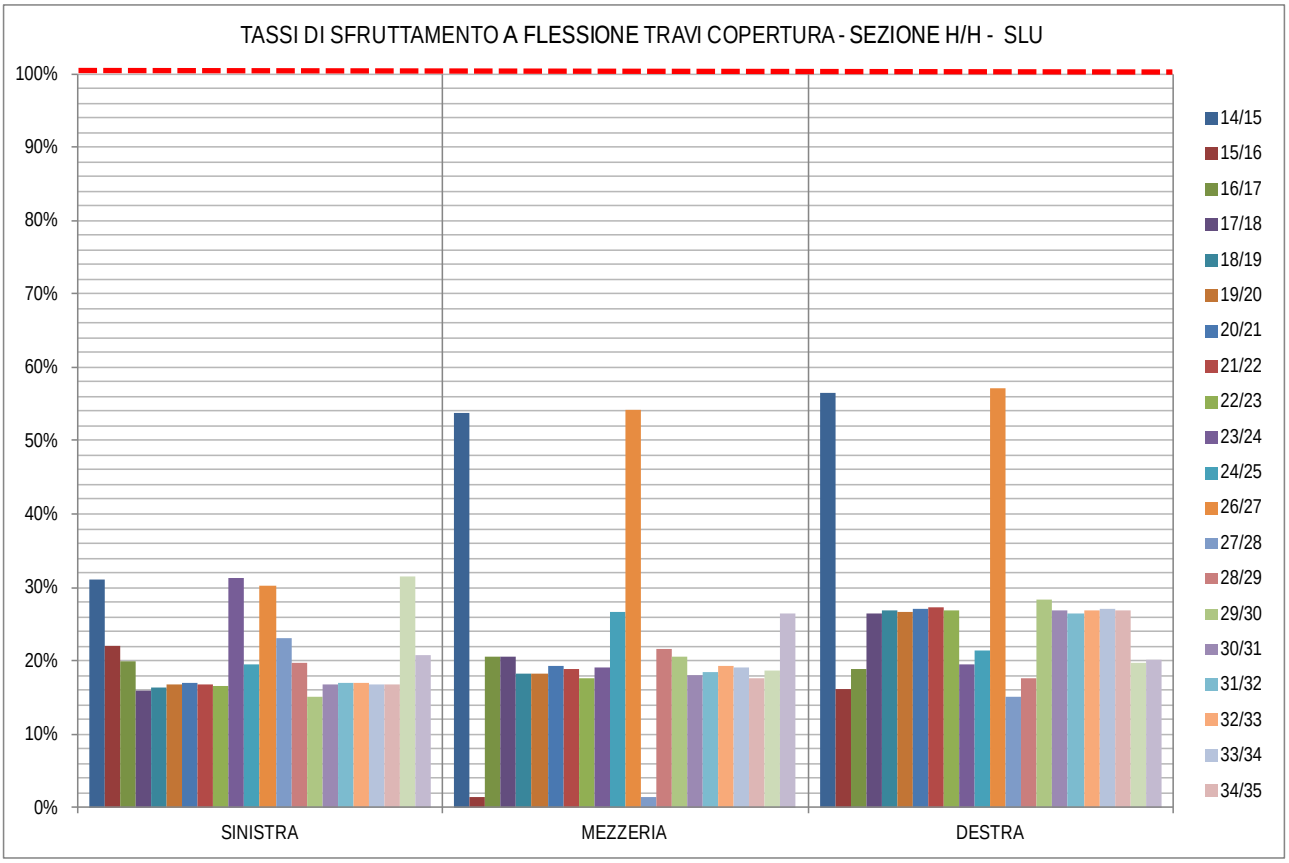

TASSI DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO TRAVI COPERTURA - SEZIONE G/G - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
DESTRA
1/2
2/3
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
8/9
9/10
10/11
11/12
12/13
38/39
39/40
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46

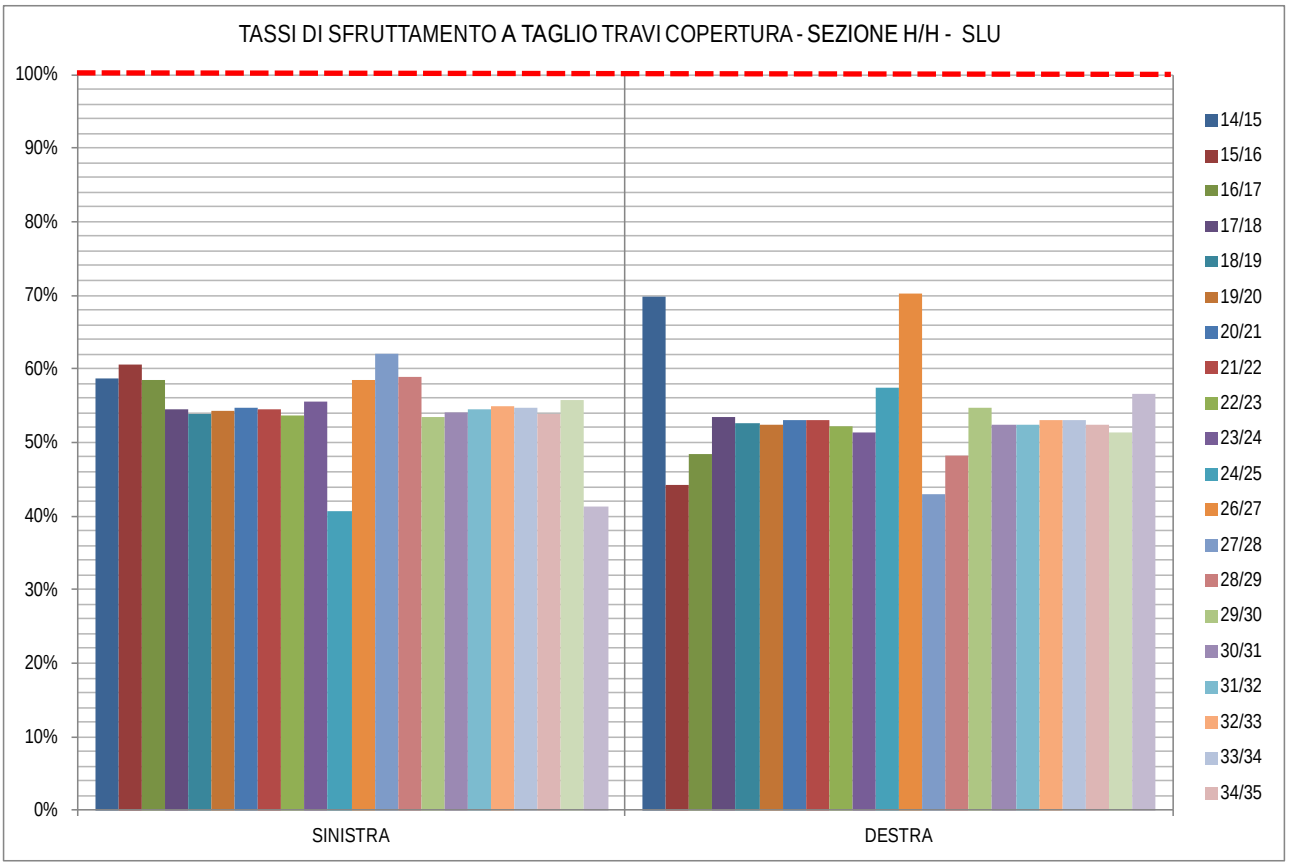
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di colmo della copertura sezione H-H** a flessione e taglio.



Modello MODEST822-SC_SA_04 – momento flettente e taglio (SLU)

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo).

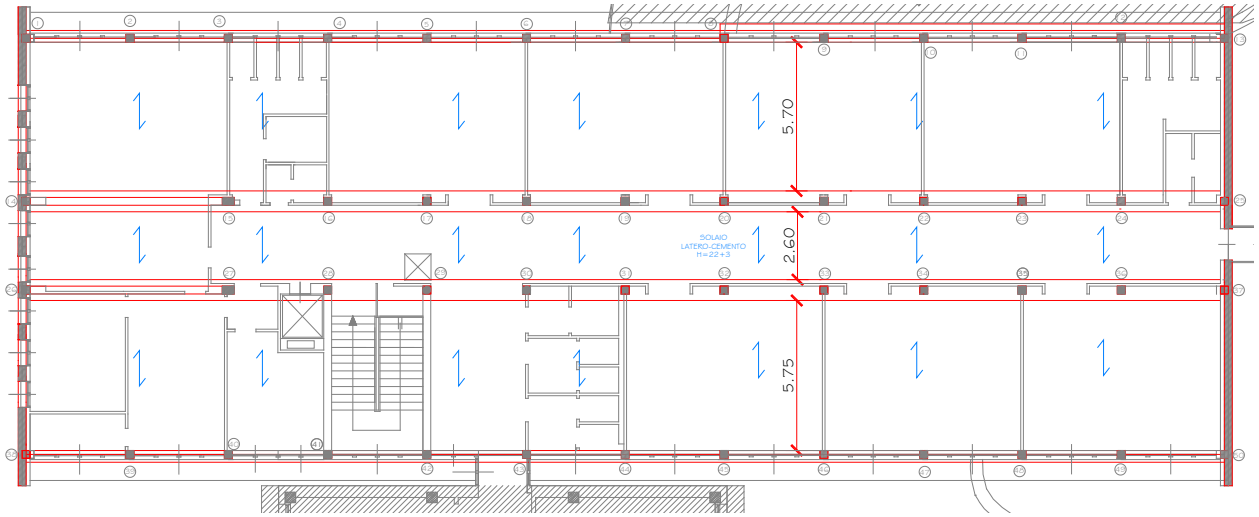

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI COPERTURA - SEZIONE H/H - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
MEZZERIA
DESTRA
14/15
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25
26/27
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35


TASSI DI SFRUTTAMENTO A TAGLIO TRAVI COPERTURA - SEZIONE H/H - SLU
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
SINISTRA
DESTRA
14/15
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25
26/27
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35

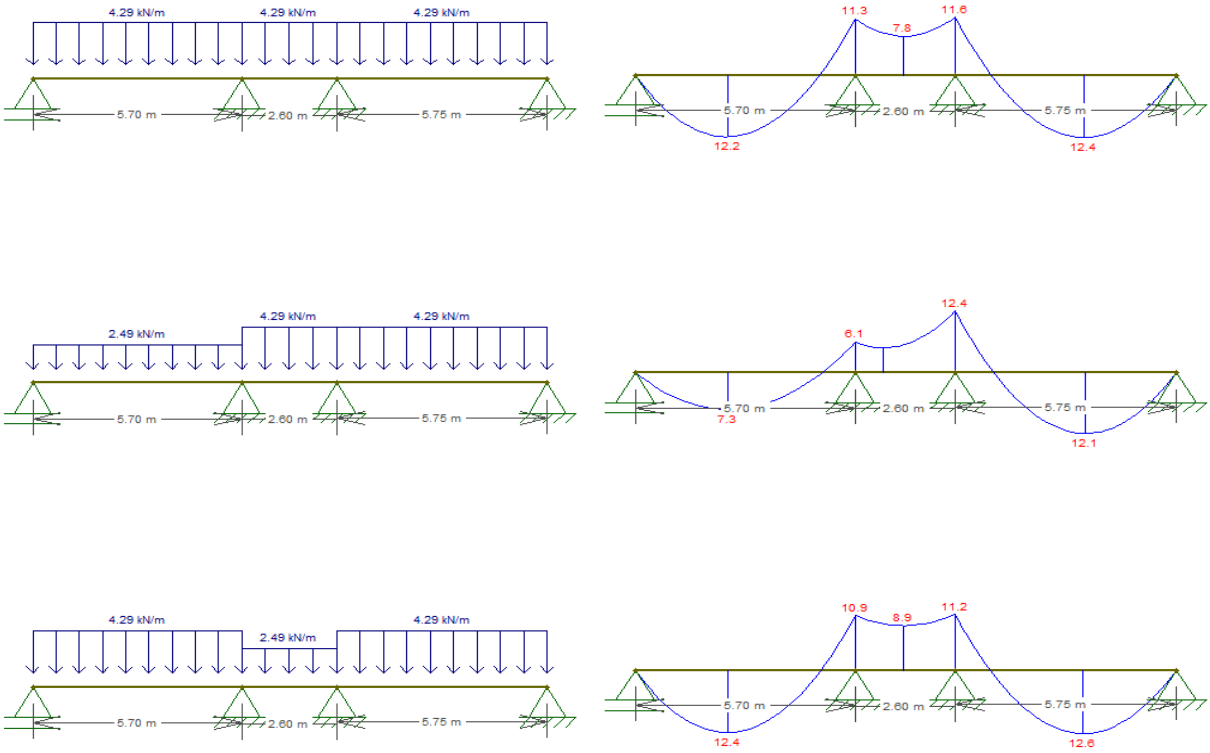
Le verifiche per carichi gravitazionali in combinazione SLU delle travi di copertura risultano soddisfatte.

6.3.4 SOLAI

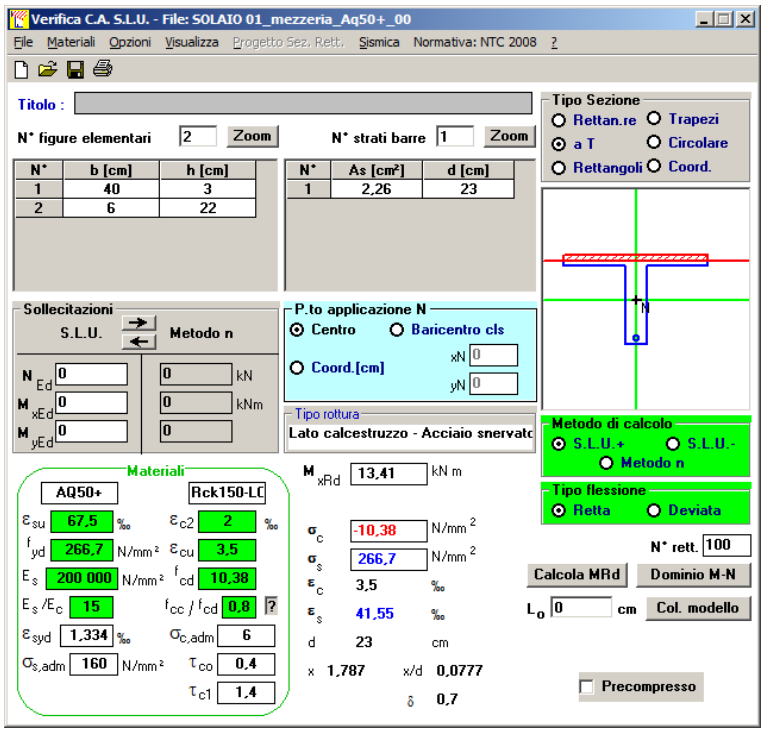
Si effettua la verifica del solaio di calpestio del piano primo con schema di campata continua.



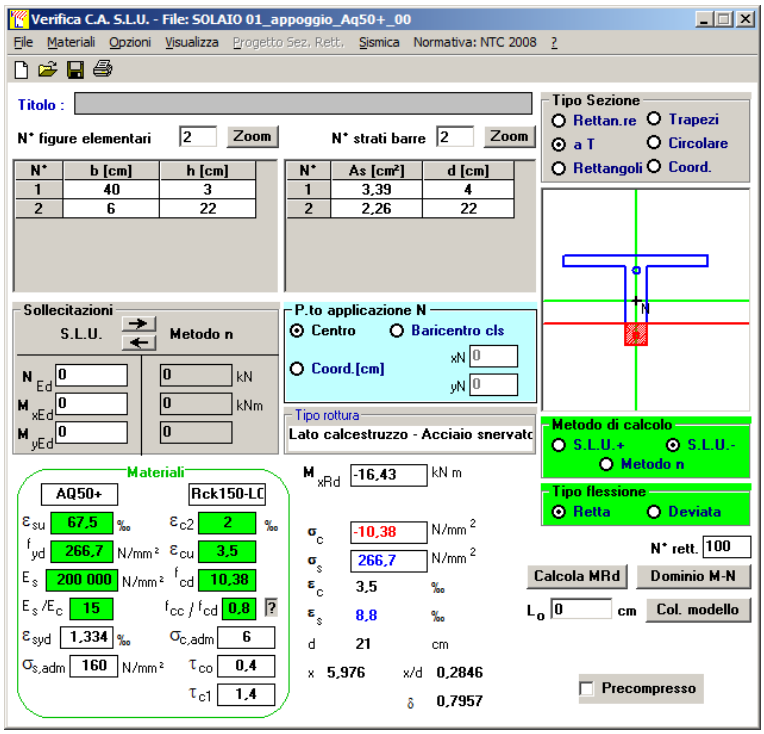
Schema in pianta del solaio



Calcolo delle sollecitazioni

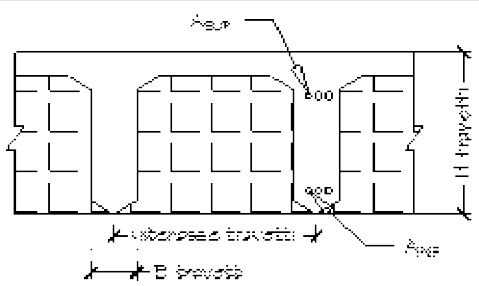


Calcolo del momento resistente positivo



Calcolo del momento resistente negativo

VERIFICHE SOLAI ESISTENTI IN LATERO-CEMENTO

SOLAIO	SOL 01						
Geometria, carichi e materiali:							
Luce	5.75	m					
$i_{travetti}$	0.40	m					
$H_{travetti}$	0.25	m					
$B_{travetti}$	0.06	m					
Acciaio	AQ 50	-					
Calcestruzzo	Rck150	-					
q_{SLU}	429	kg/m	carico lineare sul travetto allo SLU				
$q_{SLU,G1+G2}$	249	kg/m	carico lineare G1+G2 sul travetto allo SLU				

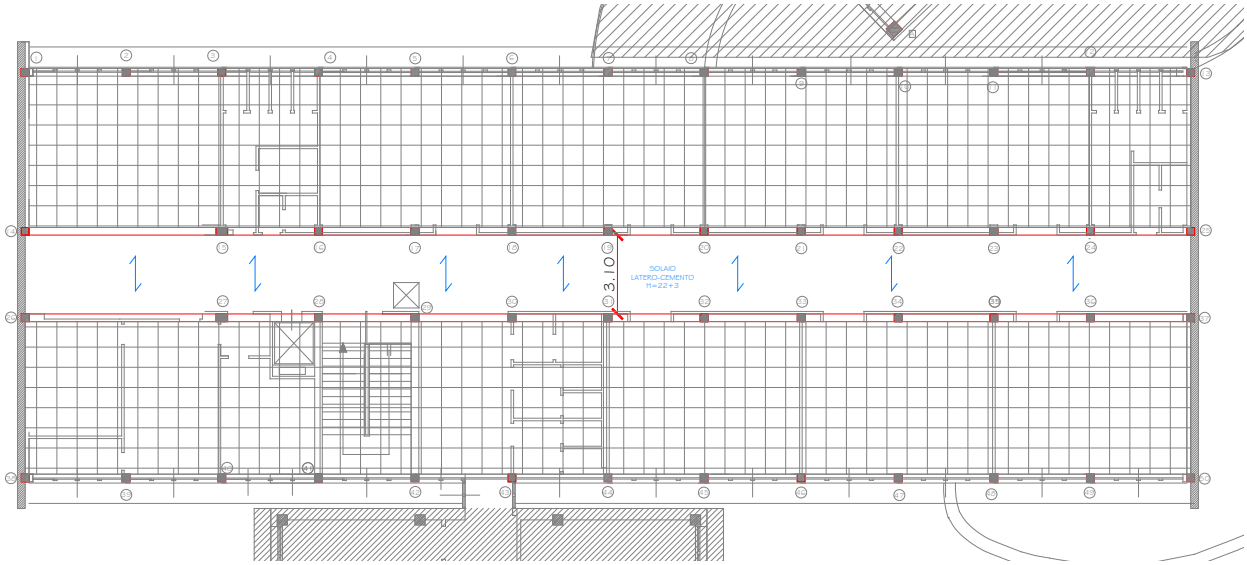
VERIFICA A MOMENTO POSITIVO: sezione di mezzeria

A_{SUP}	-	A_{INF}	2Φ12	M_{RD}=	1341	kgm	
Schema statico	trave continua su 4 appoggi						
M_{ED}=	dall'analisi =	1260	kgm	massimo momento sollecitante in mezzeria			
t.s. =	M_{ED} / M_{RD} =	94%		Verifica soddisfatta			

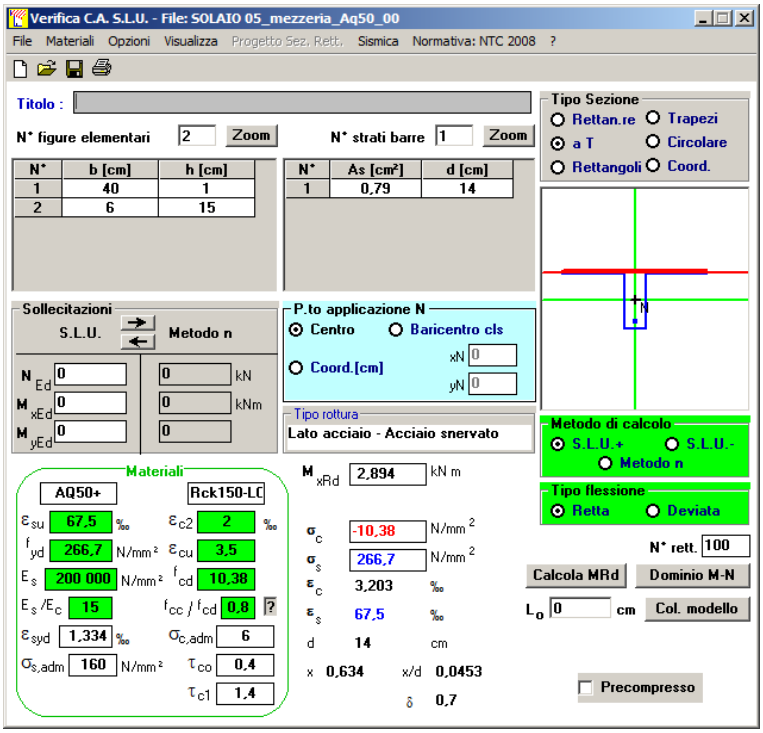
VERIFICA A MOMENTO NEGATIVO: sezione di appoggio

A_{SUP}	3Φ12	A_{INF}	2Φ12	M_{RD}=	1643	kgm	
Schema statico	trave continua su 4 appoggi						
M_{ED}=	dall'analisi =	1240	kgm	massimo momento sollecitante all'appoggio			
t.s. =	M_{ED} / M_{RD} =	75%		Verifica soddisfatta			

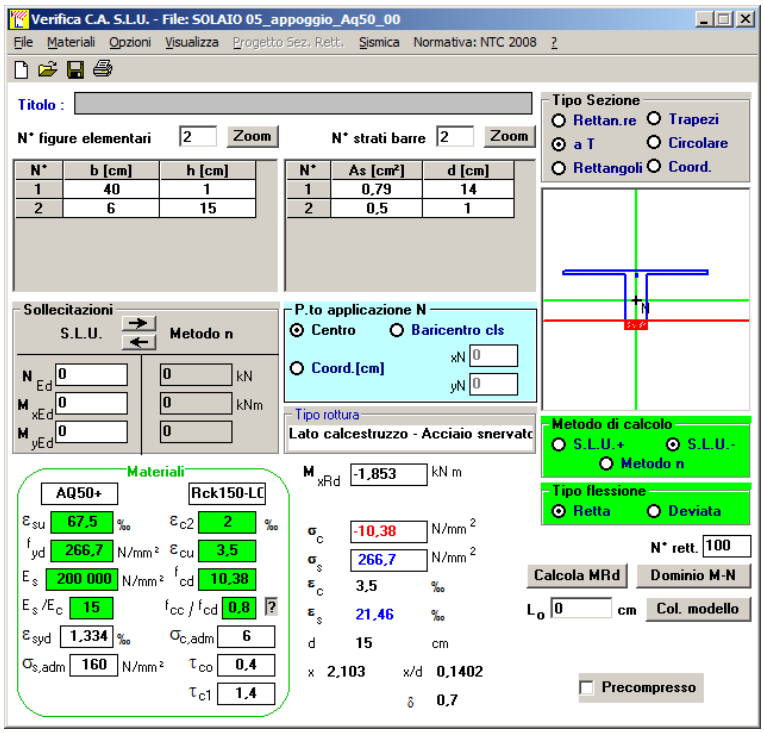
Si effettua la verifica del solaio di calpestio del piano sottotetto con schema di campata singola in semplice appoggio.



Schema in pianta del solaio

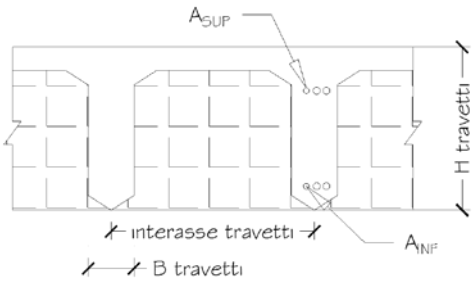


Calcolo del momento resistente positivo



Calcolo del momento resistente negativo

VERIFICHE SOLAI ESISTENTI IN LATERO-CEMENTO			
SOLAIO	SOL 05		
Geometria, carichi e materiali:			
Luce	3.10	m	
$i_{travetti}$	0.40	m	
$H_{travetti}$	0.16	m	
$B_{travetti}$	0.06	m	
Acciaio	AQ 50	-	
Calcestruzzo	Rck150	-	
q_{SLU}	292	kg/m	carico lineare sul travetto allo SLU



VERIFICA A MOMENTO POSITIVO: sezione di mezzeria						
ASUP	-	AINF	1Φ10	MRD =	289	kgm
Schema statico	semi-incastro					
MED =	(1/10) × q × L² =	280	kgm			
t.s. =	MED / MRD =	97%		Verifica soddisfatta		

VERIFICA A MOMENTO NEGATIVO: sezione di appoggio						
ASUP	1Φ8	AINF	1Φ10	MRD =	185	kgm
Schema statico	semi-incastro					
MED =	(1/16) × q × L² =	175	kgm			
t.s. =	MED / MRD =	95%		Verifica soddisfatta		

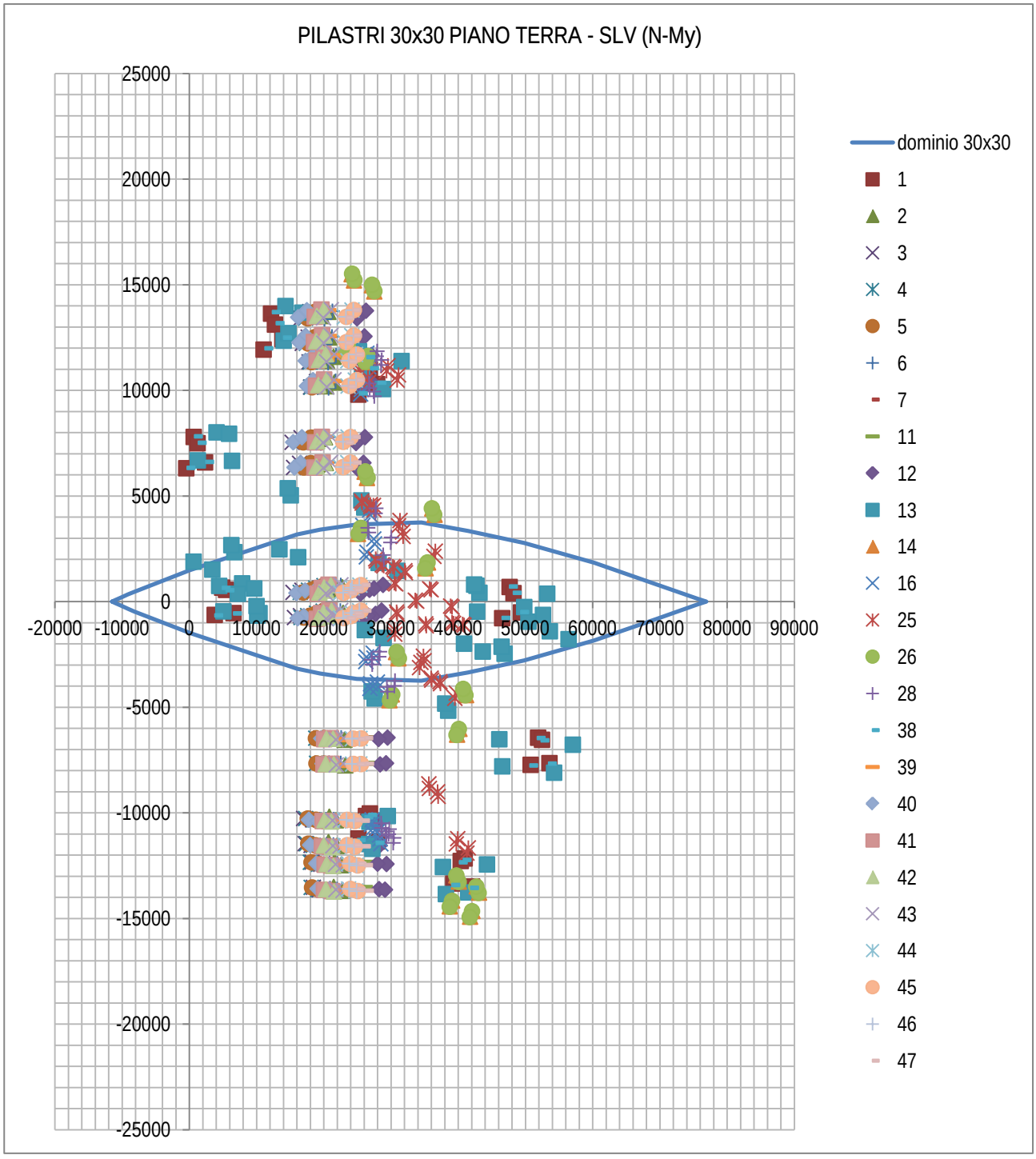
Le verifiche dei solai risultano entrambe soddisfatte.

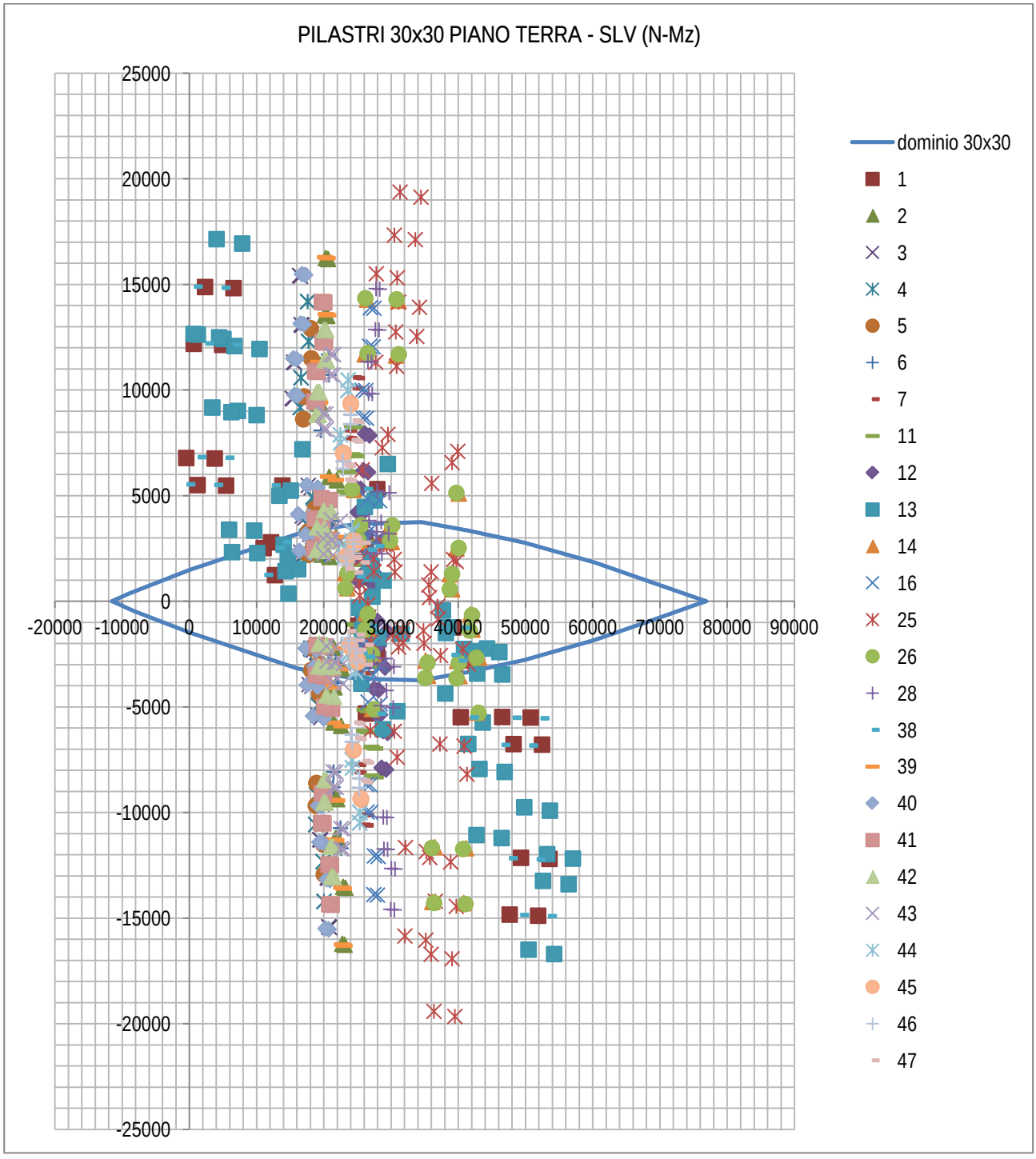
Tali verifiche sono valide anche per lo stato di progetto in quanto i carichi verticali agenti non subiscono variazioni.

6.4 Verifiche per azioni sismiche (SLV)

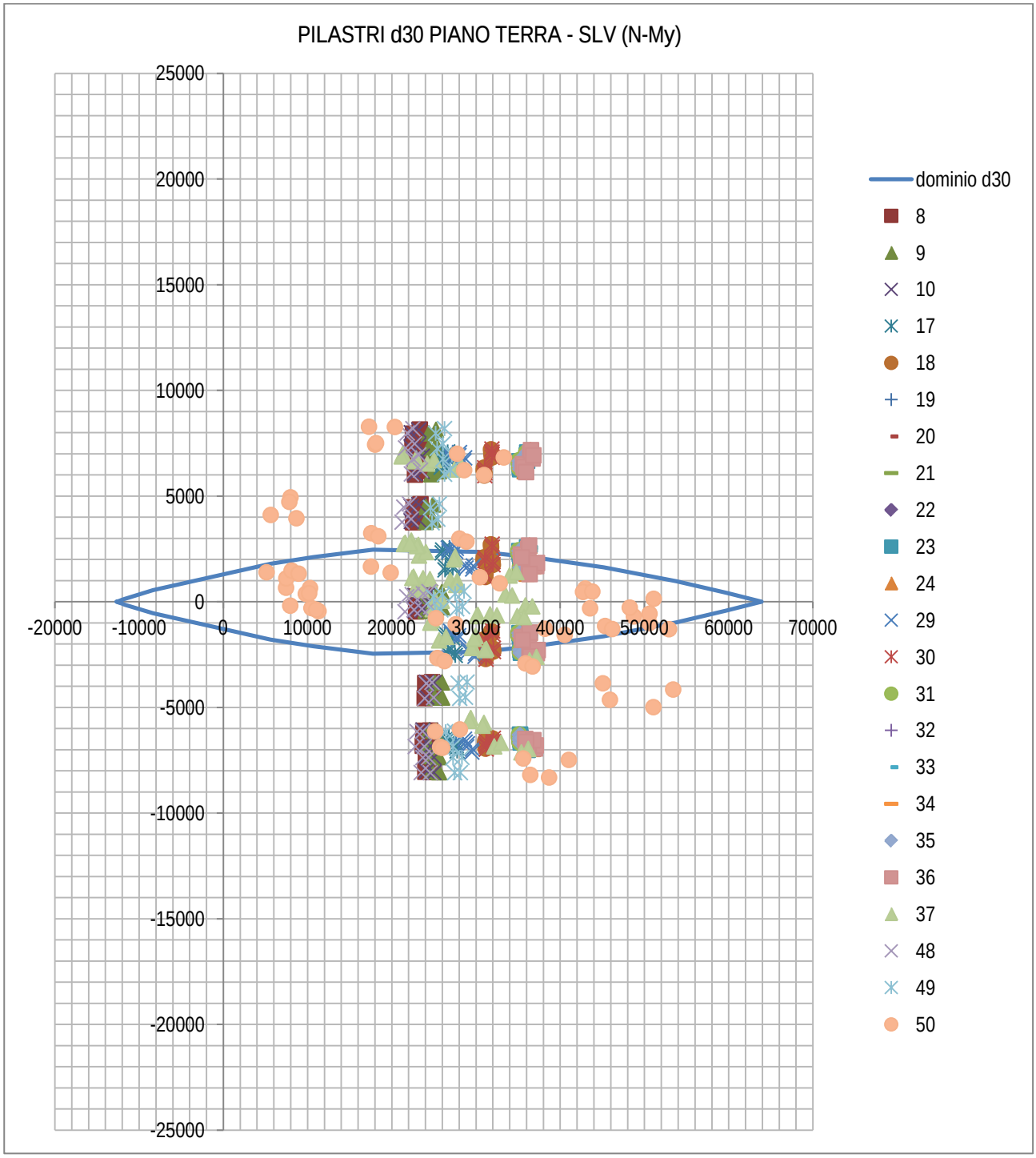
6.4.1 PILASTRI

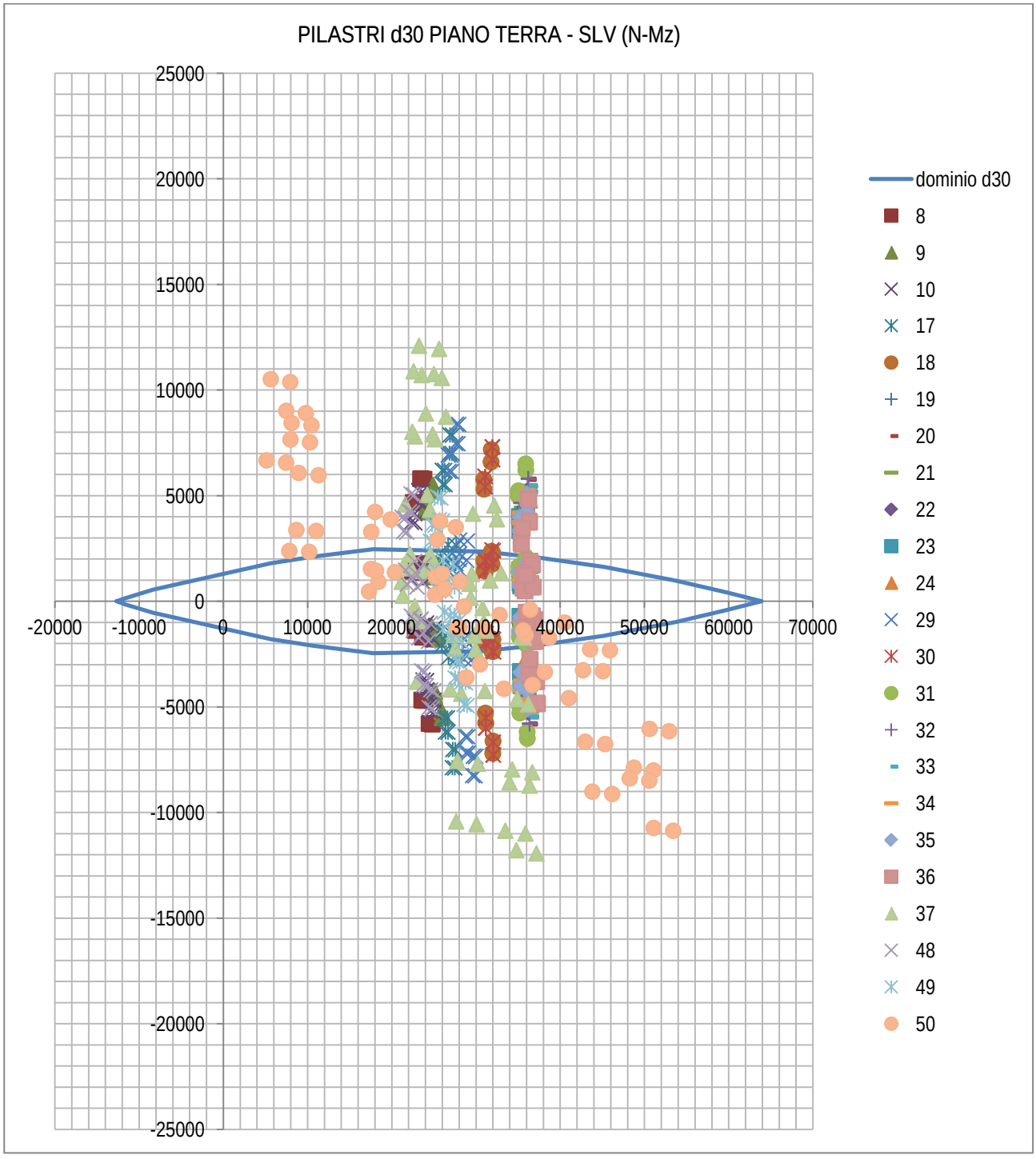
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x30 al piano terra**.



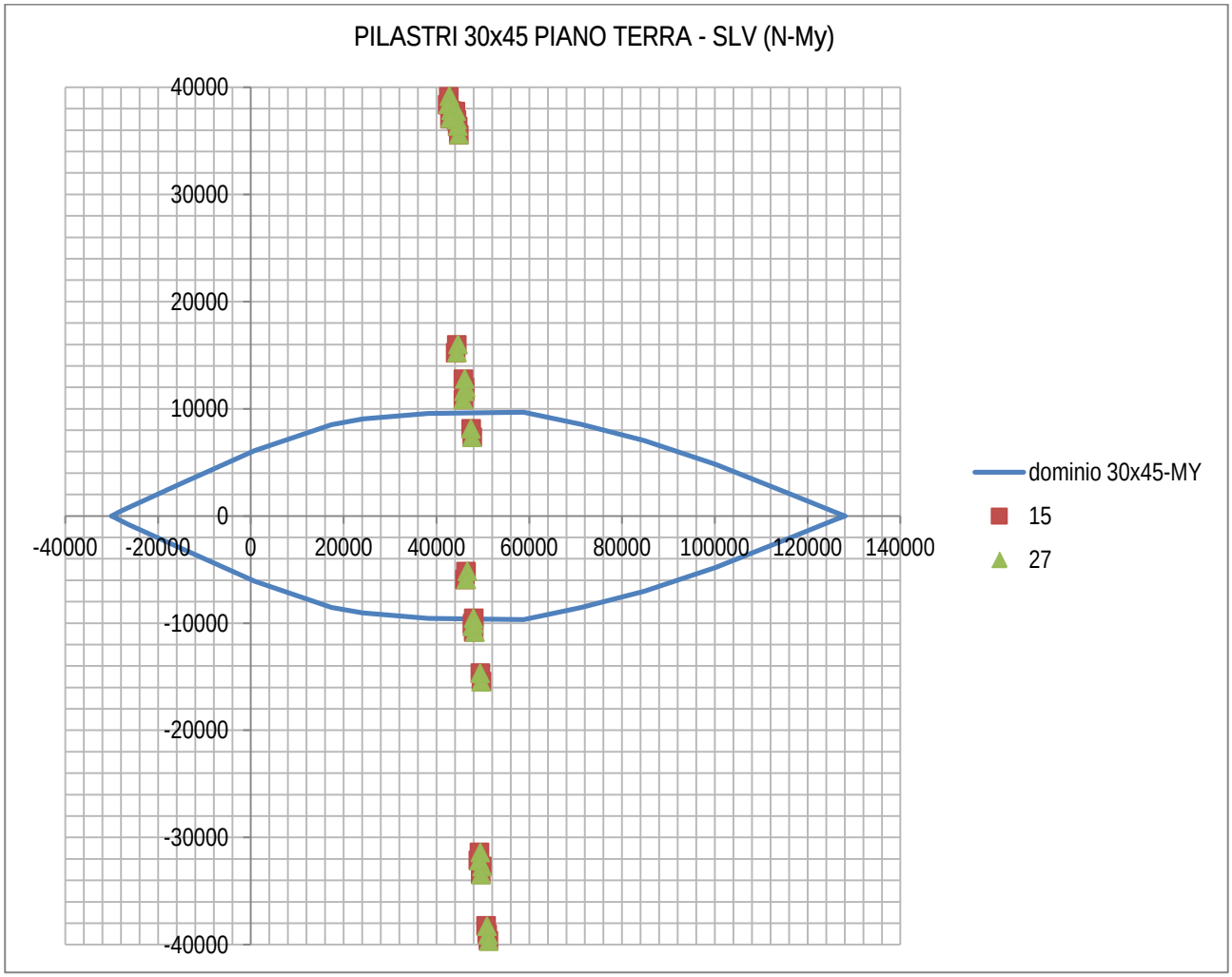

PILASTRI 30x30 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
25000
20000
15000
10000
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
80000
90000
dominio 30x30
1
2
3
4
5
6
7
11
12
13
14
16
25
26
28
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47

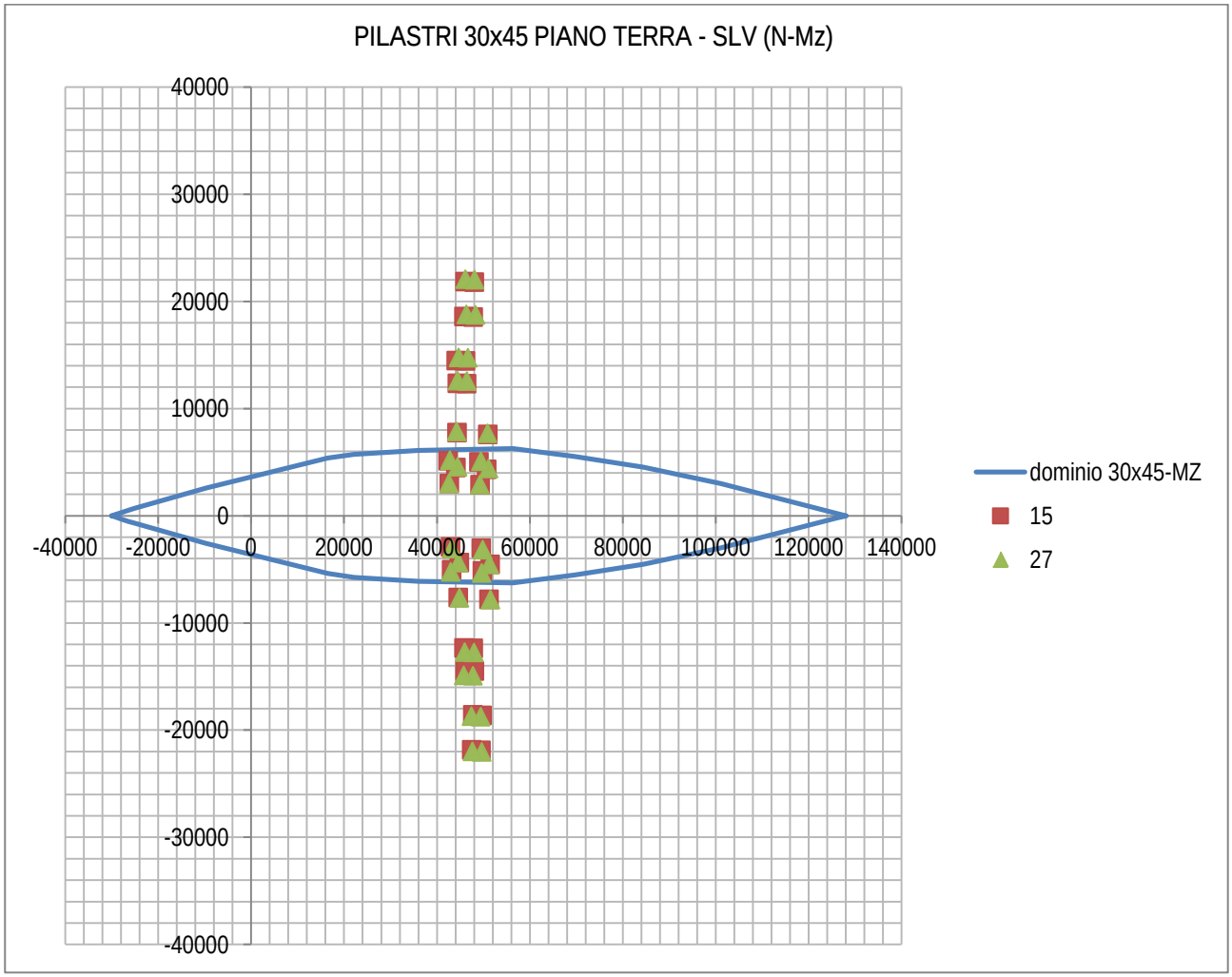
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **circolari d30 al piano terra.**



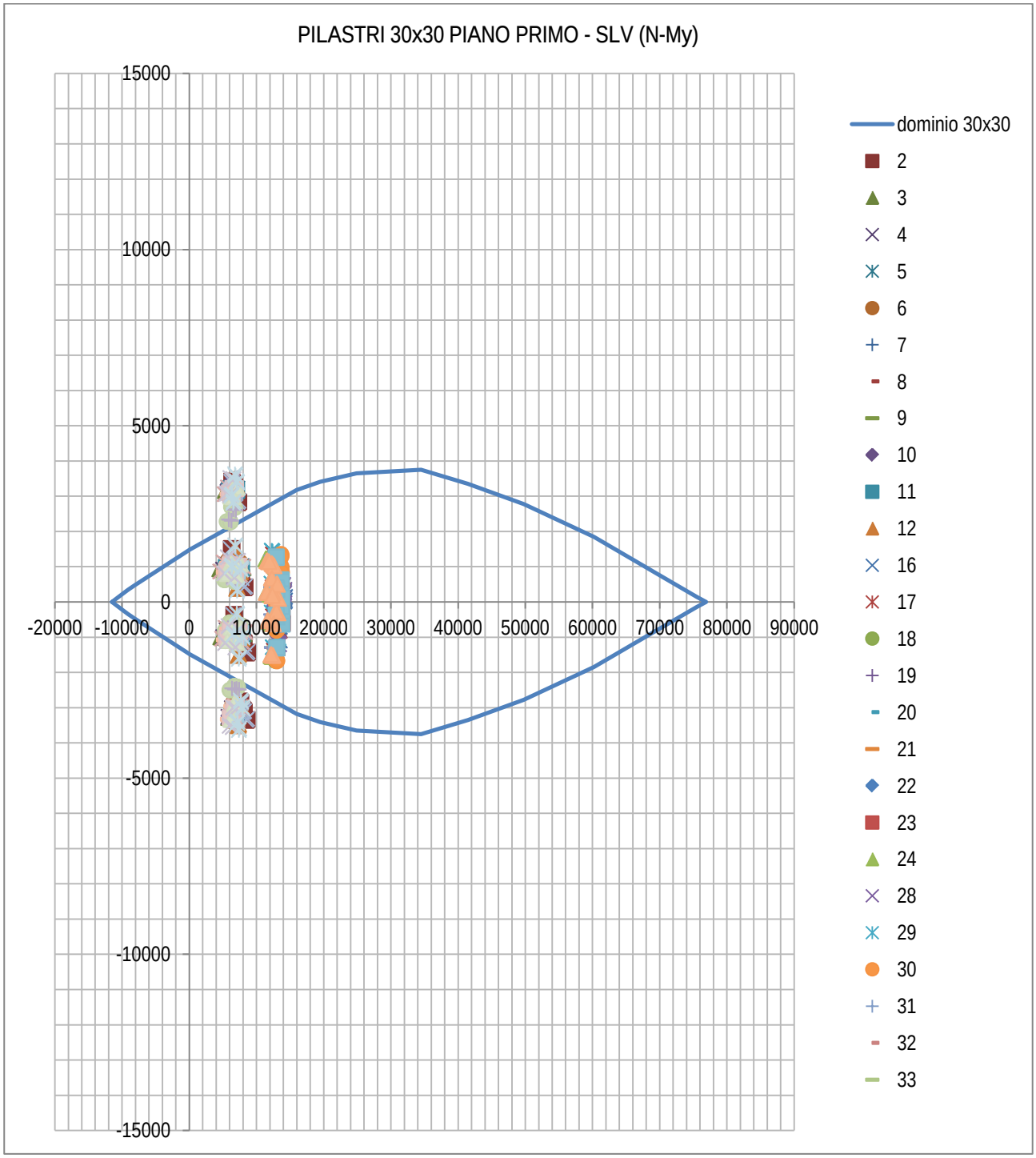

PILASTRI d30 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
25000
20000
15000
10000
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
dominio d30
8
9
10
17
18
19
20
21
22
23
24
29
30
31
32
33
34
35
36
37
48
49
50

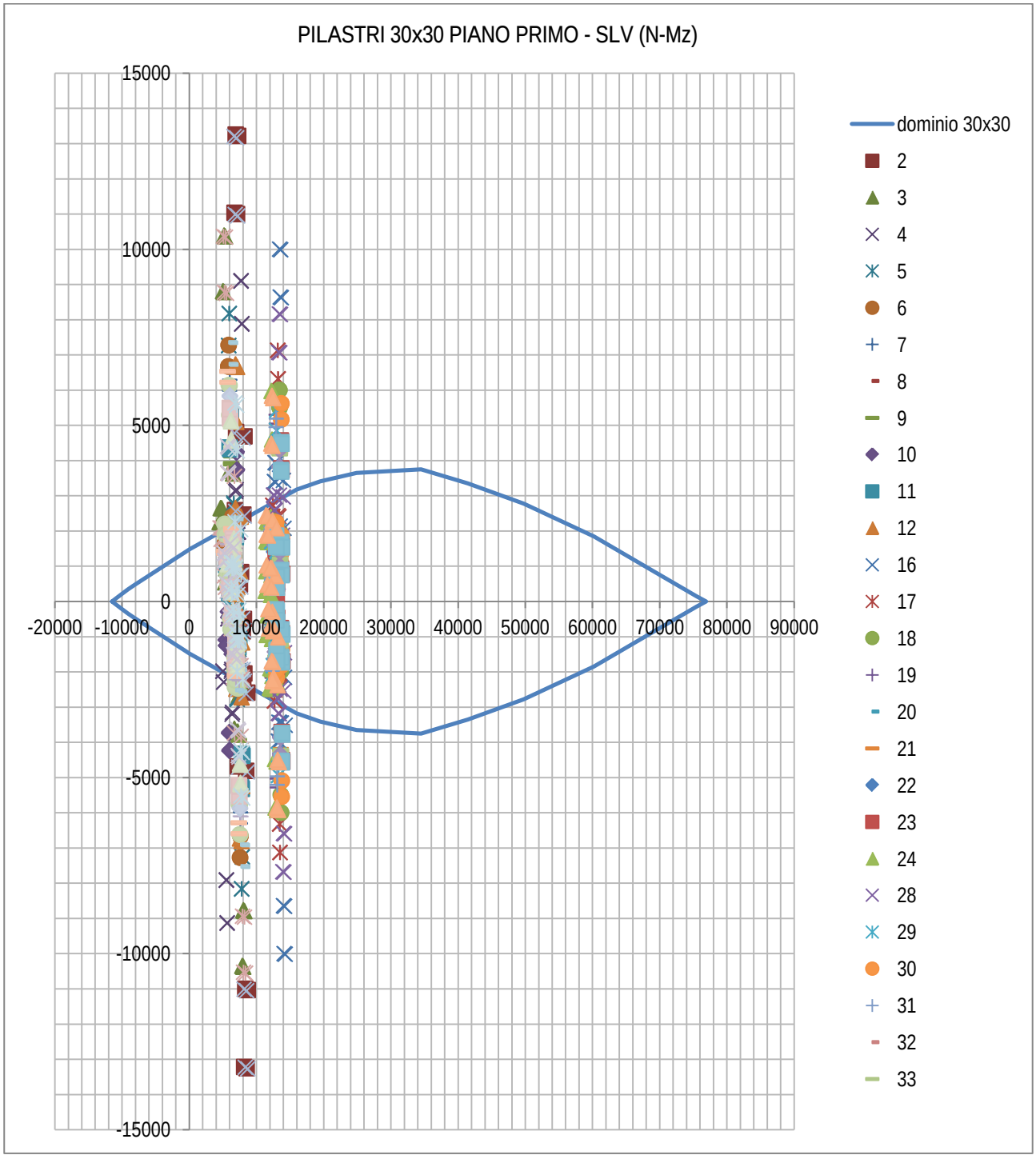
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x45 al piano terra**.



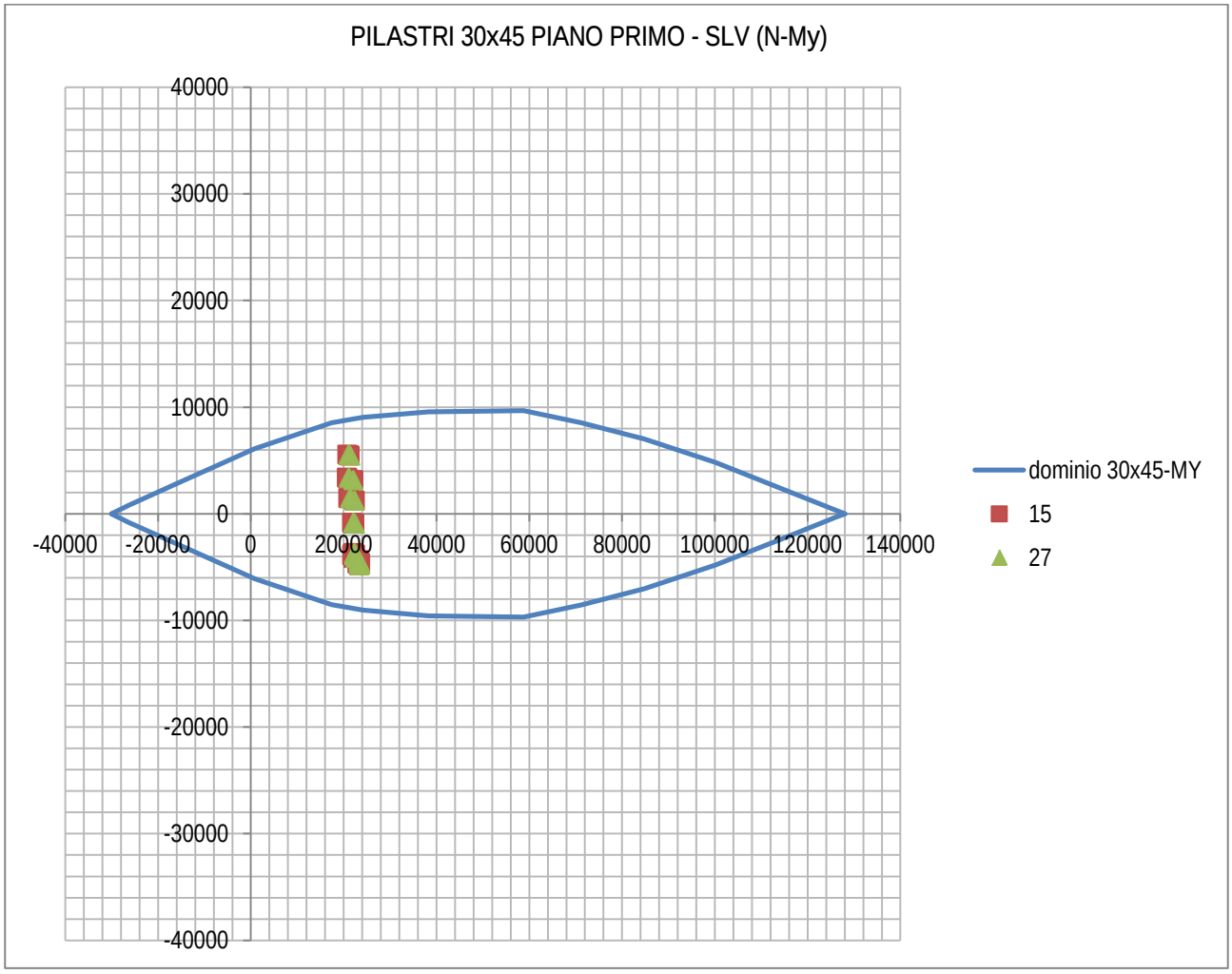

PILASTRI 30x45 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
40000
30000
20000
10000
0
-10000
-20000
-30000
-40000
-40000
-20000
0
20000
40000
60000
80000
100000
120000
140000
dominio 30x45-MZ
15
27

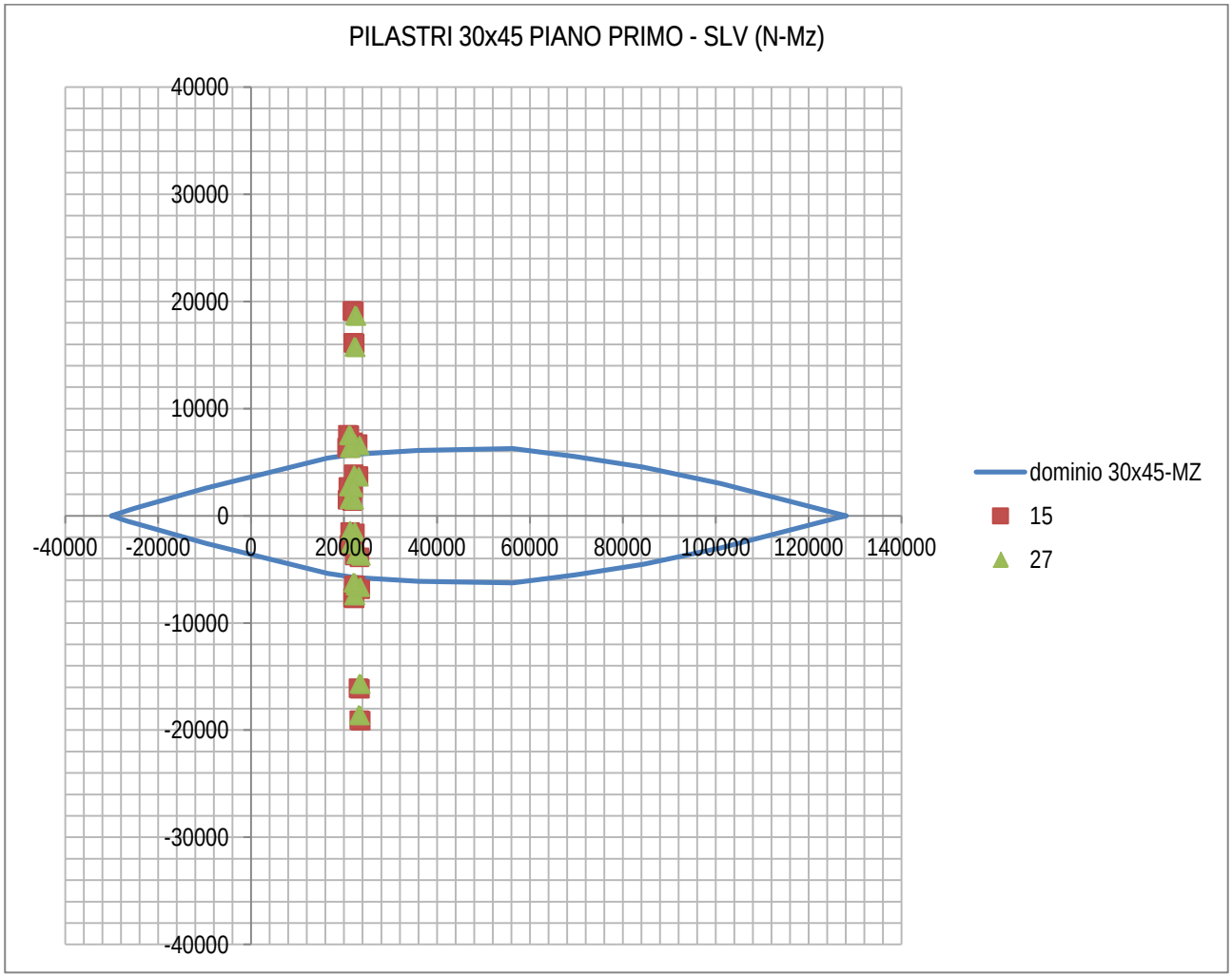
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x30 al piano primo**.




PILASTRI 30x30 PIANO PRIMO - SLV (N-Mz)
15000
10000
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
80000
90000
dominio 30x30
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
16
17
18
19
20
21
22
23
24
28
29
30
31
32
33

Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x45 al piano primo**.




PILASTRI 30x45 PIANO PRIMO - SLV (N-Mz)
40000
30000
20000
10000
0
-10000
-20000
-30000
-40000
-40000
-20000
0
20000
40000
60000
80000
100000
120000
140000
dominio 30x45-MZ
15
27

Come si vede dai grafici, la maggior parte delle verifiche di resistenza risulta non soddisfatta sia per i pilastri al piano terreno che per i pilastri al piano primo.

La sollecitazioni agenti risultano non compatibili con le capacità a presso-flessione delle sezioni allo stato attuale che mostrano degli elevati tassi di sfruttamento per le combinazioni sismiche.

6.4.2 VERIFICHE PILASTRI – TR 30 ANNI

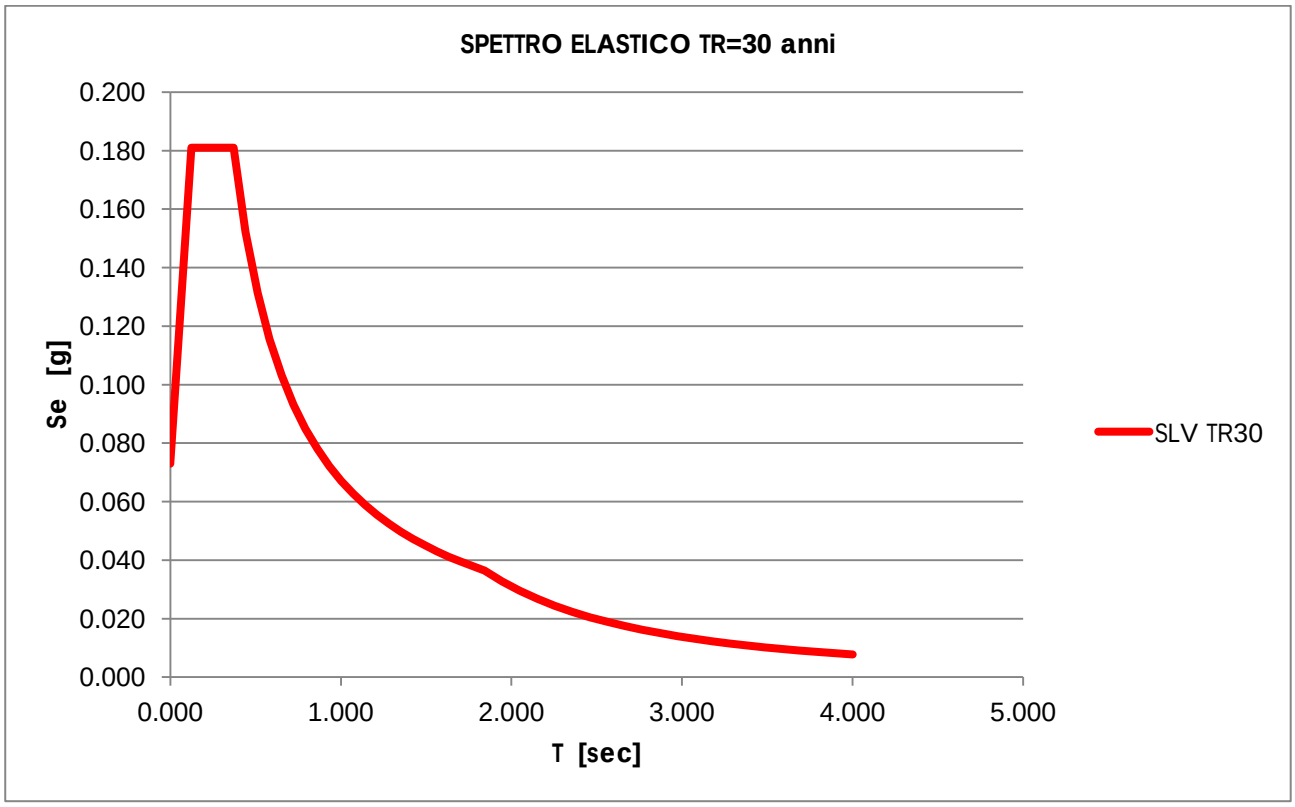
Per la verifica degli edifici esistenti, il D.M. 17.01.2018 al paragrafo 8.3 riporta quanto segue:

(...)

Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

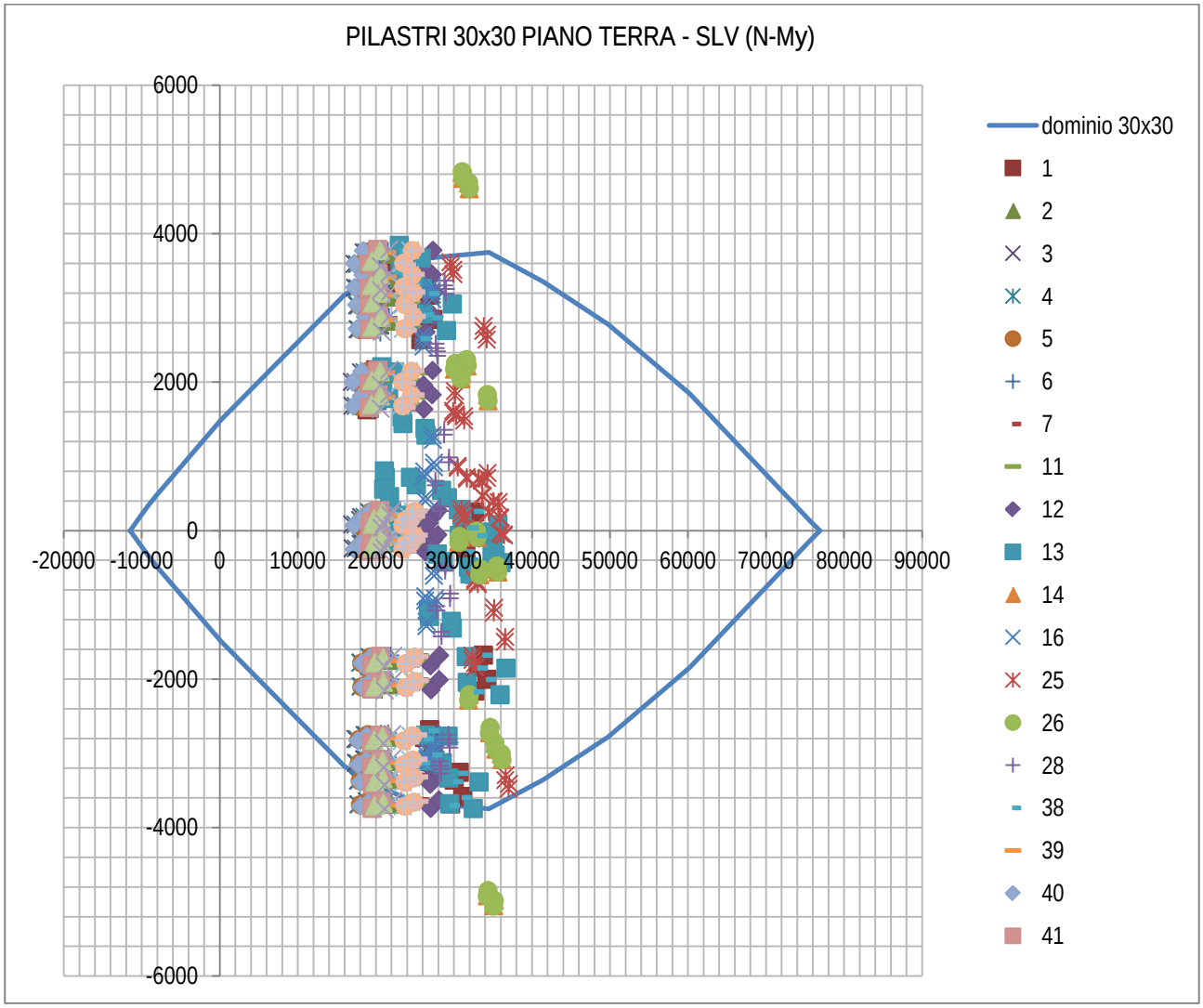
(...)

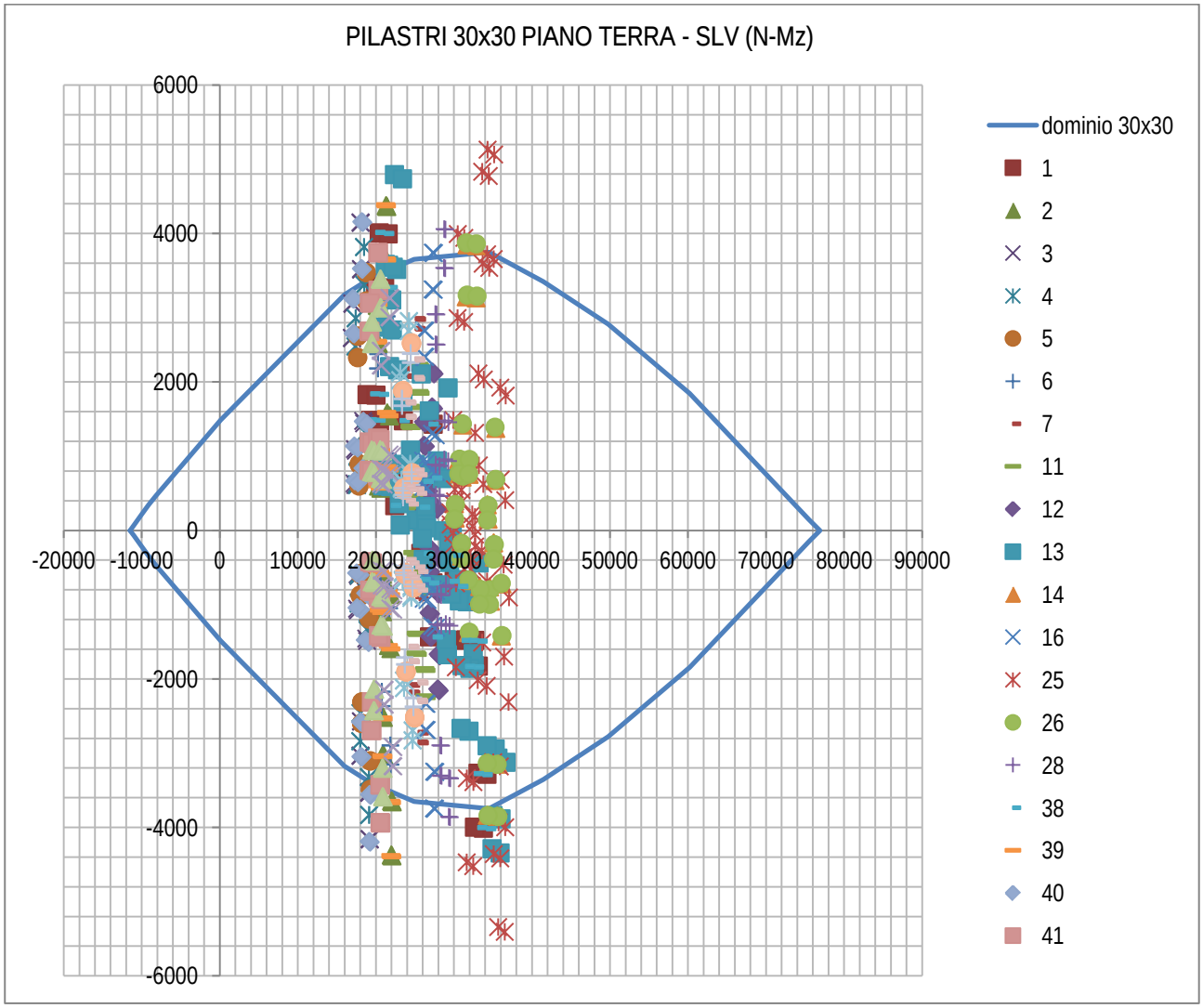
Si eseguono le verifiche dei pilastri allo SLV con spettro avente TR=30 anni, ovvero il minimo disponibile da Normativa avente PGA=0.073g:



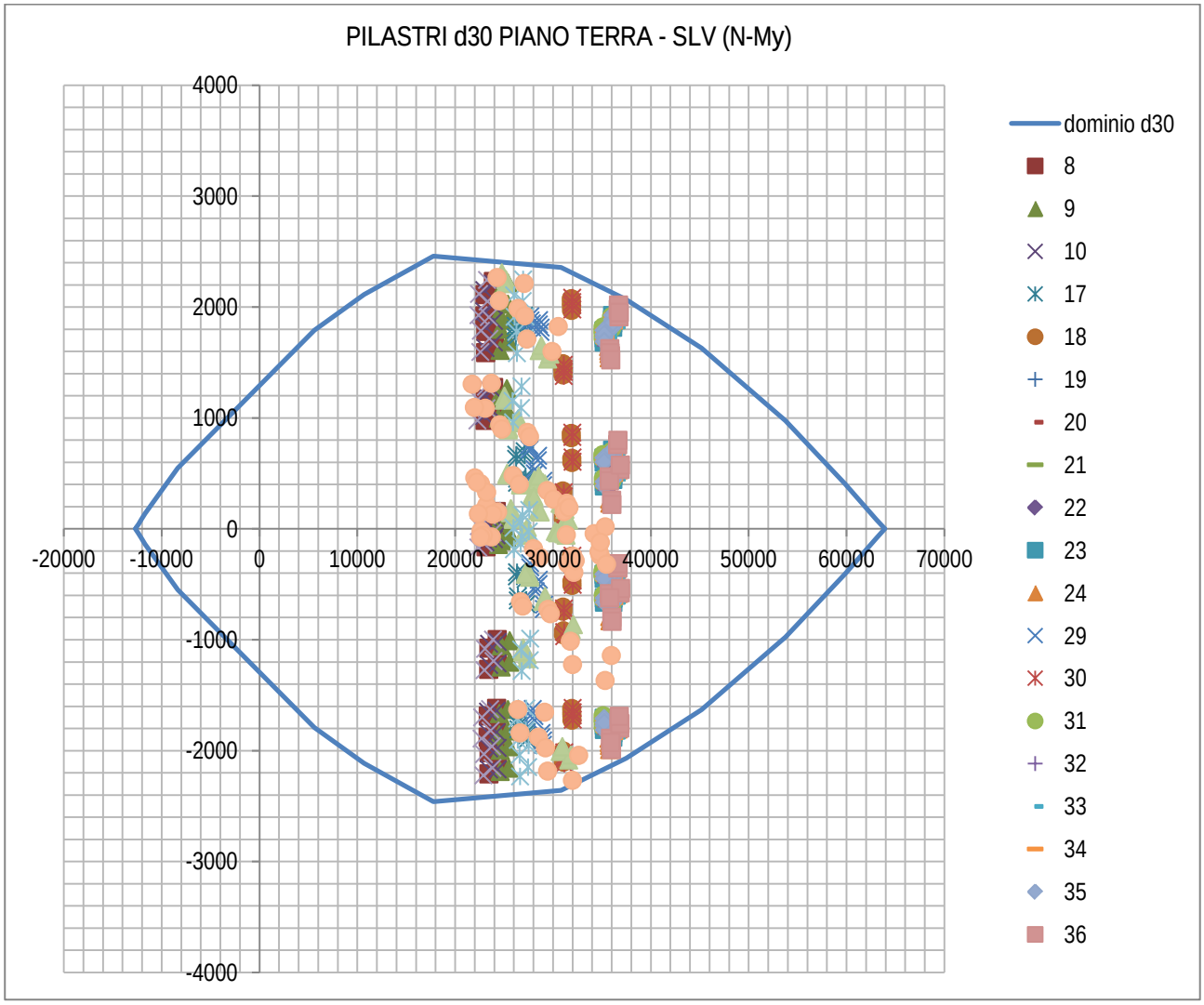
Spettro TR=30 anni (PGA=0.073 g)

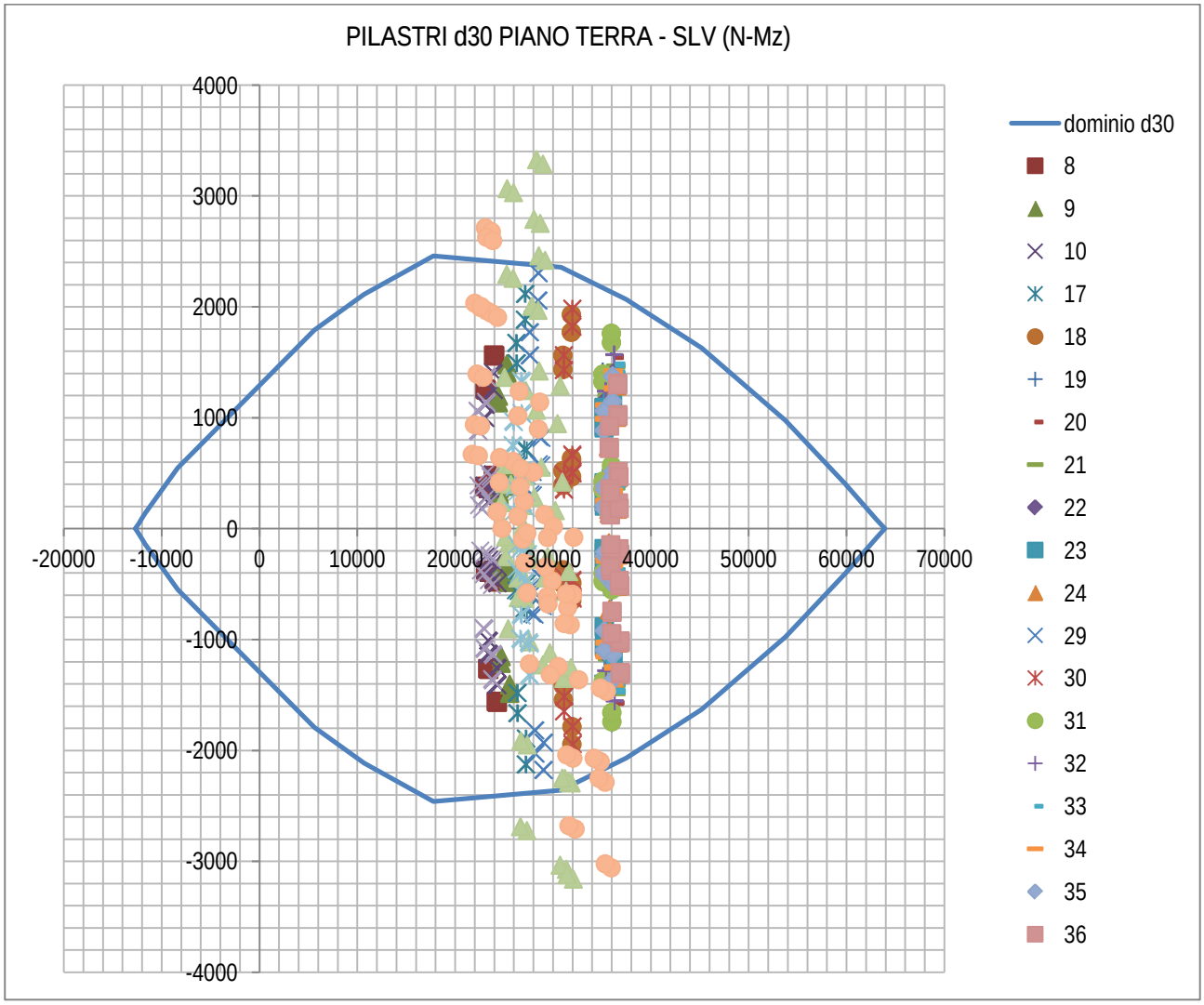
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x30 al piano terra**.



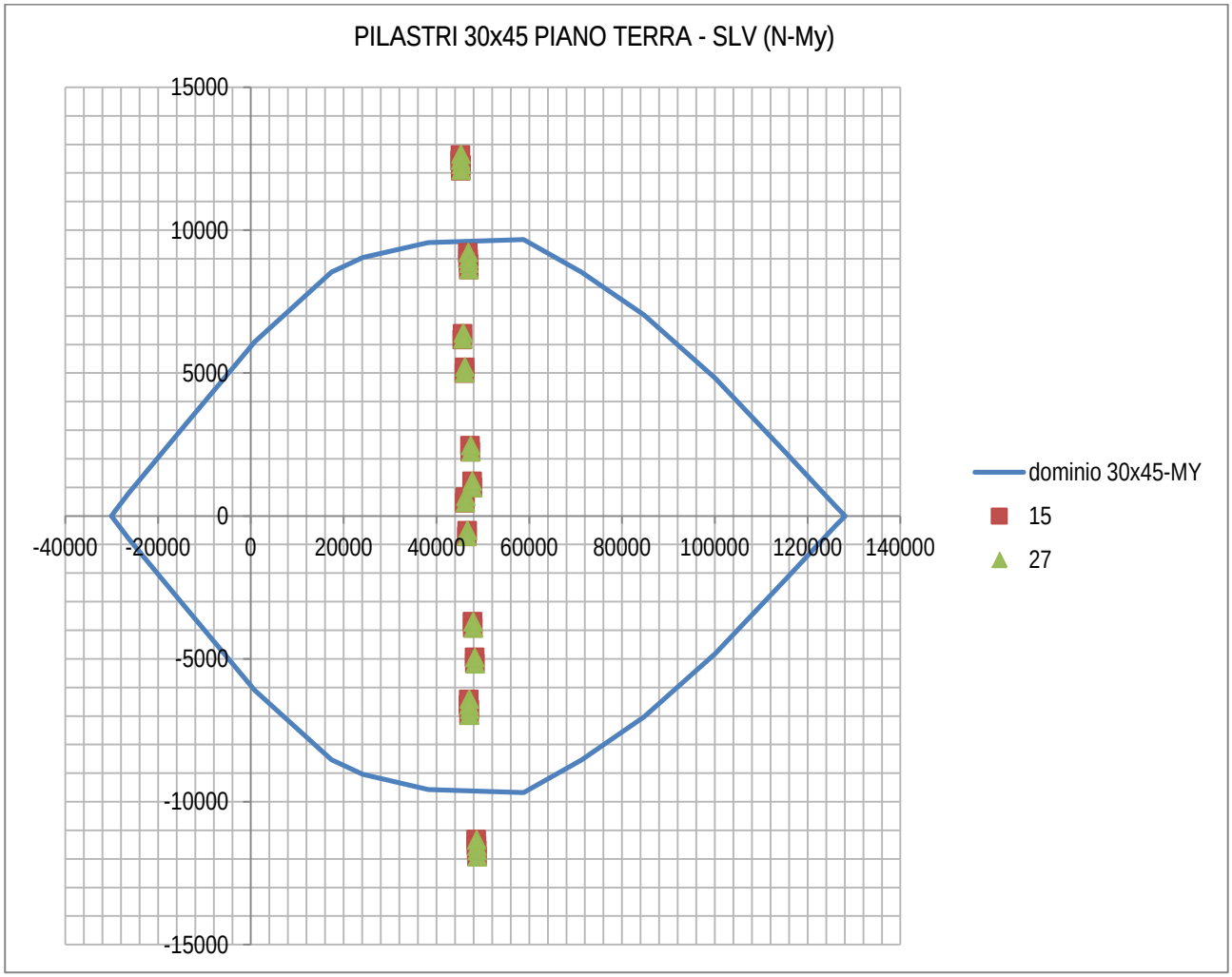

PILASTRI 30x30 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-6000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
80000
90000
dominio 30x30
1
2
3
4
5
6
7
11
12
13
14
16
25
26
28
38
39
40
41

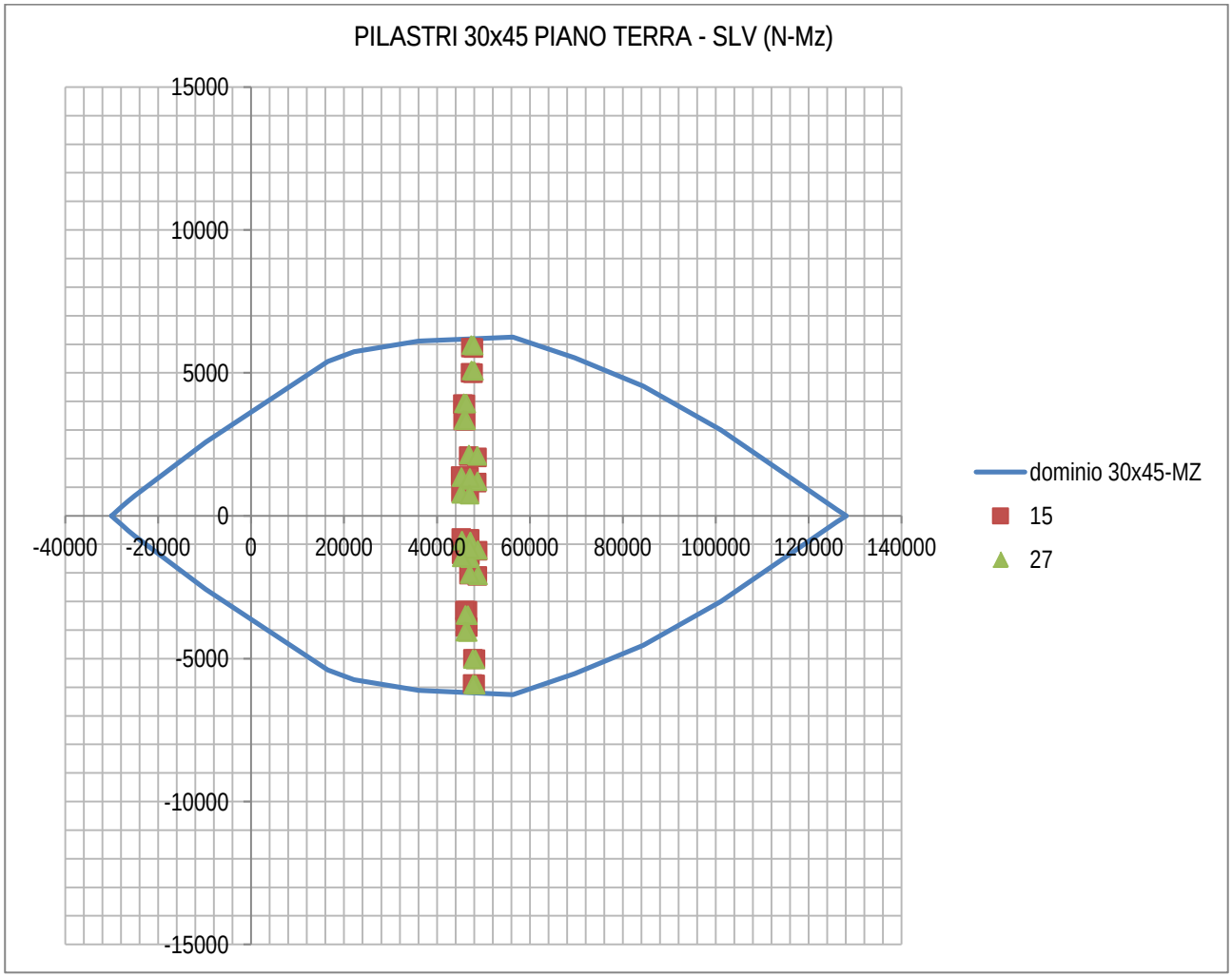
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **circolari d30 al piano terra.**



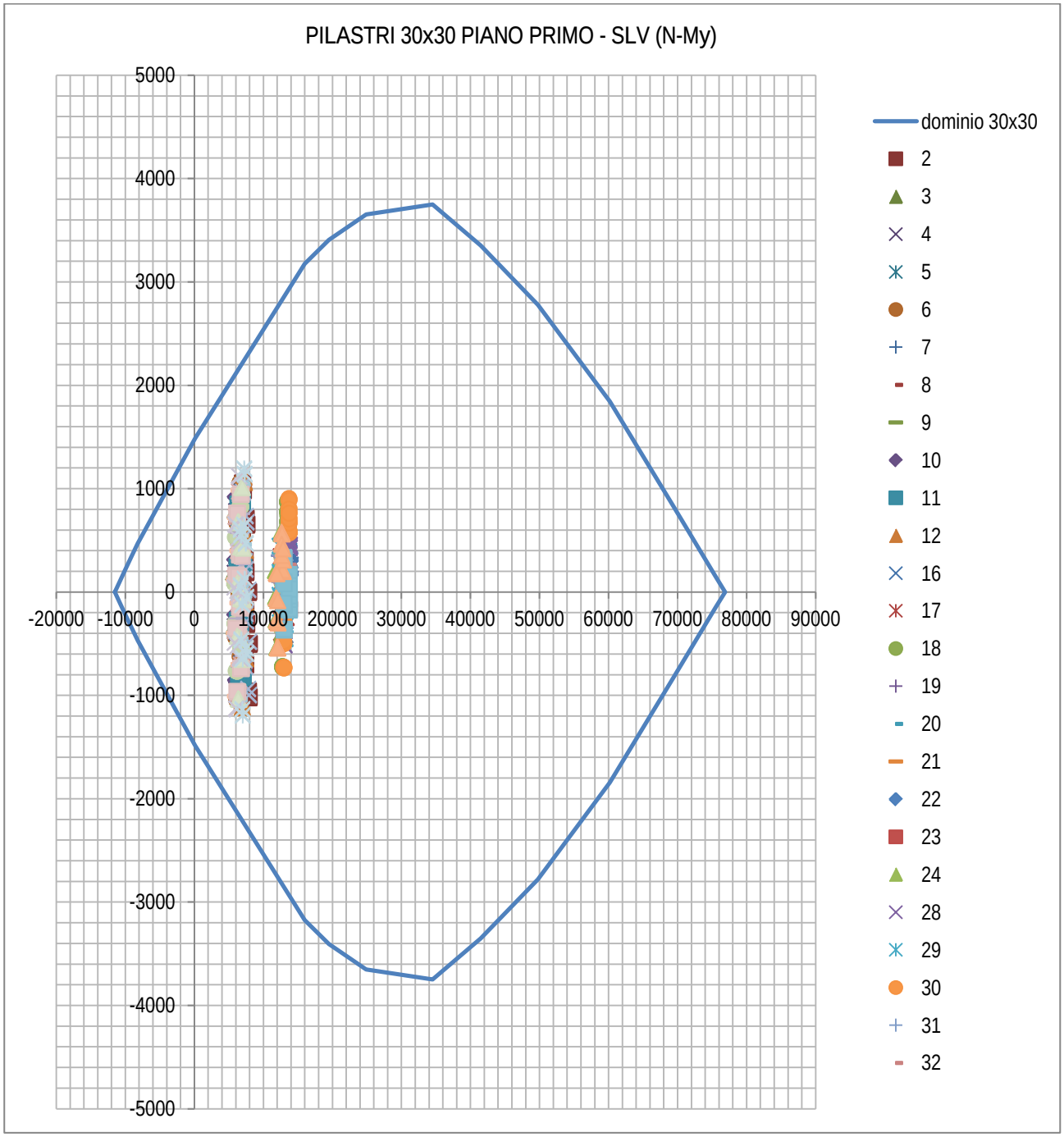

PILASTRI d30 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
4000
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-4000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
dominio d30
8
9
10
17
18
19
20
21
22
23
24
29
30
31
32
33
34
35
36

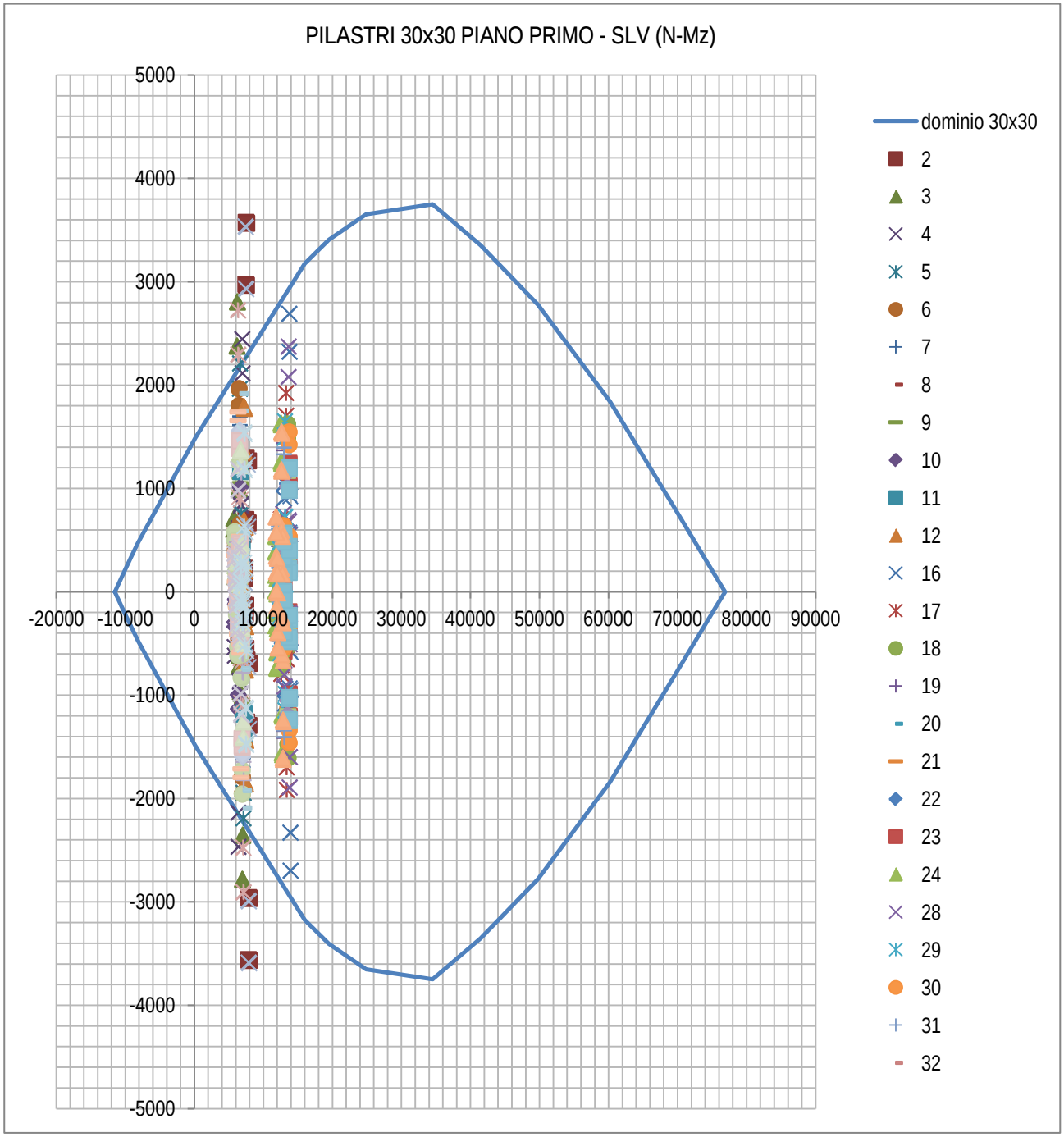
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x45 al piano terra**.



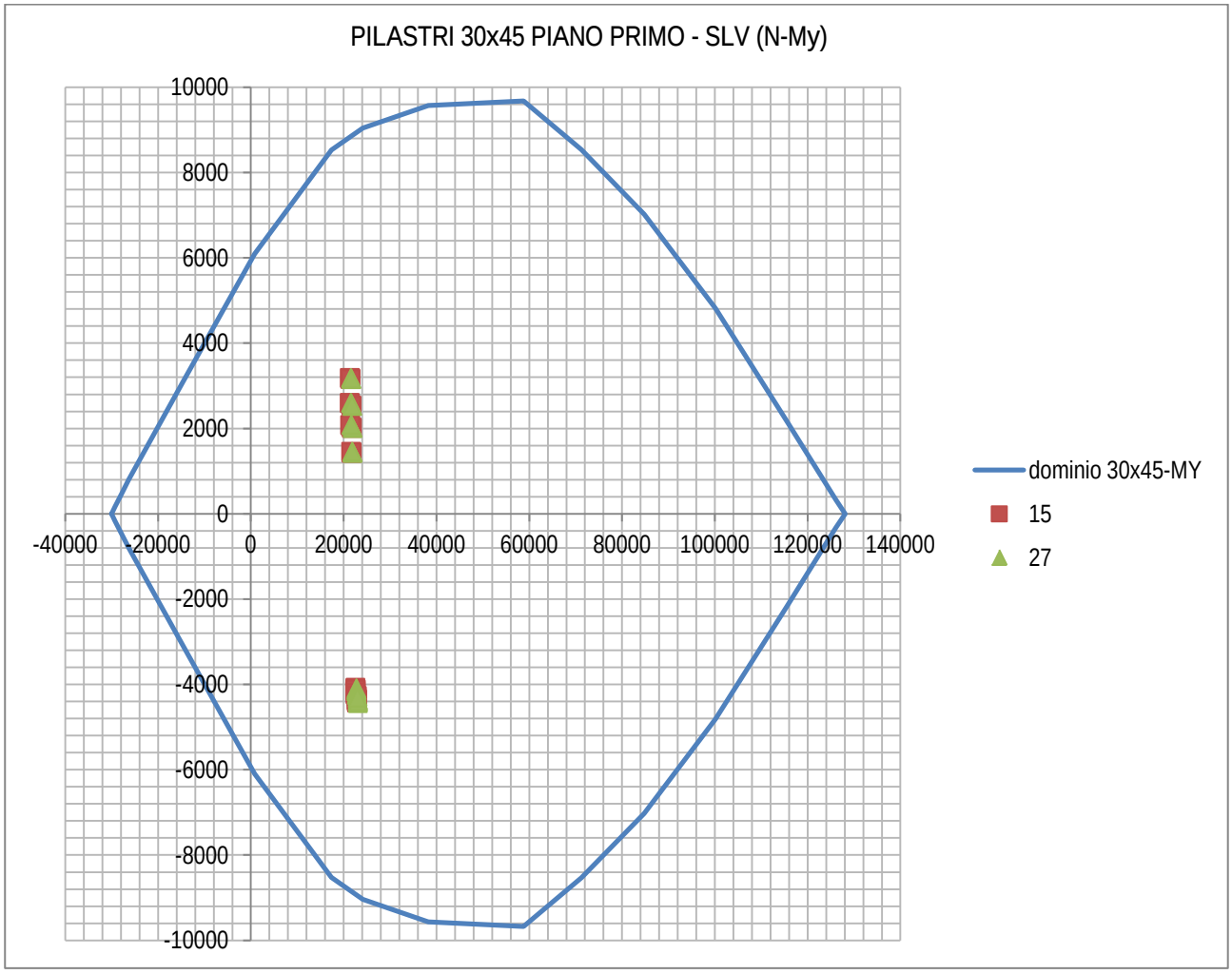

PILASTRI 30x45 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
15000
10000
5000
0
-5000
-10000
-15000
-40000
-20000
0
20000
40000
60000
80000
100000
120000
140000
dominio 30x45-MZ
15
27

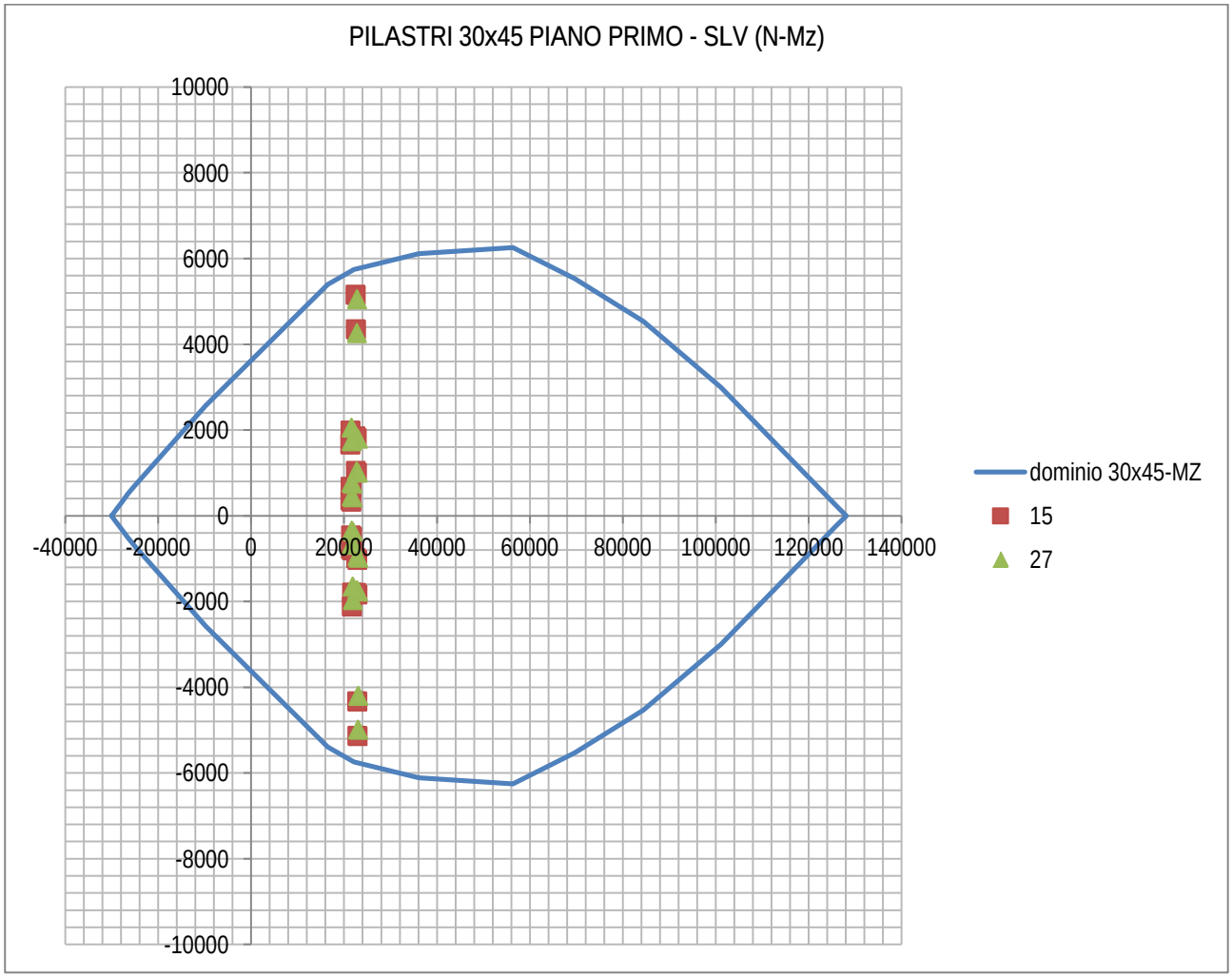
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x30 al piano primo**.




PILASTRI 30x30 PIANO PRIMO - SLV (N-Mz)
5000
4000
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-4000
-5000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
80000
90000
dominio 30x30
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
16
17
18
19
20
21
22
23
24
28
29
30
31
32

Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x45 al piano primo**.




PILASTRI 30x45 PIANO PRIMO - SLV (N-Mz)
10000
8000
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-6000
-8000
-10000
-40000
-20000
0
20000
40000
60000
80000
100000
120000
140000
dominio 30x45-MZ
15
27

Come si vede dai grafici, le verifiche di resistenza risultano in parte ancora non soddisfatte sia per i pilastri al piano terreno che per i pilastri al piano primo e pertanto il TR di capacità è inferiore a 30 anni.

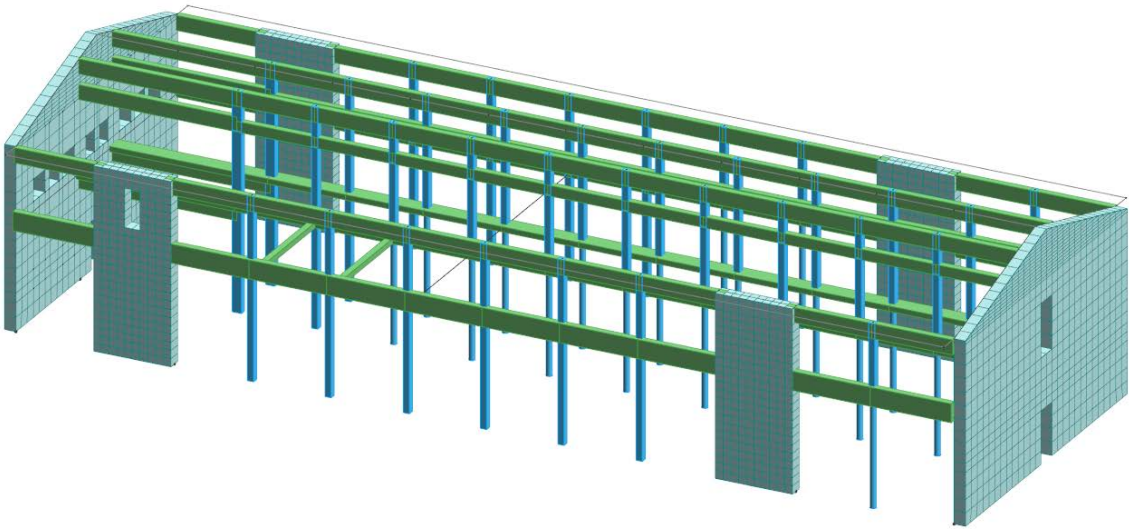
Visto l'*intervallo di riferimento* attualmente disponibile in Normativa per la determinazione degli spettri dell'azione sismica, si ha che se TR < 30 anni si porrà *TR* = 30 anni (come indicato nell'Allegato "A" al DM infrastrutture 14/01/2008).

L'indice di sicurezza allo stato attuale è pertanto pari a:

α_{PGA}=0.073 / 0.231 = **0.316**

7 ANALISI ALLO STATO DI PROGETTO SCUOLA

Si riporta una vista 3D del modello FEM di riferimento utilizzato per le analisi:



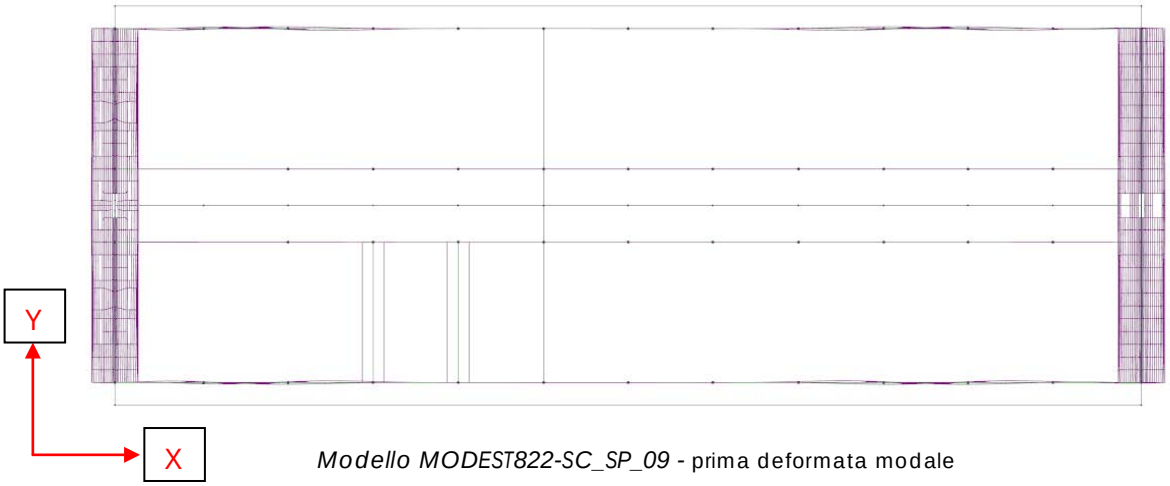
Modello MODEST822-SC_SP_09– modello della scuola allo stato di progetto

7.1 Analisi dinamica modale

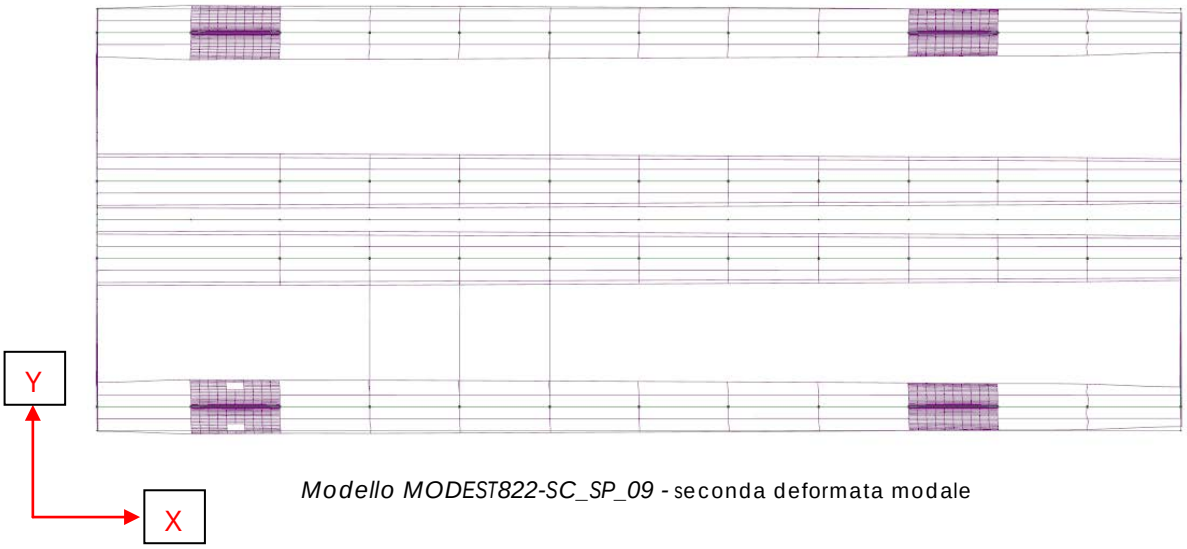
Si riporta l'esito dell'analisi dinamica modale della struttura allo stato di progetto.

	Risultato	Cons.	T	%Mx	%My	%Jpz
Totali:				95.60	95.81	55.09
1	Modo n. 1	☑	0.133	80.81	0.00	0.00
2	Modo n. 2	☑	0.056	0.00	81.81	0.01
3	Modo n. 3	☑	0.039	0.00	0.82	25.54
4	Modo n. 4	☑	0.034	11.19	0.00	0.00
5	Modo n. 5	☑	0.027	2.30	0.00	0.00
6	Modo n. 6	☑	0.021	0.00	12.69	1.50
7	Modo n. 7	☑	0.019	0.04	0.00	0.00

Modello MODEST822-SC_SP_09-periodi e masse attivate



Modello MODEST822-SC_SP_09 - prima deformata modale



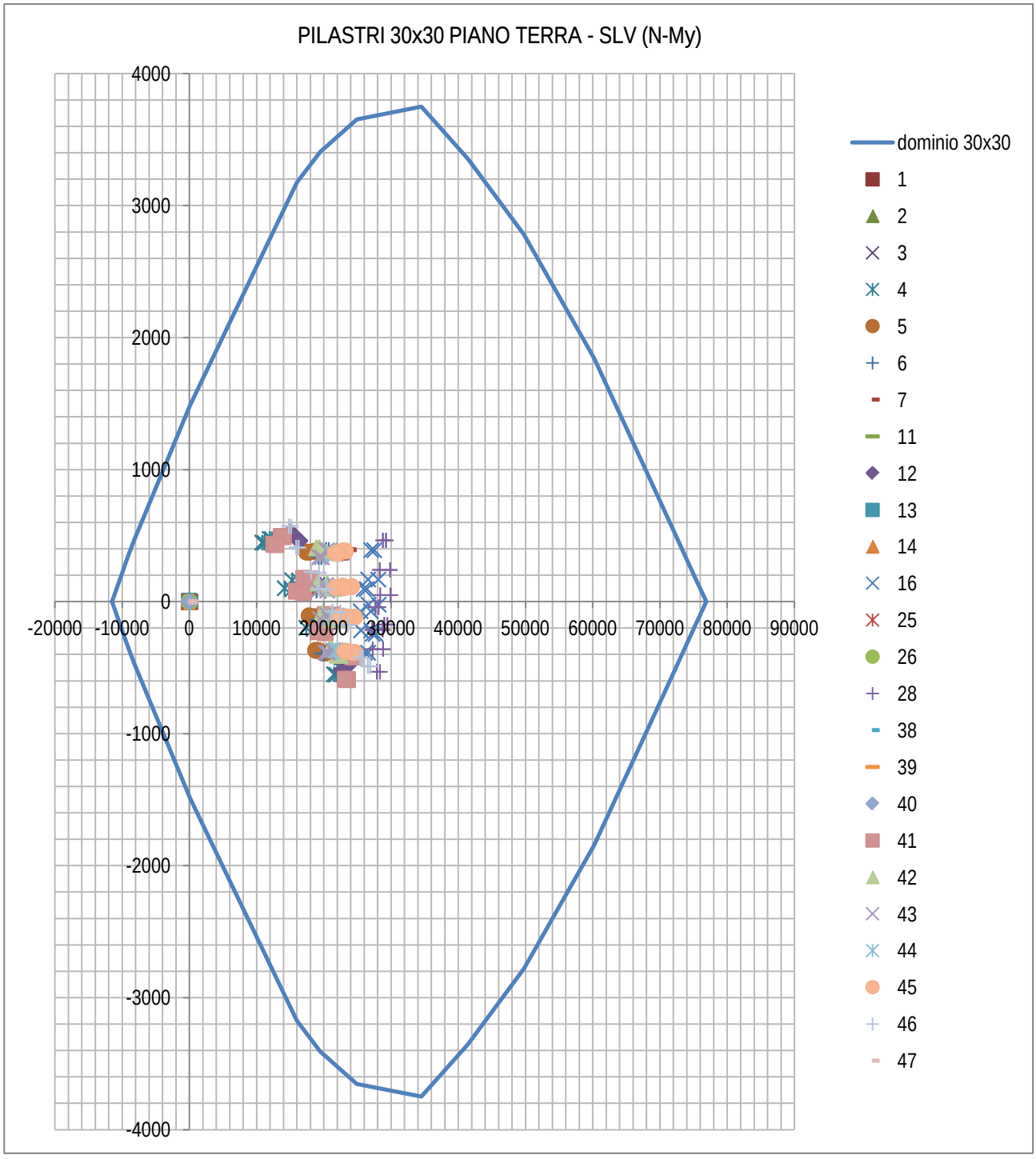
Modello MODEST822-SC_SP_09 - seconda deformata modale

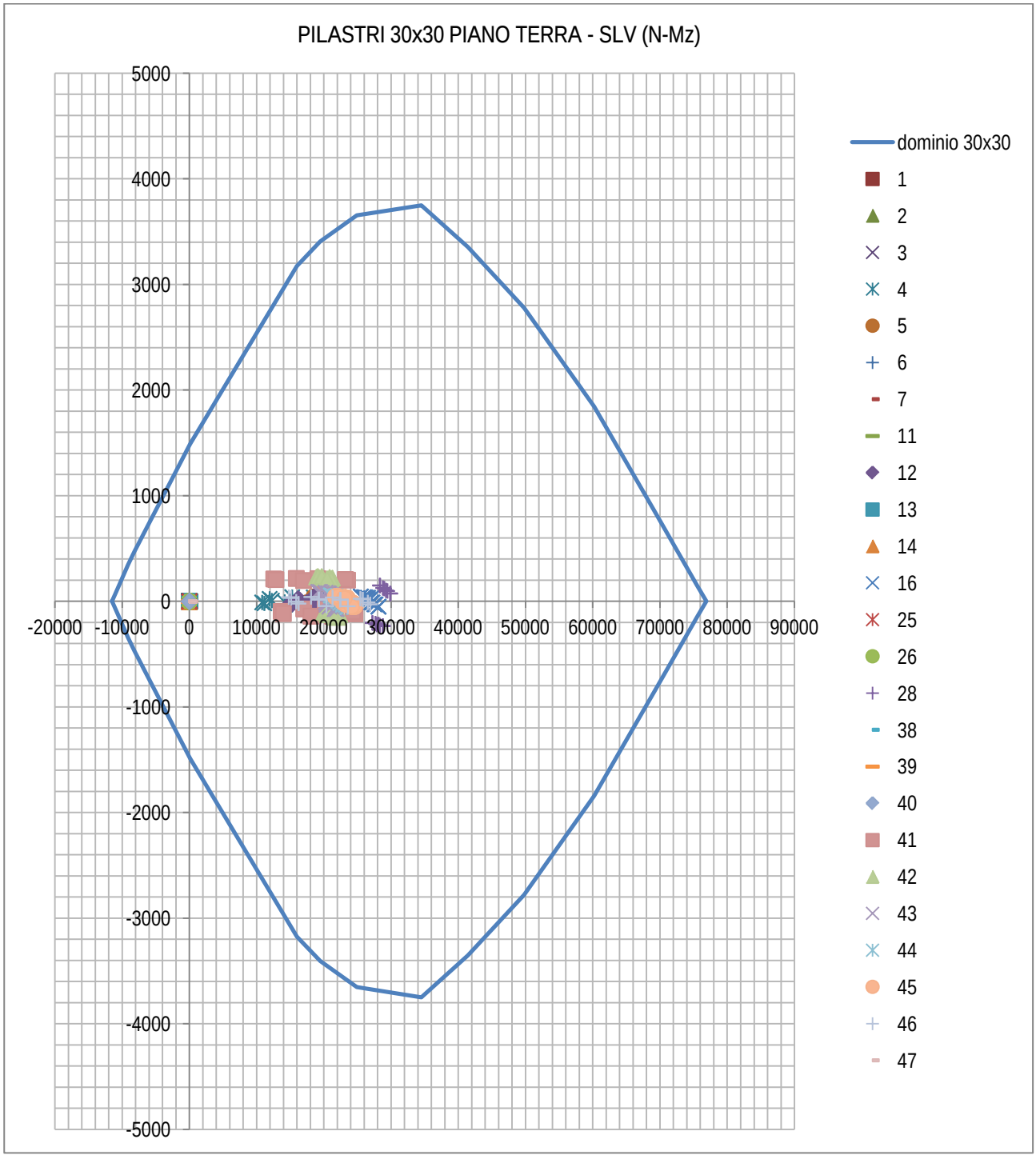
Modello MODEST822-SC_SP_09 - terza deformata modale

7.2 Verifiche per azioni sismiche (SLV)

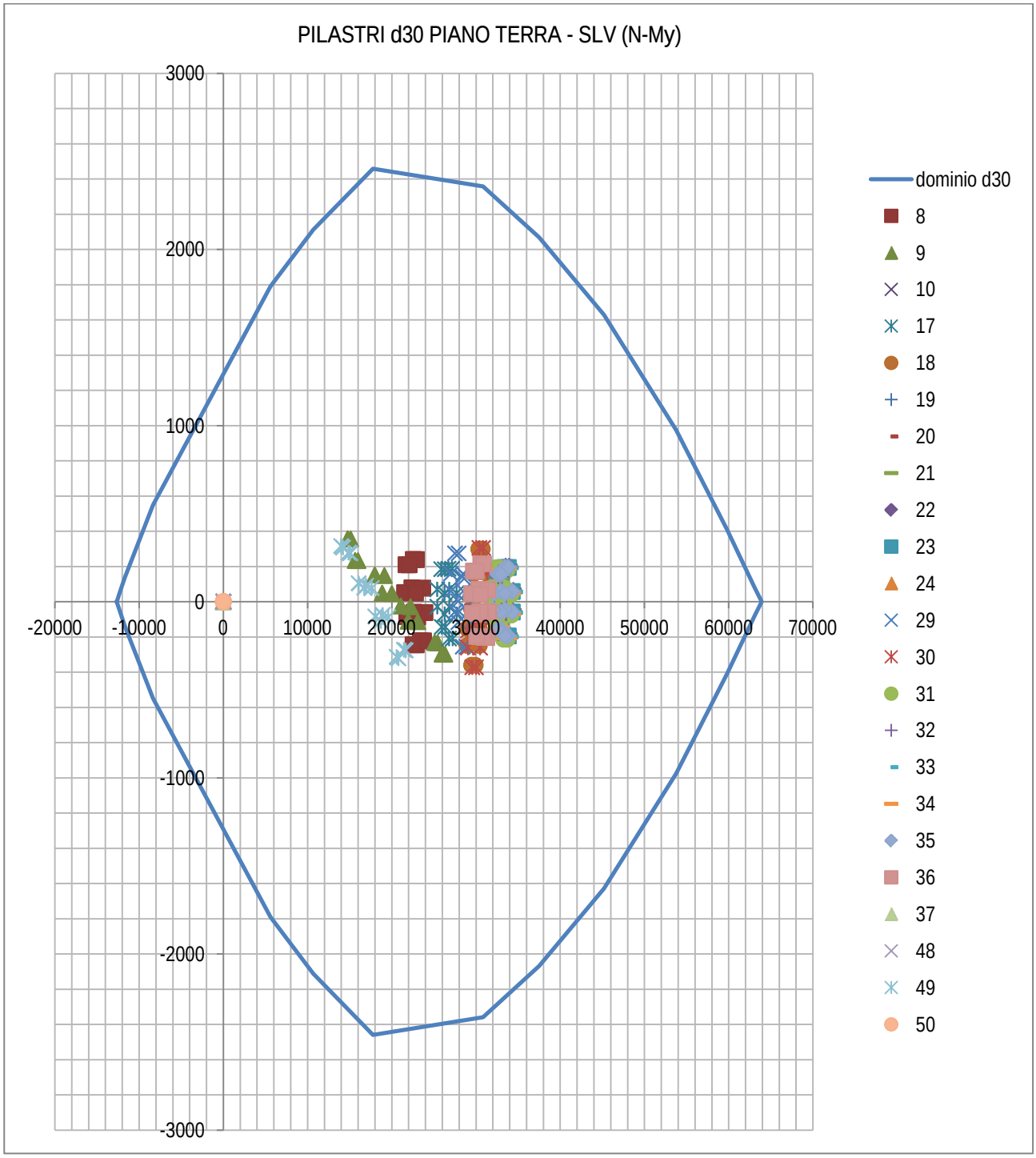
7.2.1 PILASTRI

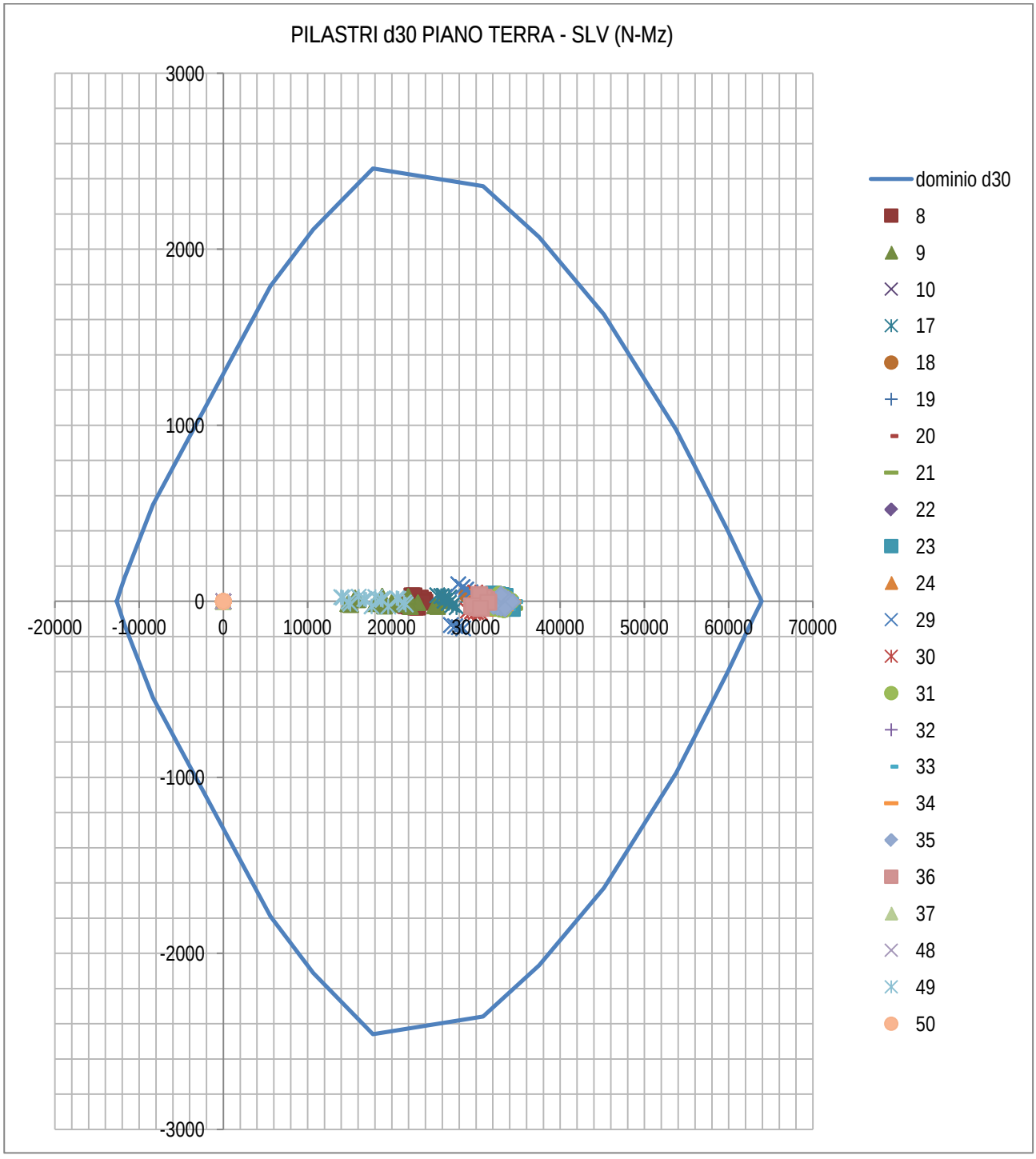
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x30 al piano terra**.



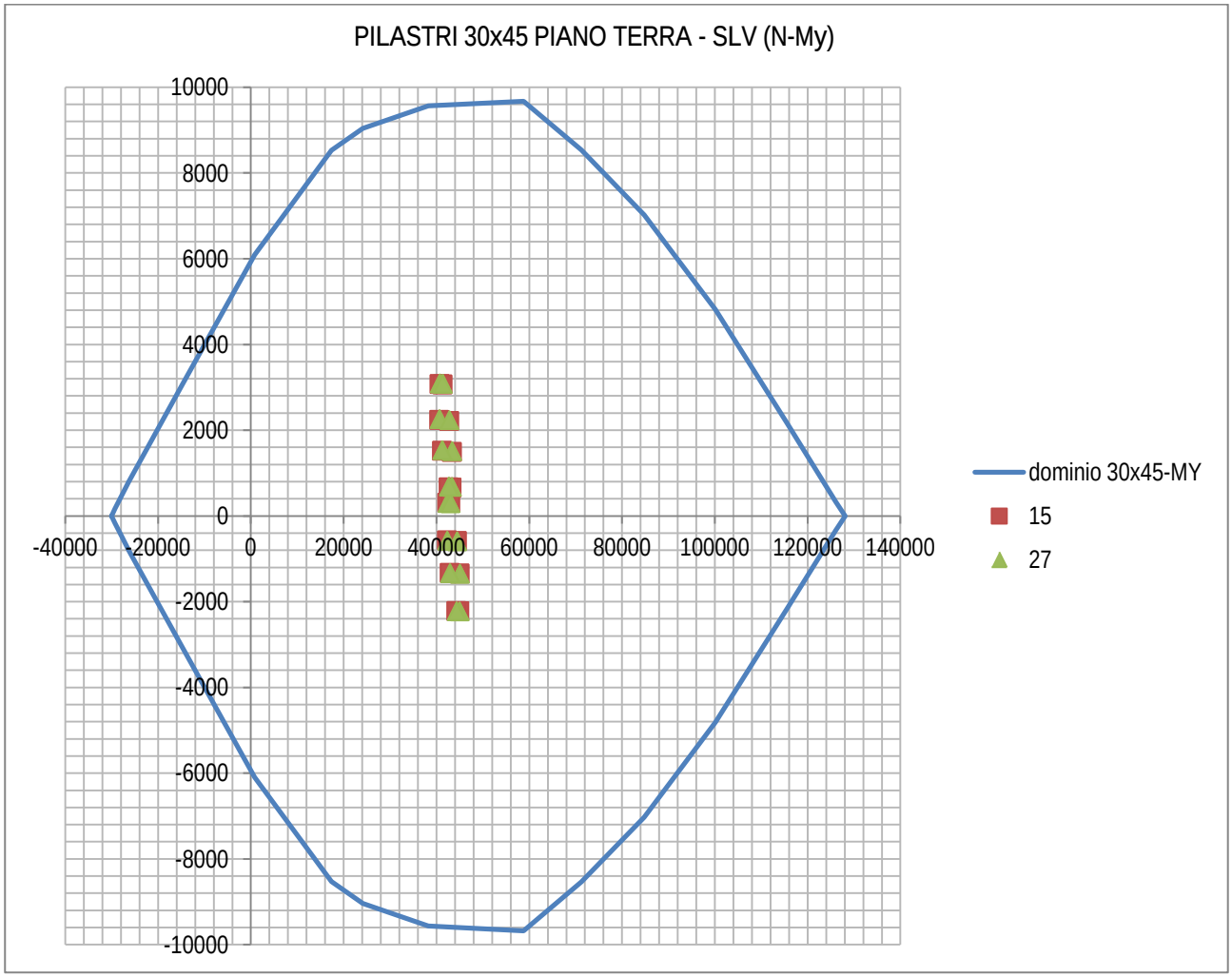

PILASTRI 30x30 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
5000
4000
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-4000
-5000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
80000
90000
dominio 30x30
1
2
3
4
5
6
7
11
12
13
14
16
25
26
28
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47

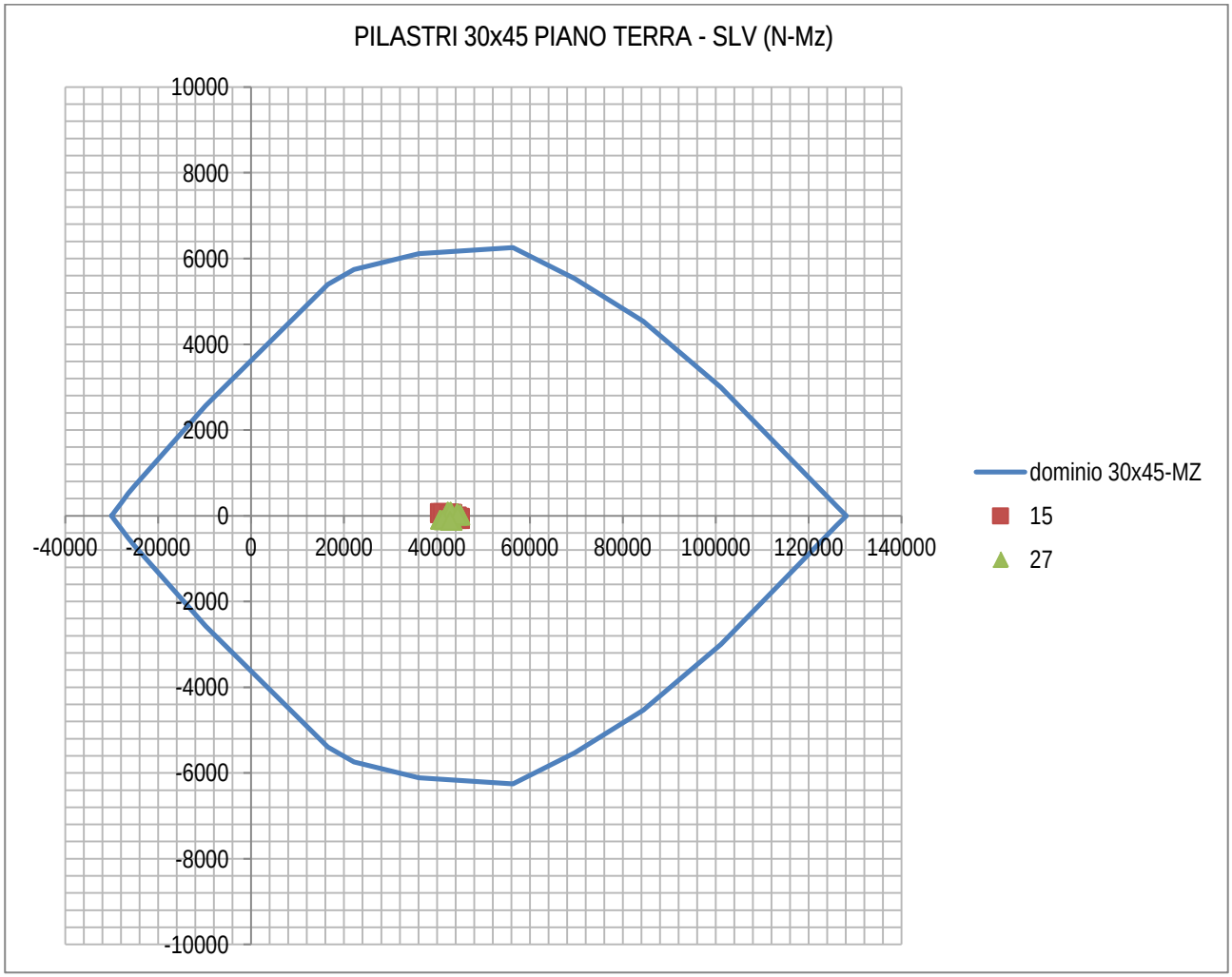
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **circolari d30 al piano terra.**



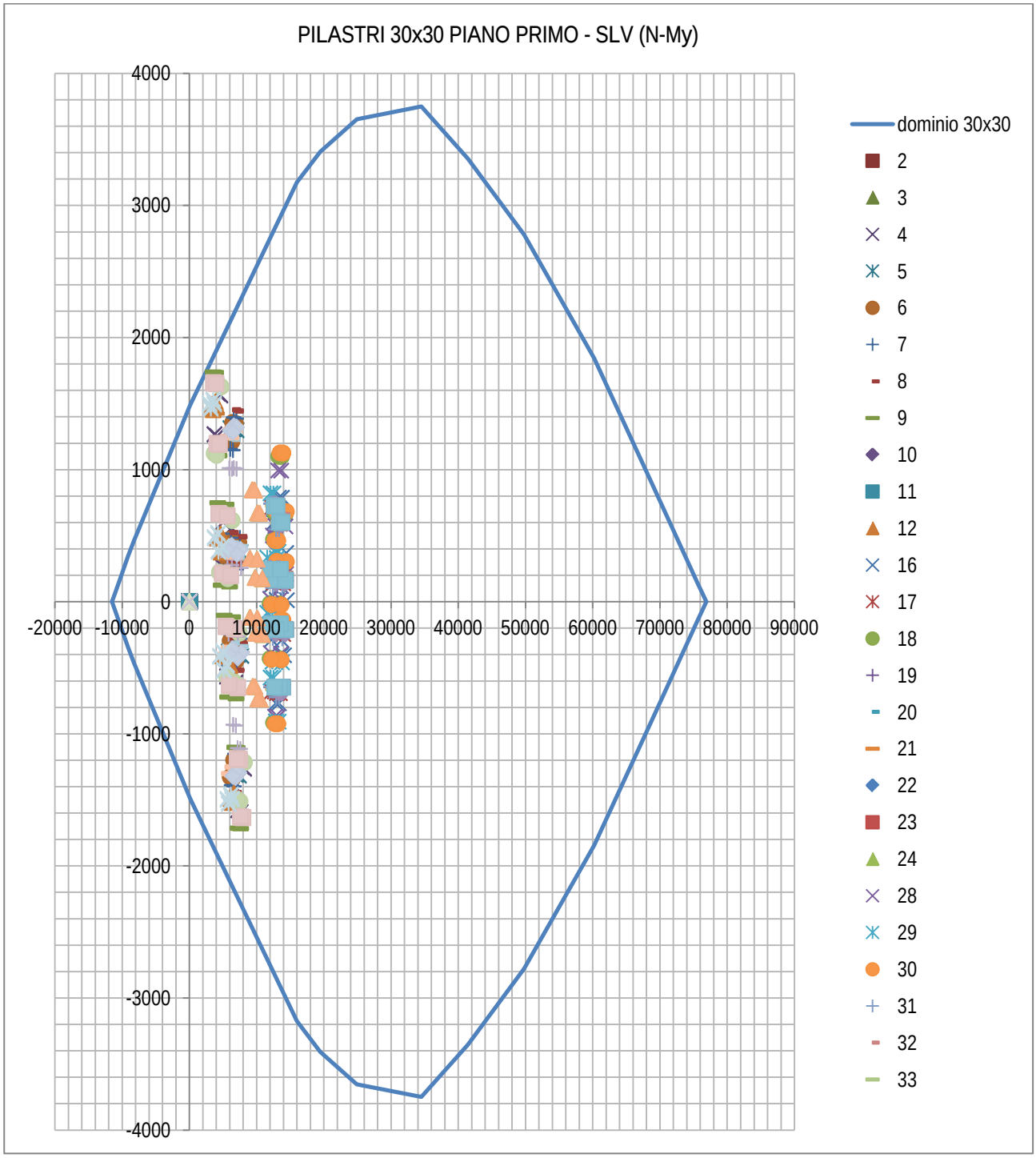

PILASTRI d30 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
dominio d30
8
9
10
17
18
19
20
21
22
23
24
29
30
31
32
33
34
35
36
37
48
49
50

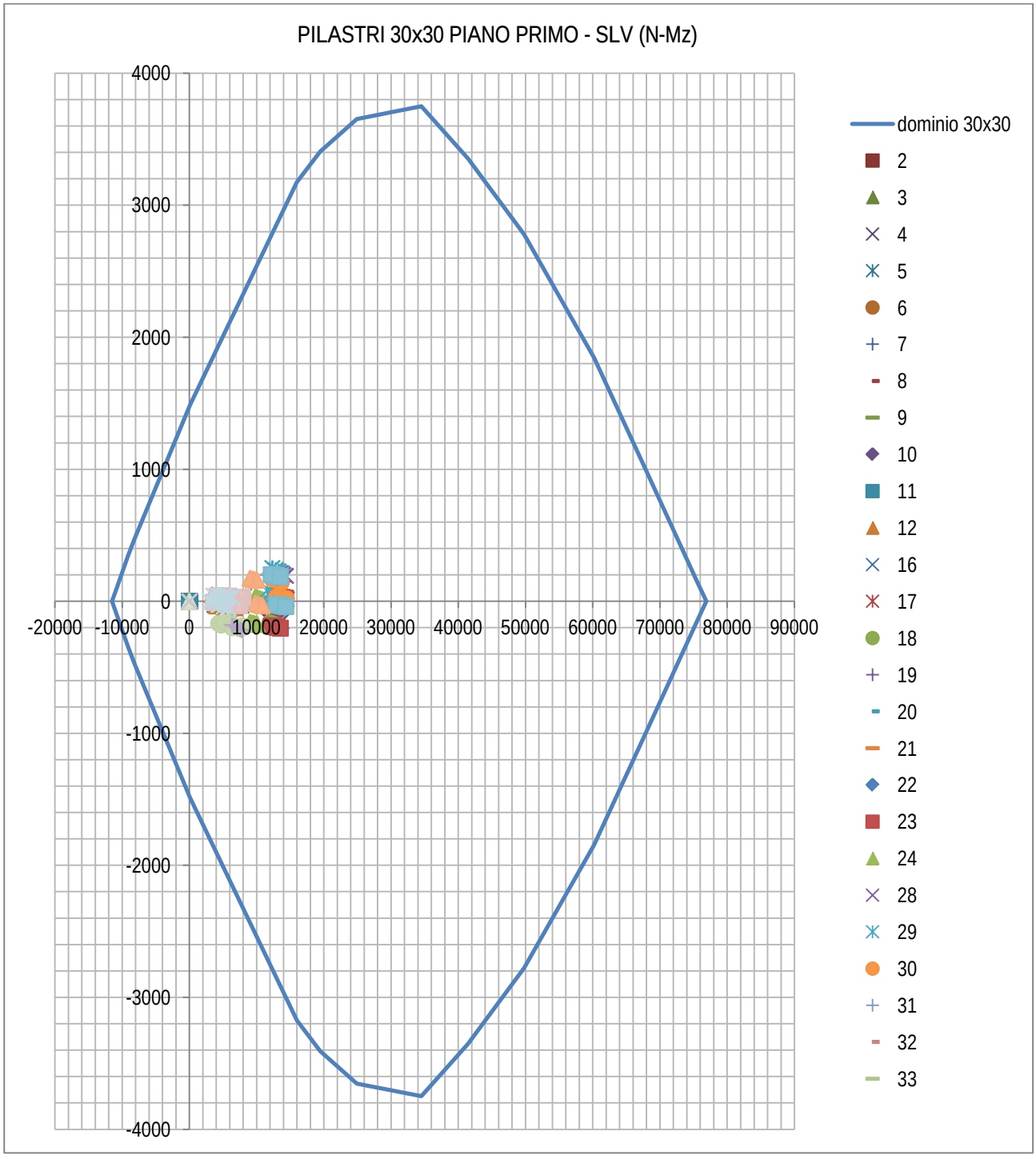
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x45 al piano terra**.



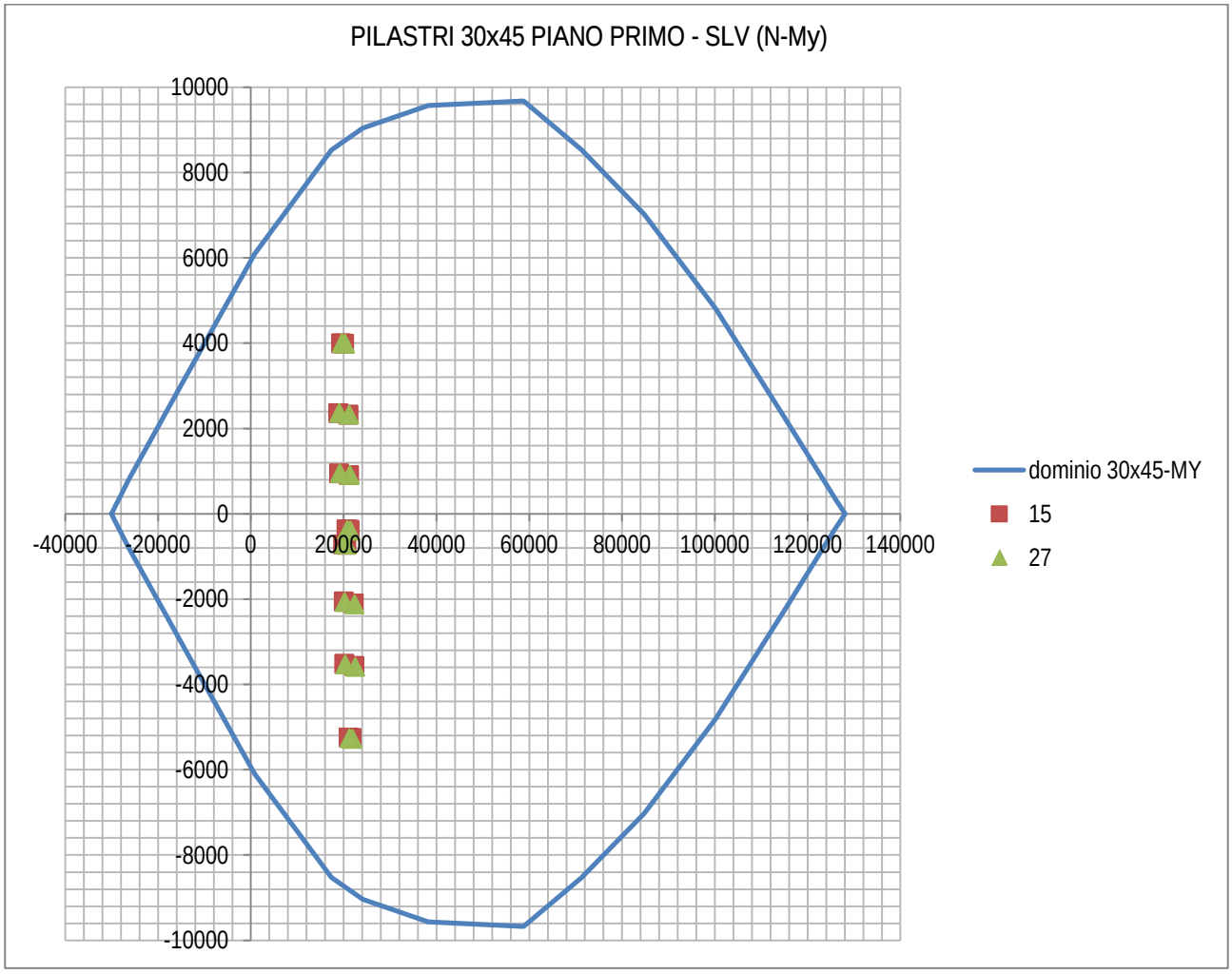

PILASTRI 30x45 PIANO TERRA - SLV (N-Mz)
10000
8000
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-6000
-8000
-10000
-40000
-20000
0
20000
40000
60000
80000
100000
120000
140000
dominio 30x45-MZ
15
27

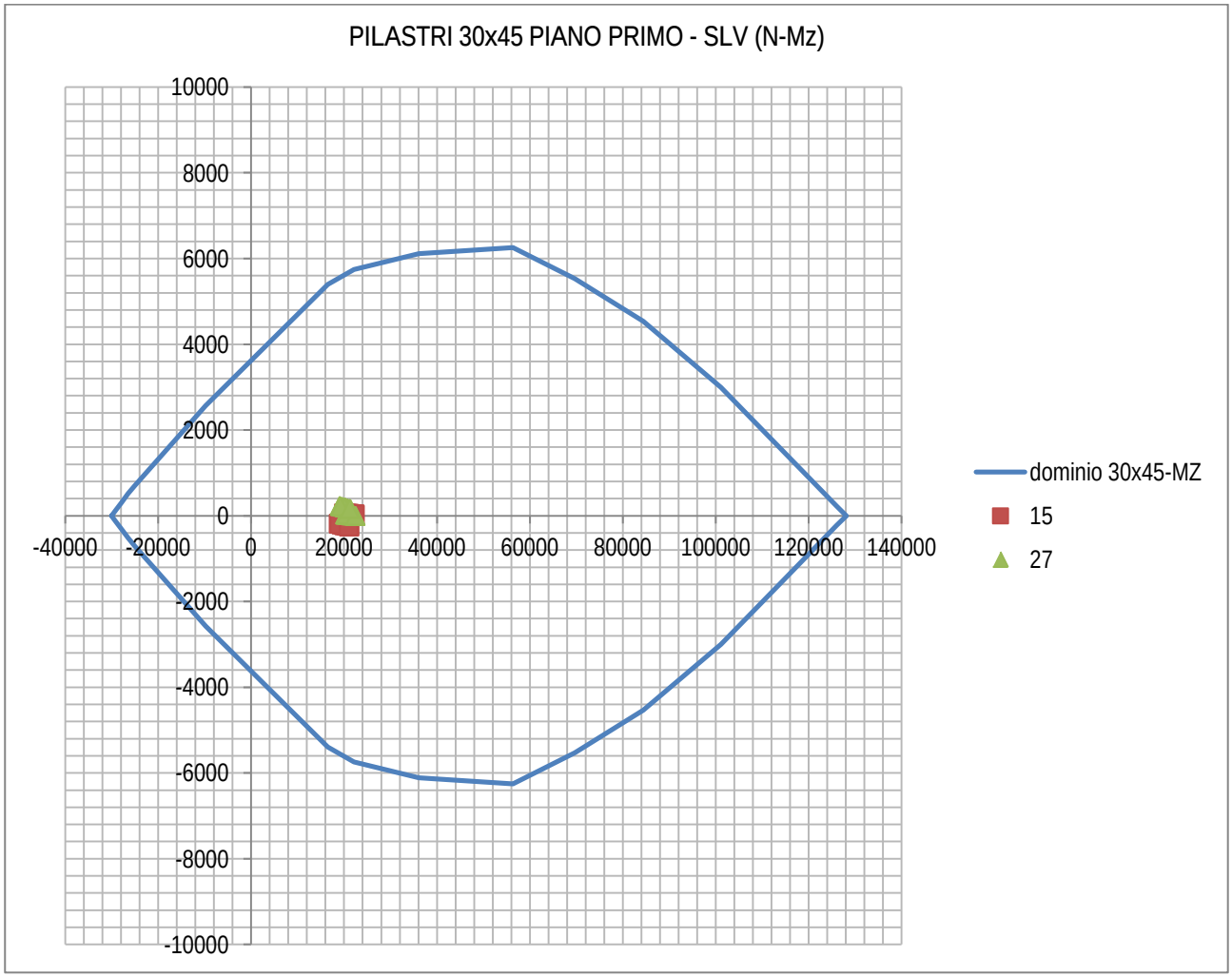
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x30 al piano primo**.




PILASTRI 30x30 PIANO PRIMO - SLV (N-Mz)
4000
3000
2000
1000
0
-1000
-2000
-3000
-4000
-20000
-10000
0
10000
20000
30000
40000
50000
60000
70000
80000
90000
dominio 30x30
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
16
17
18
19
20
21
22
23
24
28
29
30
31
32
33

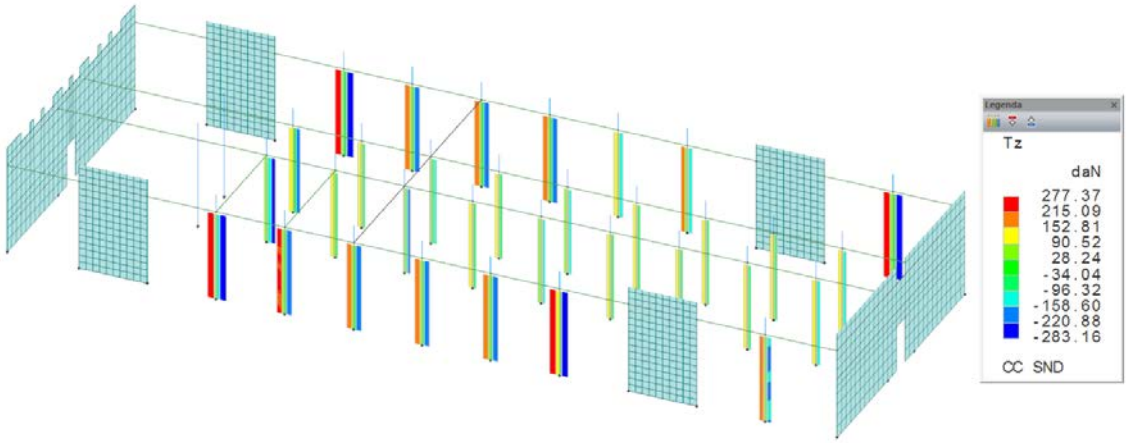
Si riporta l'esito delle verifiche a presso-flessione dei pilastri **30x45 al piano primo**.



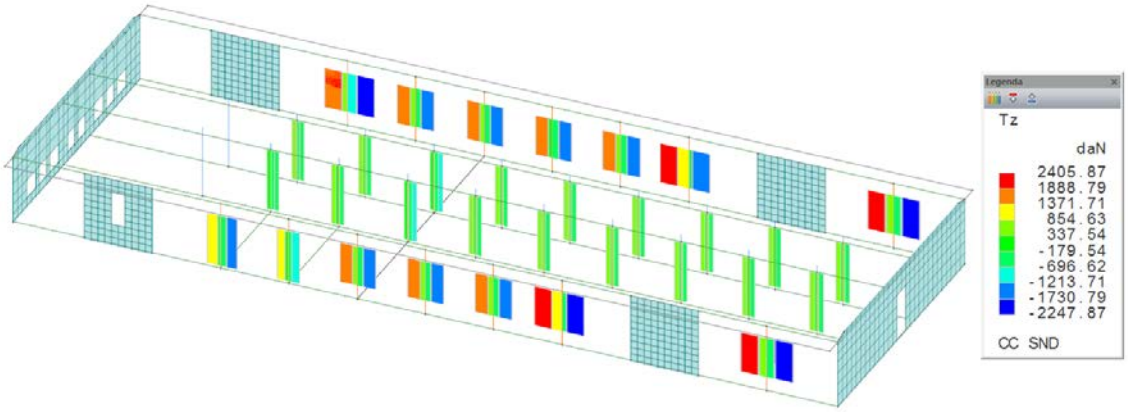

PILASTRI 30x45 PIANO PRIMO - SLV (N-Mz)
10000
8000
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-6000
-8000
-10000
-40000
-20000
0
20000
40000
60000
80000
100000
120000
140000
dominio 30x45-MZ
15
27

Come si vede dai grafici, le verifiche di resistenza risultano tutte soddisfatte in quanto i nuovi setti in c.a. assorbono la maggior parte delle sollecitazioni sismiche scaricando i pilastri.

Si riportano le sollecitazioni a taglio dei pilastri in combinazione SND (q=1.5):



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio (SND)sui pilastri del piano terra



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio (SND)sui pilastri del piano primo

Visti i modesti valori del taglio sollecitante al piano terreno, la verifica si ritiene soddisfatta.

Si esegue, invece, la verifica a taglio come indicata al paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare per i pilastri del piano primo.

Si esegue la verifica sul pilastro maggiormente sollecitato (pilastro n.46):

VERIFICA A TAGLIO - pilastro esistente in c.a. - C8.7.2.3.5					
dati di ingresso					
pilastro		46	-		
piano		primo	-		
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari	
h		300	mm	altezza totale della sezione	
b		300	mm	larghezza della sezione	
d		270	mm	altezza utile della sezione	
N_{ED}		3000	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)	
M_{ED}		2638	kgm	momento agente nella sezione da verificare	
V_{ED}		2315	kg	taglio agente nella sezione da verificare	
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1140	mm	luce di taglio	
A_C	b × d =	81000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo	
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo	
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)	
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio	
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)	
A_S	sup=2Ø14 ; inf=2Ø14	6.16	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali	
A_{SX}	Ø8 / 25 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa	
s_h		25	cm	interasse delle staffe	
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00008	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale	
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00013	-	percentuale geometrica di armatura trasversale	
z	0.9 × d =	243	mm	braccio delle forze interne	
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	89	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)	

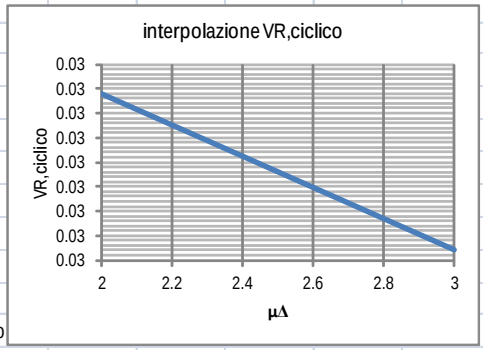
calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		250	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		300	mm	altezza della sezione
d		270	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	2254	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	12606	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	2254	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		2467	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.07	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		2350	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.07349	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.07858	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.40	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	2.7913	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0018	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	1.1072	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	3.90	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	44.3	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	3.55	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.91	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.09	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00278	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00449	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.08356	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.02254	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.02795	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	2795	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$



interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00278	0.00278	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.08356	0.08356	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.02656	0.02529	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.02540	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	2795	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

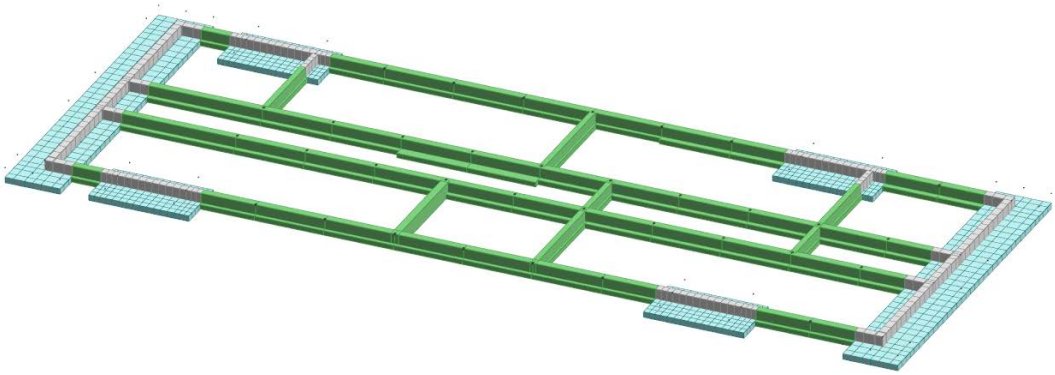
verifica

V_{RD}	>	V_{ED}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento 83%

La capacità portante a taglio è pari a 2795 kg e pertanto, viste le sollecitazioni agenti, le verifiche risultano soddisfatte.

7.2.2 FONDAZIONI ESISTENTI

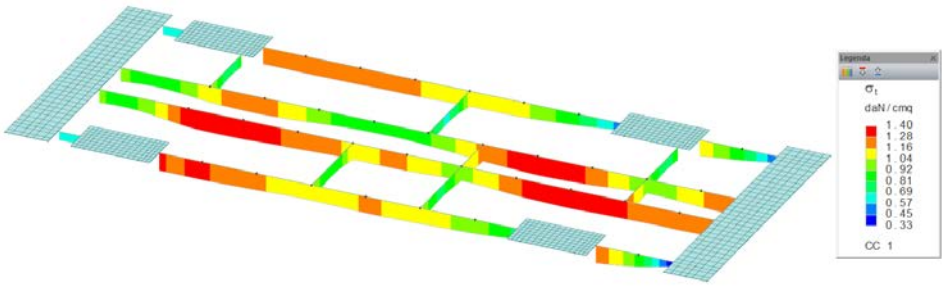
L'analisi per carichi sismici è stata condotta mediante modello F.E.M. con il software ModeSt:



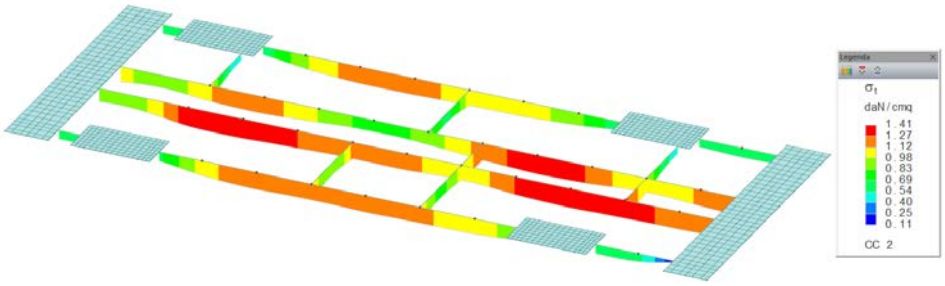
Modello MODEST822-SC_SP_F_01 – modello delle fondazioni allo stato di progetto

La valutazione della sicurezza delle fondazioni esistenti viene effettuata secondo quanto già detto al paragrafo 6.3.2.

Si riporta la mappa delle tensioni sul terreno per le combinazioni sismiche SLV:



Modello MODEST822-SC_SP_F_01 – tensioni sul terreno (sisma X+30%Y)

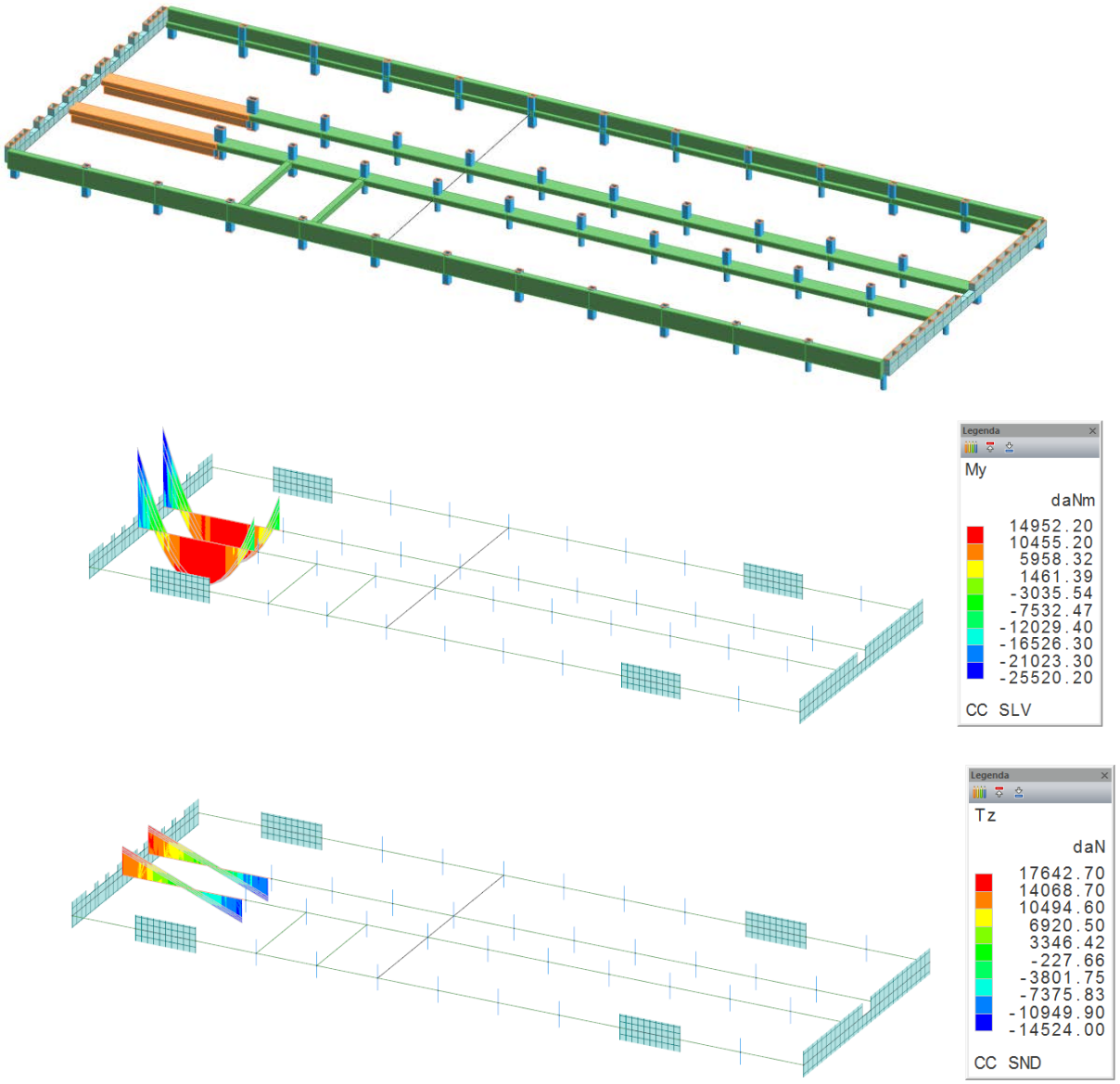


Modello MODEST822-SC_SP_F_01 – tensioni sul terreno (sisma Y+30%X)

Le tensioni agenti risultano inferiori alla capacità portante del terreno (come dettagliato nella Relazione Geotecnica) e pertanto le condizioni di cui al paragrafo 8.3 del D.M. 17.01.2018 si ritengono soddisfatte.

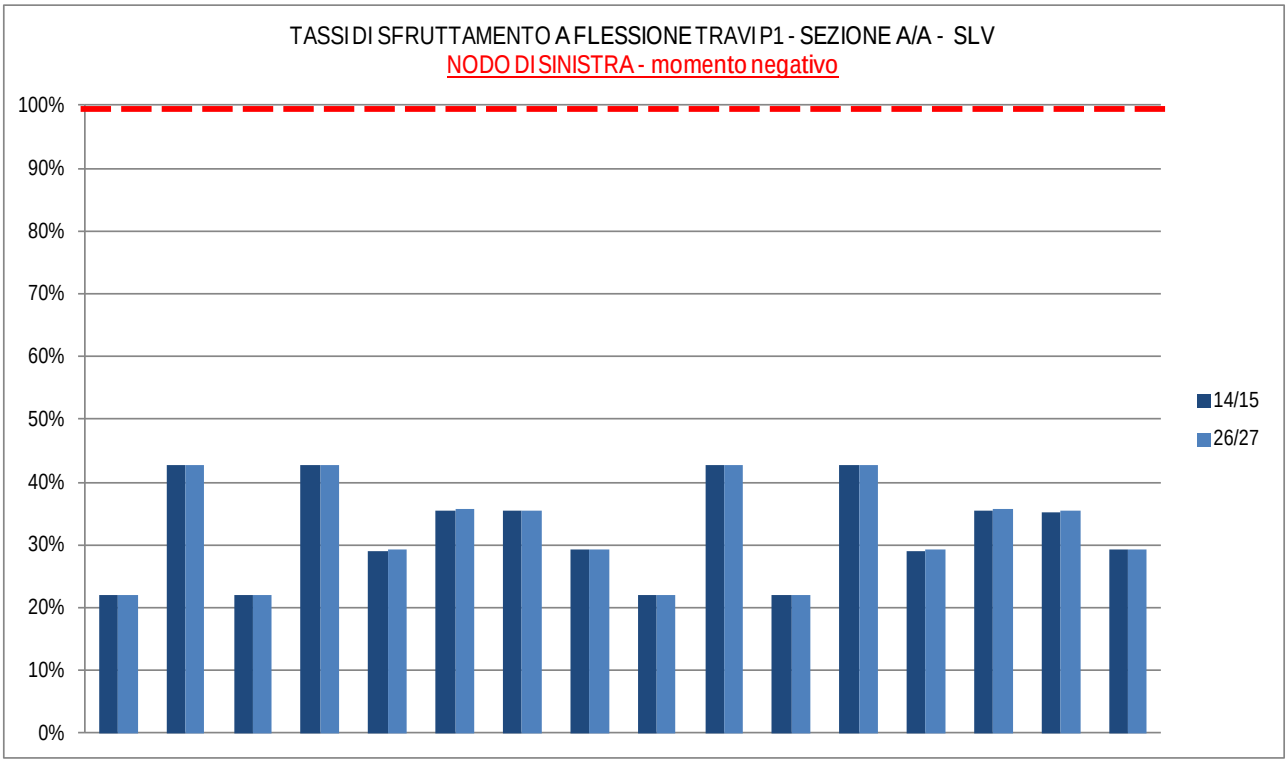
7.2.3 TRAVI DI PIANO

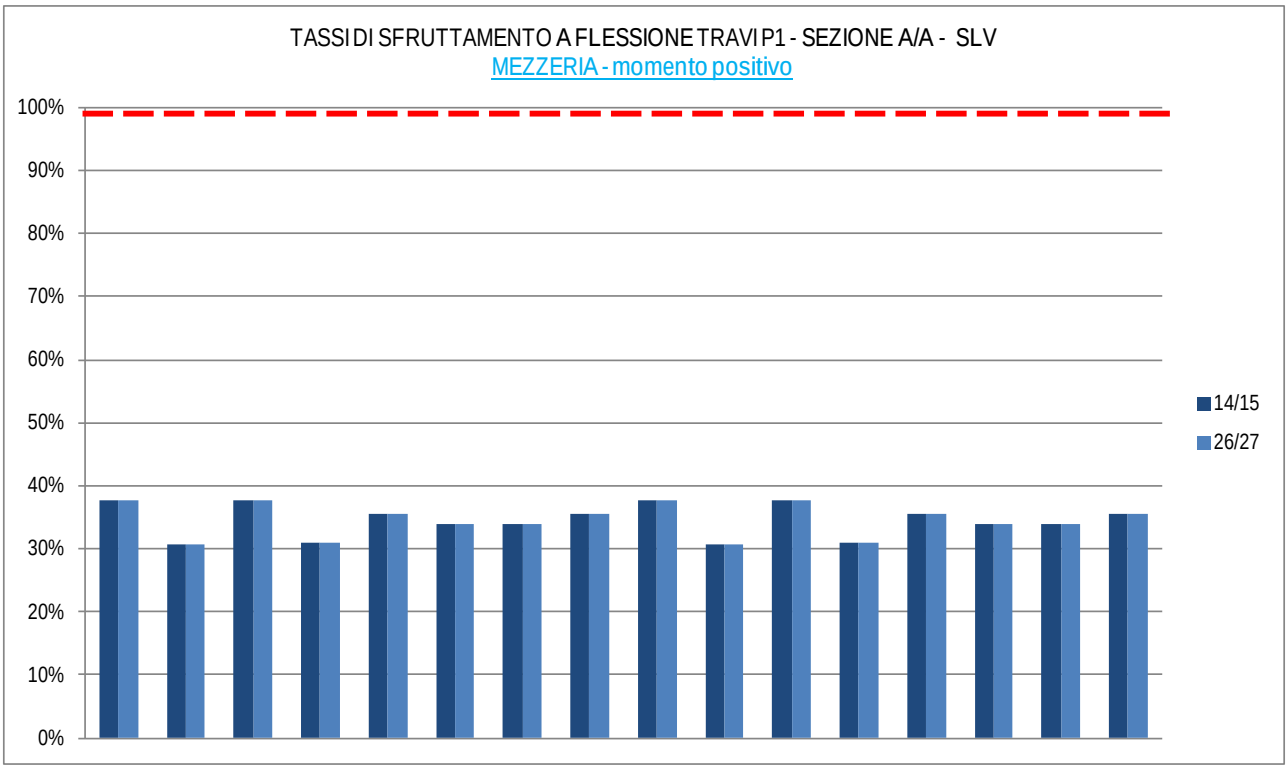
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano primo sezione A-A** a flessione e taglio.

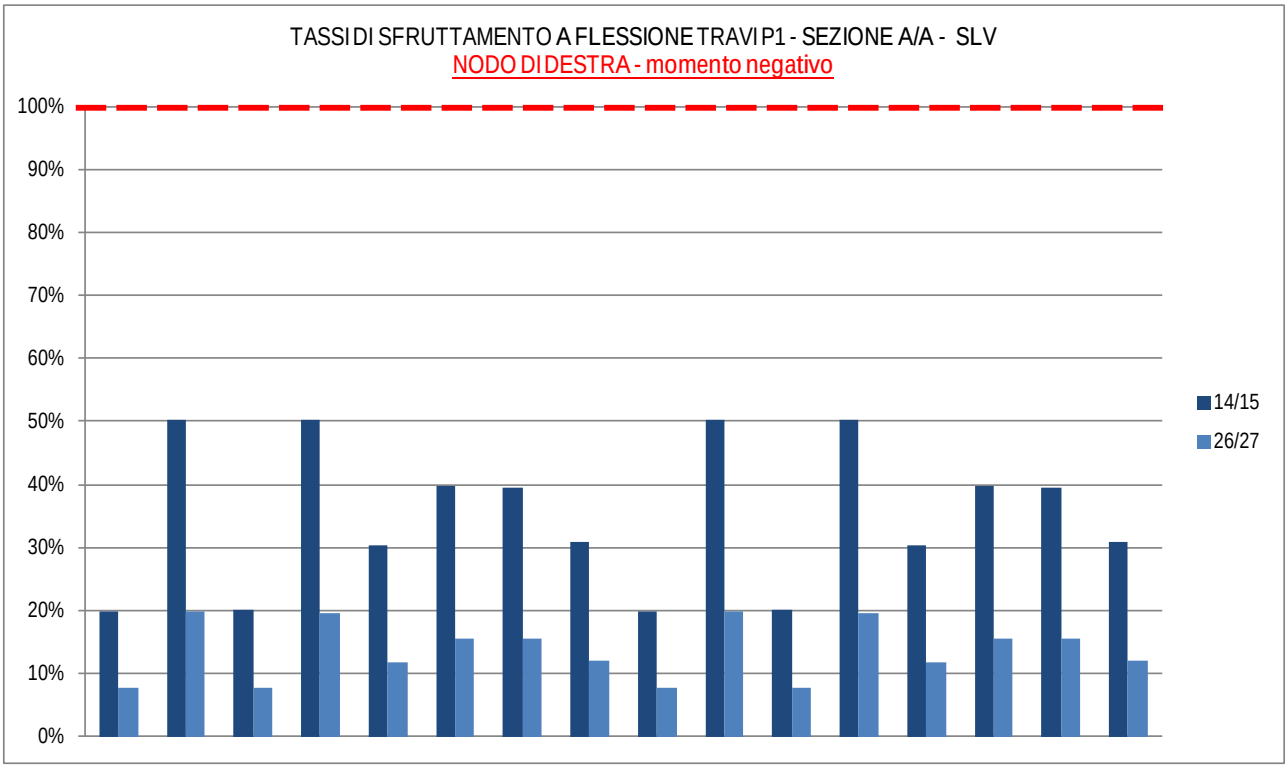


Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND)

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).

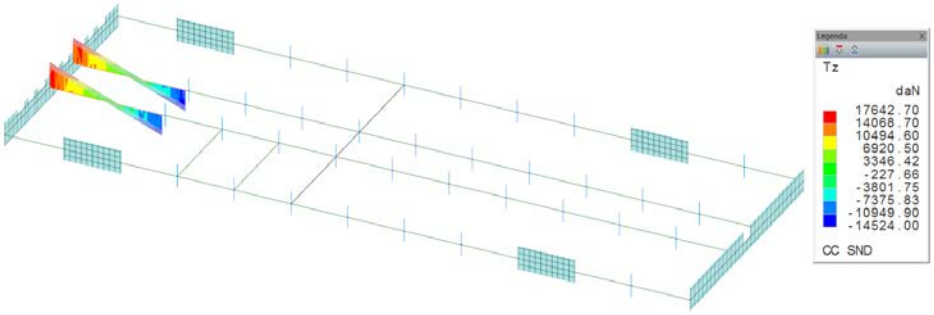

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE A/A - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
14/15
26/27


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE A/A - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
14/15
26/27


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE A/A - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
14/15
26/27

Si esegue la verifica a taglio come indicata al paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare.

Le travi con **sezione A-A**, ovvero le travate di spina del piano primo, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND.



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND campate 14/15 e 26/27

La condizione peggiore si ha per la campata 14/15:

$V_{ED,min}$ = 14524 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 17642 kg taglio massimo sollecitante allo SND

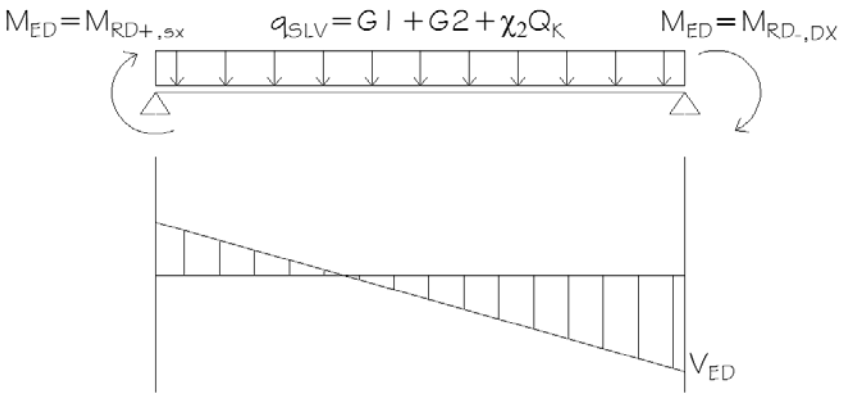
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=71570 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=33740 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =28670 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		14/15	-	
nodo		SX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		800	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		770	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		27441	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		17625	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1557	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	231000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=4Ø10+14Ø16 ; inf=7Ø16	45.37	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø8 / 20 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa
s_h		20	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00020	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00017	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	693	mm	braccio delle forze interne
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	200	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		200	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		800	mm	altezza della sezione
d		770	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	8035	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	35949	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	8035	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		59650	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0294	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		57200	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.03066	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.01410	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.50	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.5912	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0023	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.4963	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	2.09	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	59.1	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.13	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.54	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.46	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.02300	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41835	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.08035	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.10125	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	10125	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

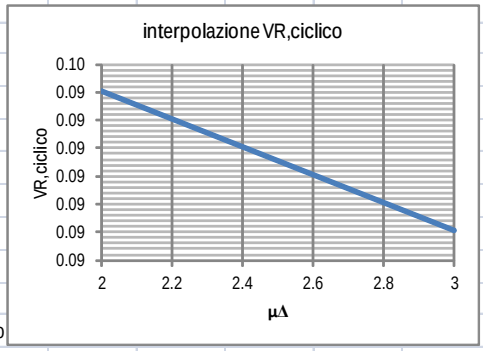
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con μ_Δ**=2 e con** μ_Δ=3

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41835	0.41835	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.09402	0.08907	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.09135	MN	valore interpolato



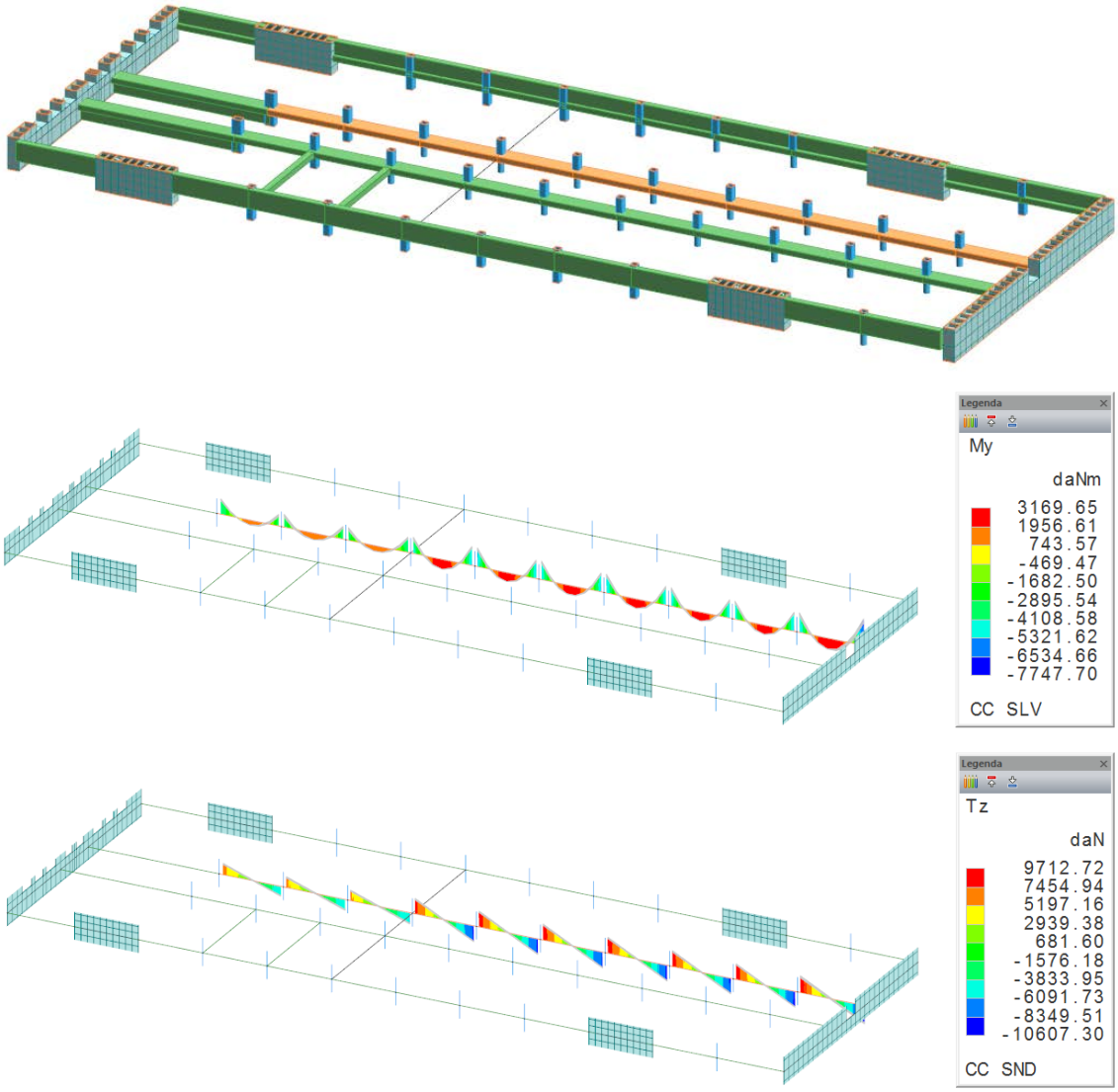
controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare	
V_{RD}		10125	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

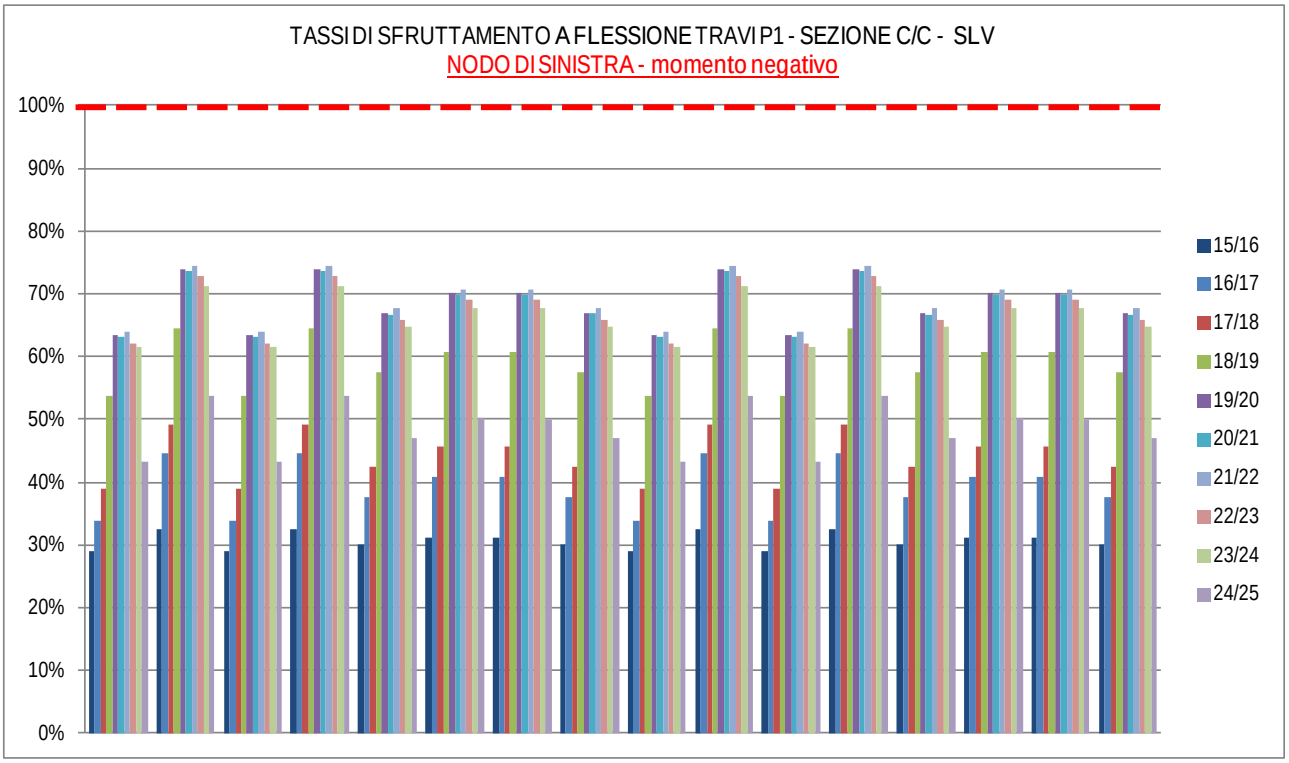
V_{RD}	<	V_{ED}	no		tasso sfruttamento	174%

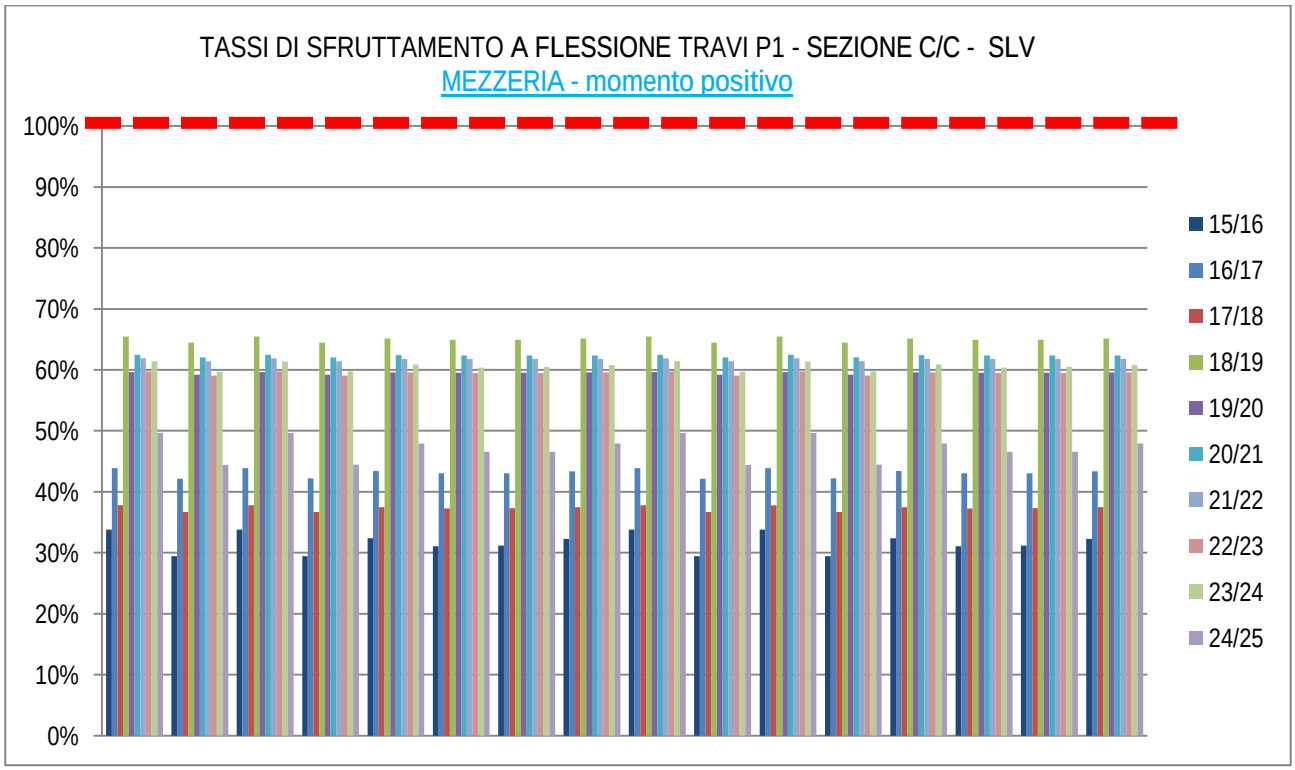
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano primo sezione C-C** a flessione e taglio (campate 15-25).

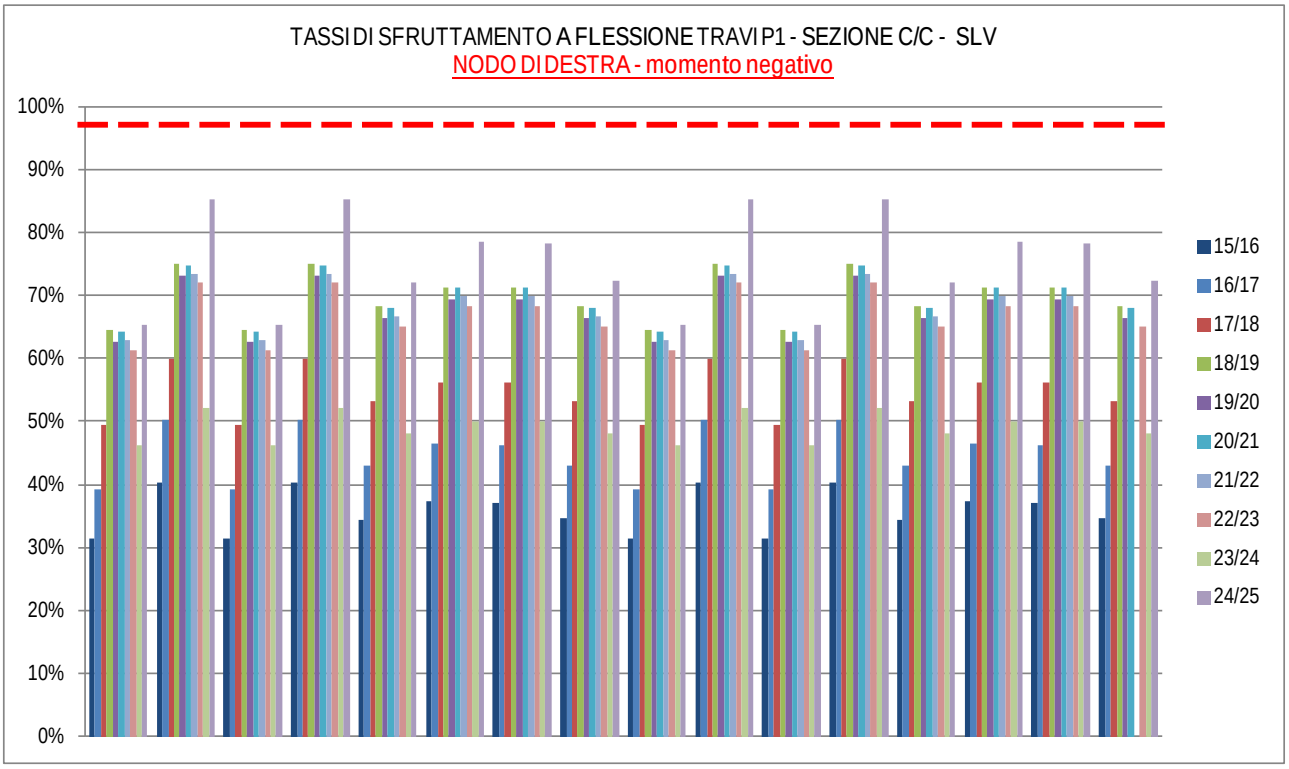


Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate15-25

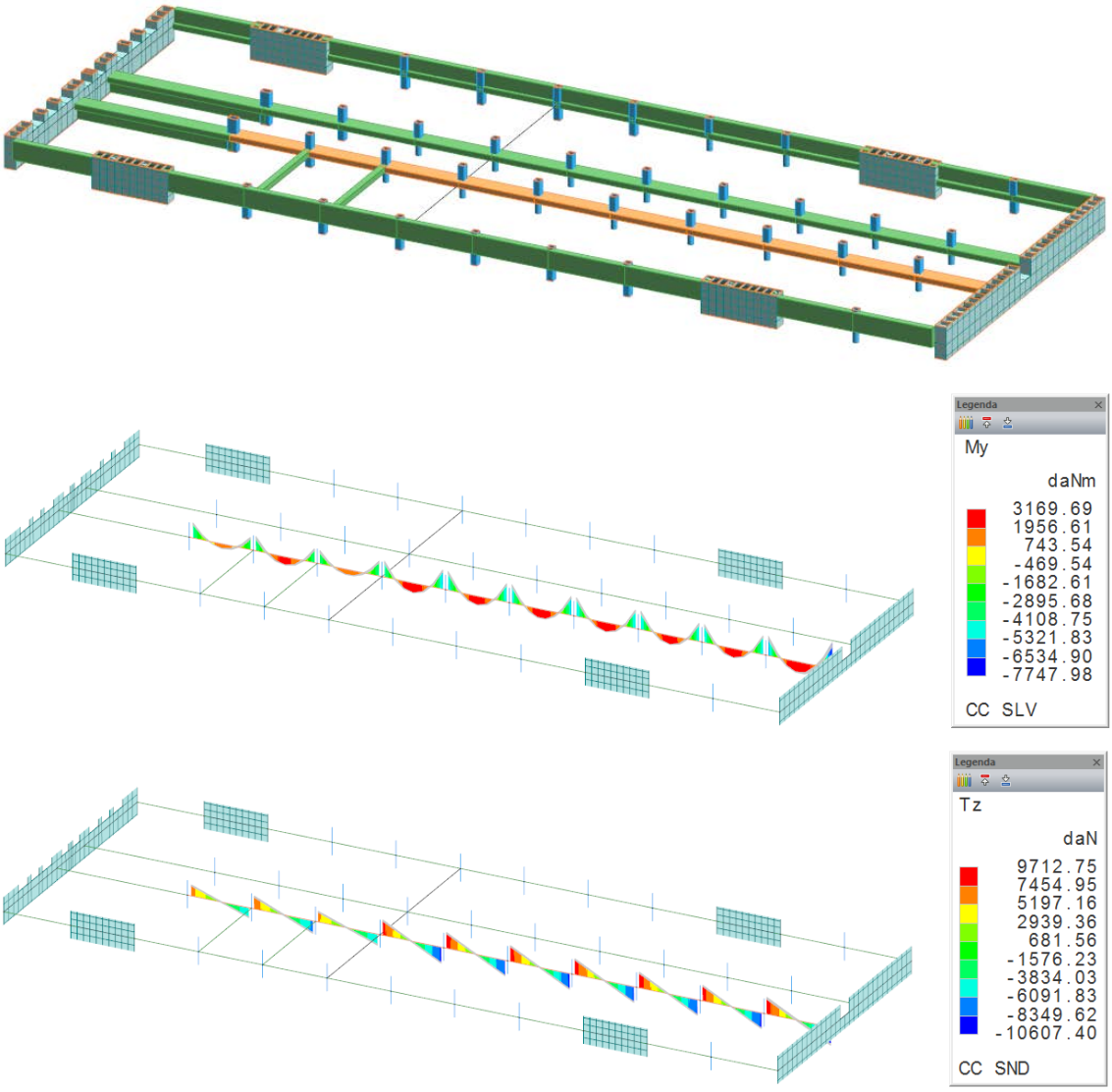
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE C/C - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE C/C - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25

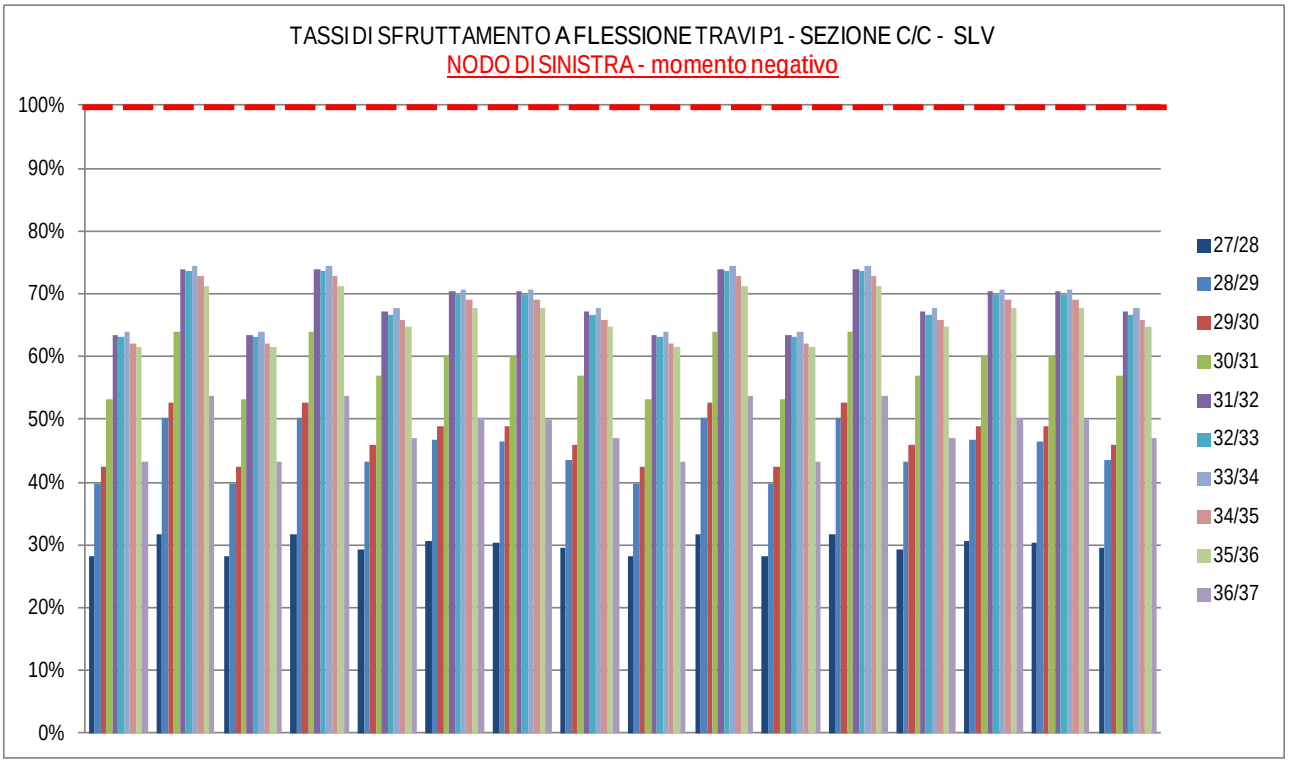

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE C/C - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25

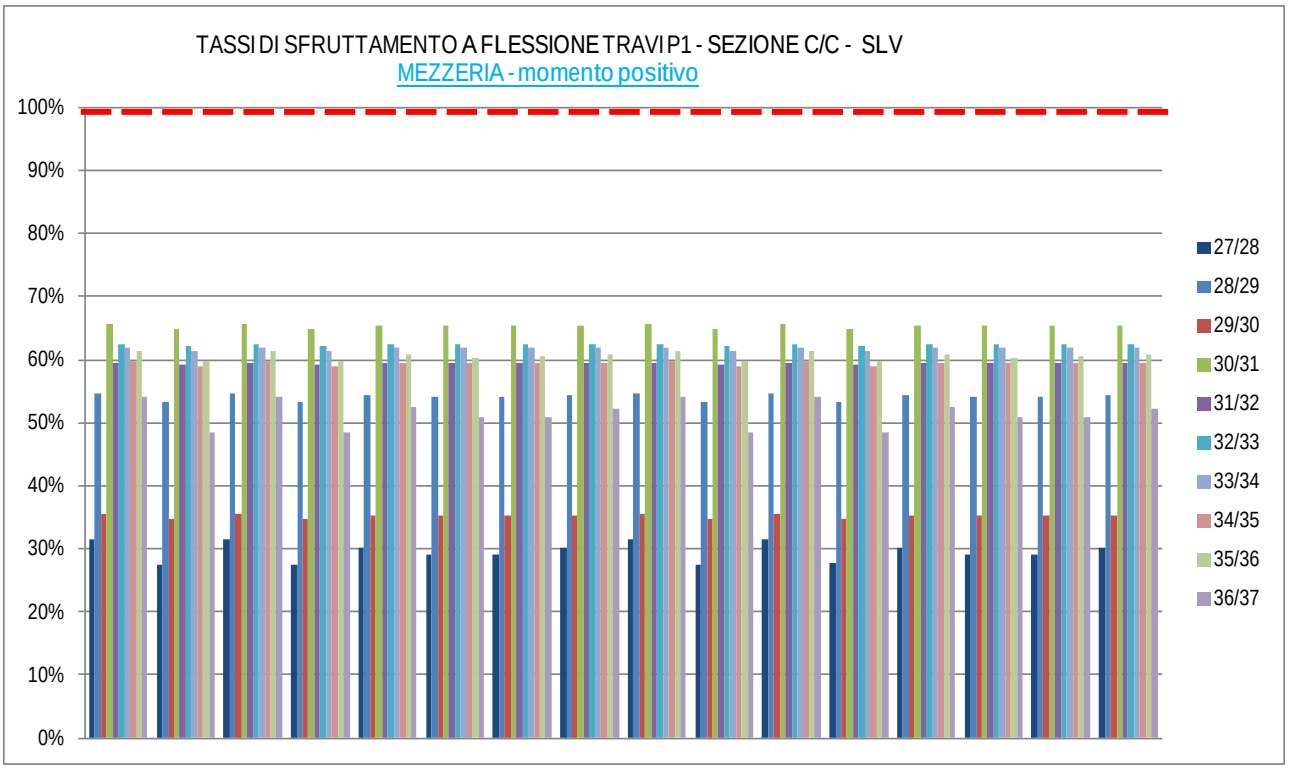
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano primo sezione C-C** a flessione e taglio (campate 27-37).

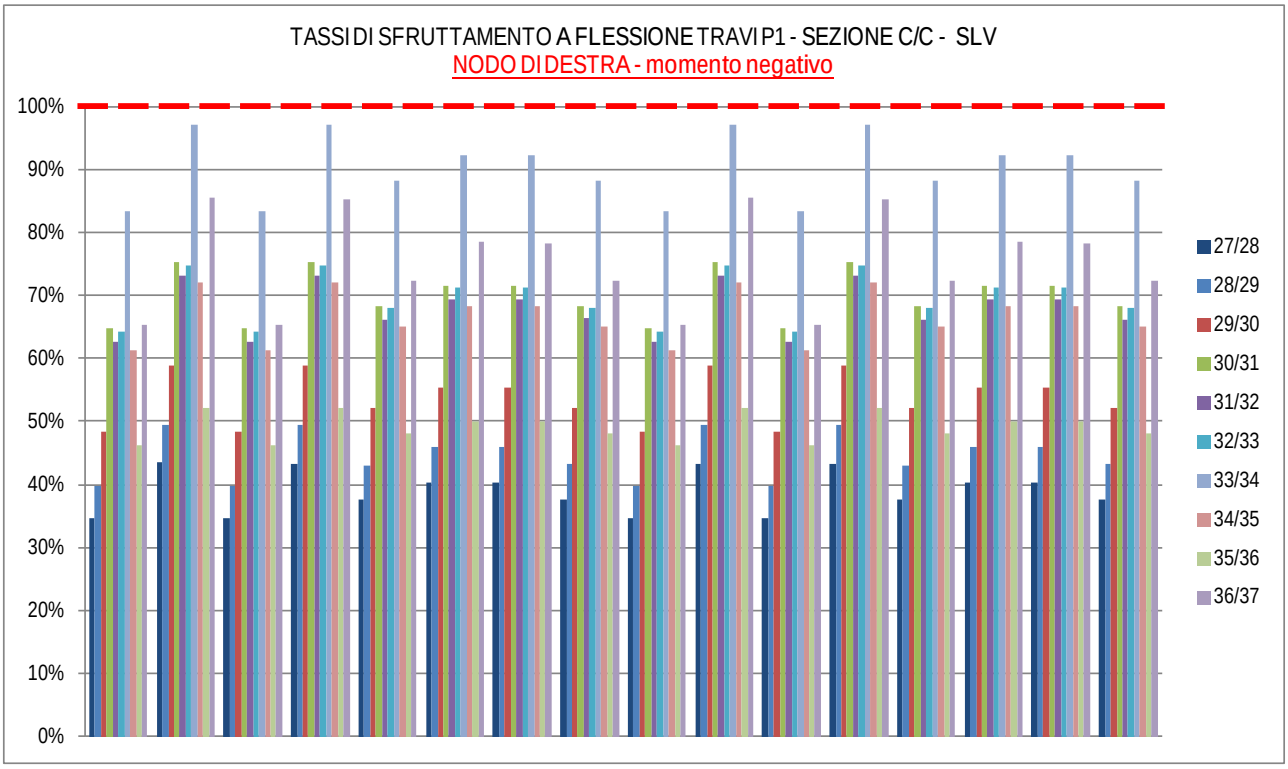


Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 27-37

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE C/C - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37

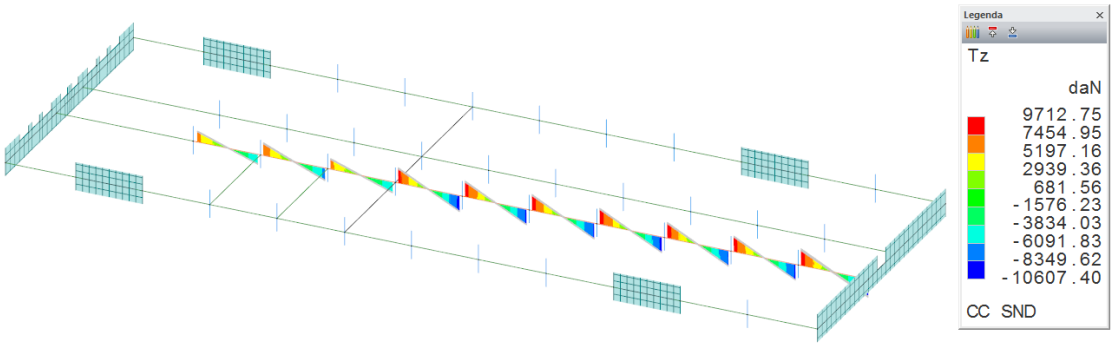

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE C/C - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE C/C - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37

Si esegue la verifica a taglio come indicata al paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare.

Le travi con **sezione C-C**, ovvero le travate di spina del piano primo, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND.

L'allineamento più sollecitato a taglio allo SND è il 27/37 di cui si riportano le sollecitazioni:



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND campate 27/37

La condizione peggiore si ha per le campate dal pilastro 29 al 37:

$V_{ED,min}$ = 9712 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 10607 kg taglio massimo sollecitante allo SND

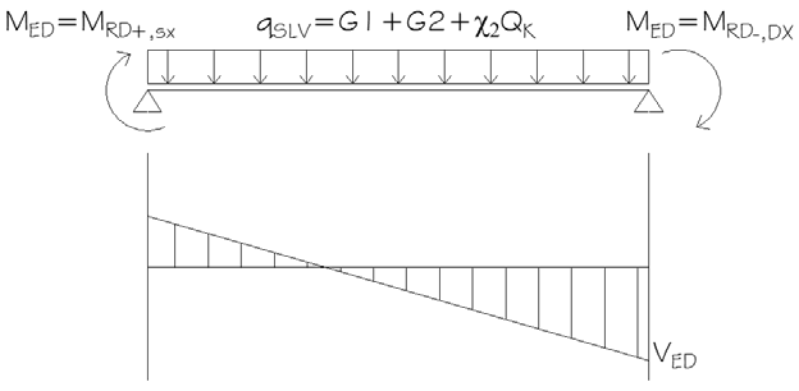
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame risulta:

$M_{RD-,DX}$=8900 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=3161 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =8850 kg taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato risulta inferiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,calcolo\ semplificato}$.

La capacità a taglio in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		29/30	-	
nodo		DX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		250	mm	altezza totale della sezione
b		800	mm	larghezza della sezione
d		220	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		8900	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		8850	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1006	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	176000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=4Ø10+2Ø16+6Ø12 ; inf=4Ø12	18.47	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø6 / 25 a 4 bracci	1.12	cm^2	area della singola staffa
s_h		25	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00010	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00006	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	198	mm	braccio delle forze interne
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	62.5	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		250	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		250	mm	altezza della sezione
d		220	mm	altezza utile della sezione
B		800	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.12	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	2057	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'$_{cd}$ [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	27390	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	2057	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		7422	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.095	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'$_{YD}$		7175	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.09827	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.11784	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per M=M_{ED}
d_b		1.20	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	3.2942	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0018	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	1.2692	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	4.57	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	38.1	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	4.50	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.98	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.02	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00076	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.16496	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.02057	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.02938	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	2938	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

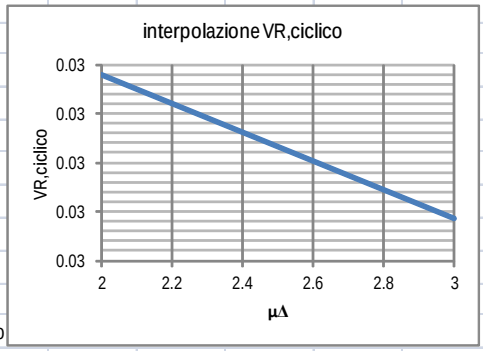
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con μ_Δ*=2 e con* μ_Δ*=3*

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.16496	0.16496	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.02789	0.02643	MN



$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.02645	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

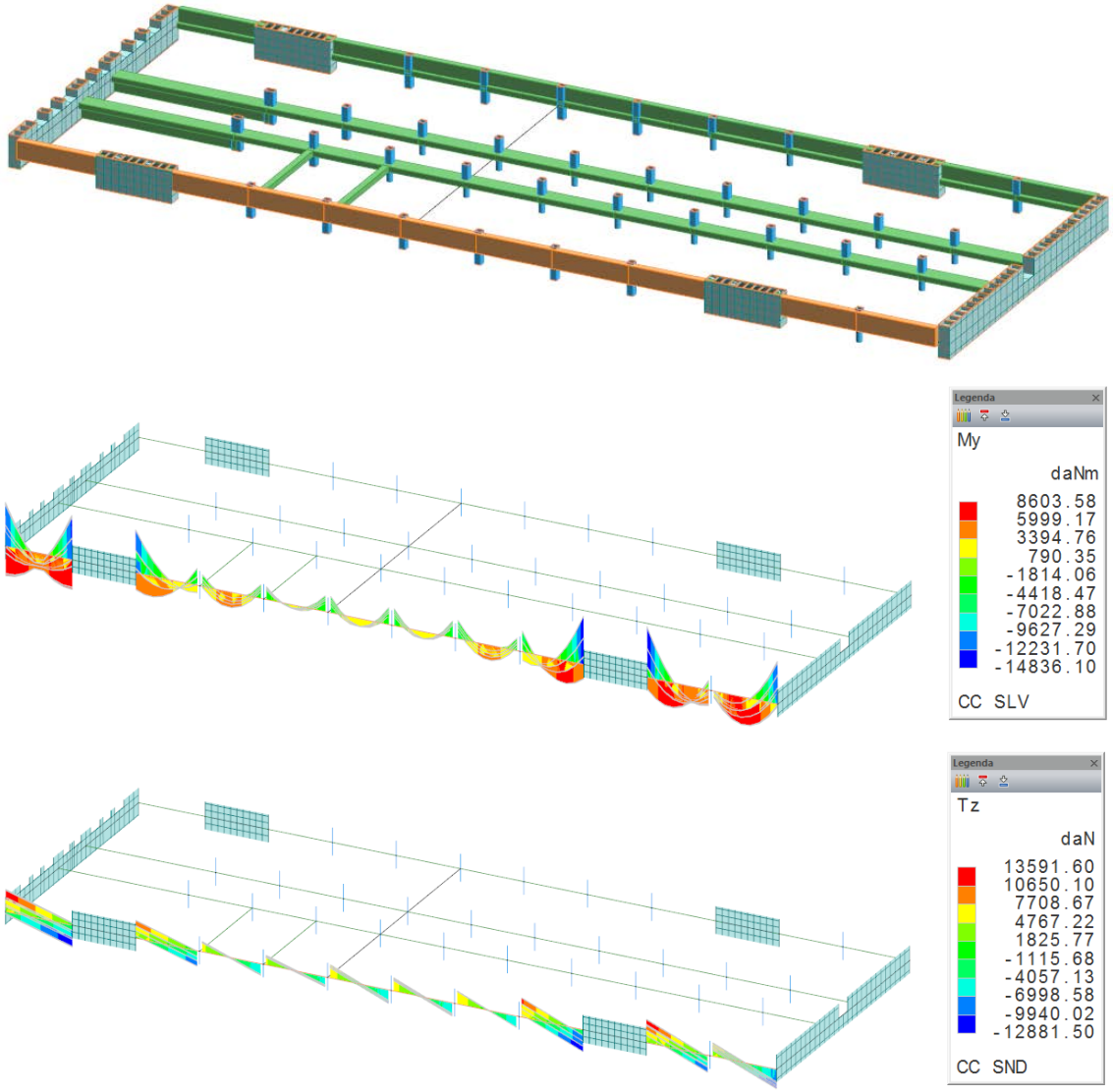
μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

$V_{RD,sismico}$	2938	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

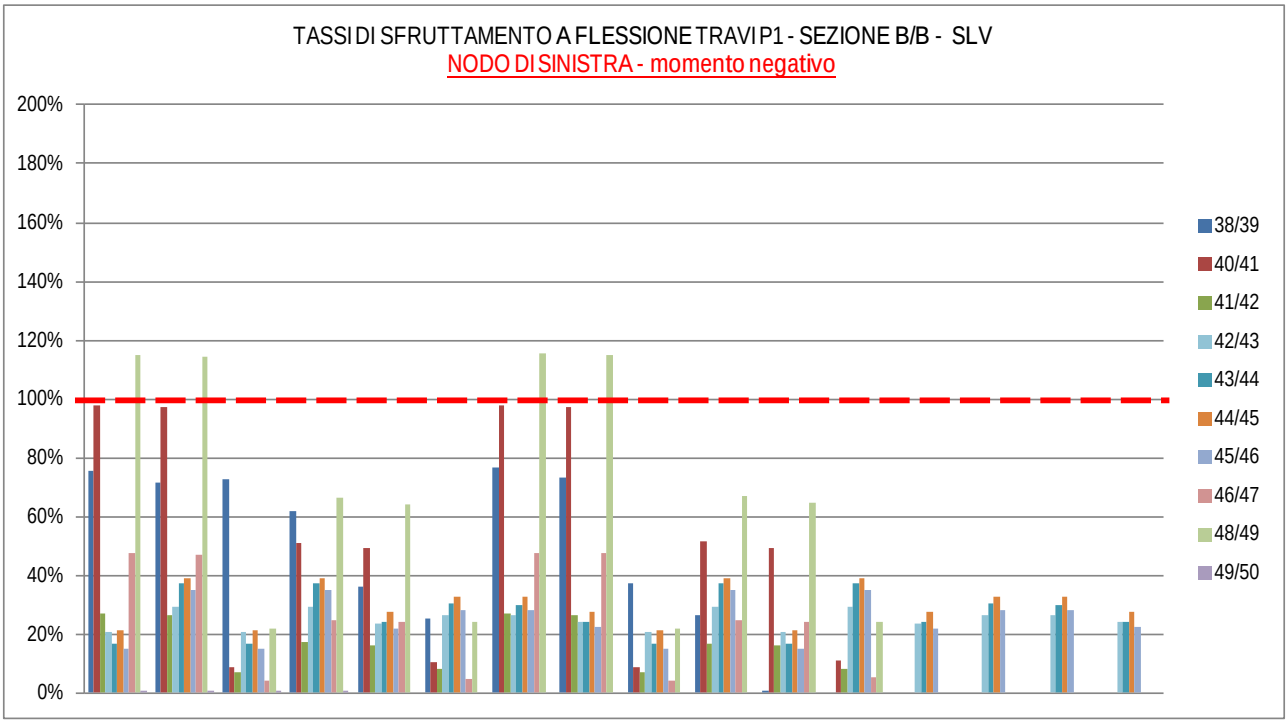
V_{RD}	<	V_{ED}	no		tasso sfruttamento	301%

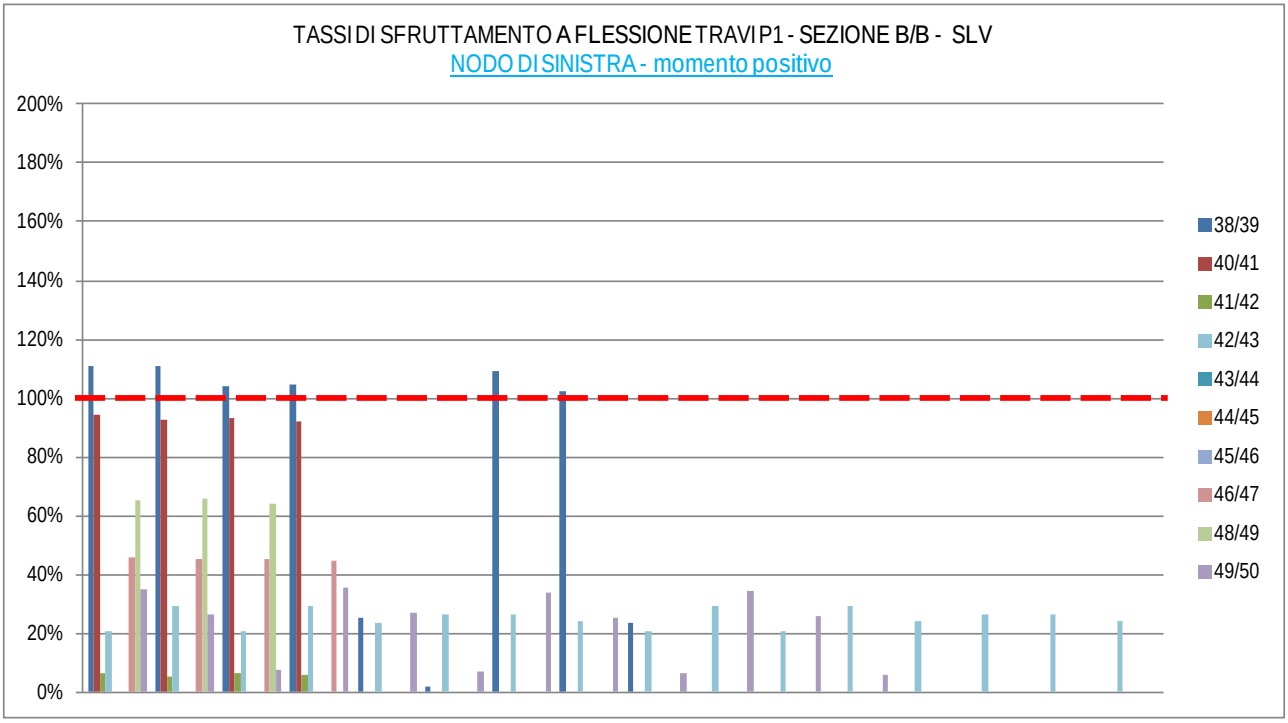
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di bordo del piano primo sezione B-B** a flessione e taglio (campate 38-50).

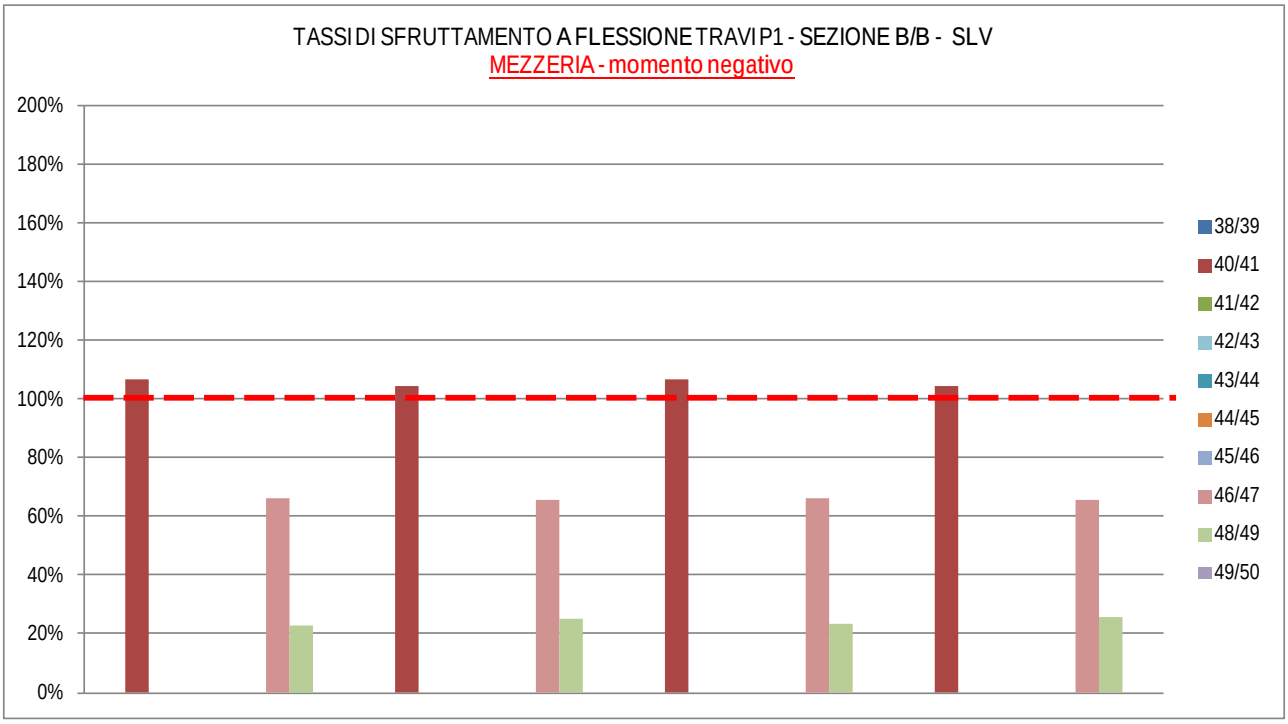


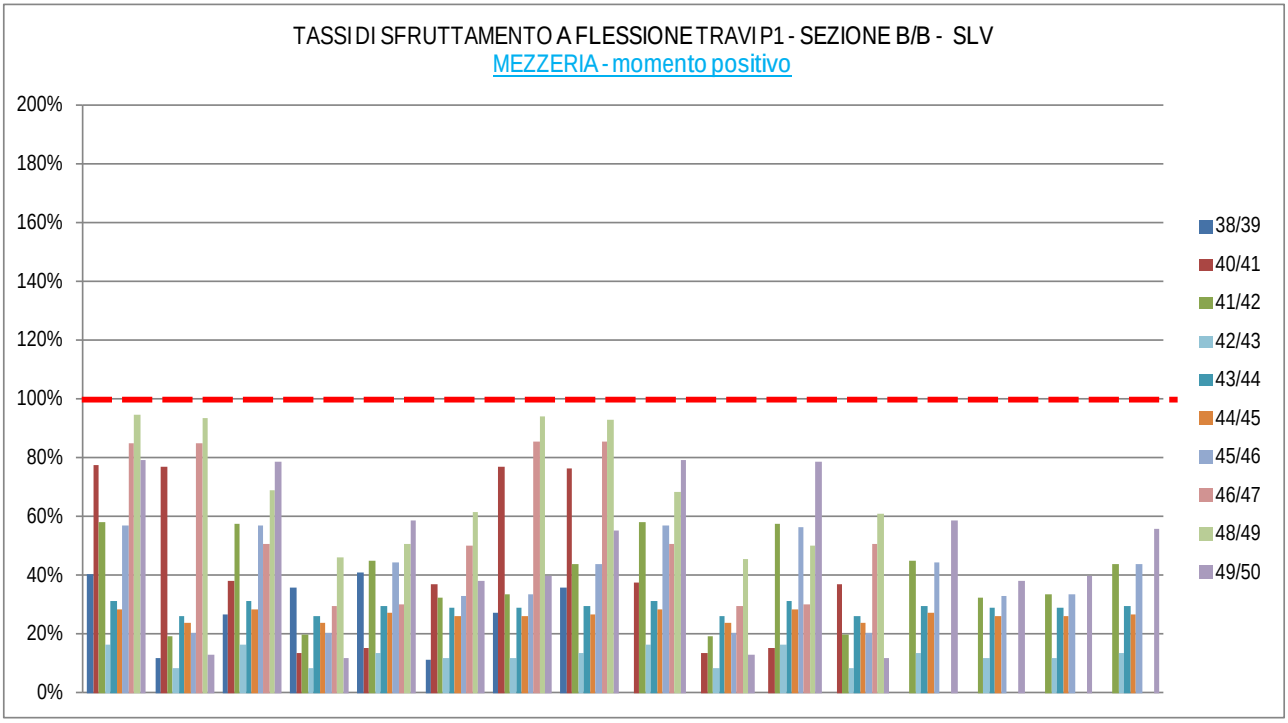
Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 38-50

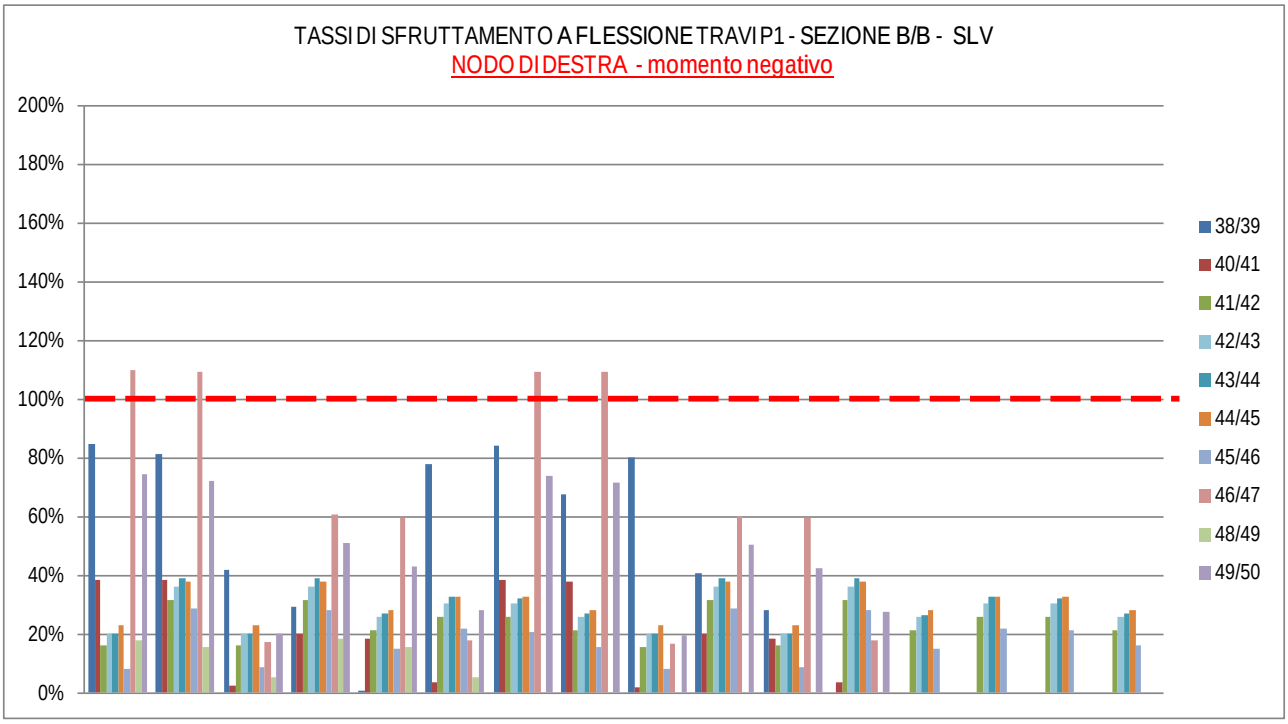
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).

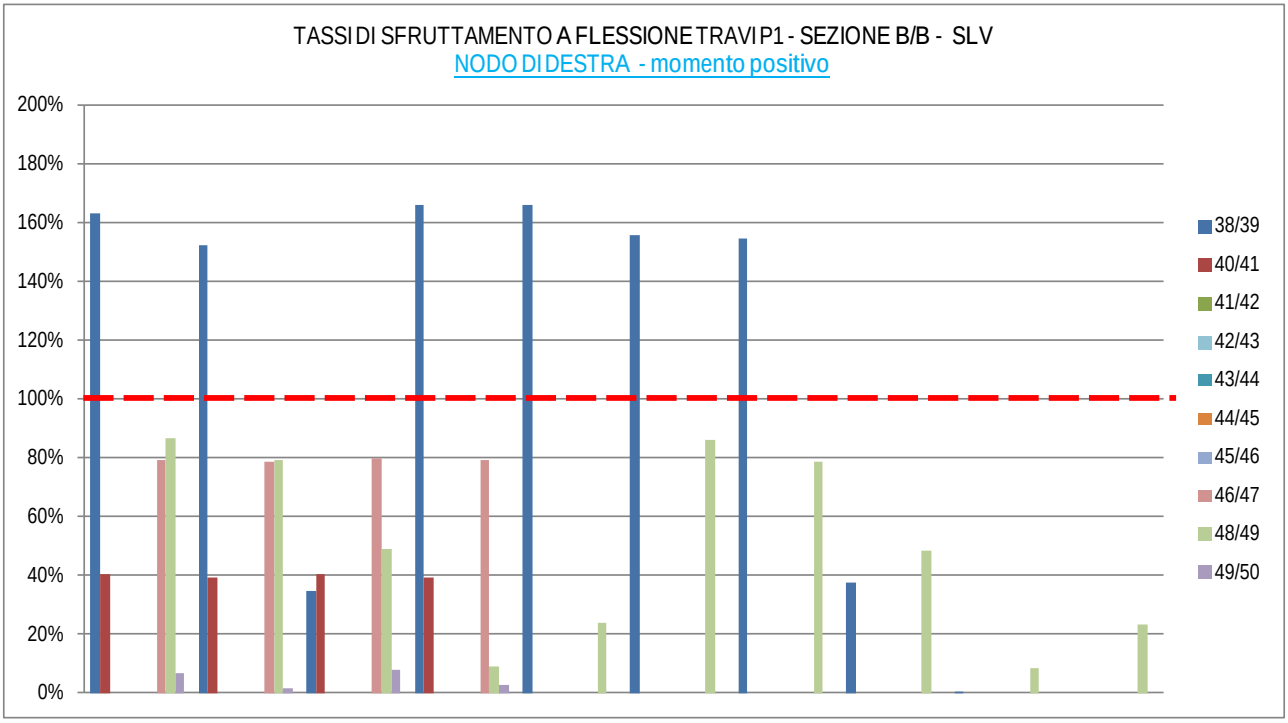

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
200%
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
NODO DI SINISTRA - momento positivo
200%
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50

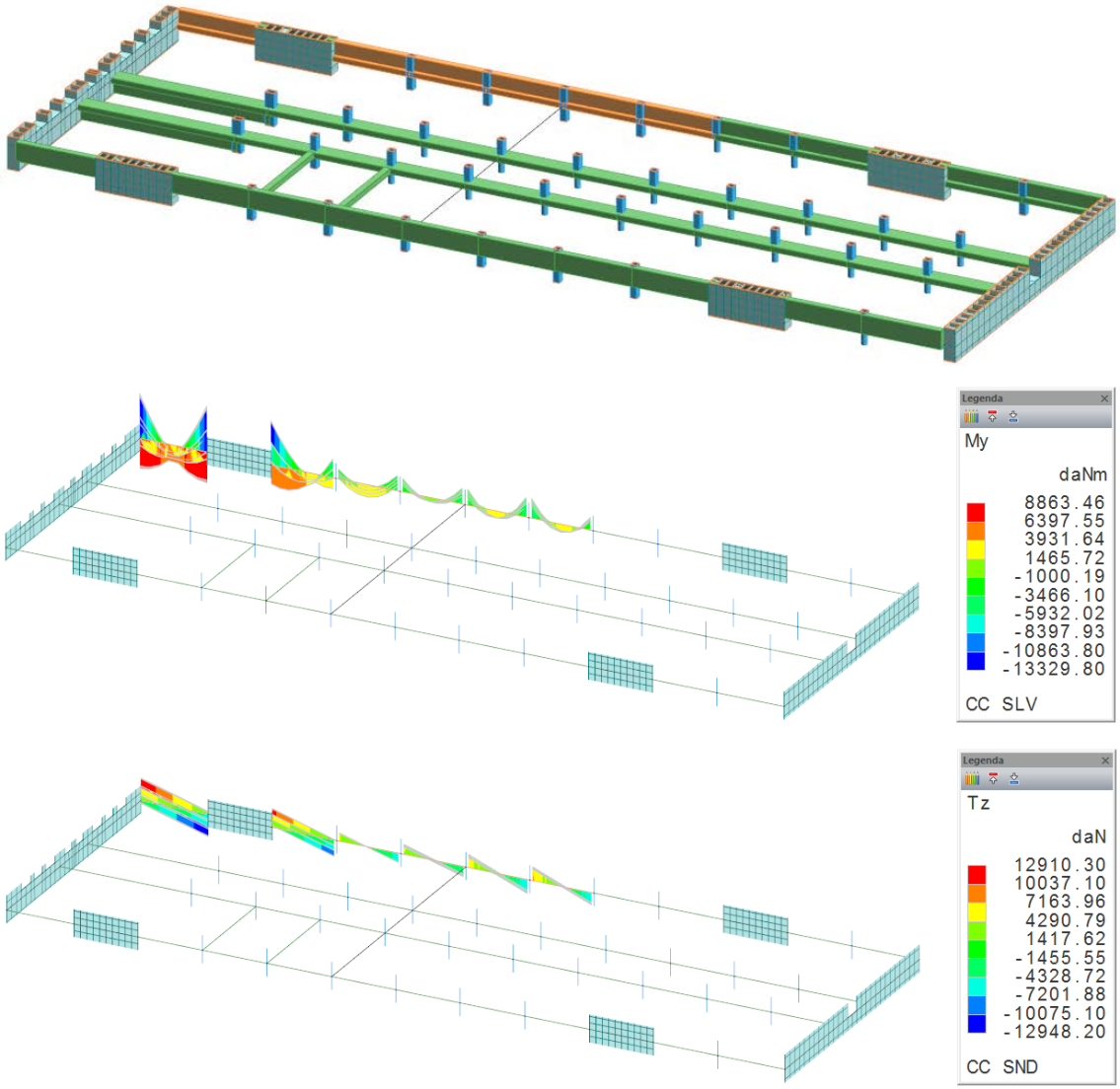

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
MEZZERIA - momento negativo
200%
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
MEZZERIA - momento positivo
200%
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
200%
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50

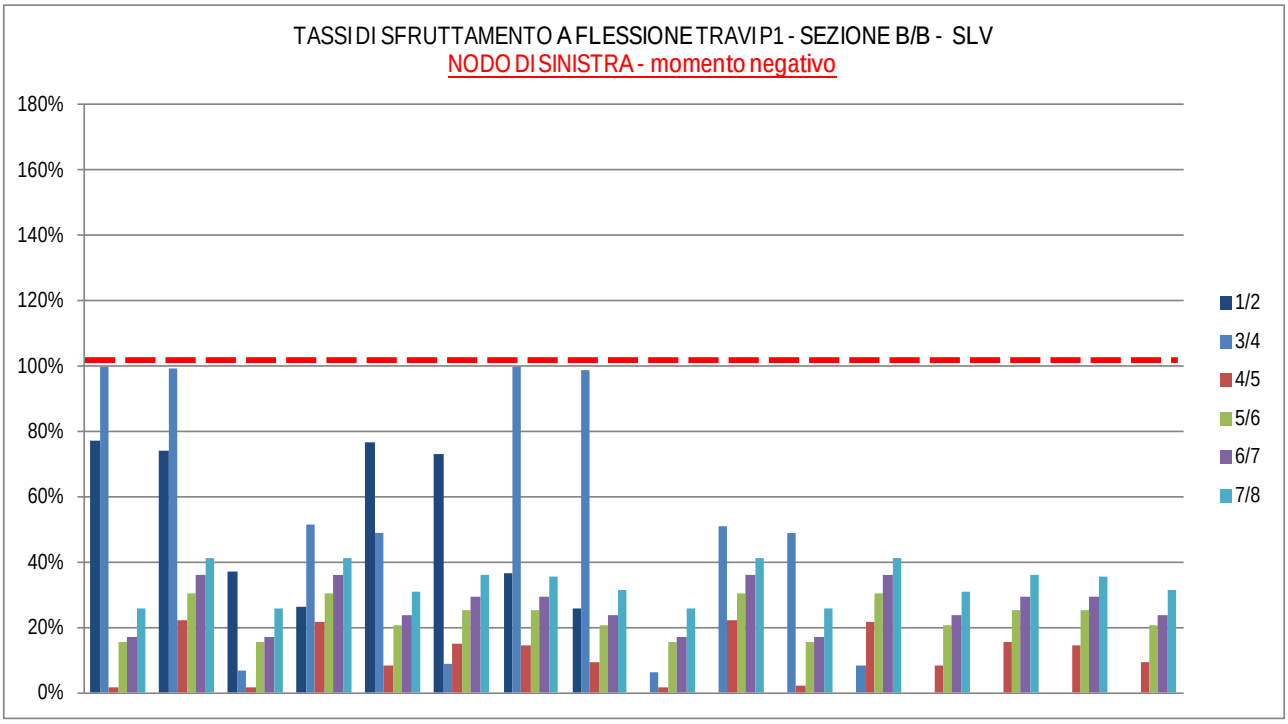

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
NODO DI DESTRA - momento positivo
200%
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50

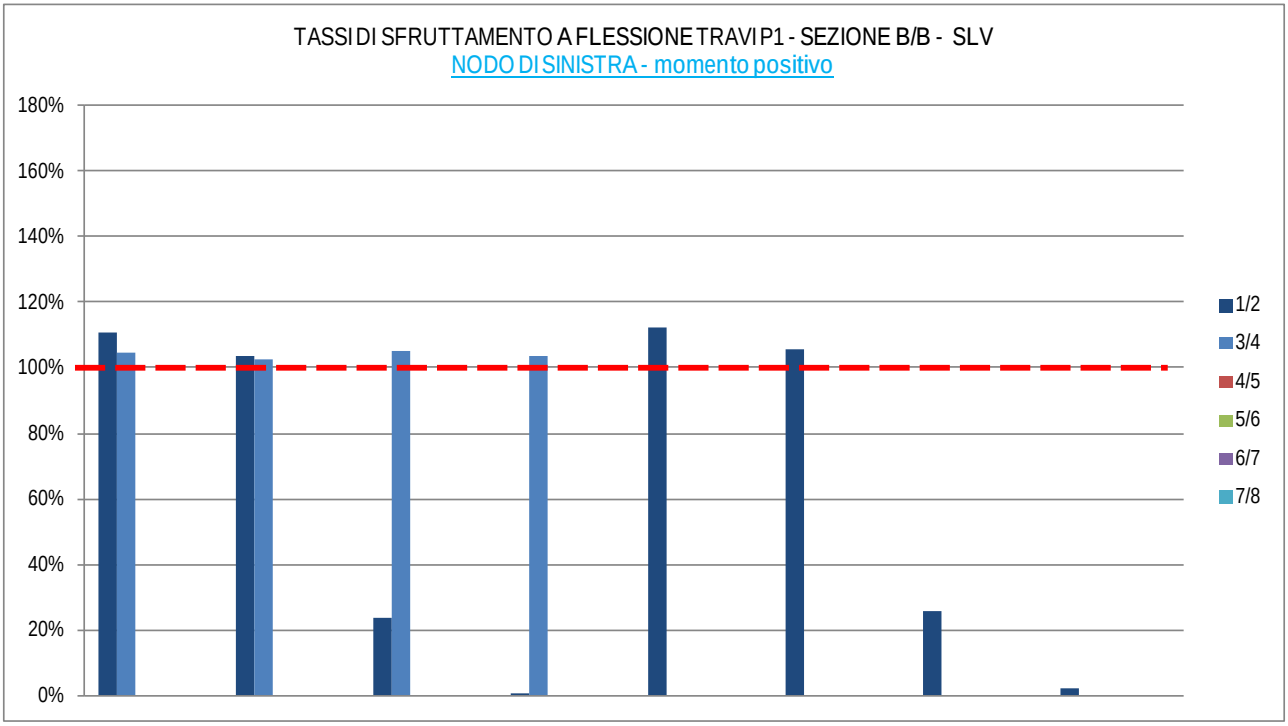
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di bordo del piano primo sezione B-B** a flessione e taglio (campate 1-8).

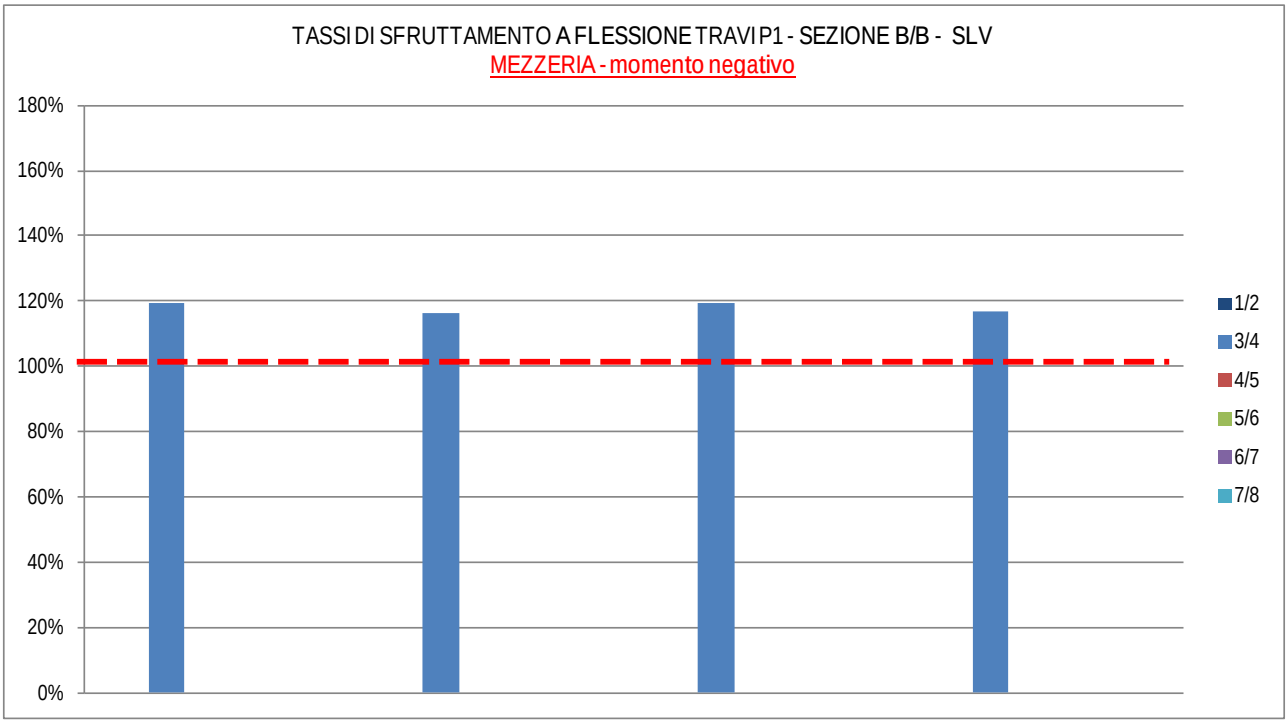


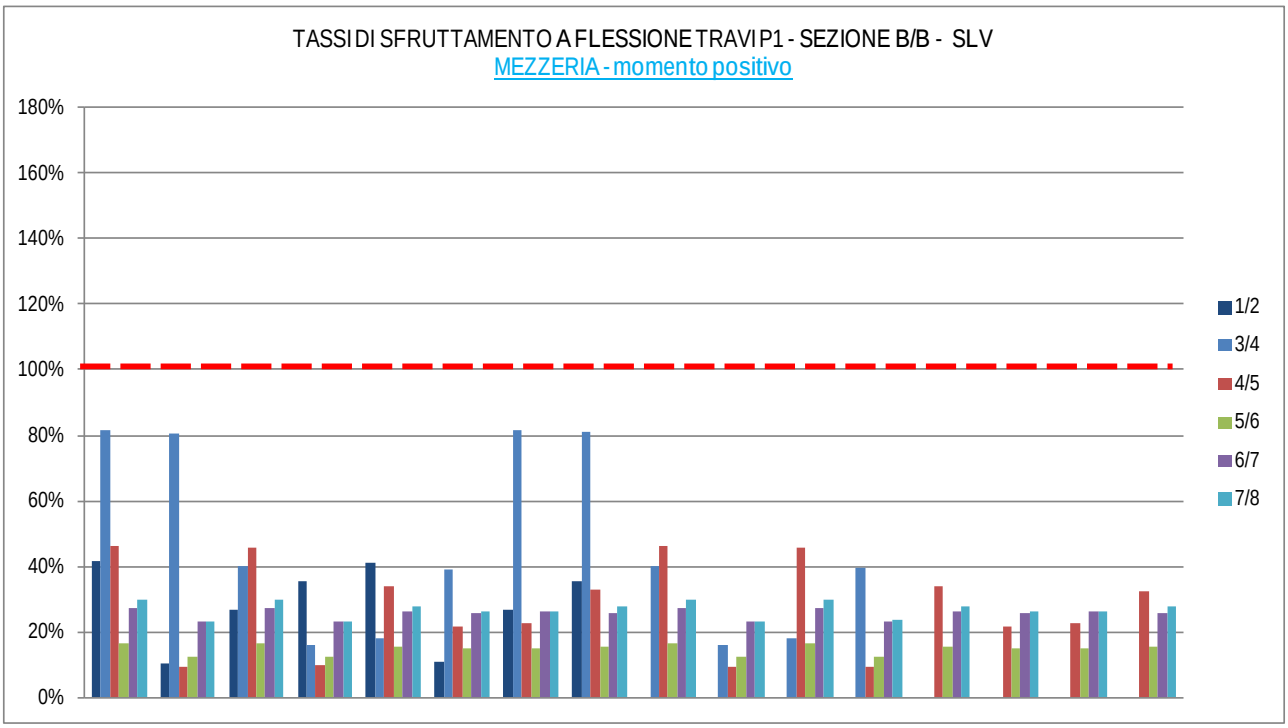
Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 1-8

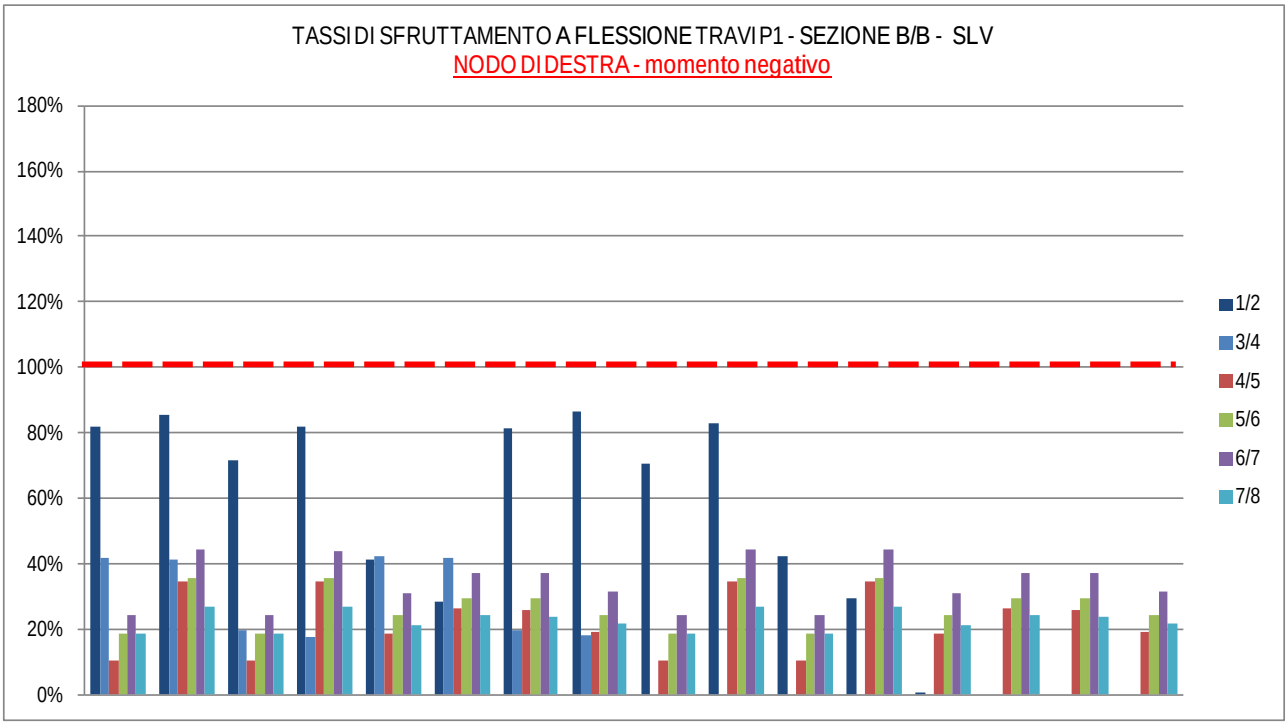
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).

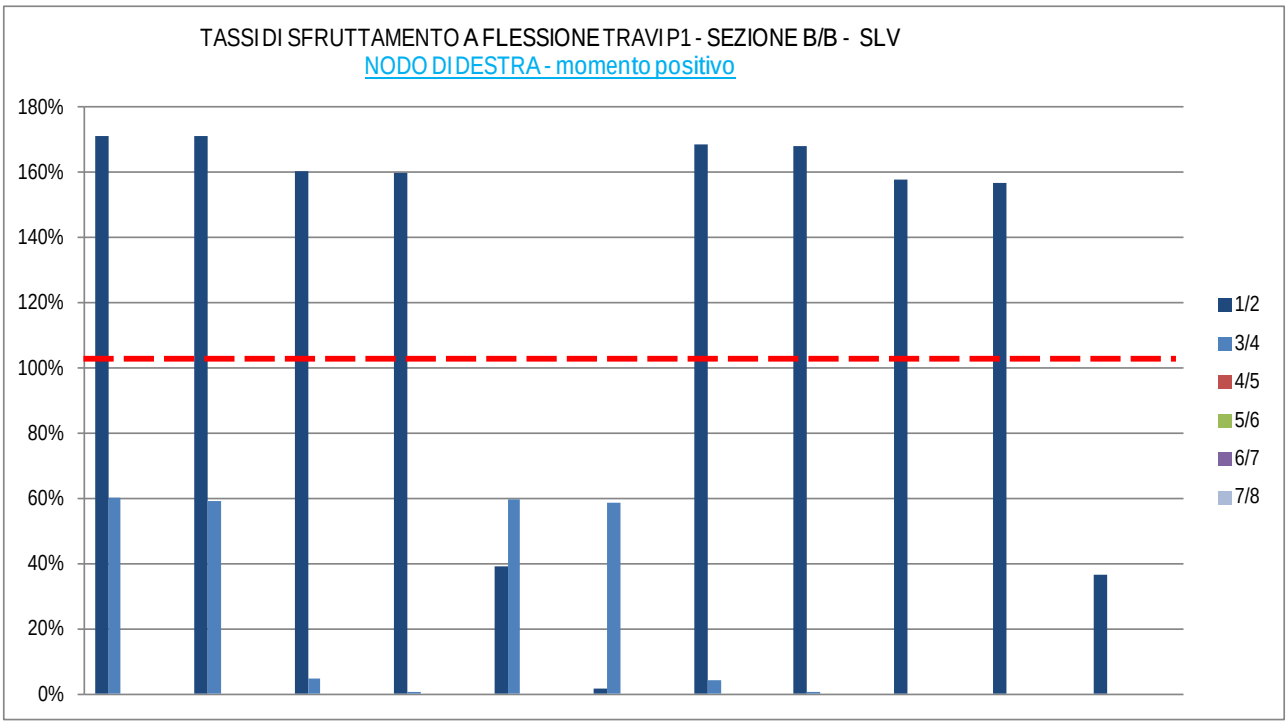

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
NODO DI SINISTRA - momento positivo
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
MEZZERIA - momento negativo
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
MEZZERIA - momento positivo
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8

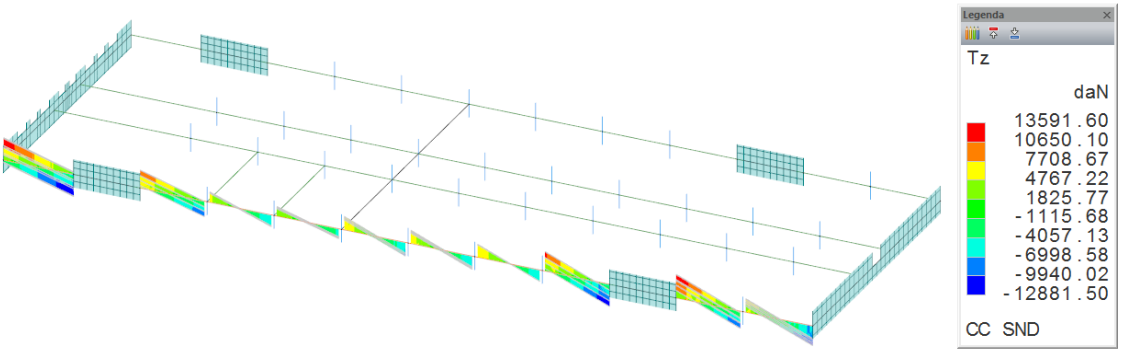

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE B/B - SLV
NODO DI DESTRA - momento positivo
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8

Si esegue la verifica a taglio come indicata al paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare.

Le travi con **sezione B-B**, ovvero le travate di bordo del piano primo, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND.

L'allineamento più sollecitato a taglio allo SND è il 38/50 di cui si riportano le sollecitazioni:



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND campate 38/50

La condizione peggiore si ha per le campate dal pilastro 38 al 50:

$V_{ED,min}$ = 12881 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 13591 kg taglio massimo sollecitante allo SND

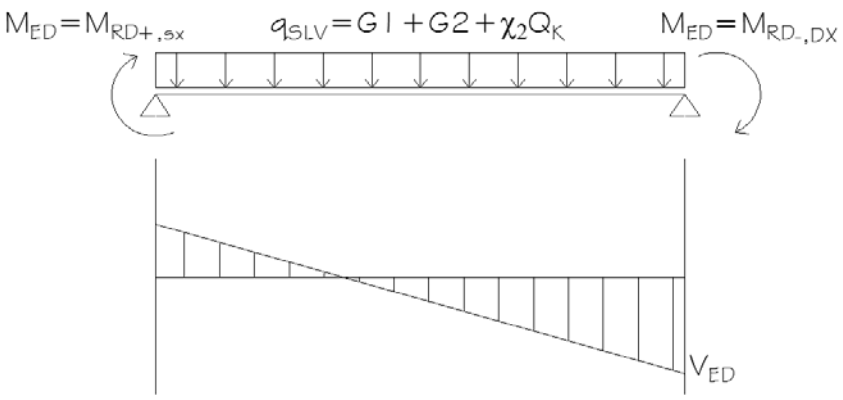
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=15430 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=6220 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =9450 kg< $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta inferiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,calcolo\ semplificato}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		43/44	-	
nodo		DX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		900	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		15430	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		9450	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1633	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	261000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=5Ø12 ; inf=2Ø12	7.91	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø8 / 30 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa
s_h		30	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00003	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	A_{SX} / (b × s_h) =	0.00011	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	783	mm	braccio delle forze interne
x	[0.25 + (0.85×N) / (A_C×f_{cd})] × h =	225	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		900	mm	altezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	6052	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'$_{cd}$ [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	40618	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	6052	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		12860	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0204	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'$_{YD}$		12240	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02143	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02572	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.2	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.1665	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0024	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.2768	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.45	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	55.5	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.43	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.99	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.01	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00059	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.48717	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.06052	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.08657	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	8657	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

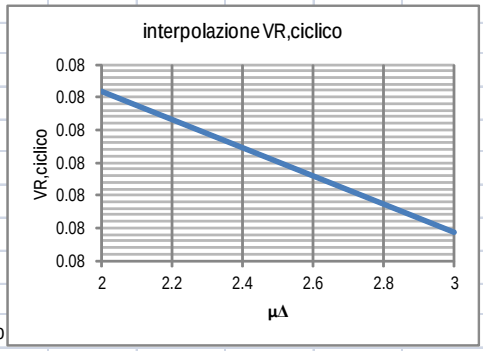
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.48717	0.48717	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.08219	0.07787	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.07792	MN	valore interpolato



controllo sul valore di μ_Δ

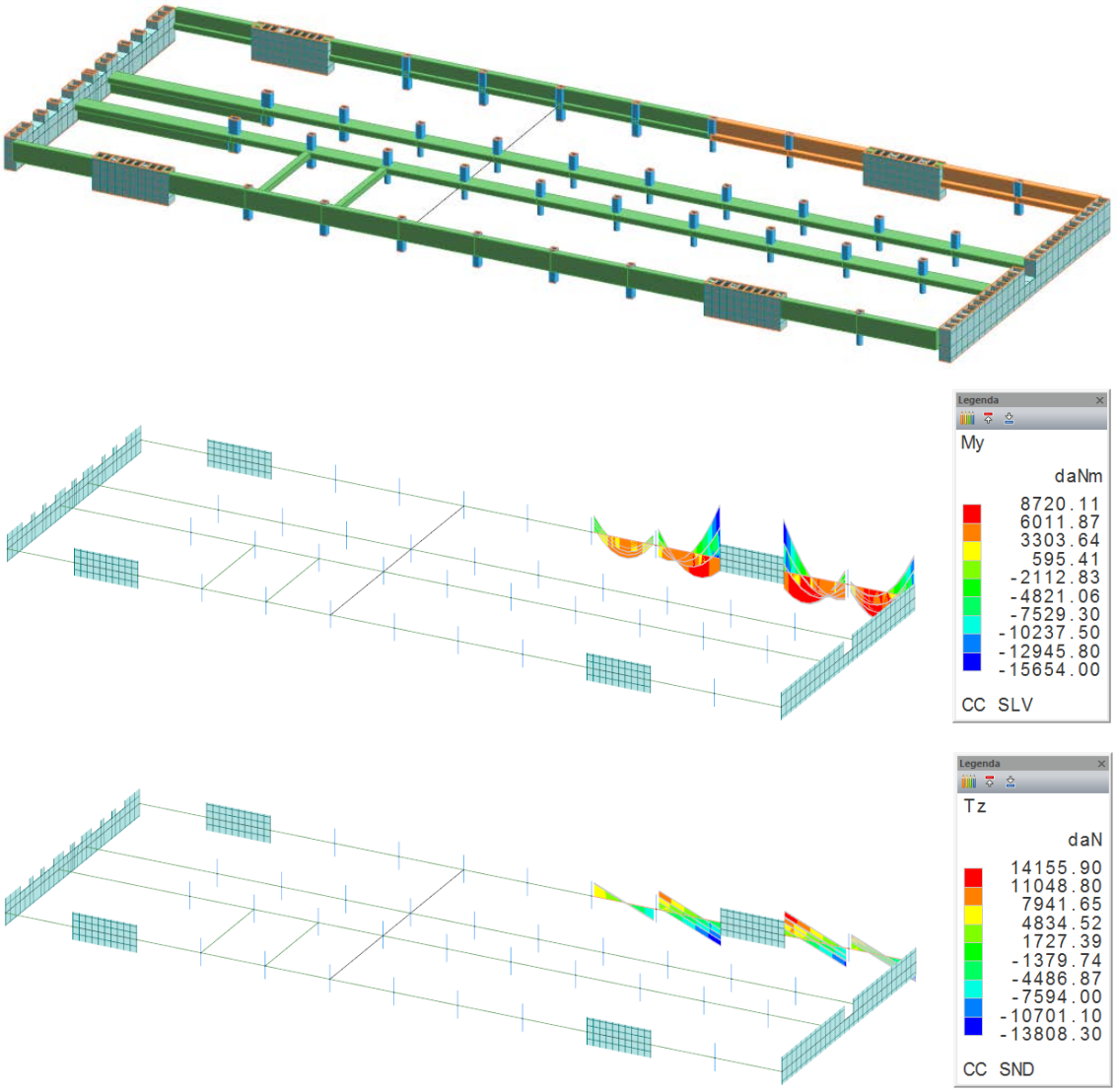
μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	8657	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

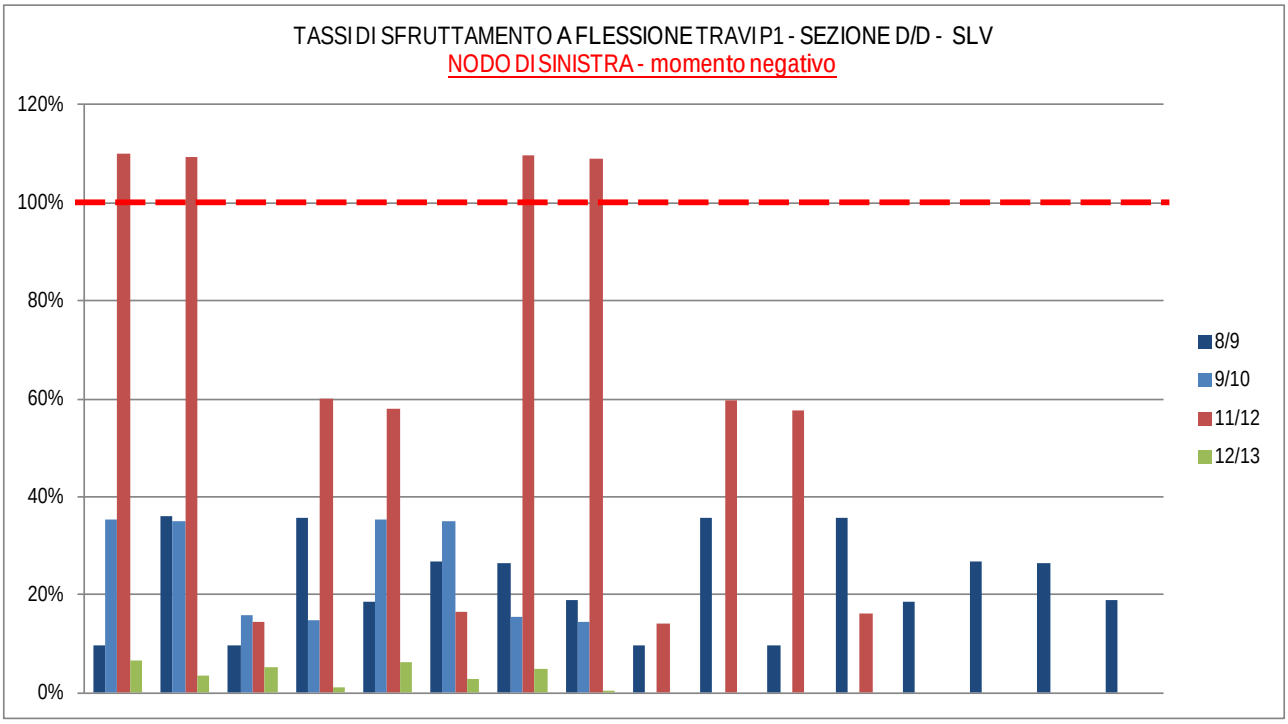
V_{RD}	<	V_{ED}	no		tasso sfruttamento	109%

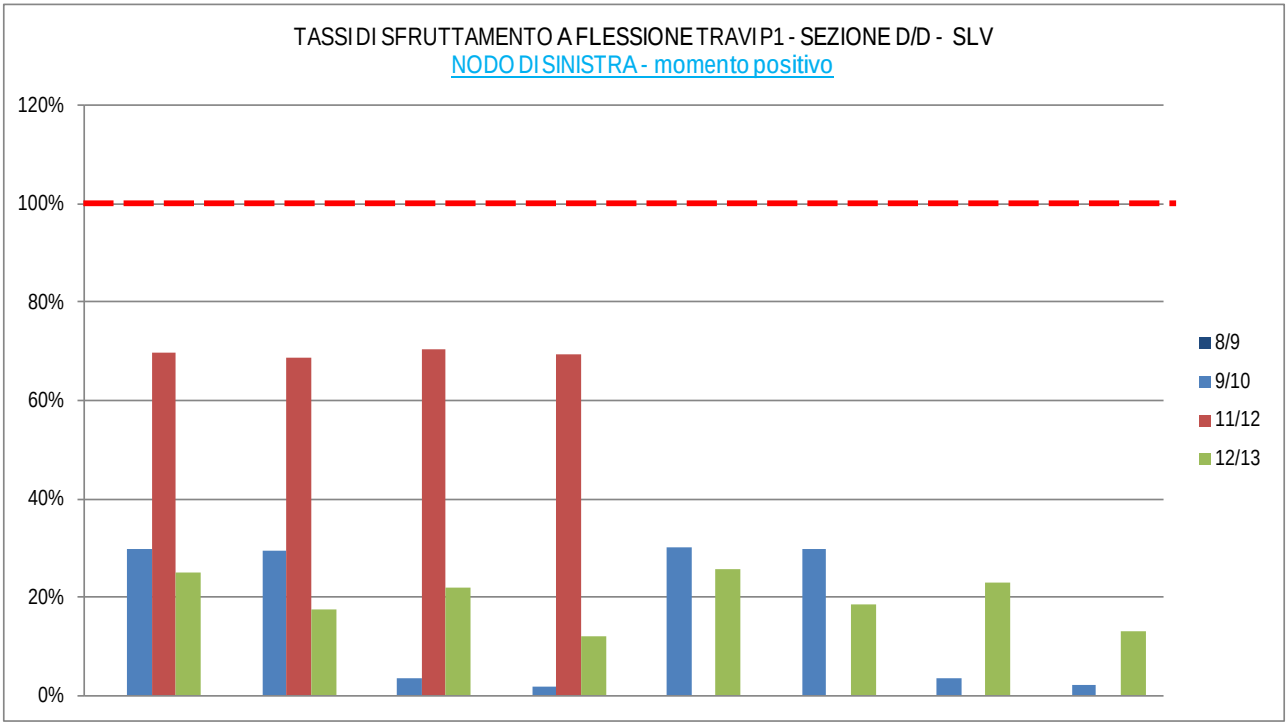
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di bordo del piano primo sezione D-D** a flessione e taglio (campate 8-13).

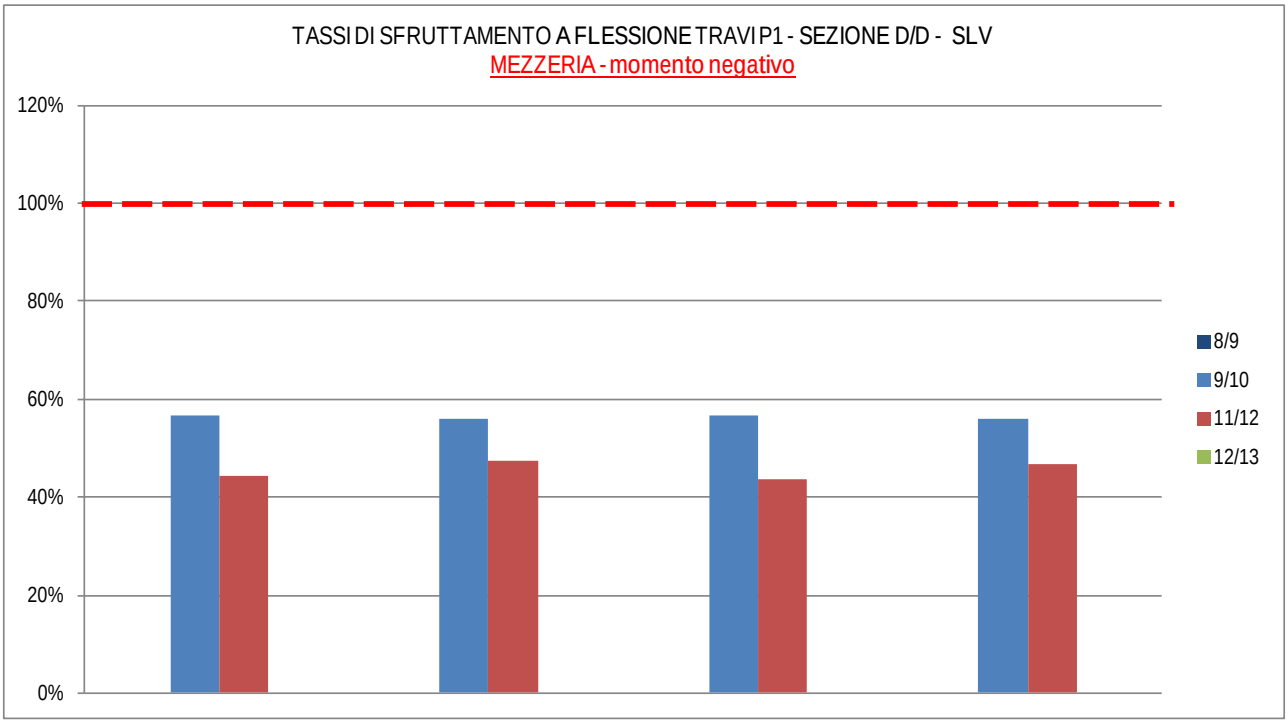


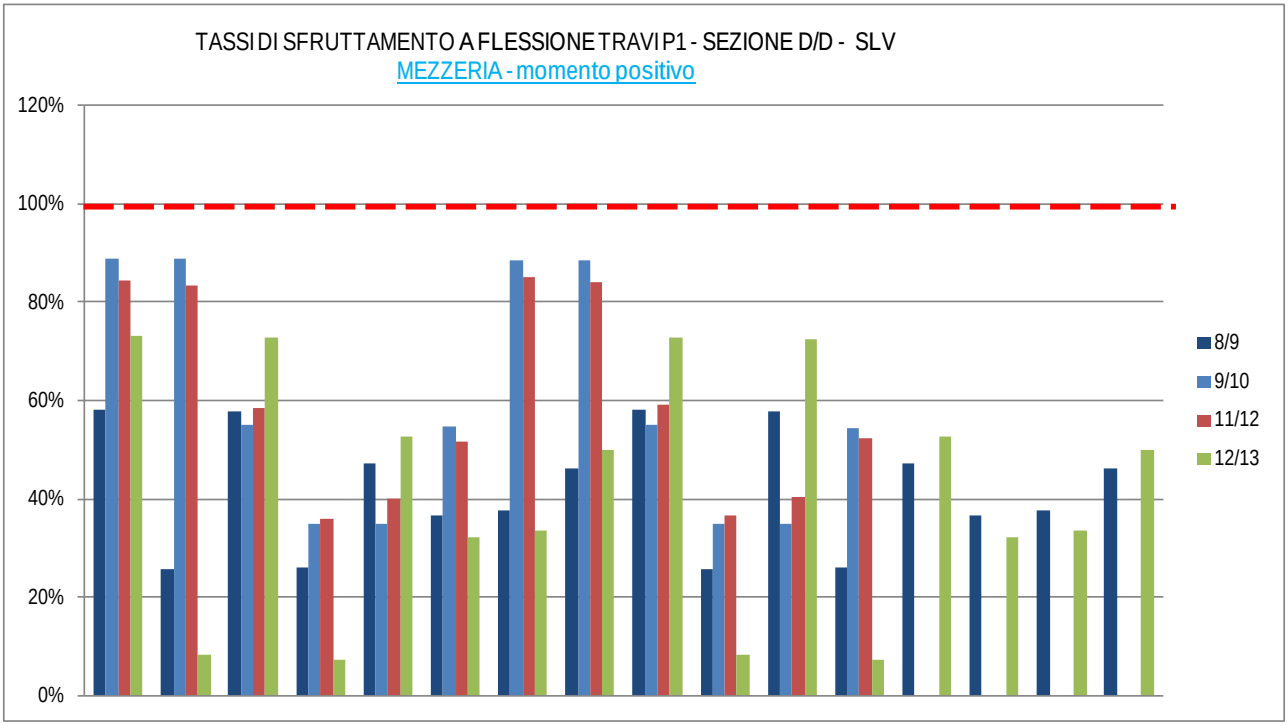
Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 8-13

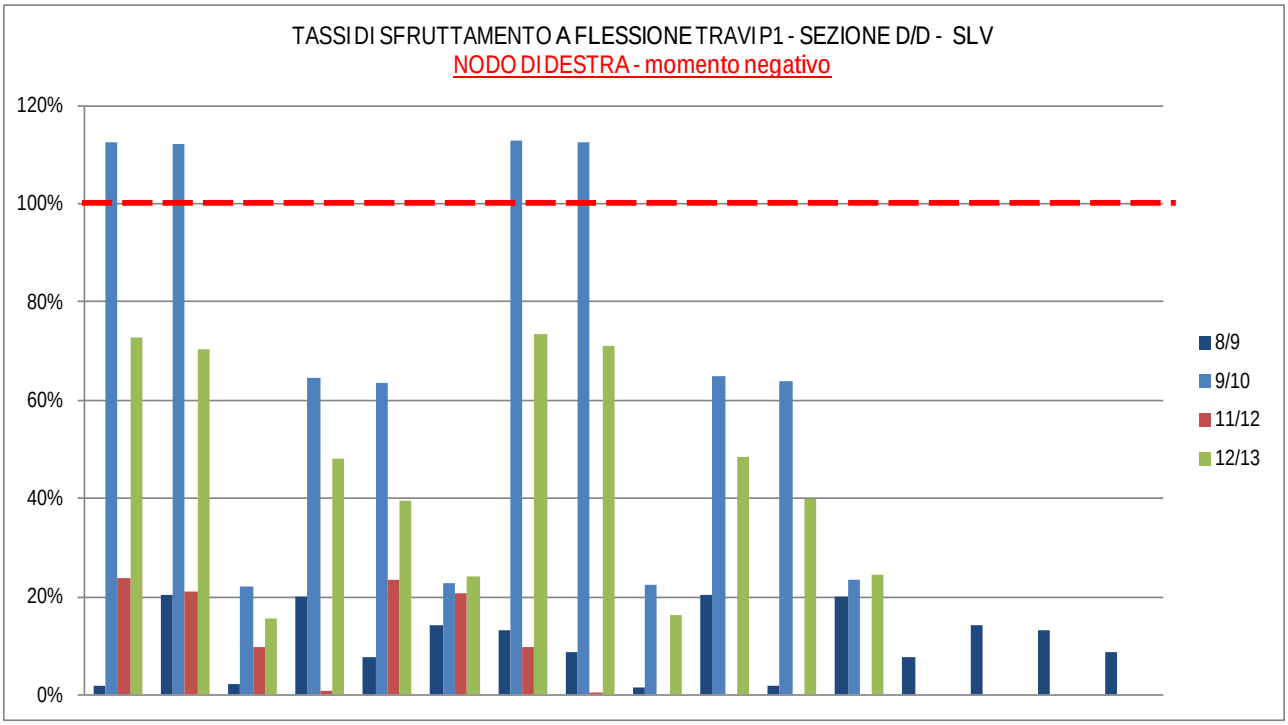
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).

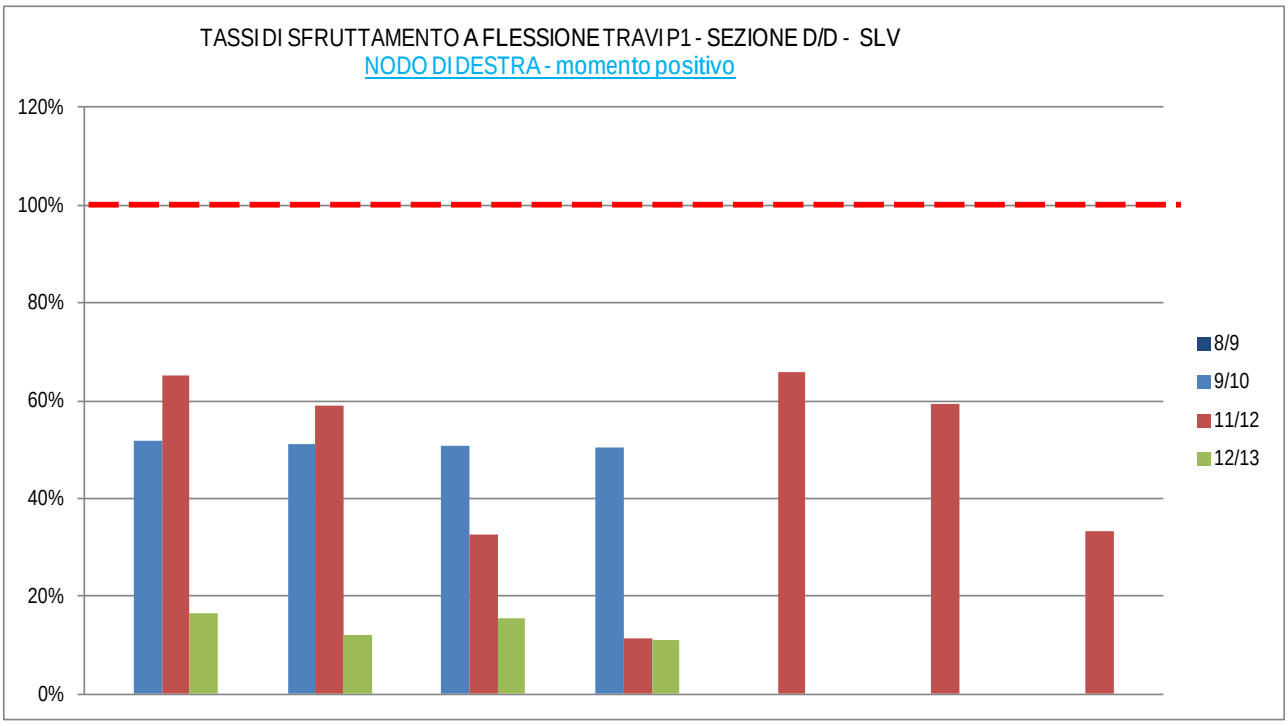

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE D/D - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
8/9
9/10
11/12
12/13


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE D/D - SLV
NODO DI SINISTRA - momento positivo
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
8/9
9/10
11/12
12/13


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE D/D - SLV
MEZZERIA - momento negativo
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
8/9
9/10
11/12
12/13

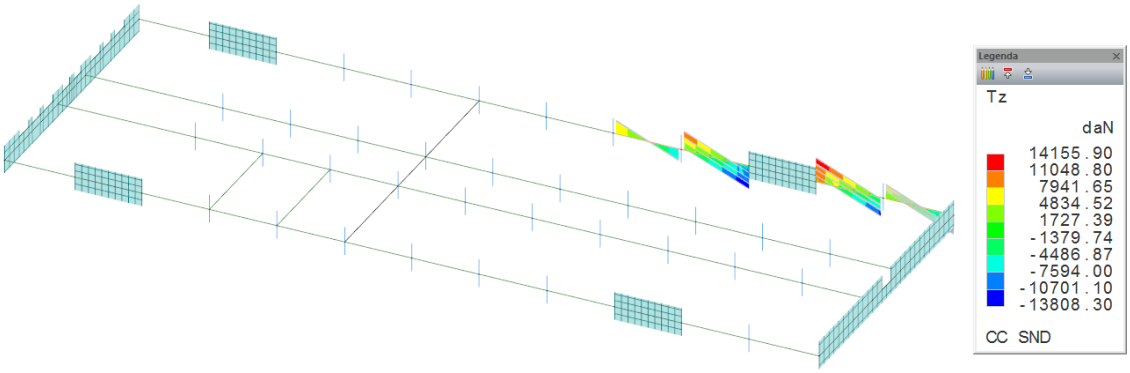

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE D/D - SLV
MEZZERIA - momento positivo
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
8/9
9/10
11/12
12/13


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE D/D - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
8/9
9/10
11/12
12/13


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE D/D - SLV
NODO DI DESTRA - momento positivo
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
8/9
9/10
11/12
12/13

Si esegue la verifica a taglio come indicata al paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare.

Le travi con **sezione D-D**, ovvero le travate di bordo del piano primo, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND.



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND allineamento 8/13

La condizione peggiore si ha per la campata 11/12:

$V_{ED,min}$ = 13808 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 14155 kg taglio massimo sollecitante allo SND

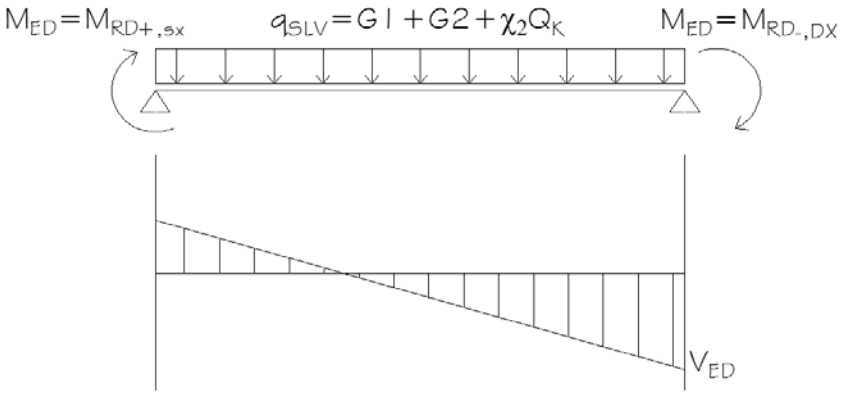
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=16640 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=8430 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =12090 kg< $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta inferiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,calcolo\ semplificato}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		11/12	-	
nodo		SX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		900	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		16640	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		12090	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1376	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	261000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=4Ø12+1Ø14 ; inf=2Ø14	9.14	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø8 / 30 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa
s_h		30	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00004	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00011	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	783	mm	braccio delle forze interne
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	225	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		900	mm	altezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	6052	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	40618	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	6052	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		13860	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.018	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		13340	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.01870	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.02245	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.29	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	0.8580	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0026	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.2588	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.12	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	54.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.12	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	1.00	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	0.00	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00014	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.51846	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.06052	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.08871	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	8871	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

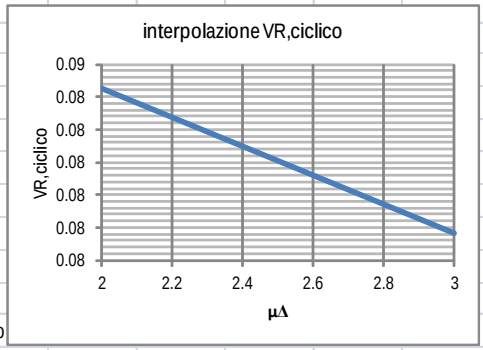
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con μ_Δ*=2 e con* μ_Δ*=3*

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.51846	0.51846	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.08426	0.07983	MN



$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.07984	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

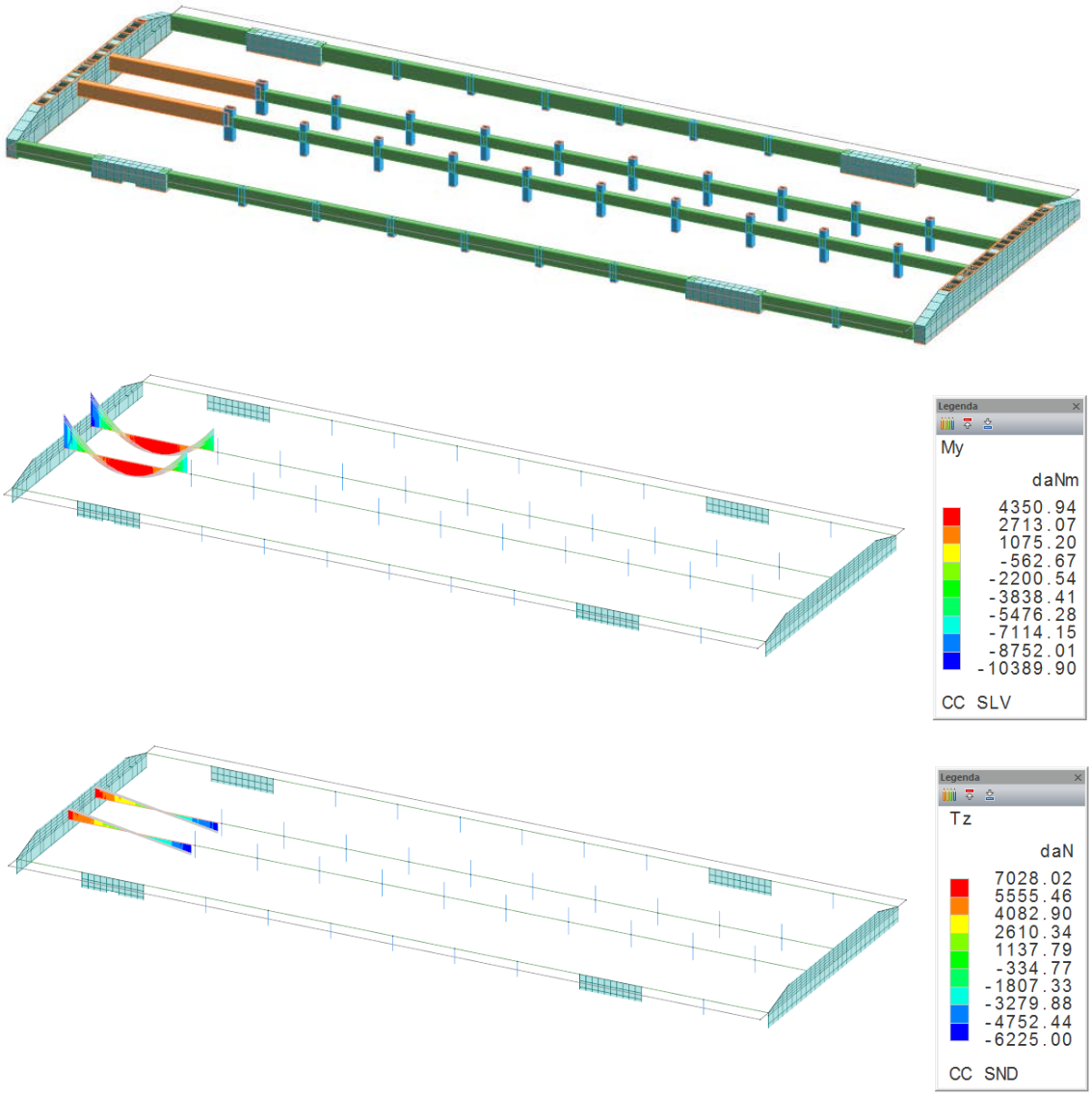
μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	8871	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

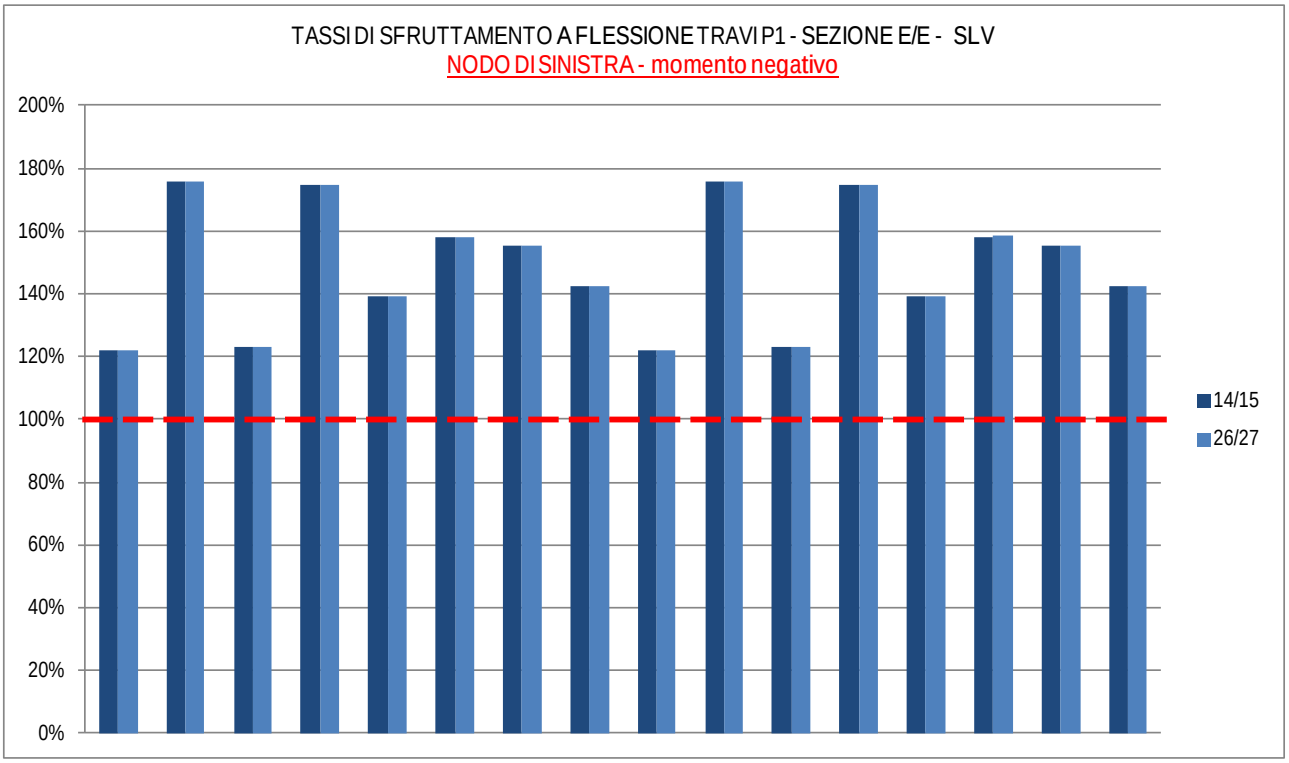
V_{RD}	<	V_{ED}	no		tasso sfruttamento	136%

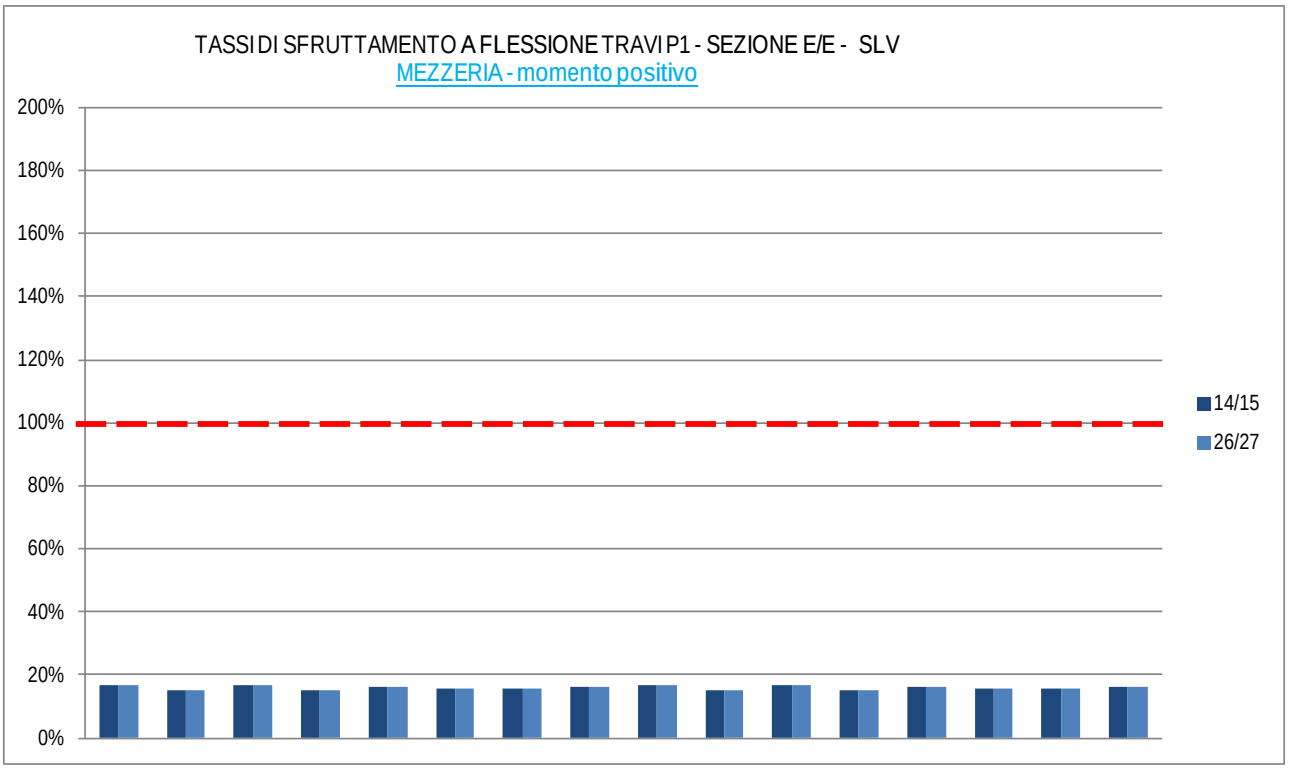
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano sottotetto sezione E-E** a flessione e taglio.

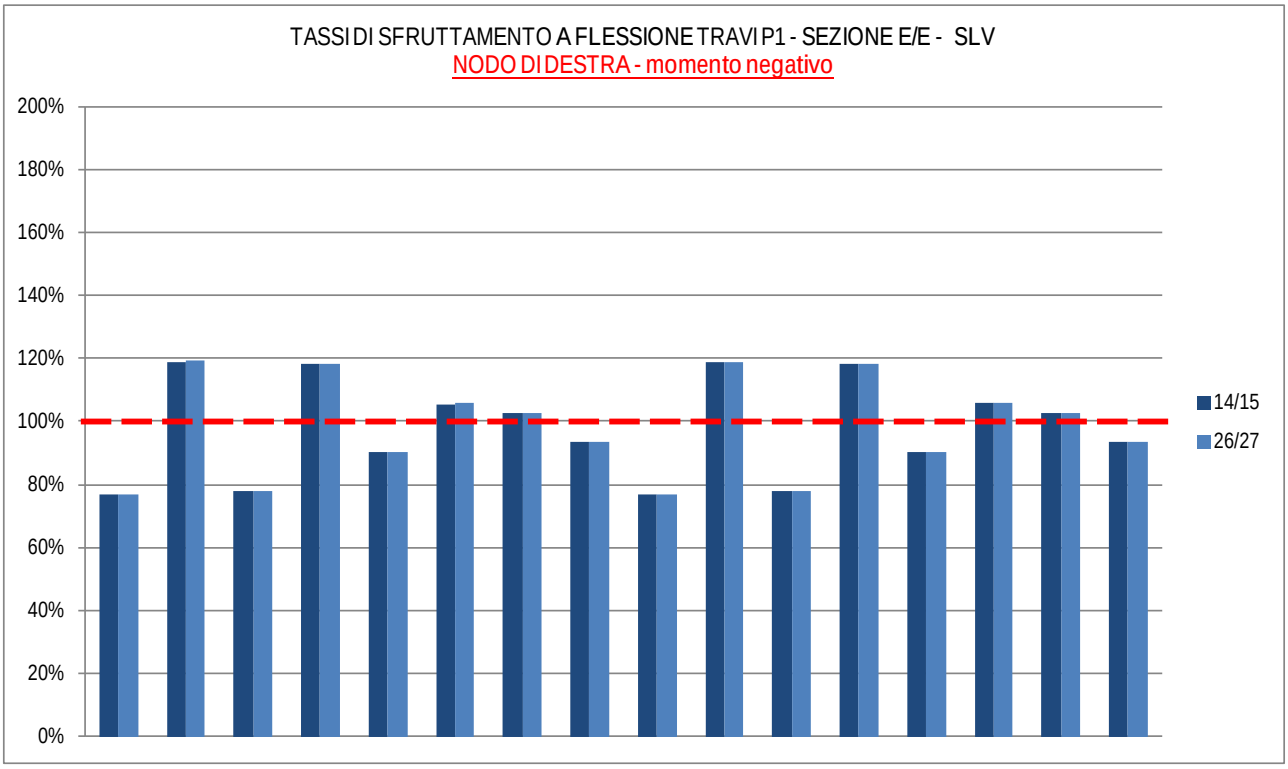


Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND)

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE E/E - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
200%
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
14/15
26/27

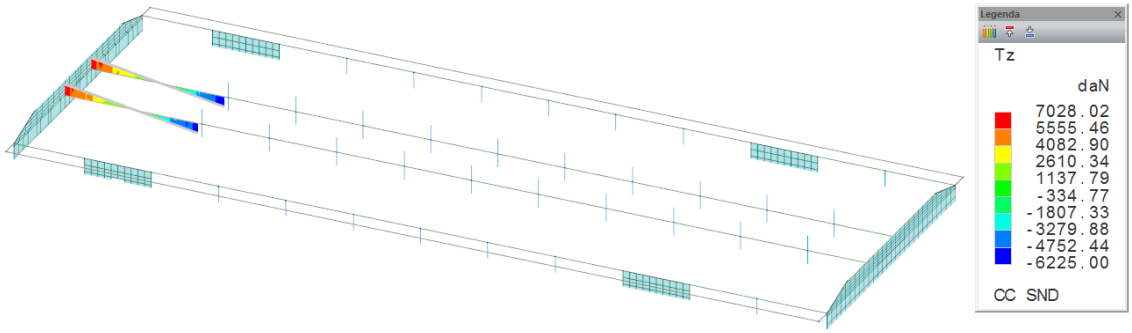

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE E/E - SLV
MEZZERIA - momento positivo
200%
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
14/15
26/27


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE E/E - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
200%
180%
160%
140%
120%
100%
80%
60%
40%
20%
0%
14/15
26/27

Si esegue la verifica a taglio come indicata al paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare.

Le travi con **sezione E-E**, ovvero le travate di spina del piano sottotetto, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND.

Si riportano le sollecitazioni:



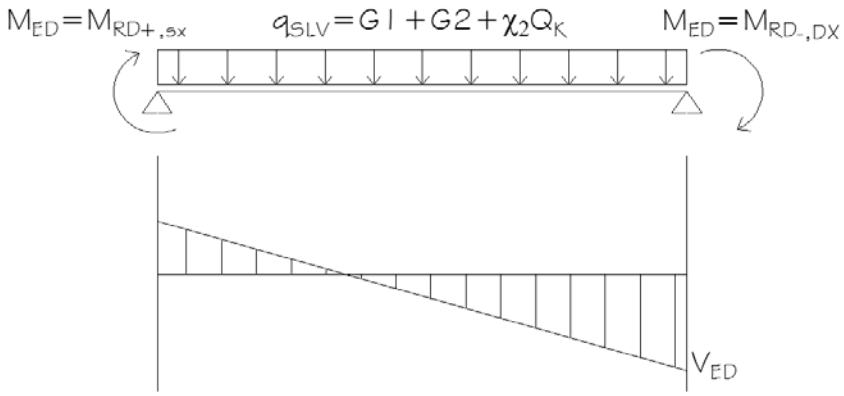
Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND campate 14/15 e 26/27

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$V_{ED,min}$ = 6225 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 7028 kg taglio massimo sollecitante allo SND

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=7101 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=13020 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =8920 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5											
dati di ingresso											
trave		14/15	-								
nodo		SX	-								
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari							
h		700	mm	altezza totale della sezione							
b		300	mm	larghezza della sezione							
d		670	mm	altezza utile della sezione							
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)							
M_{ED}		6730	kgm	momento agente nella sezione da verificare							
V_{ED}		7026	kg	taglio agente nella sezione da verificare							
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	958	mm	luce di taglio							
A_C	b × d =	201000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo							
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo							
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)							
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio							
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)							
A_S	sup=3Ø12 ; inf=2Ø16+2Ø12	11.68	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali							
A_{SX}	Ø8 / 30 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa							
s_h		30	cm	interasse delle staffe							
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00006	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale							
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00011	-	percentuale geometrica di armatura trasversale							
z	0.9 × d =	603	mm	braccio delle forze interne							
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	175	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)							

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		700	mm	altezza della sezione
d		670	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	4661	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ $cotg^2$ θ)] =	31281	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	4661	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		5918	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0239	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		5730	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02468	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02807	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per M=M_{ED}
d_b		1.31	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	0.7881	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0027	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.3492	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.14	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	47.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.10	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.96	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.04	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00190	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41288	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.04661	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.06938	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	6938	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

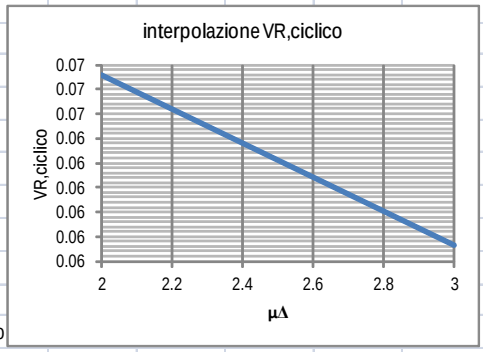
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41288	0.41288	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.06579	0.06233	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.06246	MN	valore interpolato



controllo sul valore di μ_Δ

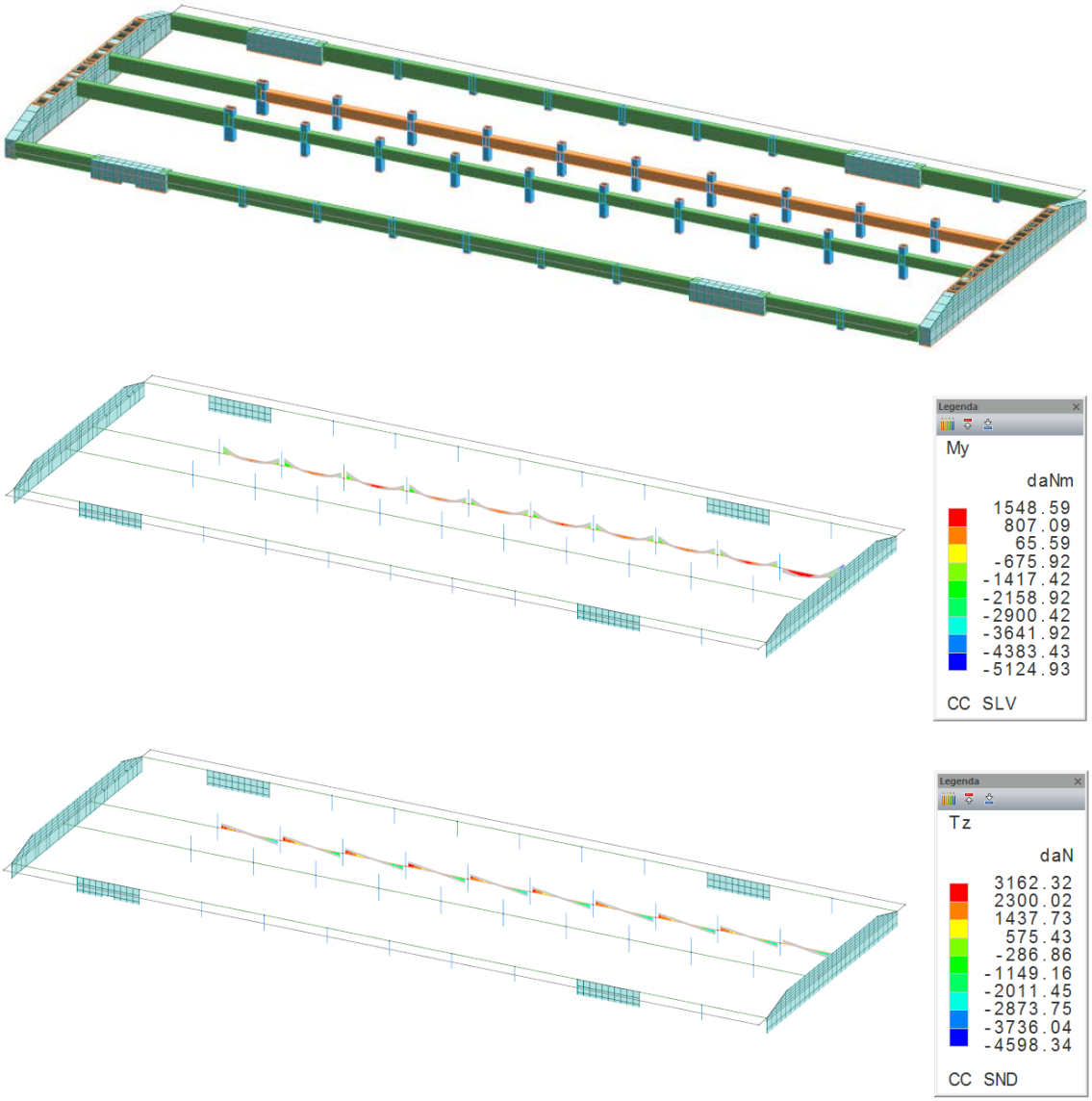
μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

$V_{RD,sismico}$	6938	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

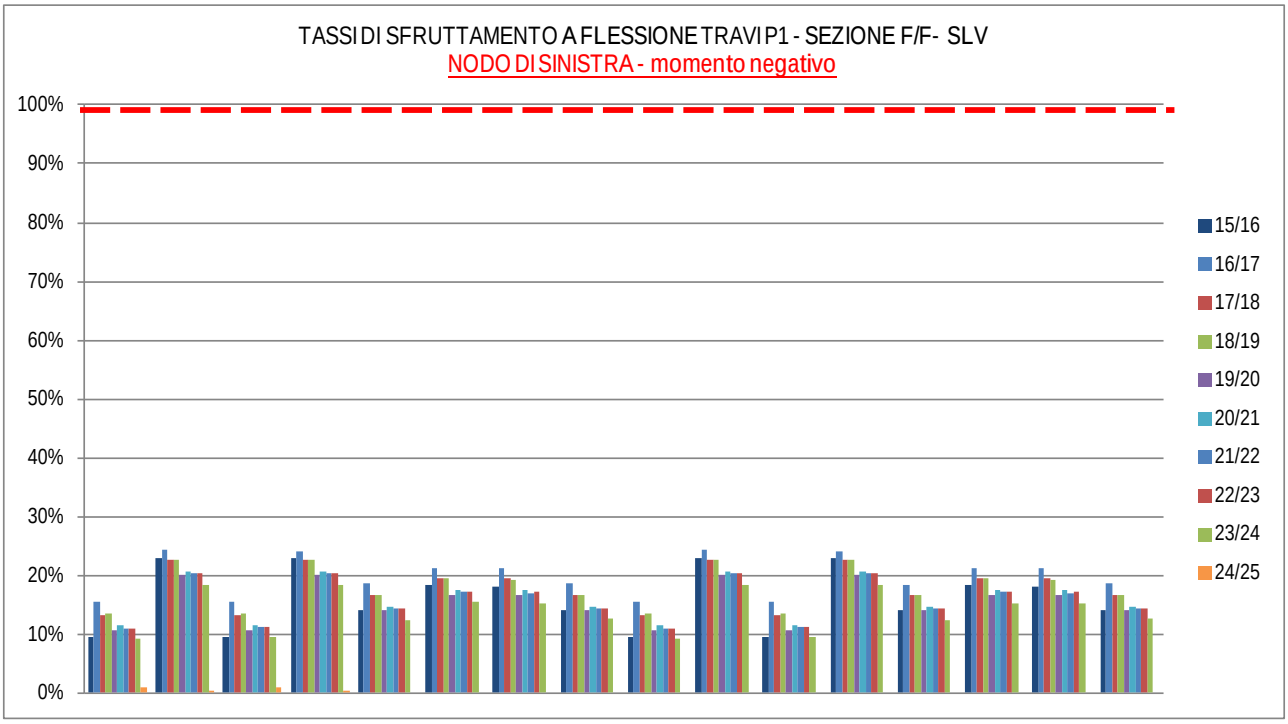
V_{RD}	<	V_{ED}	no	tasso sfruttamento	101%

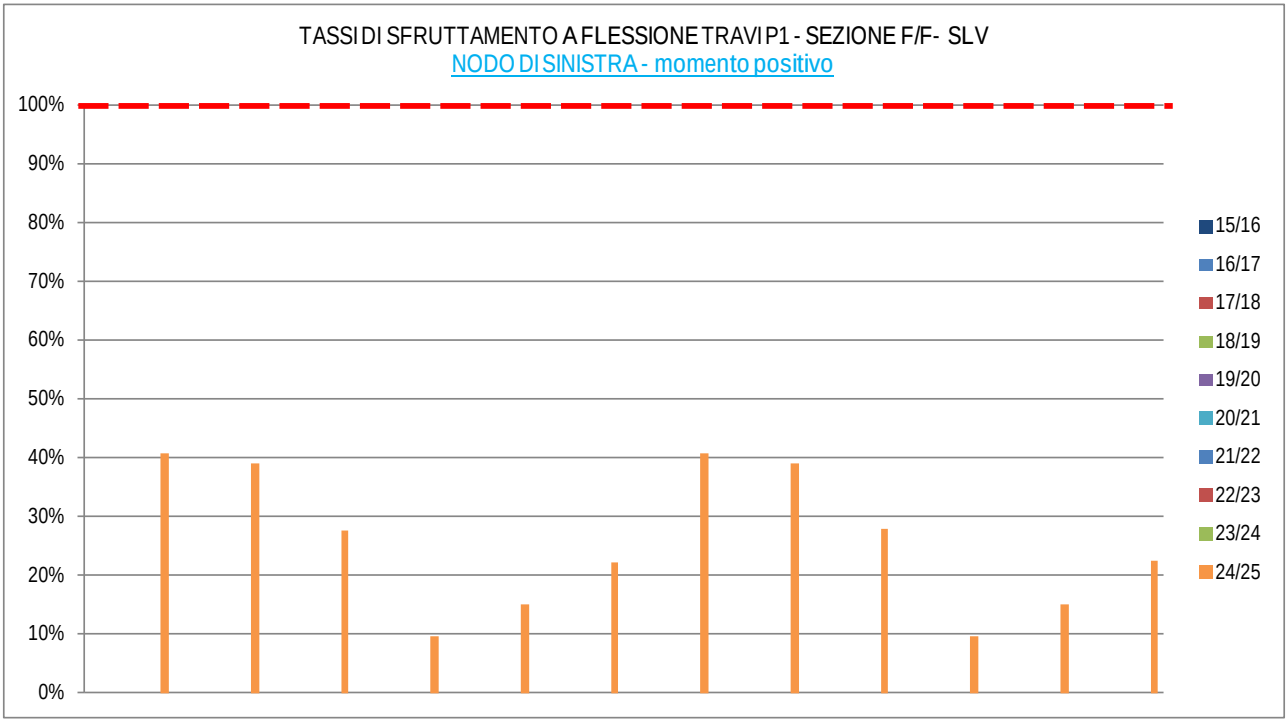
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano sottotetto sezione F-F** a flessione e taglio (campate 15-25).

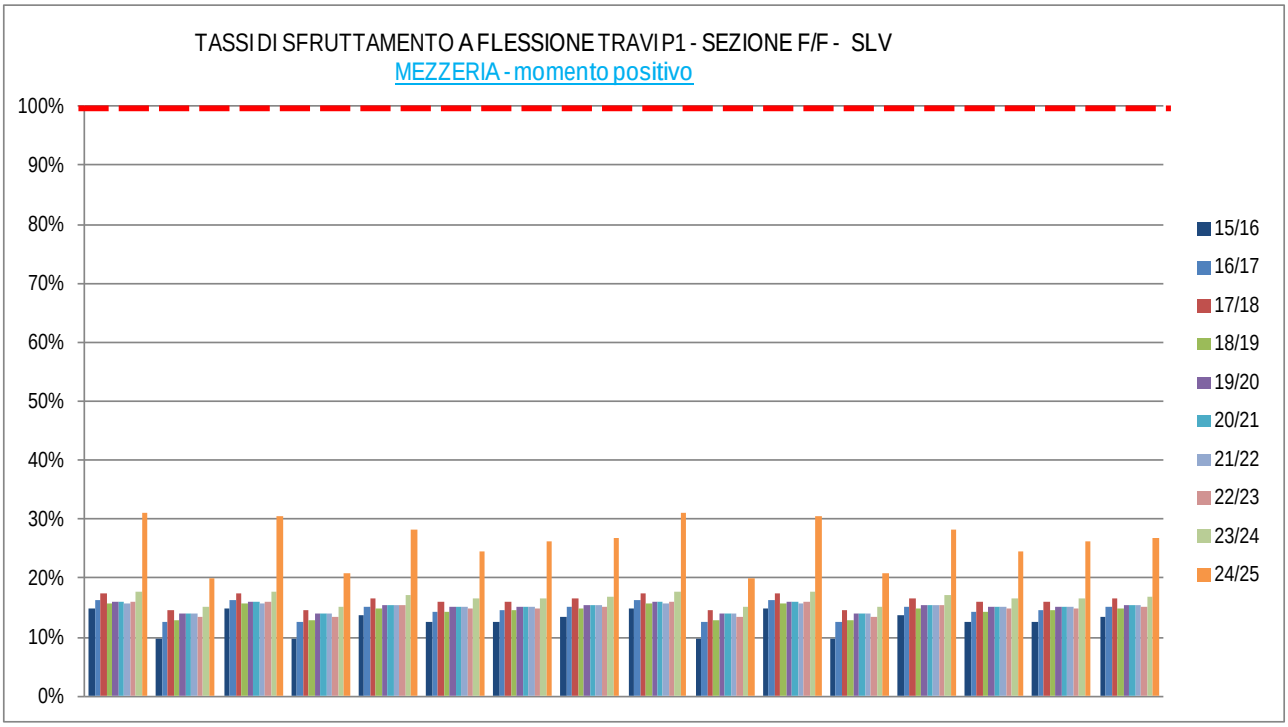


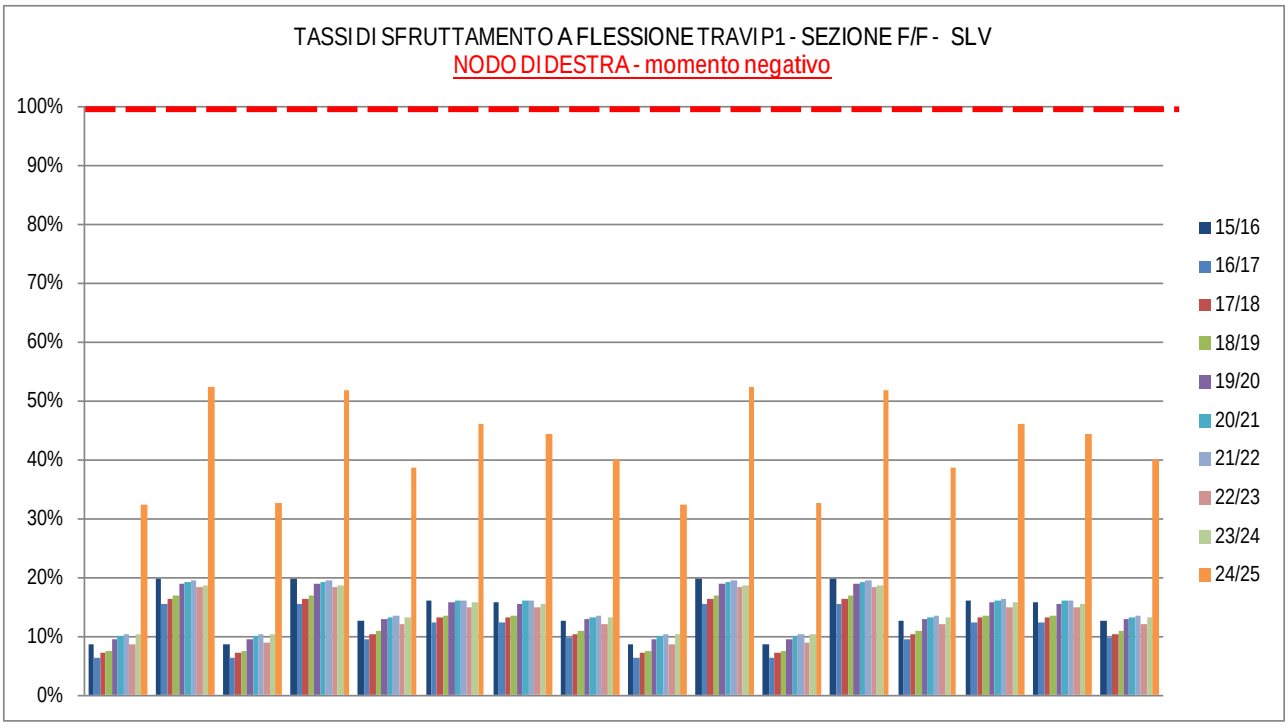
Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 15-25

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).

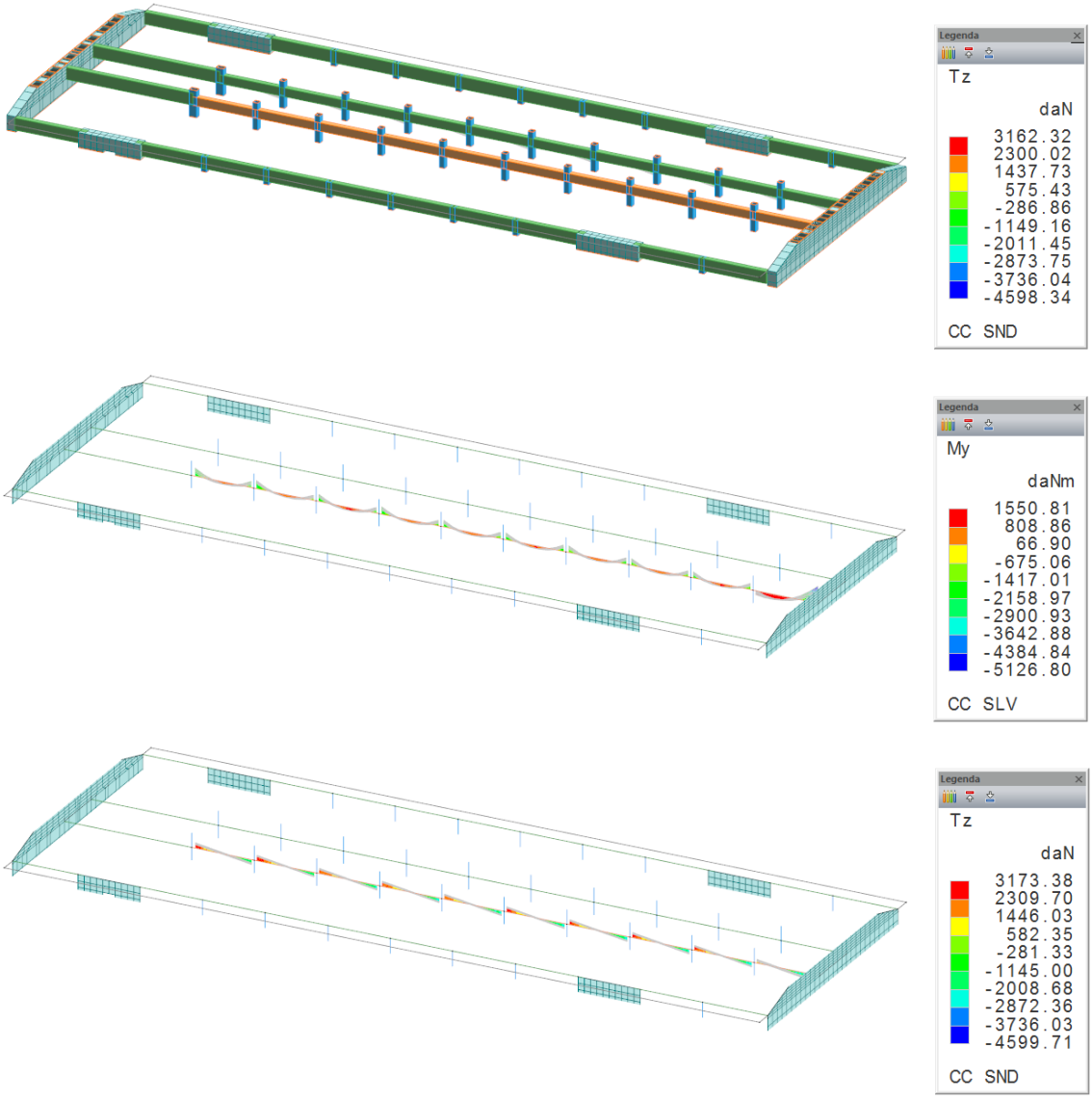

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE F/F- SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE F/F- SLV
NODO DI SINISTRA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE F/F - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25

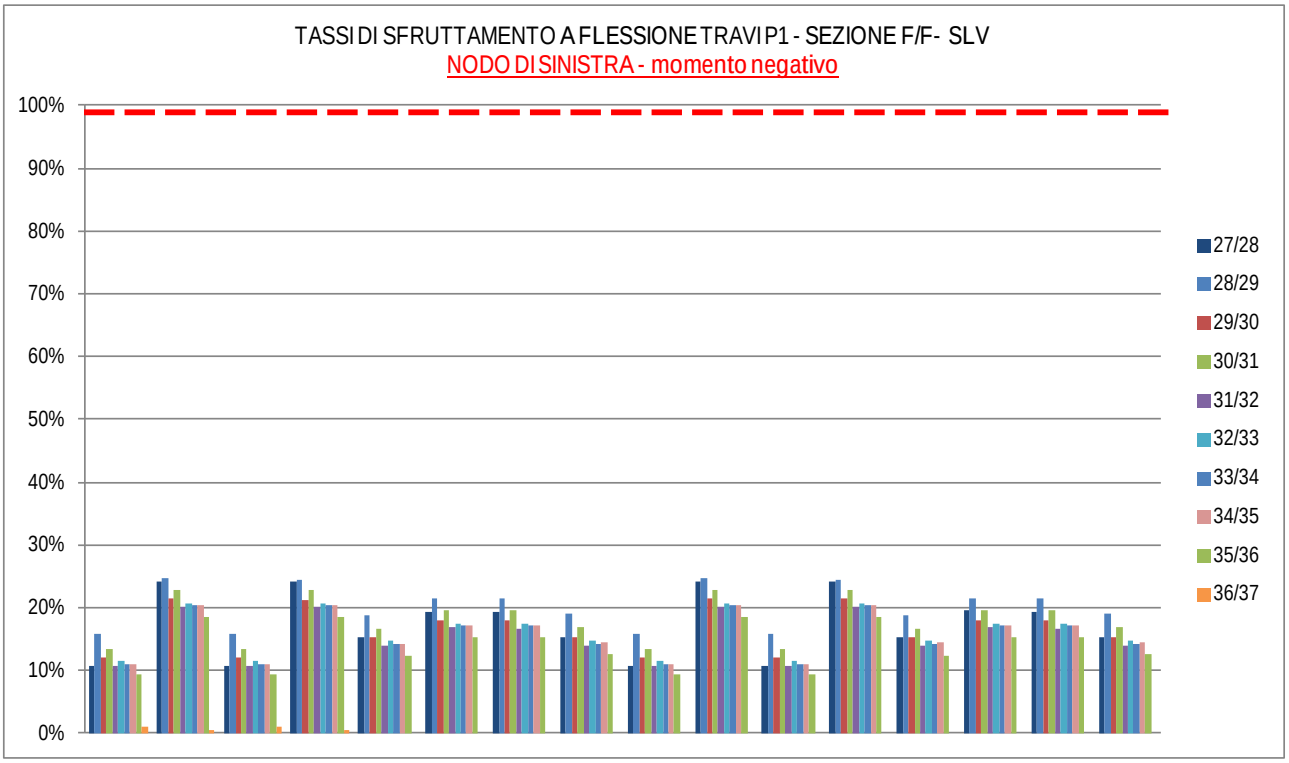

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE F/F - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
15/16
16/17
17/18
18/19
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25

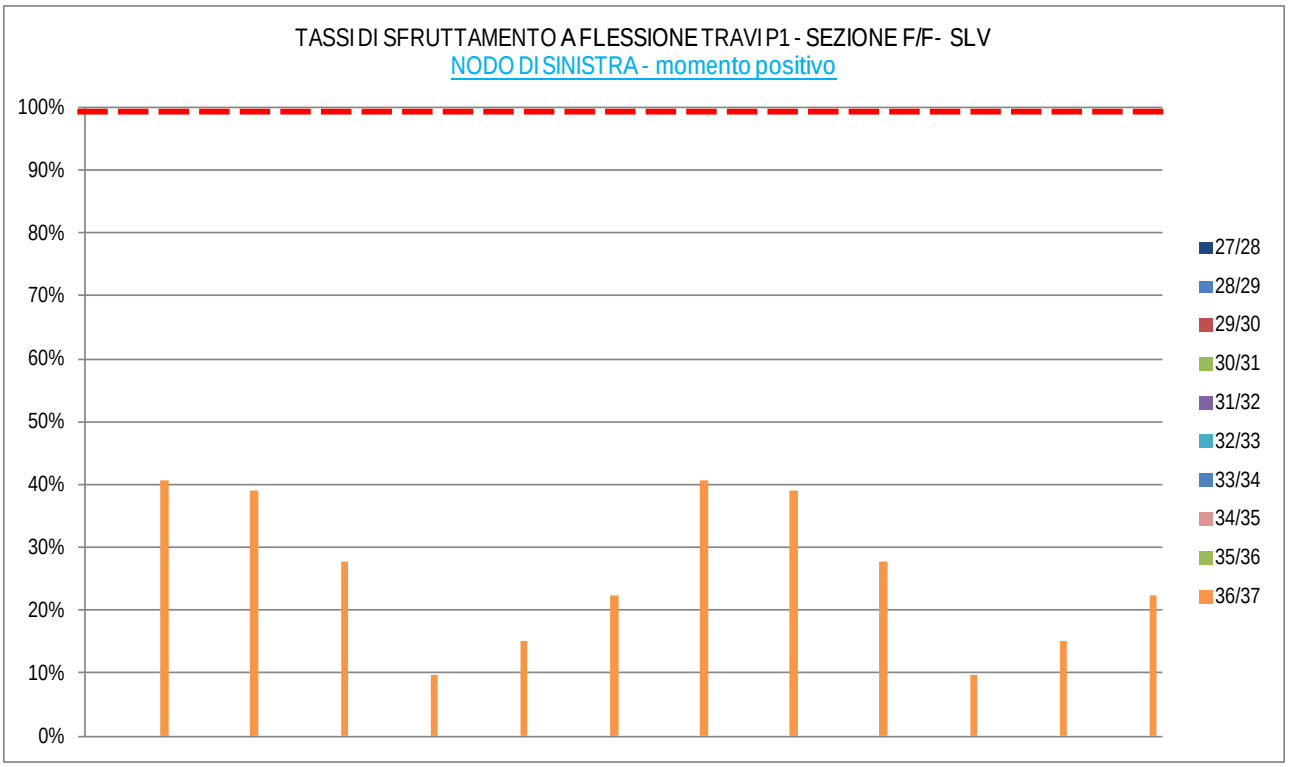
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano sottotetto sezione F-F** a flessione e taglio (campate 27-37).

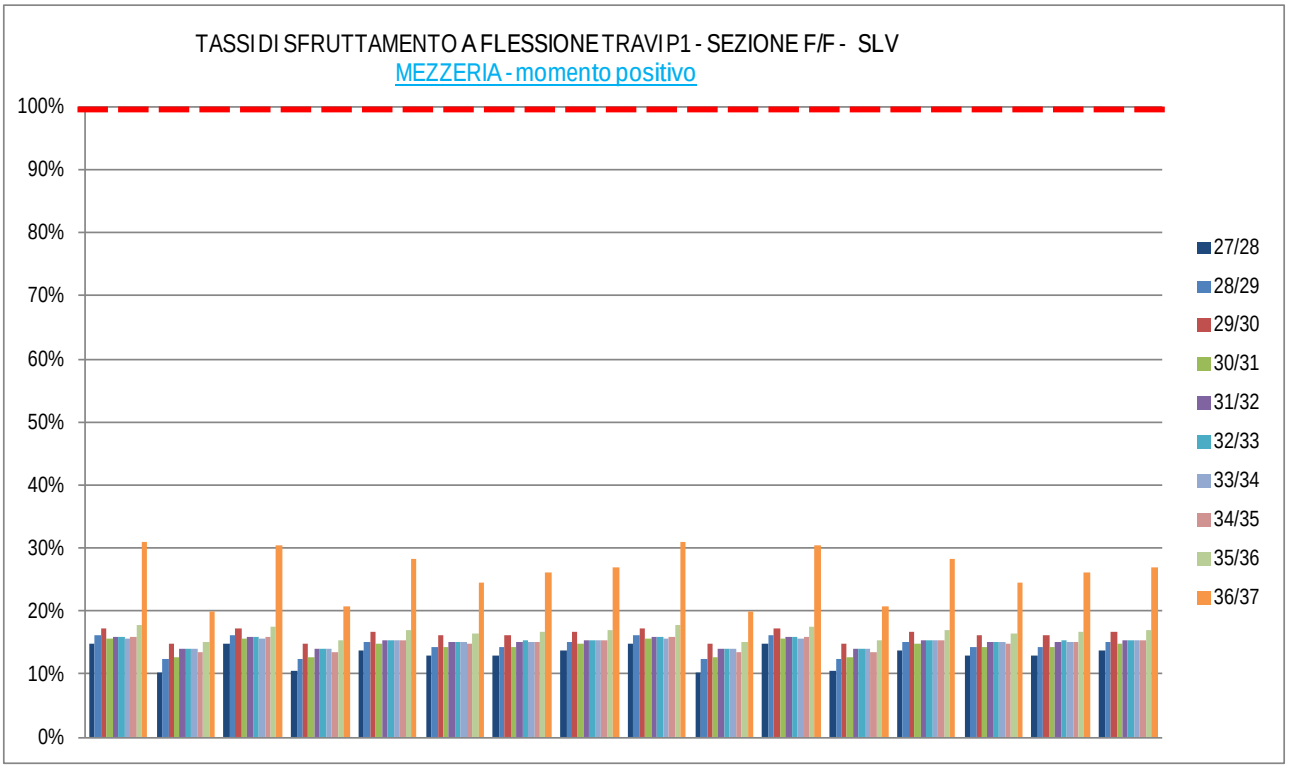


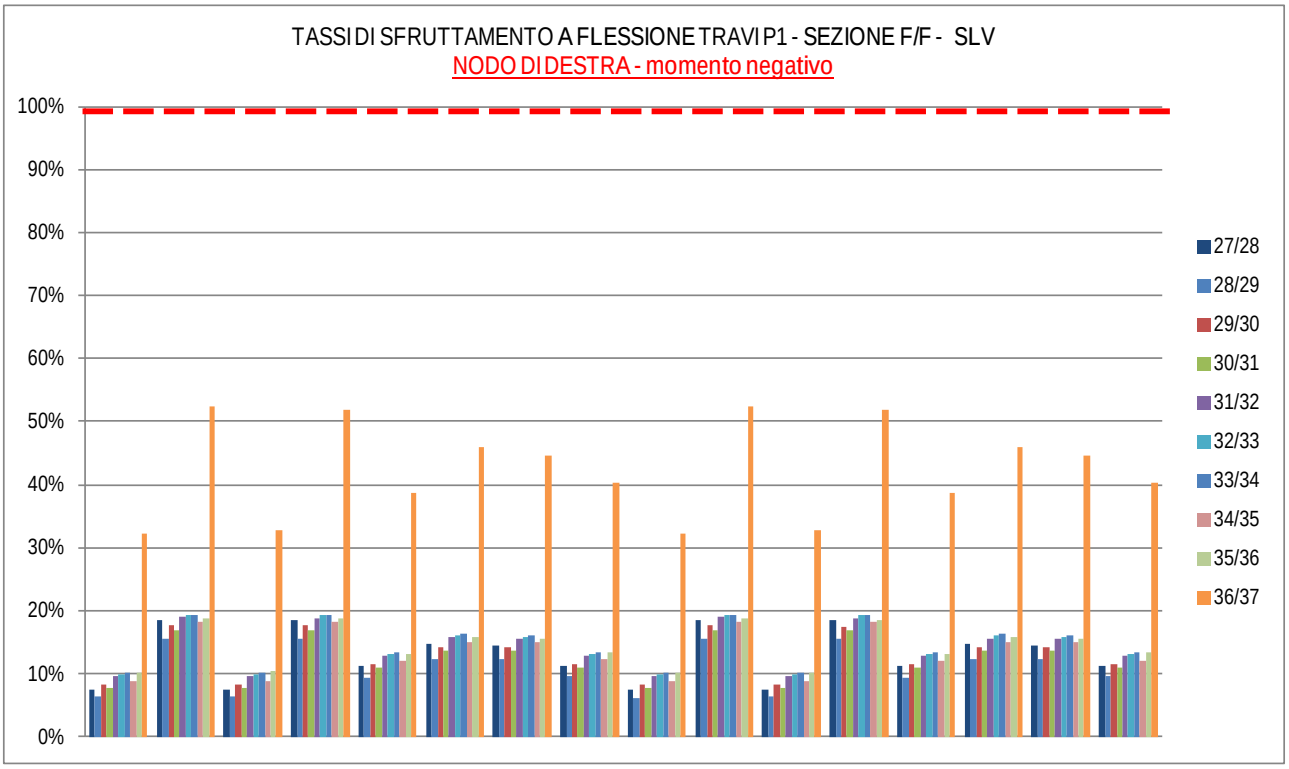
Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 27-37

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE F/F- SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37

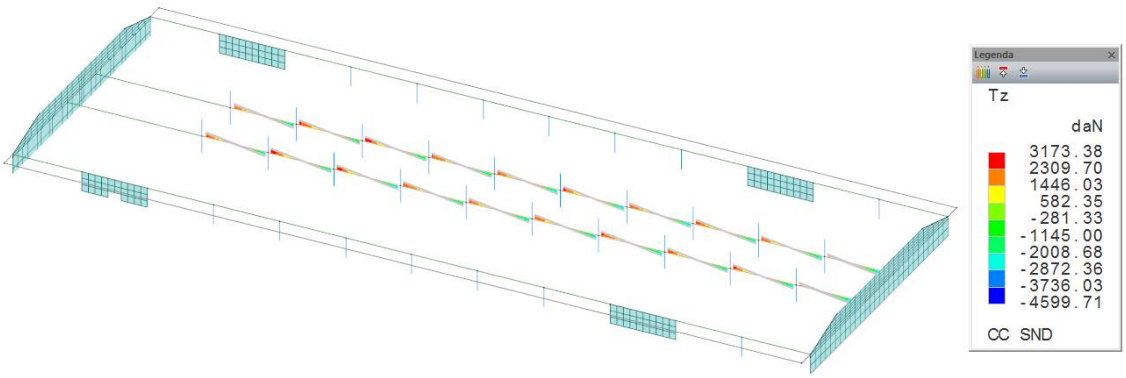

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE F/F- SLV
NODO DI SINISTRA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE F/F - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE F/F - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
27/28
28/29
29/30
30/31
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37

Si esegue la verifica a taglio come indicata al paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare.

Si riportano le sollecitazioni delle **travate di spina del piano sottotetto sezione F-F** a taglio.



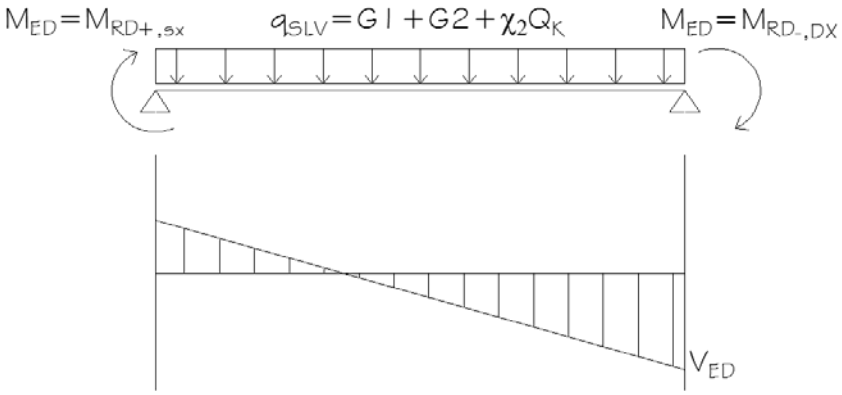
Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND travi sezione F-F

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$V_{ED,min}$ = 3173 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 4599 kg taglio massimo sollecitante allo SND

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=11740 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=3339 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =6800 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5											
dati di ingresso											
trave		24/25	-								
nodo		DX	-								
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari							
h		500	mm	altezza totale della sezione							
b		300	mm	larghezza della sezione							
d		470	mm	altezza utile della sezione							
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)							
M_{ED}		5426	kgm	momento agente nella sezione da verificare							
V_{ED}		4597	kg	taglio agente nella sezione da verificare							
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1180	mm	luce di taglio							
A_C	b × d =	141000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo							
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo							
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)							
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio							
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)							
A_S	sup=2Ø12+3Ø16 ; inf=2Ø12	10.55	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali							
A_{SX}	Ø8 / 25 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa							
s_h		25	cm	interasse delle staffe							
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00007	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale							
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00013	-	percentuale geometrica di armatura trasversale							
z	0.9 × d =	423	mm	braccio delle forze interne							
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	125	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)							

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		250	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		500	mm	altezza della sezione
d		470	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	3923	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	21943	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	3923	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		9783	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0419	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		9310	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.04403	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.02442	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per M=M_{ED}
d_b		1.37	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.7323	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0021	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.6499	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	2.38	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	47.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.43	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.60	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.40	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.02010	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.23076	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.03923	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.05118	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	5118	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

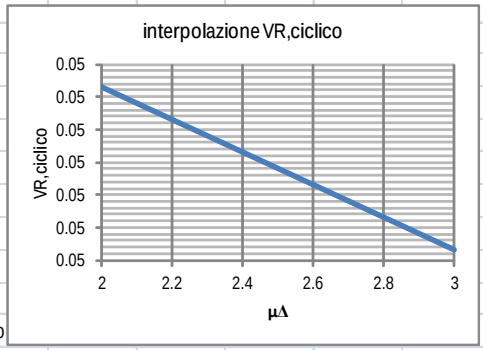
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.23076	0.23076	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.04766	0.04515	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.04616	MN	valore interpolato



controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

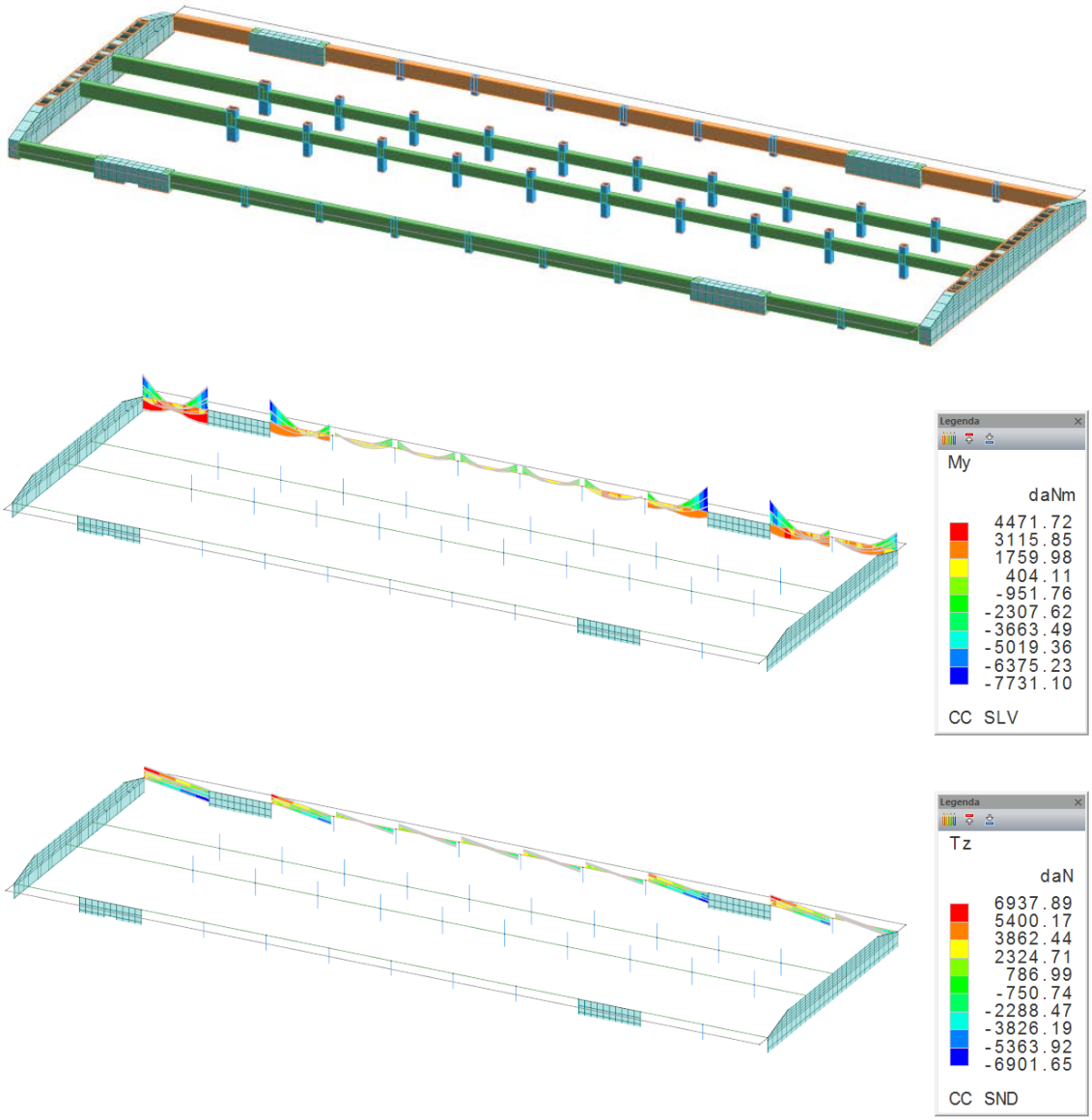
$V_{RD,sismico}$	5118	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

V_{RD}	>	V_{ED}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento 90%

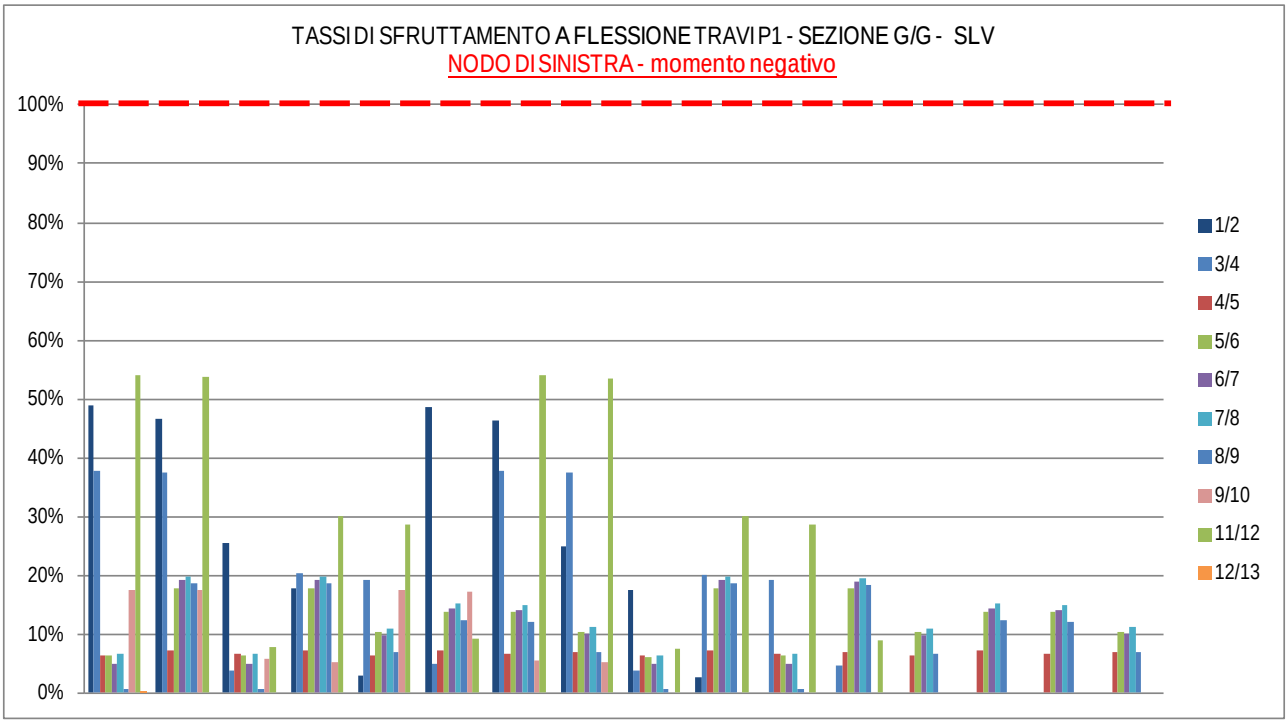
La capacità portante a taglio è pari a 5118 kg e pertanto, viste le sollecitazioni agenti, le verifiche risultano soddisfatte per tutte le campate.

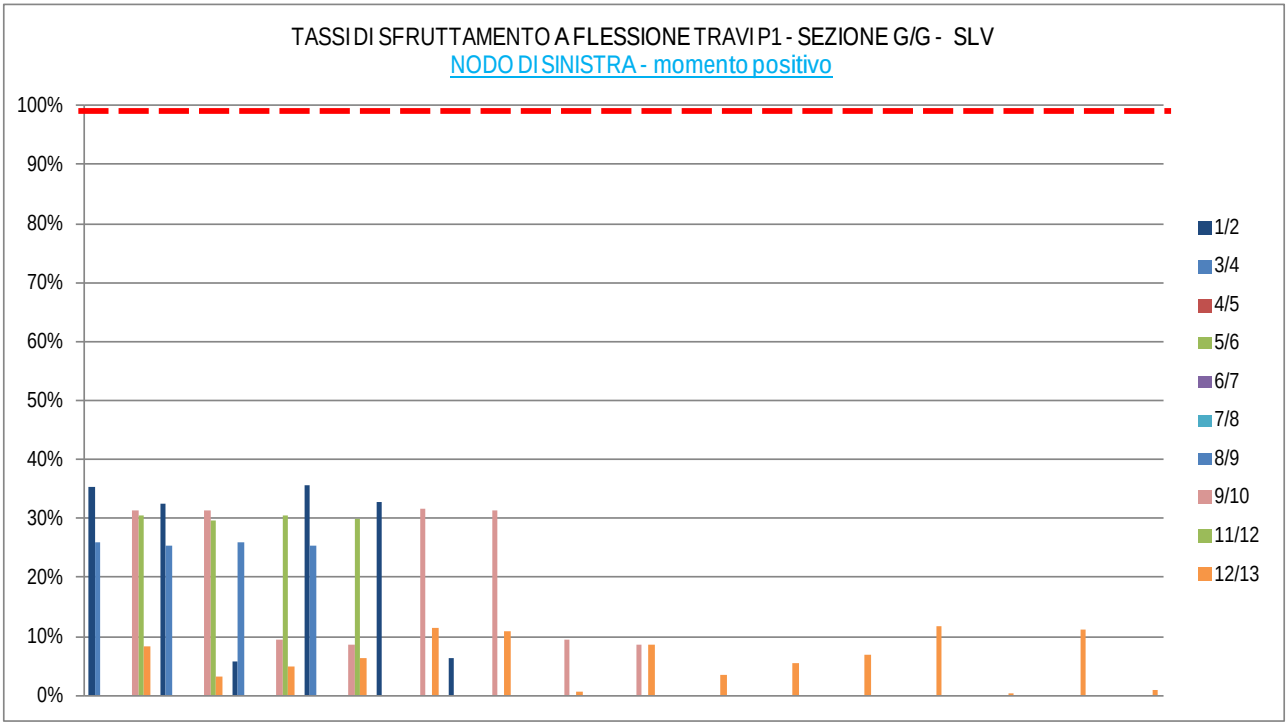
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di bordo della copertura sezione G-G** a flessione e taglio (campata 1-13).

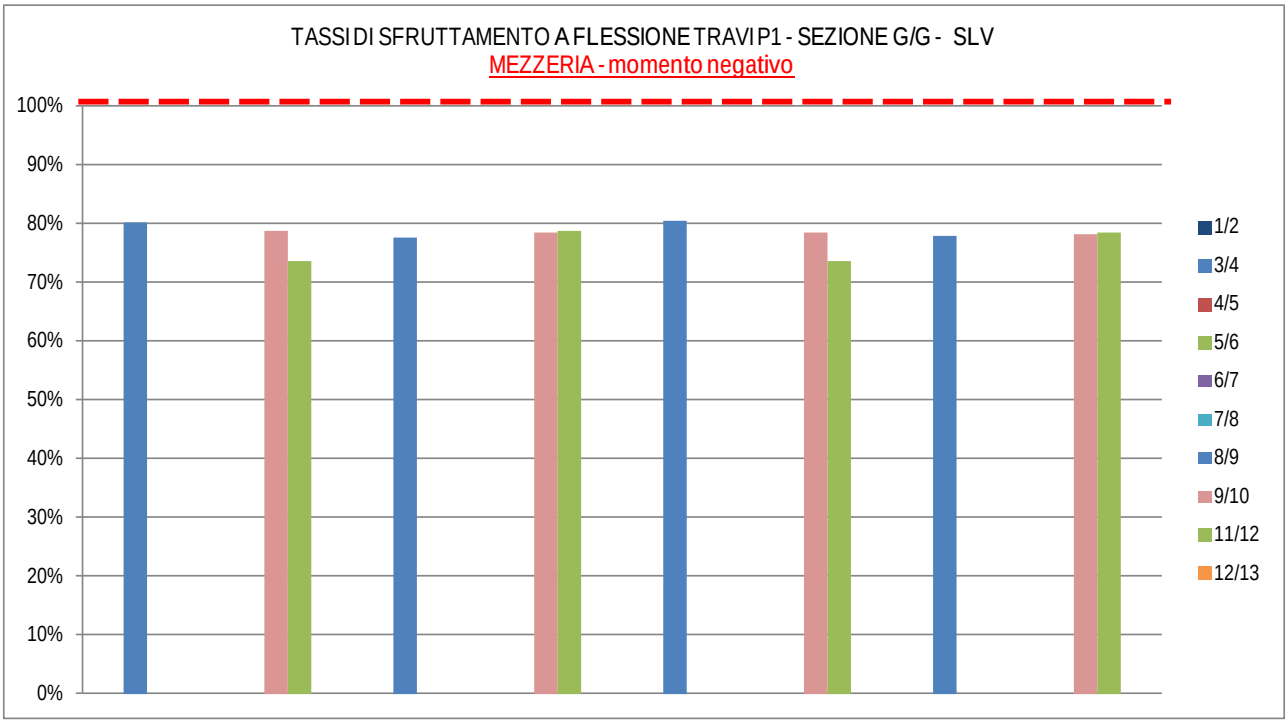


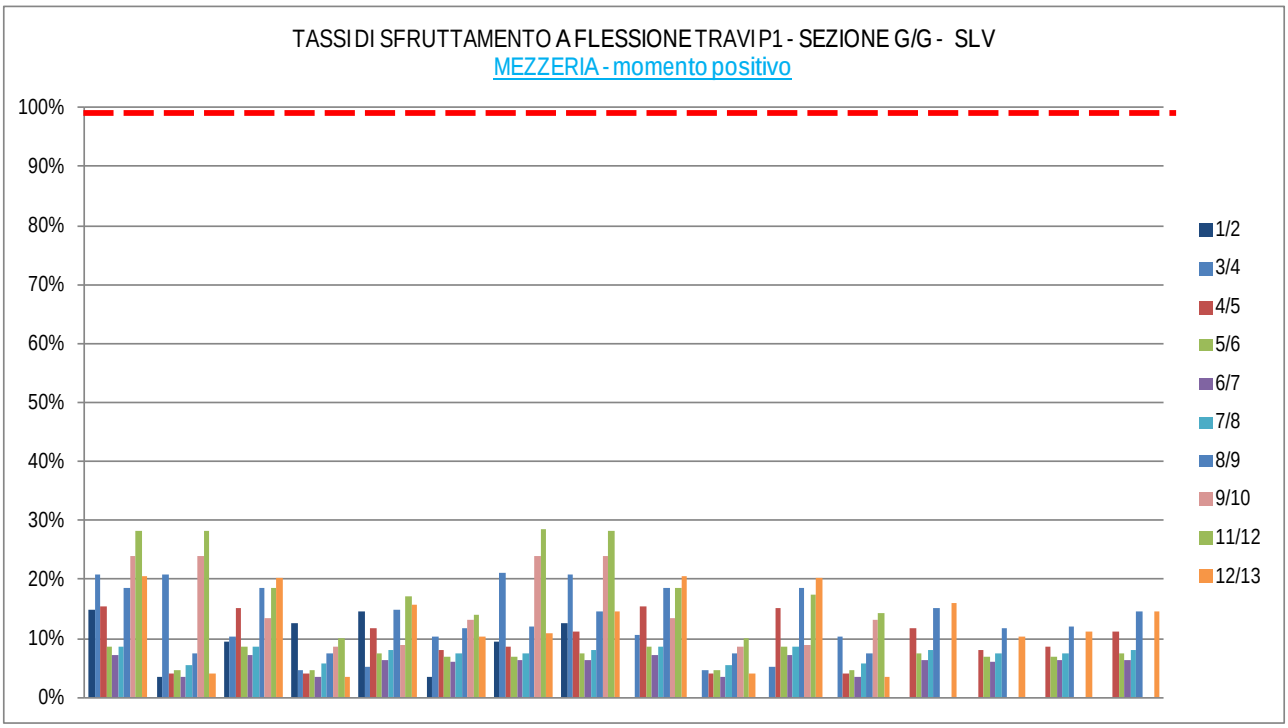
Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 1-13

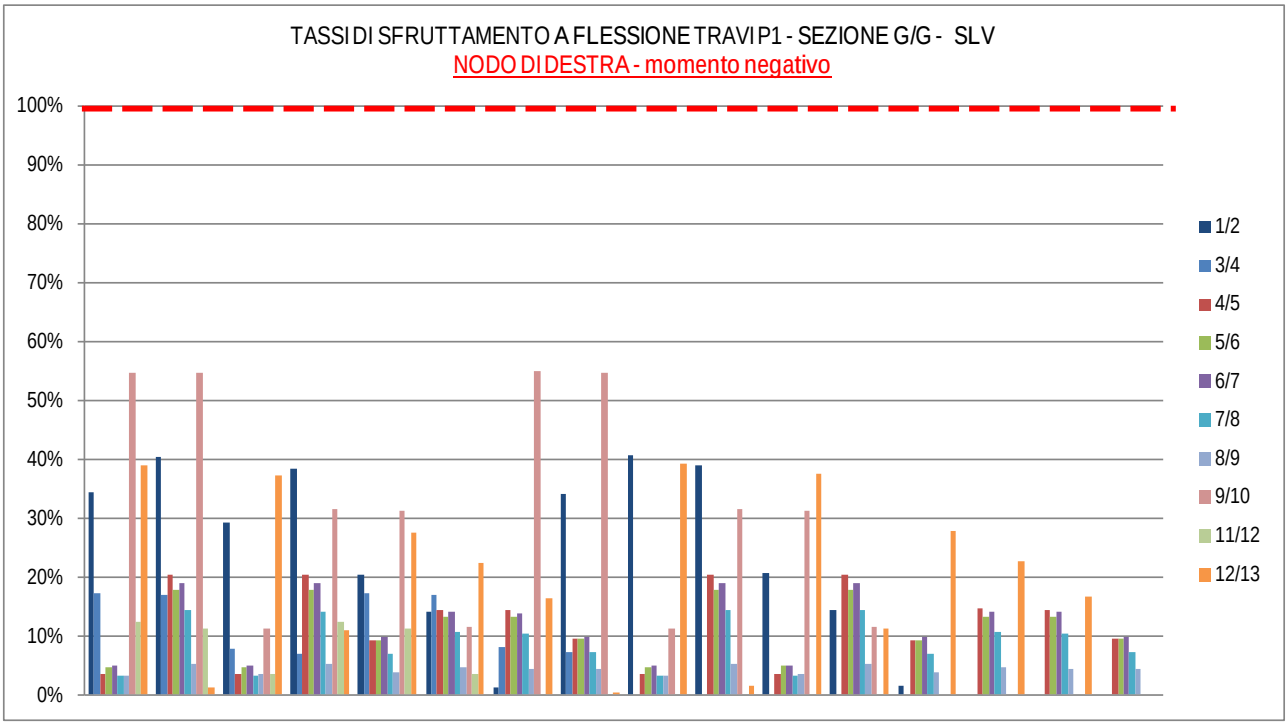
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).

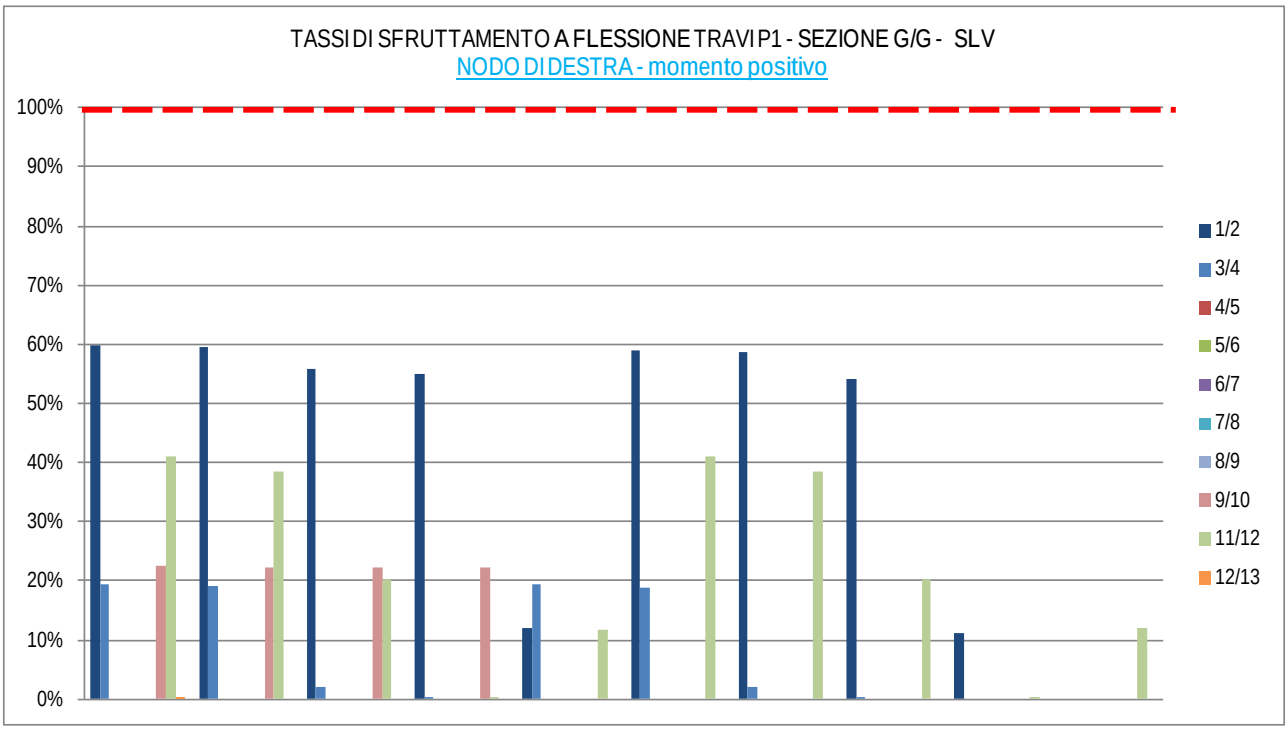

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
8/9
9/10
11/12
12/13


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
NODO DI SINISTRA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
8/9
9/10
11/12
12/13

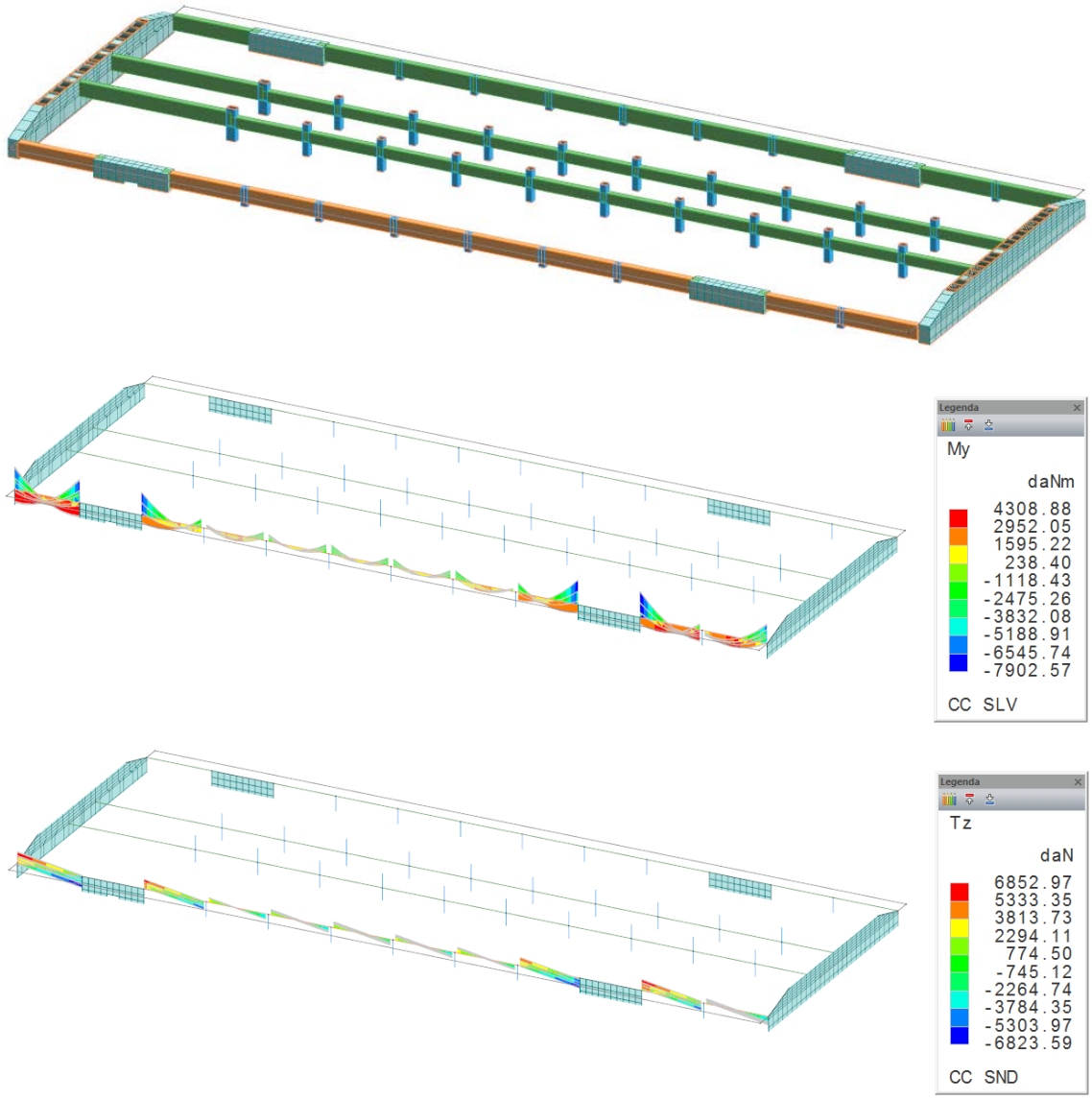

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
MEZZERIA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
8/9
9/10
11/12
12/13


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
8/9
9/10
11/12
12/13


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
8/9
9/10
11/12
12/13

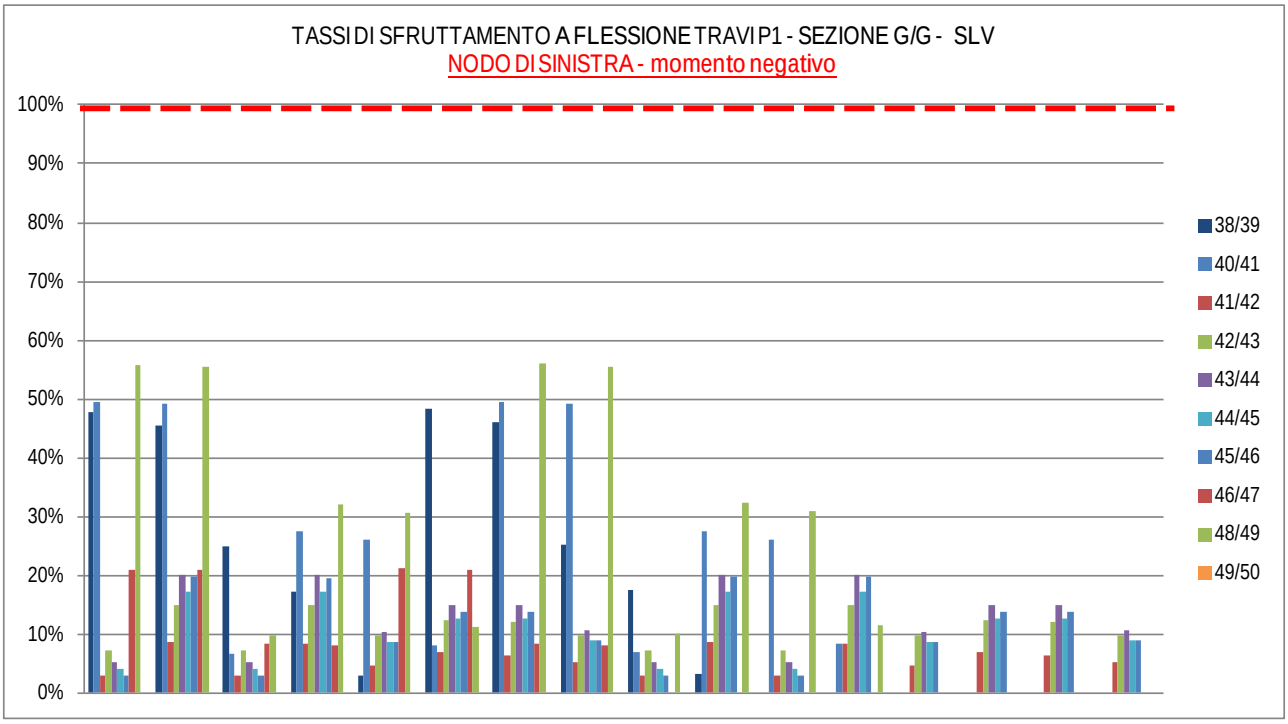

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
NODO DI DESTRA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
1/2
3/4
4/5
5/6
6/7
7/8
8/9
9/10
11/12
12/13

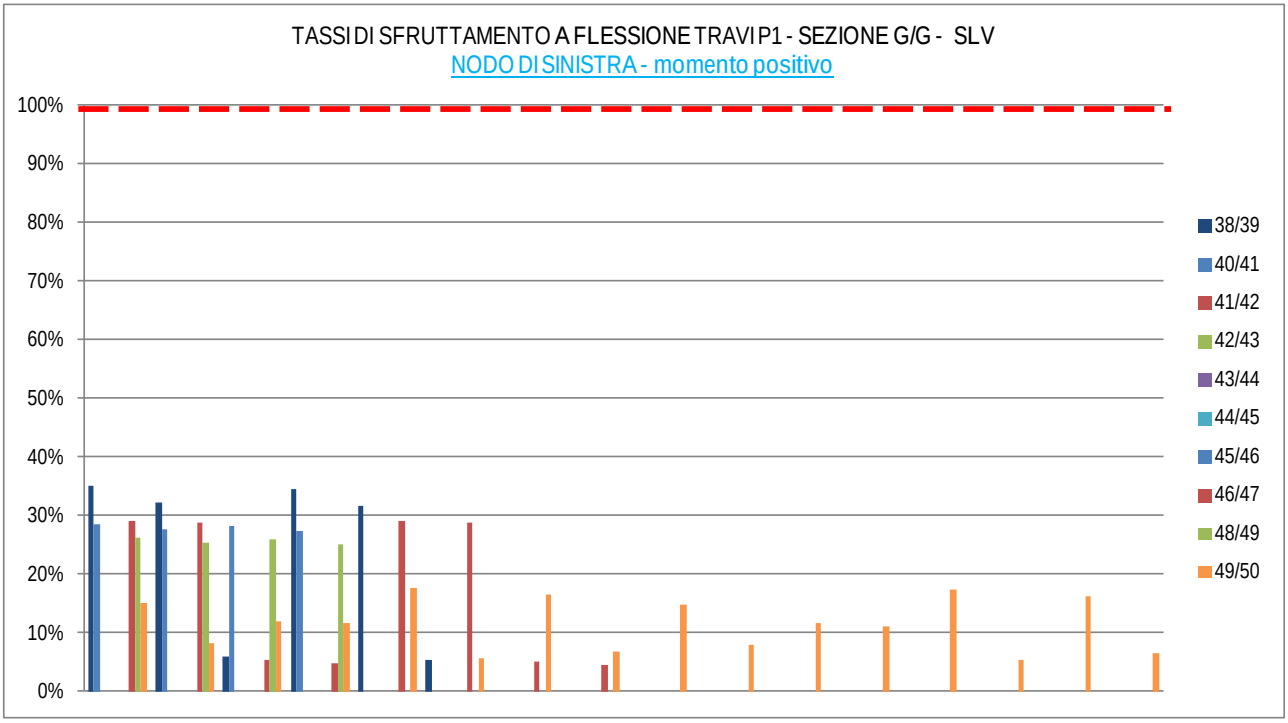
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di bordo della copertura sezione G-G** a flessione e taglio (campata 38-50).

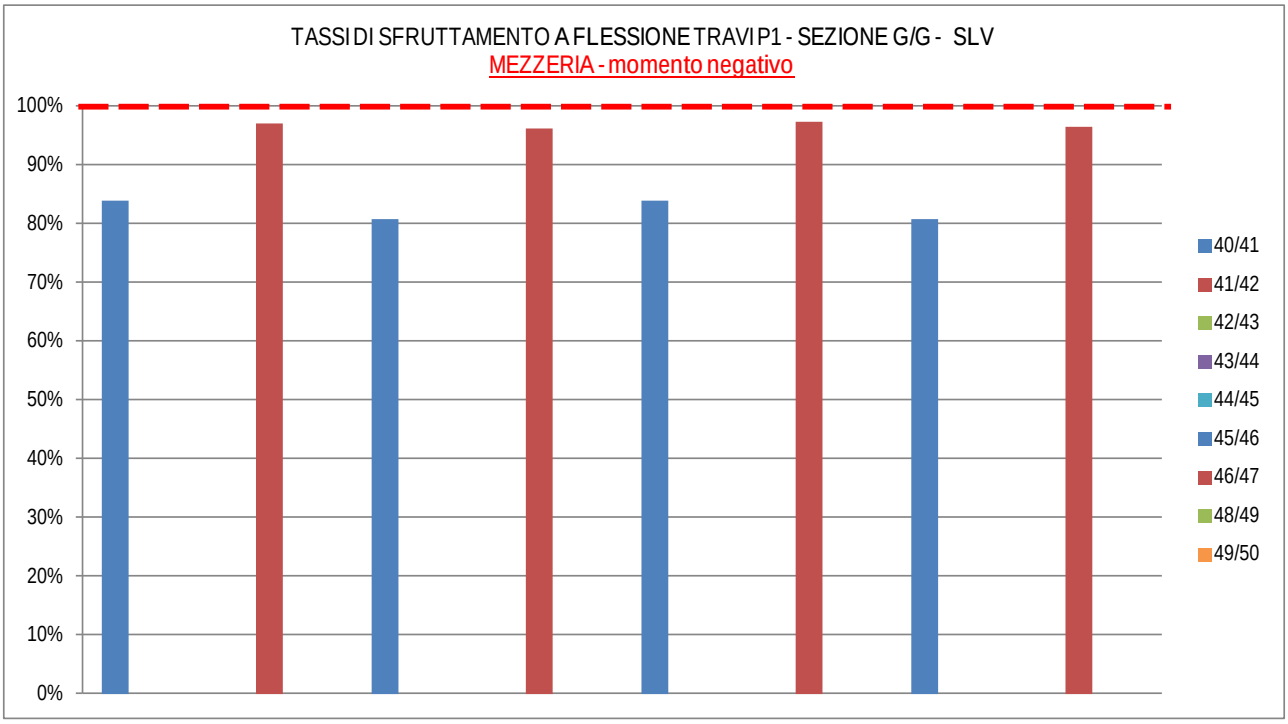


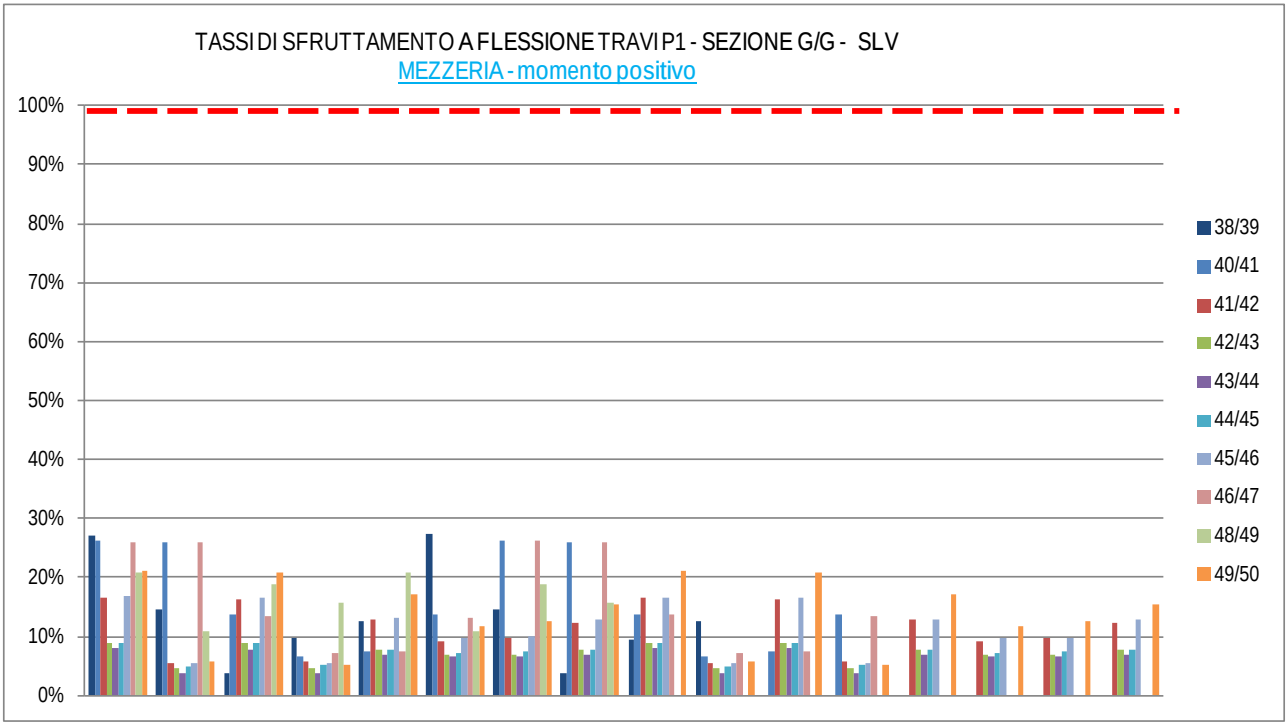
Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 38-50

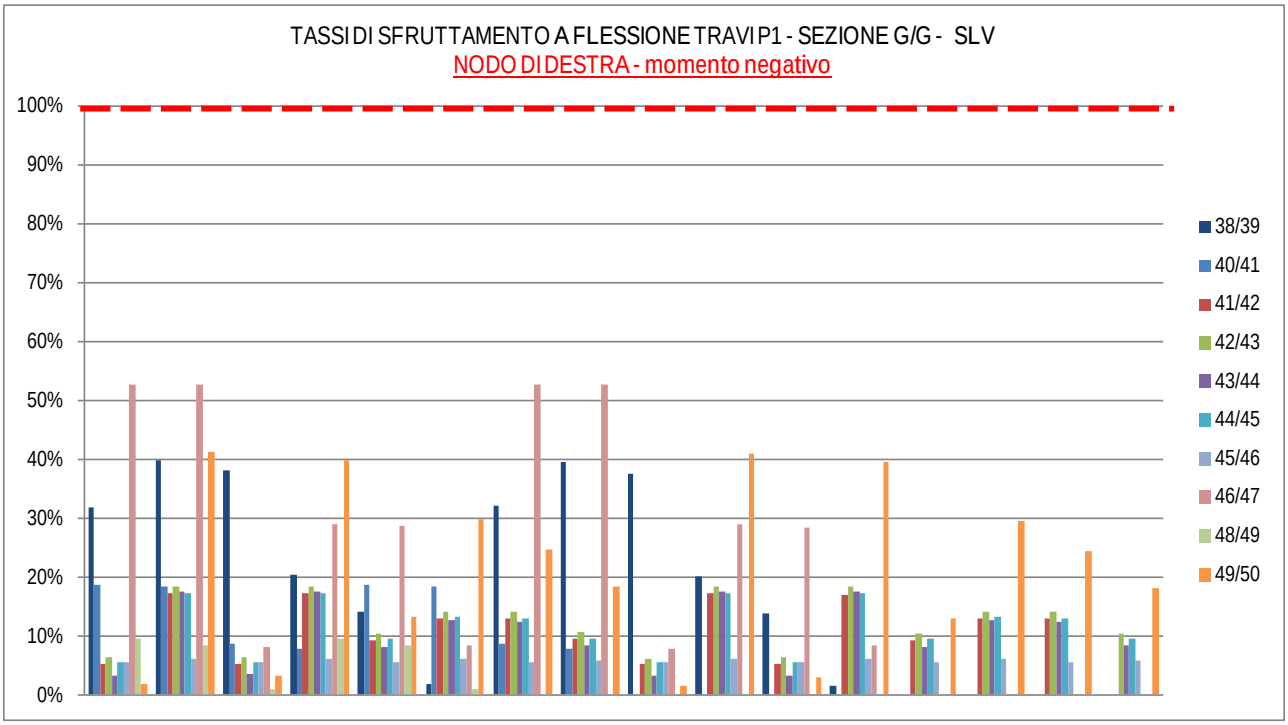
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).

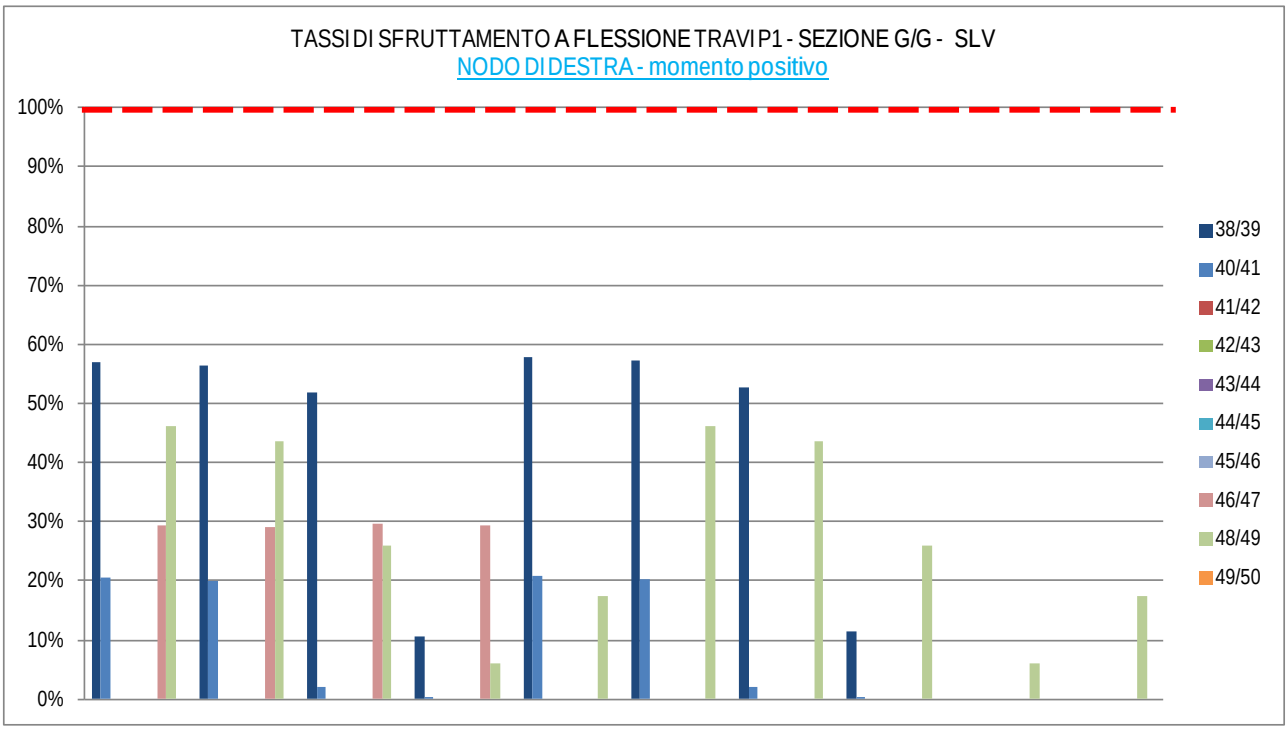

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
NODO DI SINISTRA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
MEZZERIA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50

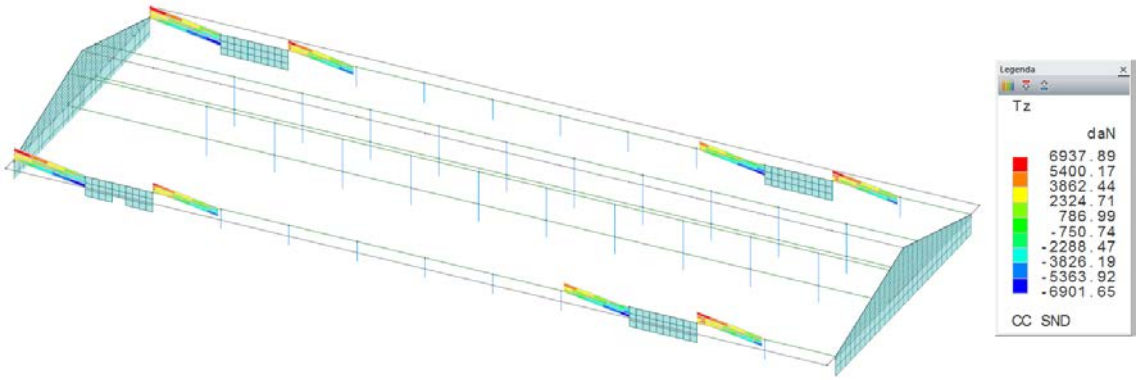

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE G/G - SLV
NODO DI DESTRA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
38/39
40/41
41/42
42/43
43/44
44/45
45/46
46/47
48/49
49/50

Si esegue la verifica a taglio come indicata al paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare.

Le travi con **sezione G-G**, ovvero le travate di bordo della copertura, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND nelle campate adiacenti i nuovi setti.



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND travi G-G campate adiacenti i setti

La condizione peggiore si ha per la campata 38/39:

$V_{ED,min}$ = 6901 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 6937 kg taglio massimo sollecitante allo SND

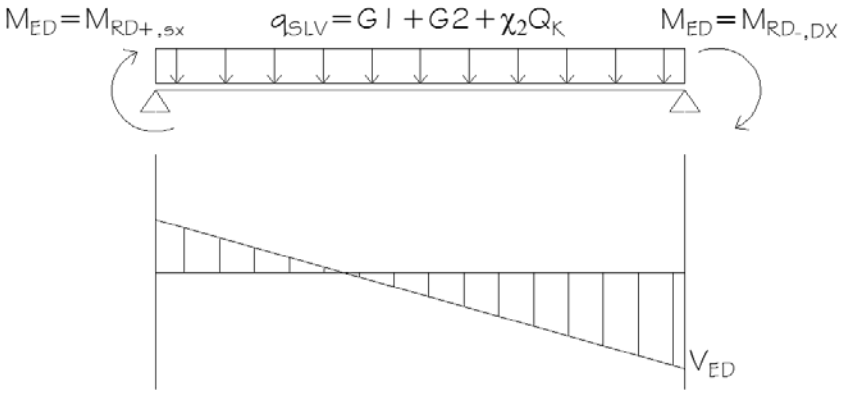
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=16940 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=13480 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =10820 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		38/39	-	
nodo		SX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		750	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		720	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		8855	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		6824	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1298	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	216000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=2Ø10+3Ø16 ; inf=3Ø16	13.64	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø6 / 30 a 2 bracci	0.56	cm^2	area della singola staffa
s_h		30	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00006	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00006	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	648	mm	braccio delle forze interne
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	187.5	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

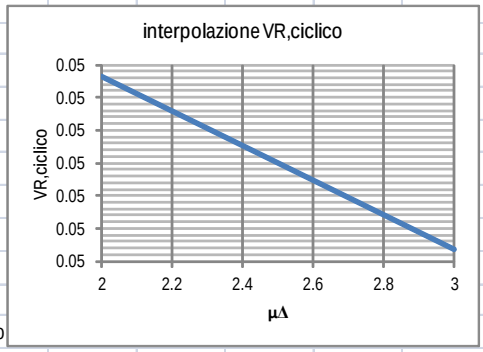
calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		750	mm	altezza della sezione
d		720	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	0.56	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	2805	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	33615	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	2805	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		14120	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0245	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		13500	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02563	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.01607	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.76	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.1084	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0024	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.4847	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.60	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	60.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.00	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.63	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.37	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.01862	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41081	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.02805	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.05395	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	5395	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$



interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41081	0.41081	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.05032	0.04767	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.04866	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

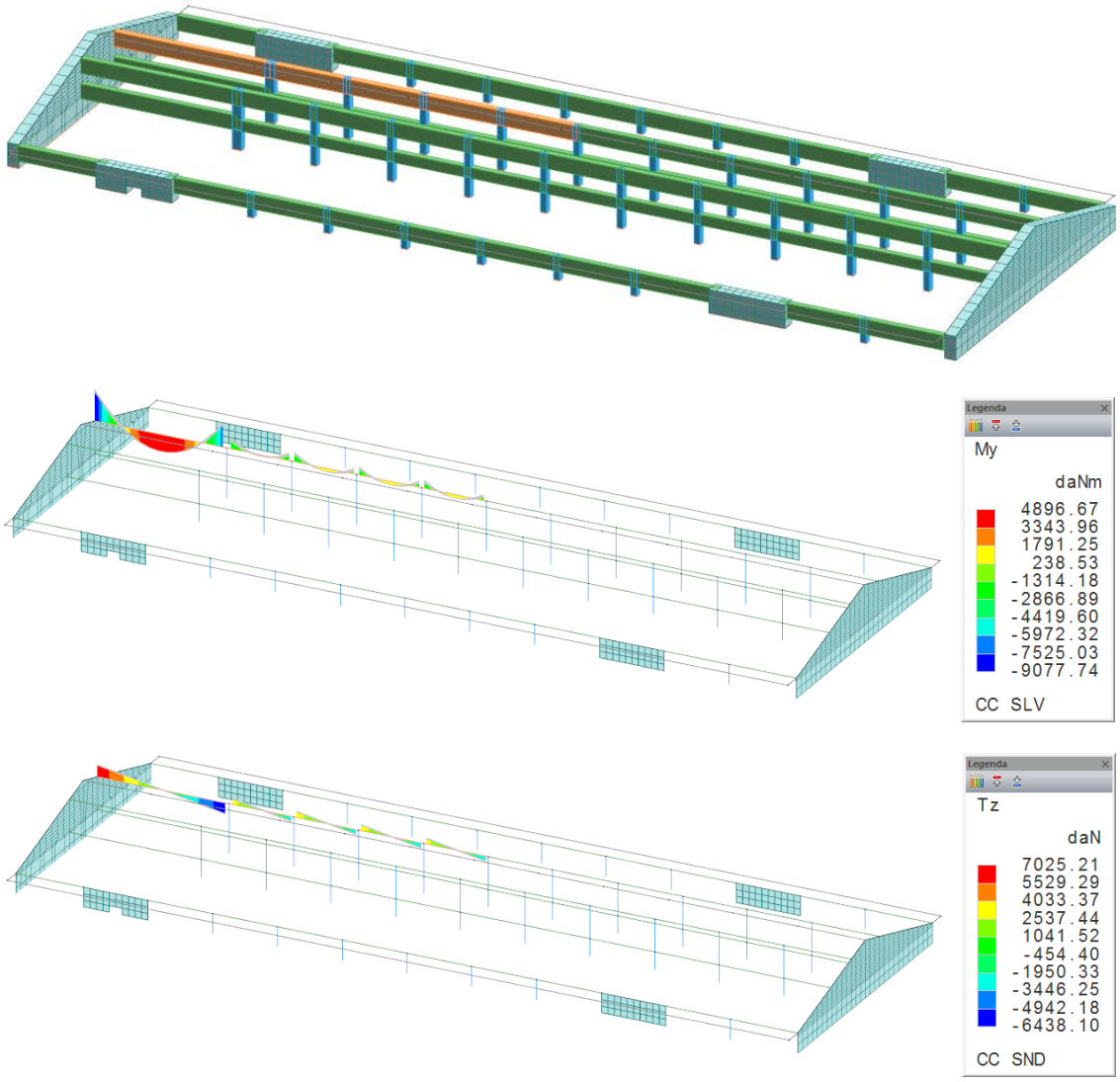
μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	5395	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

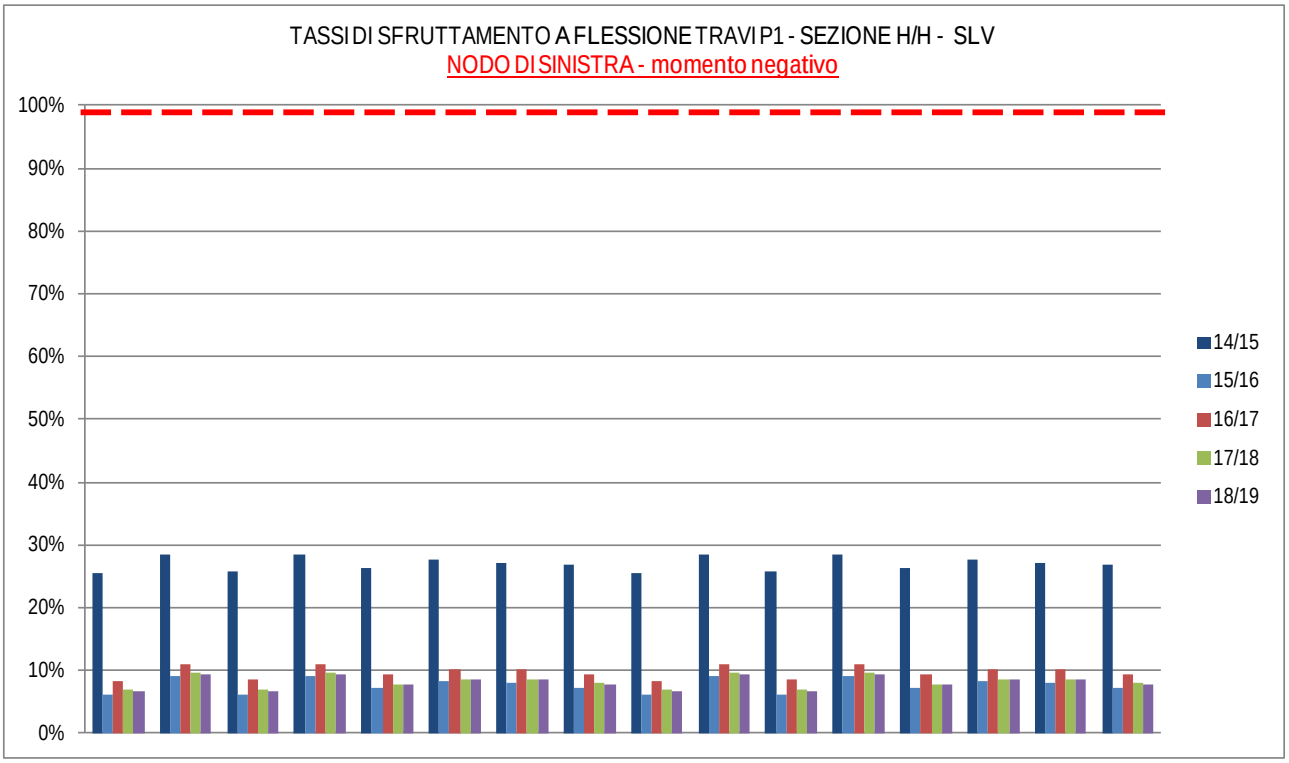
V_{RD}	<	V_{ED}	no	tasso sfruttamento	126%

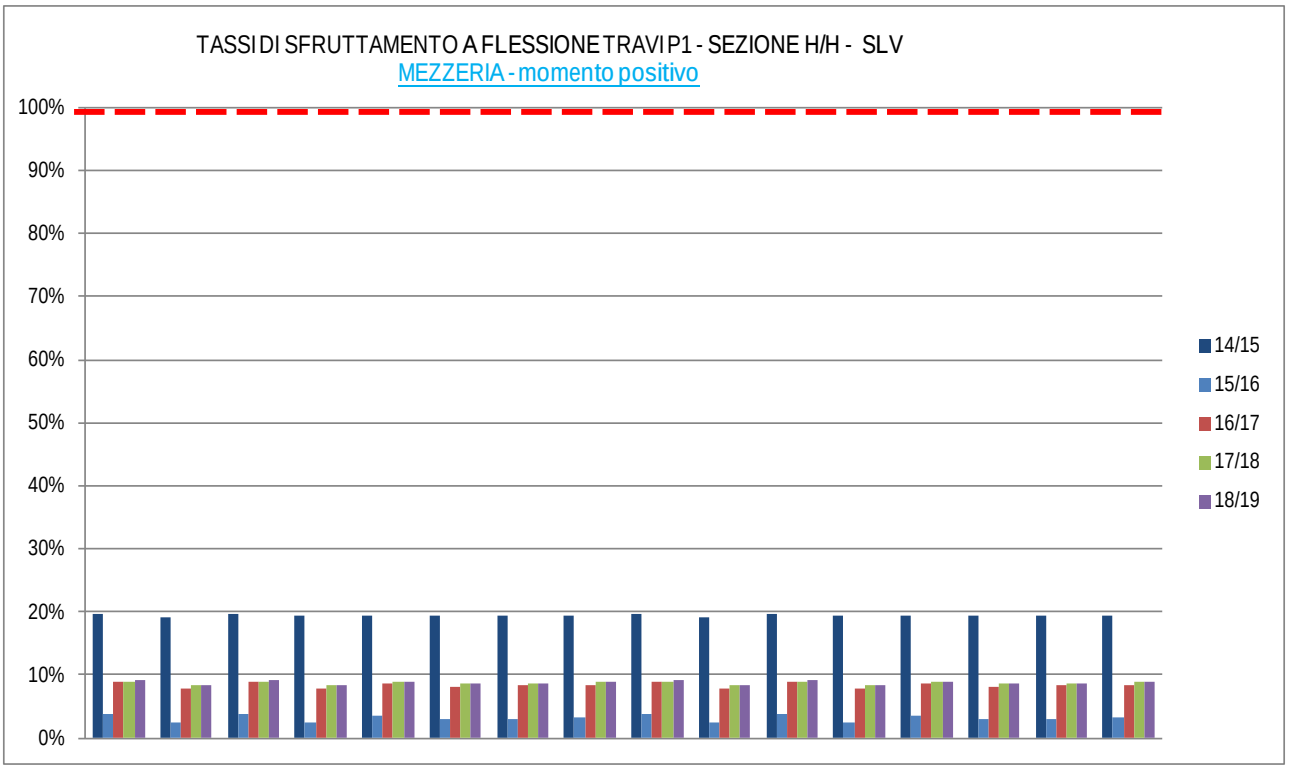
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di colmo della copertura sezione H-H** a flessione e taglio (campata 14-19).

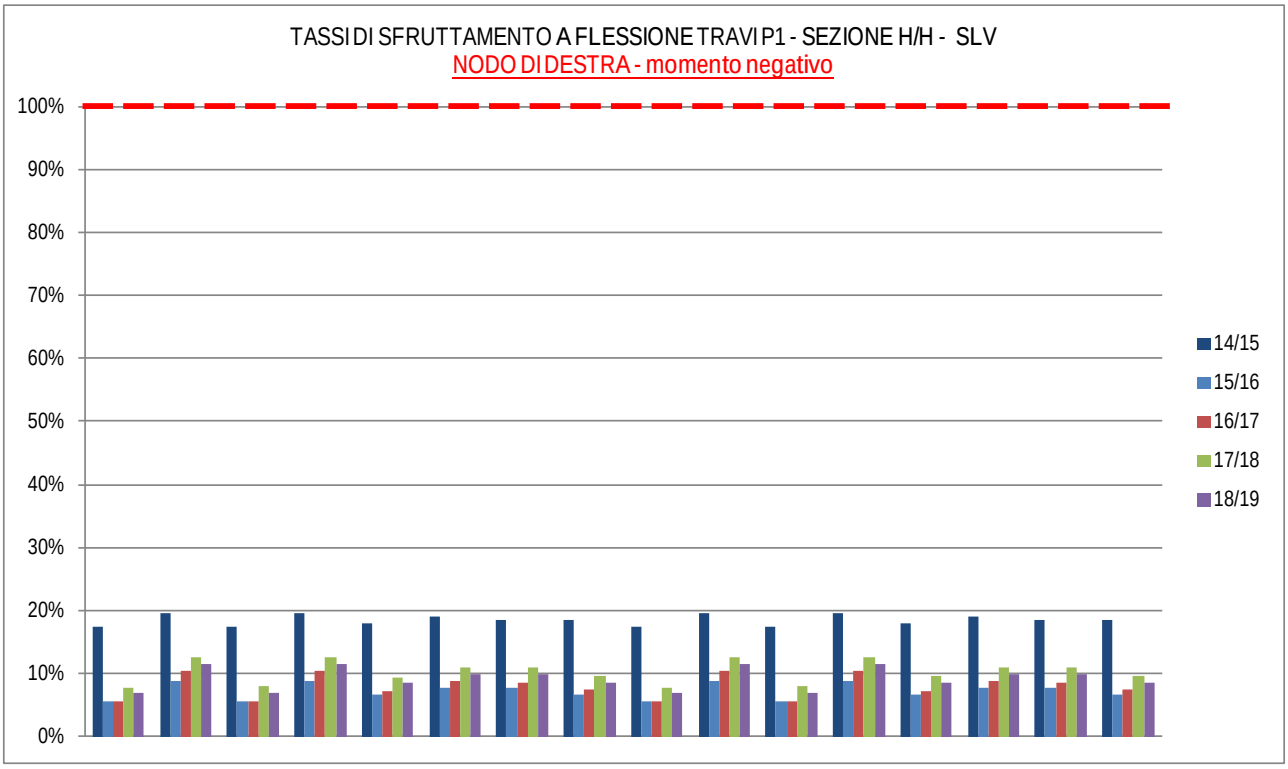


Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 14-19

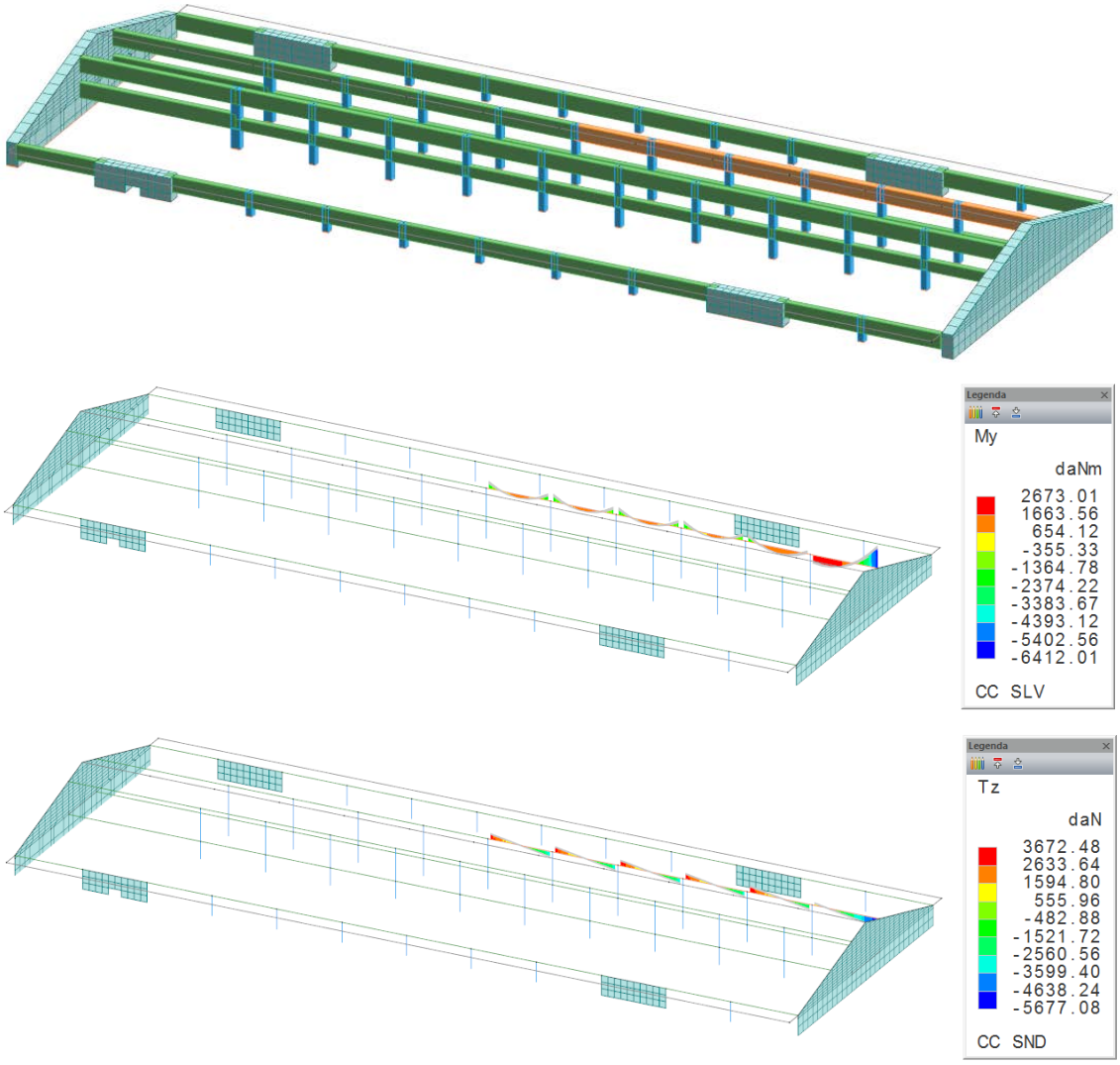
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
14/15
15/16
16/17
17/18
18/19


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
14/15
15/16
16/17
17/18
18/19

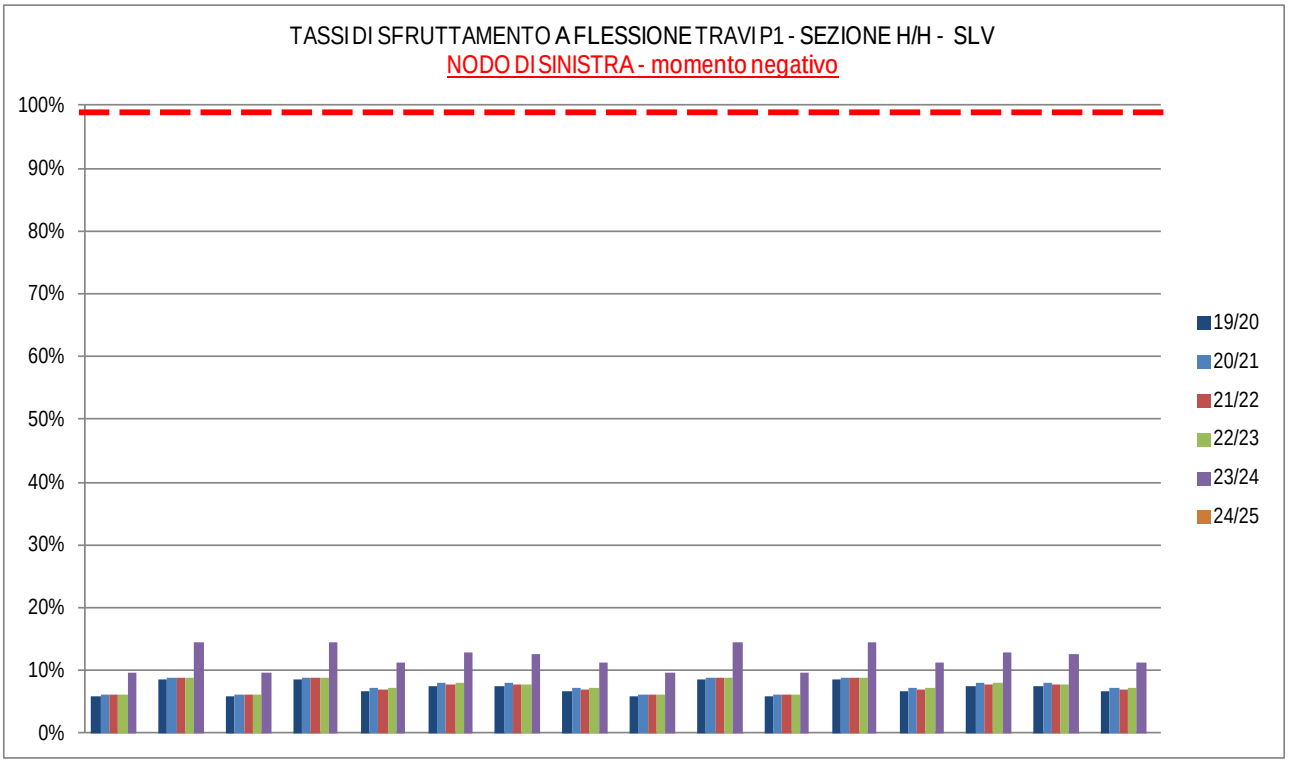

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
14/15
15/16
16/17
17/18
18/19

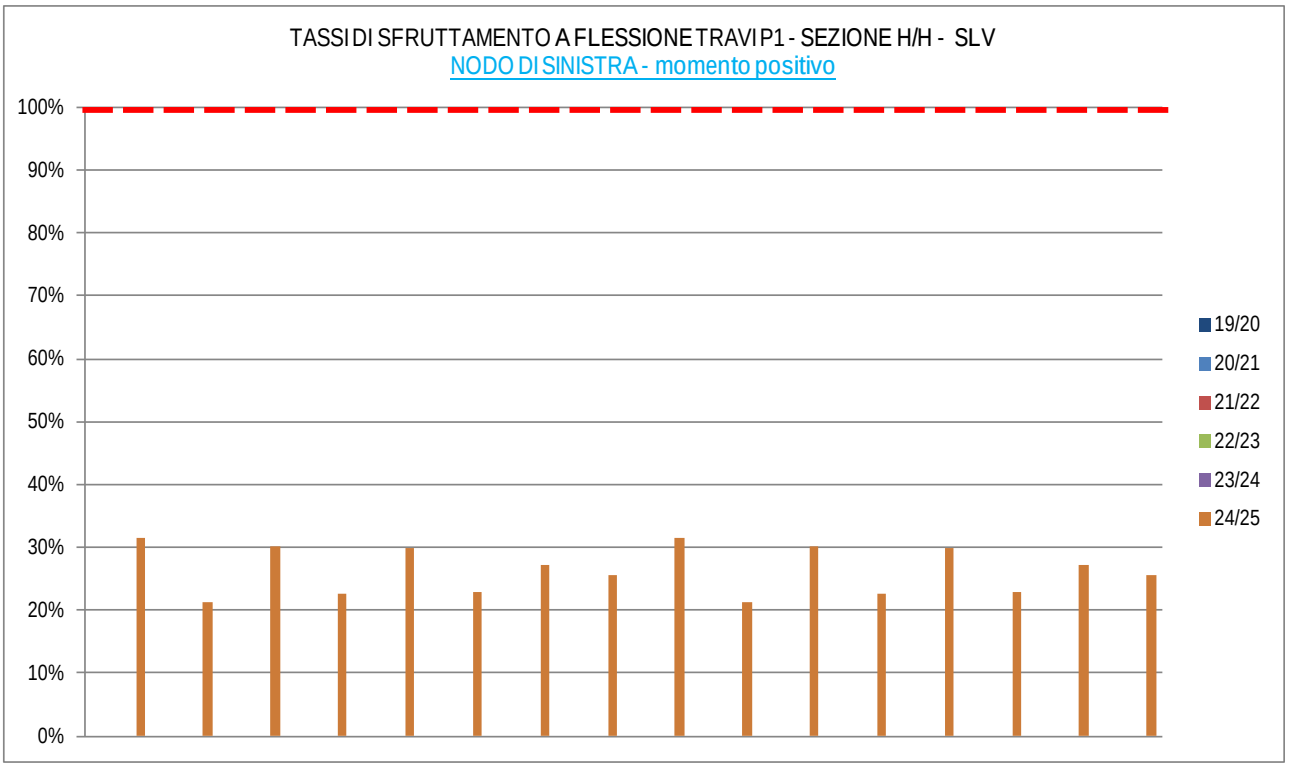
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di colmo della copertura sezione H-H** a flessione e taglio (campata 19-25).

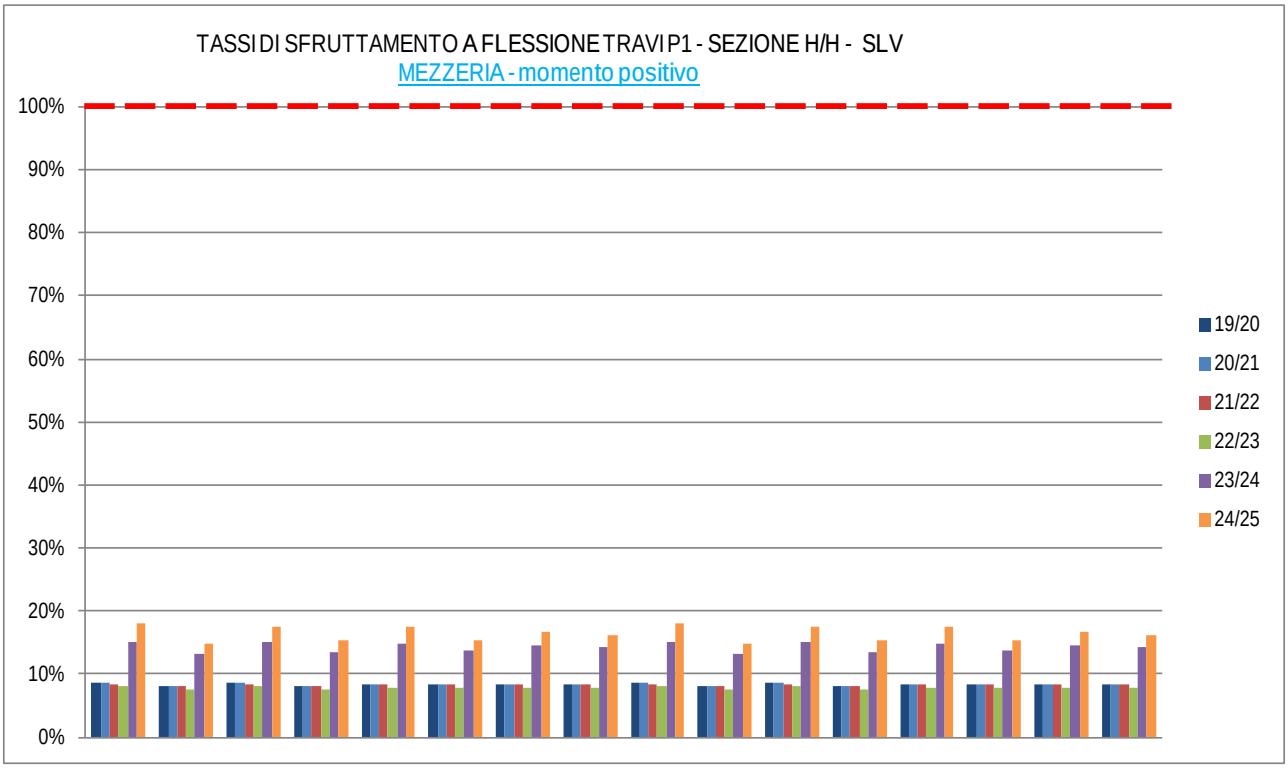


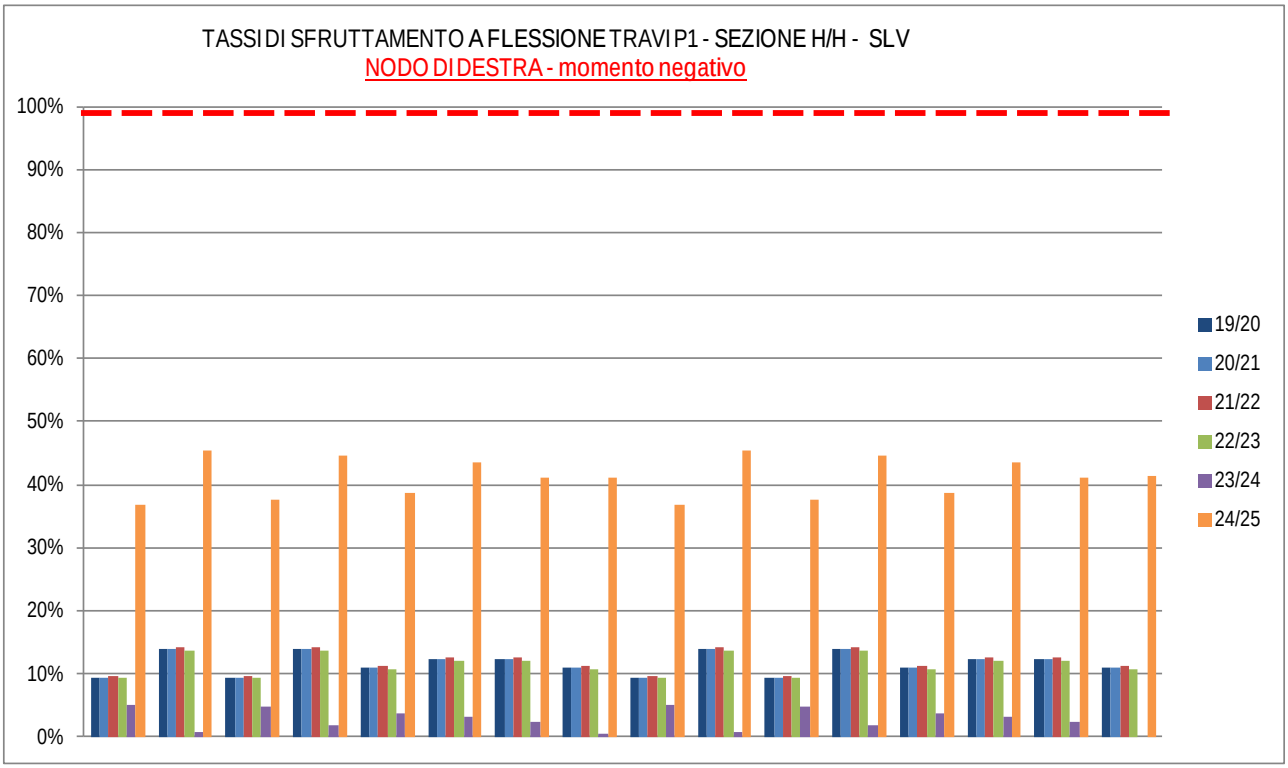
Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 19-25

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).

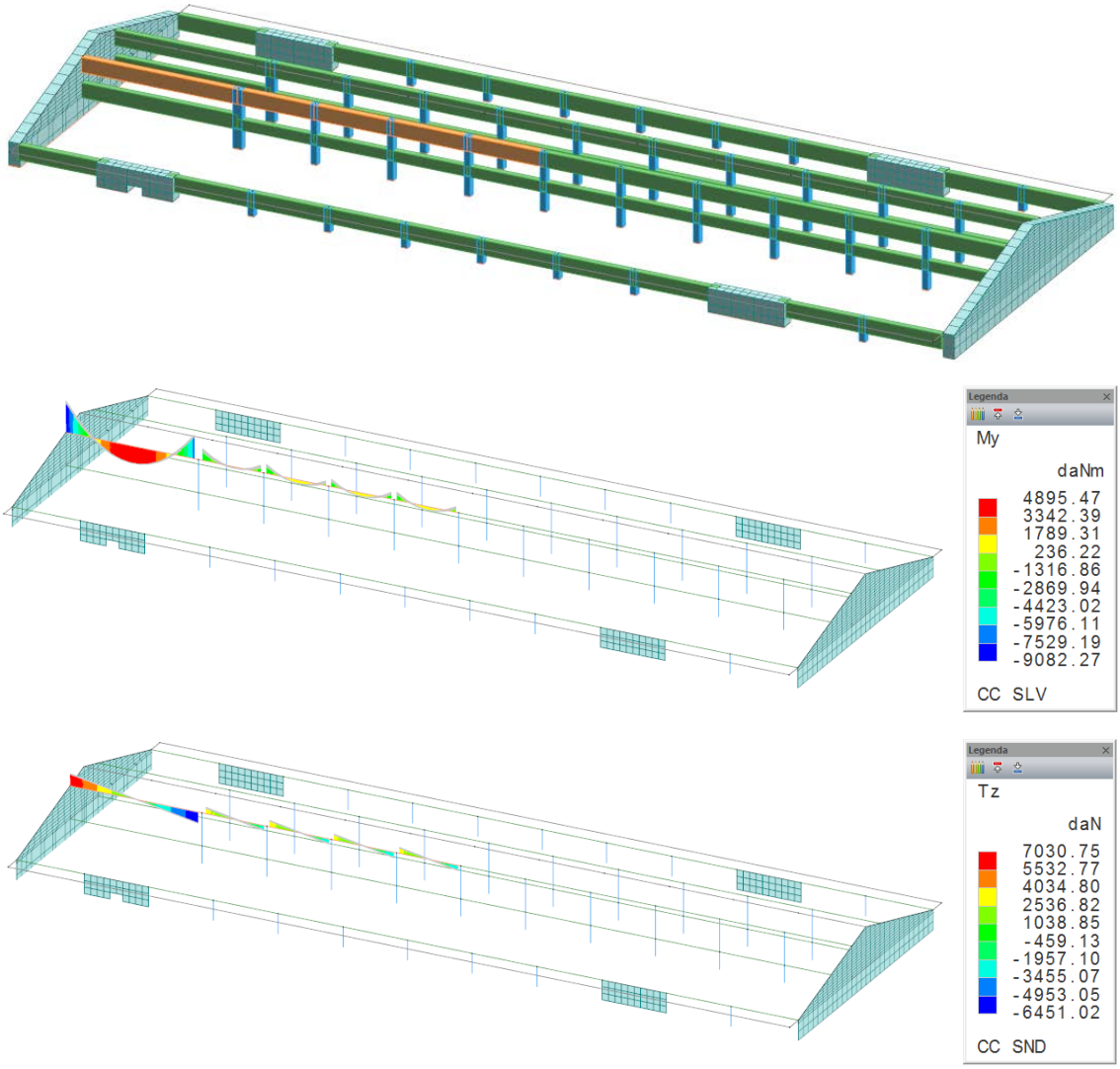

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI SINISTRA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25

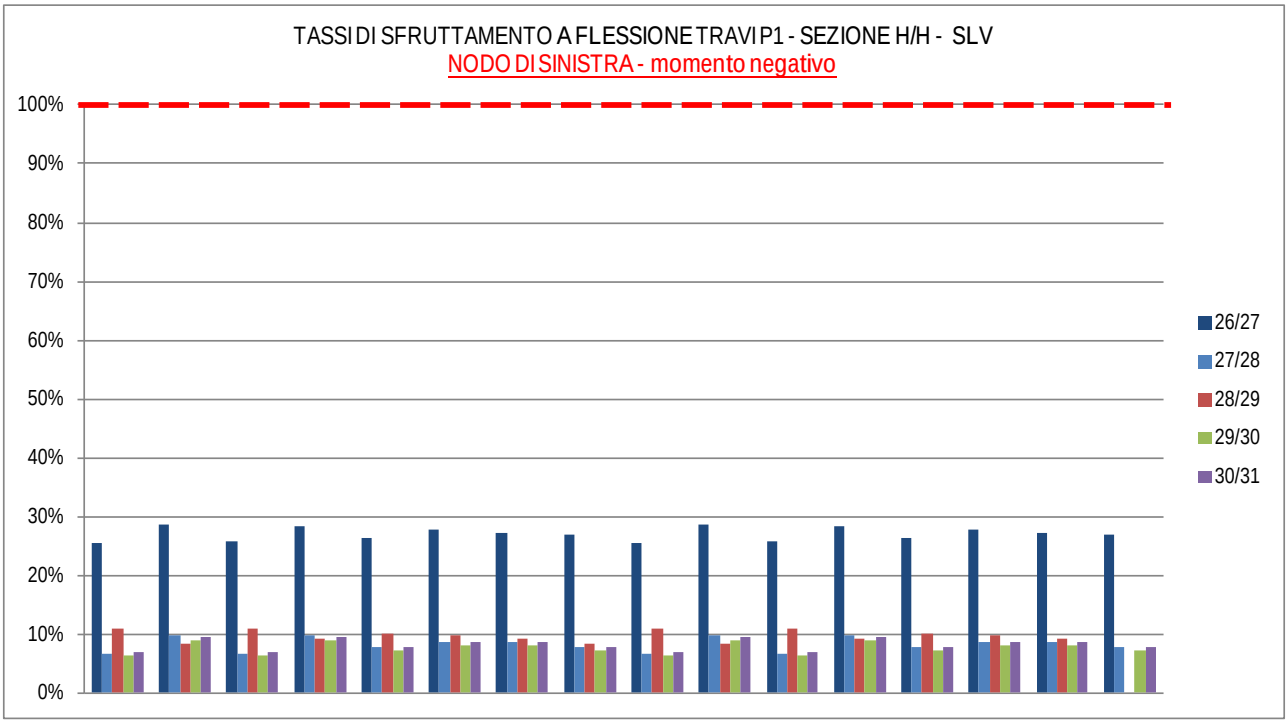

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
19/20
20/21
21/22
22/23
23/24
24/25

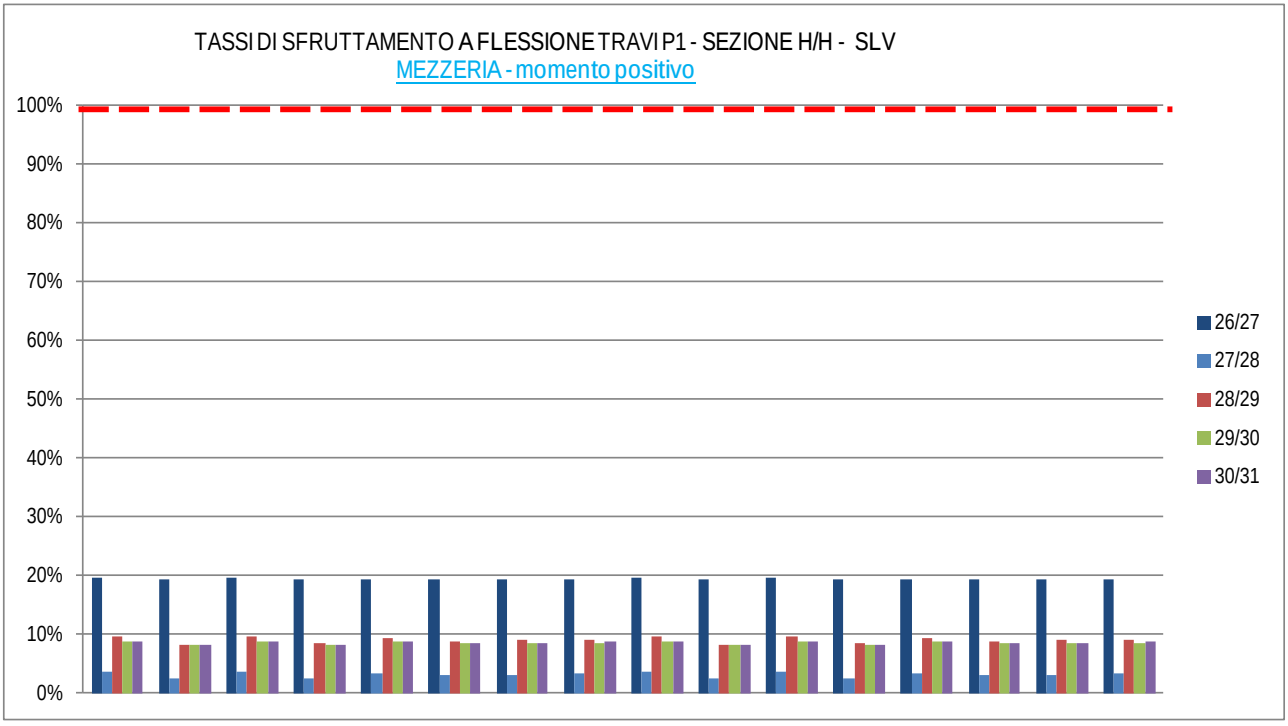
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di colmo della copertura sezione H-H** a flessione e taglio (campata 26-31).

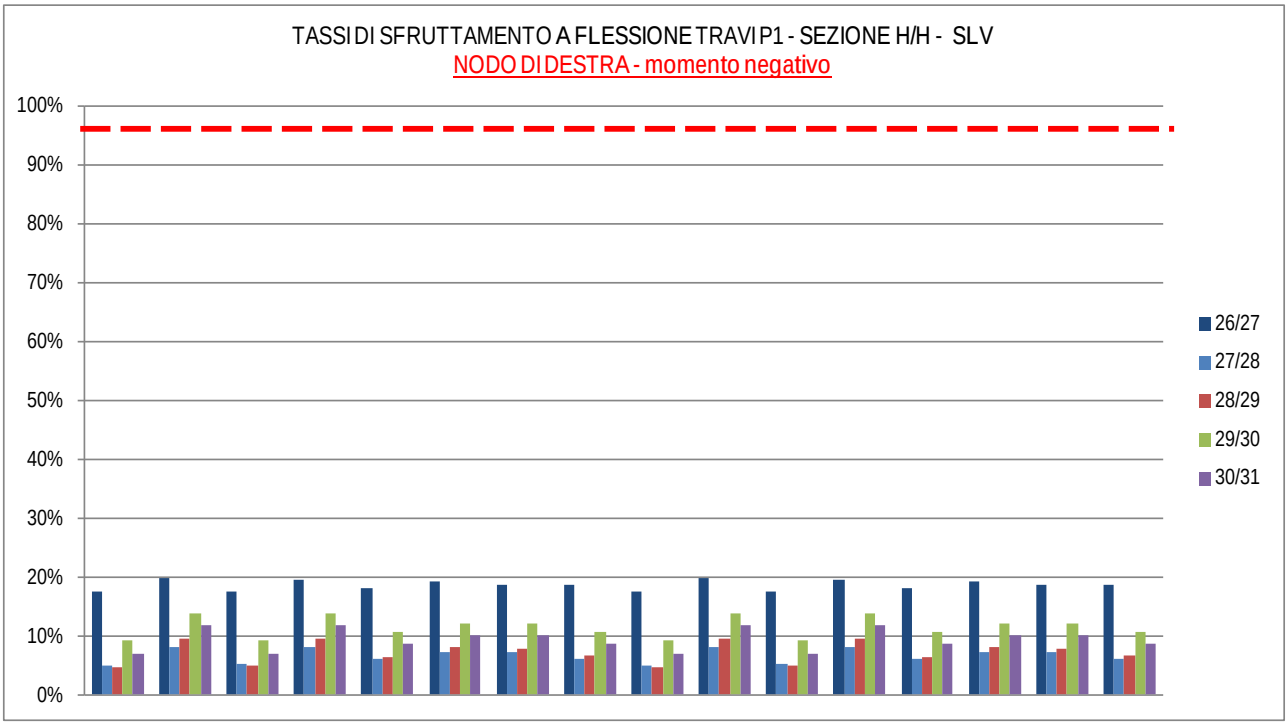


Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 26-31

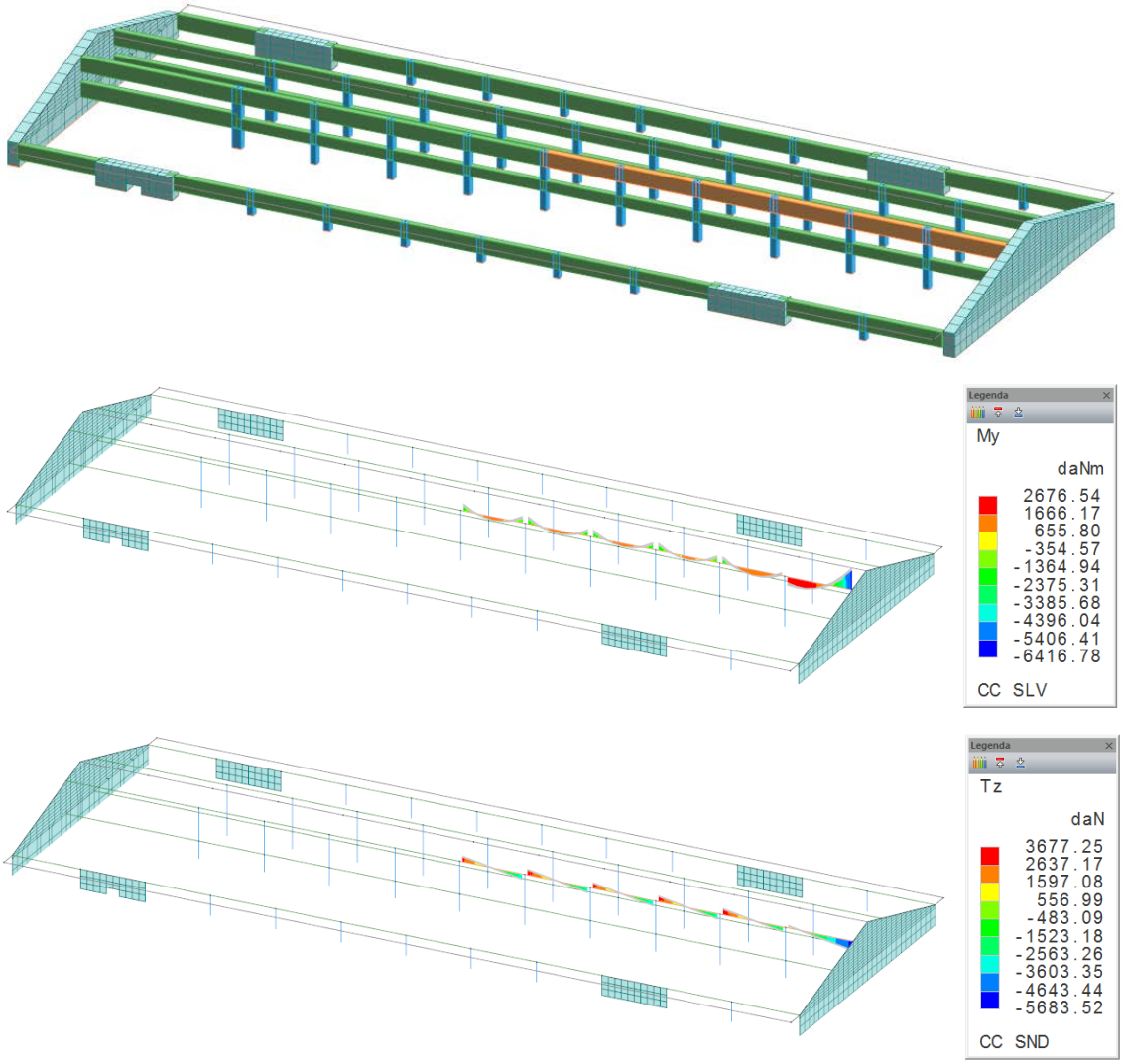
Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
26/27
27/28
28/29
29/30
30/31


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
26/27
27/28
28/29
29/30
30/31

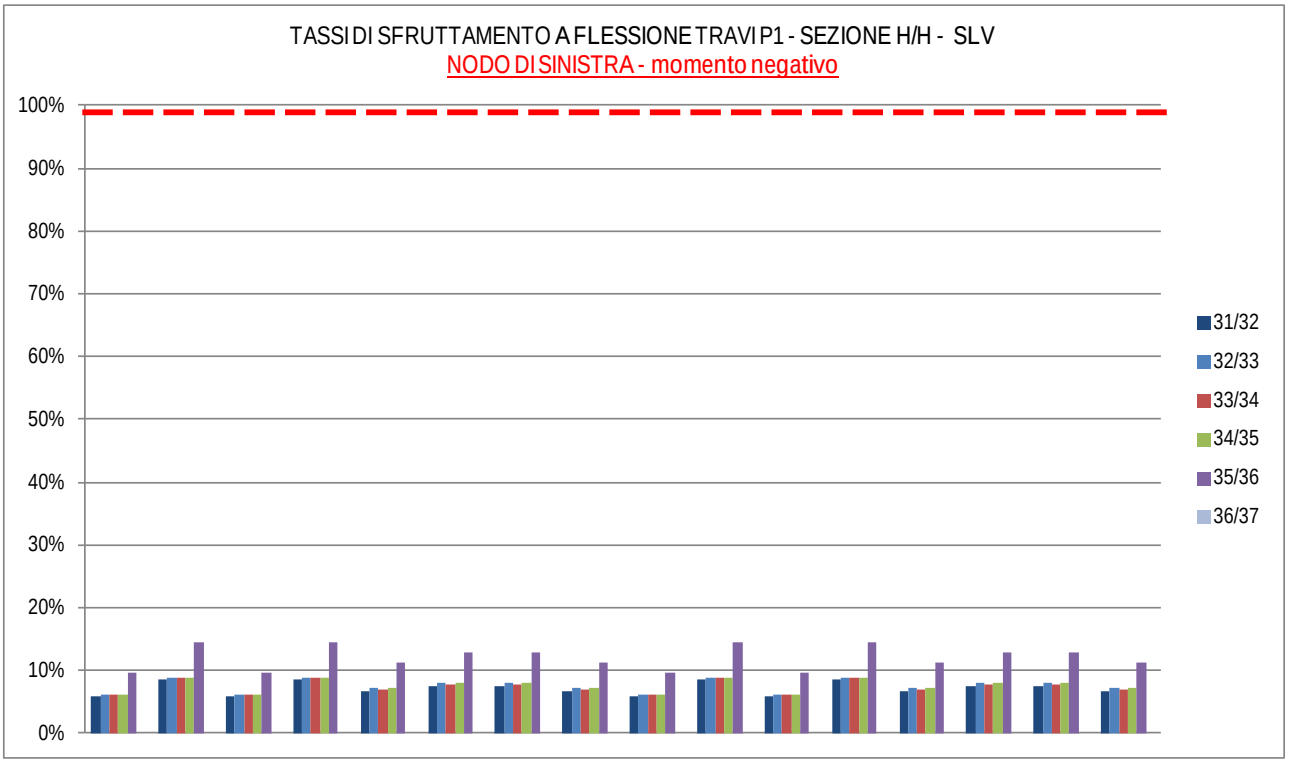

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
26/27
27/28
28/29
29/30
30/31

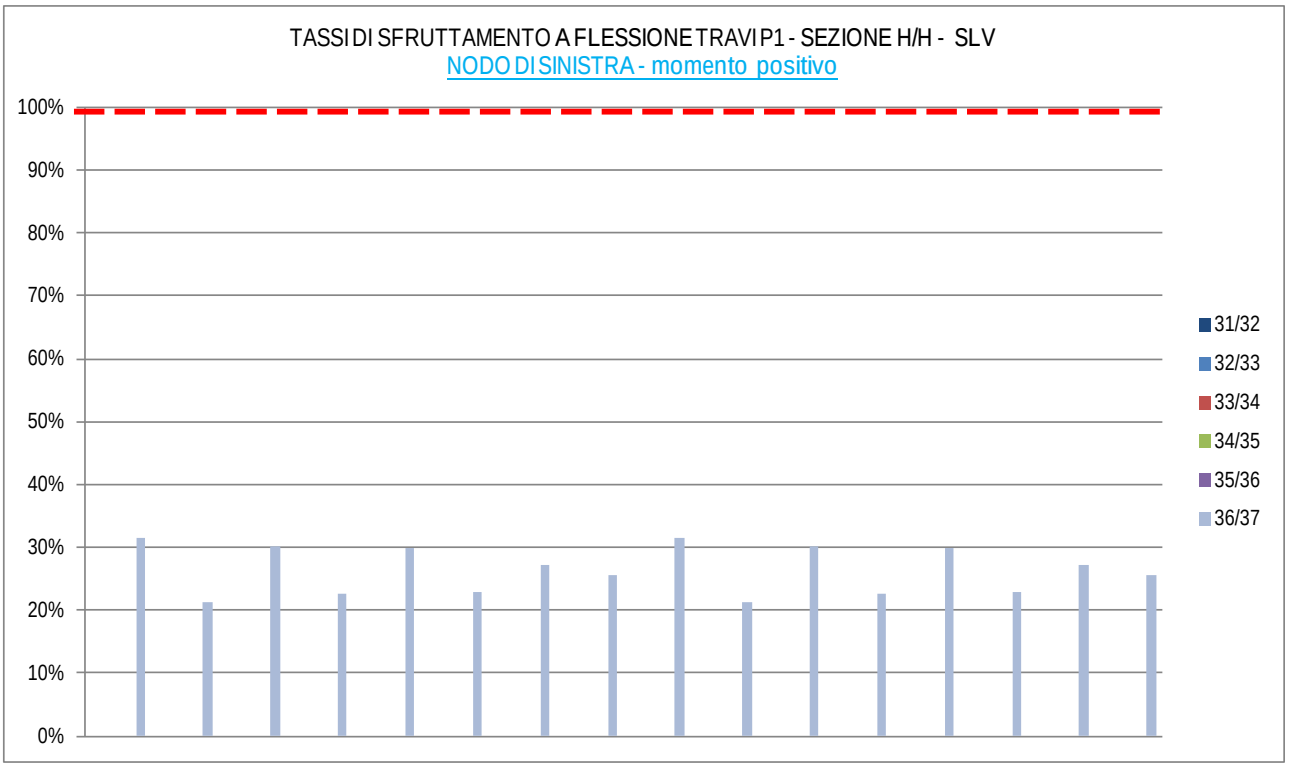
Si riportano le sollecitazioni delle **travate di colmo della copertura sezione H-H** a flessione e taglio (campata 31-37).

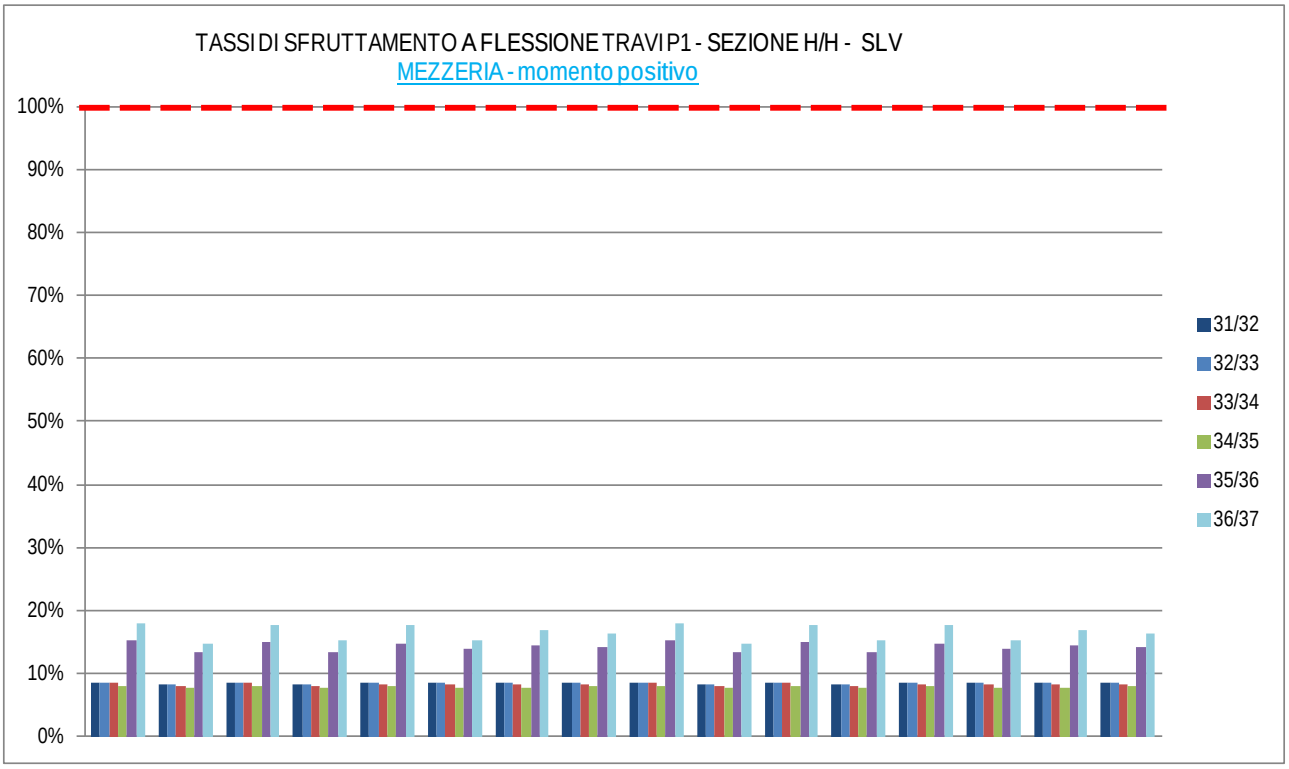


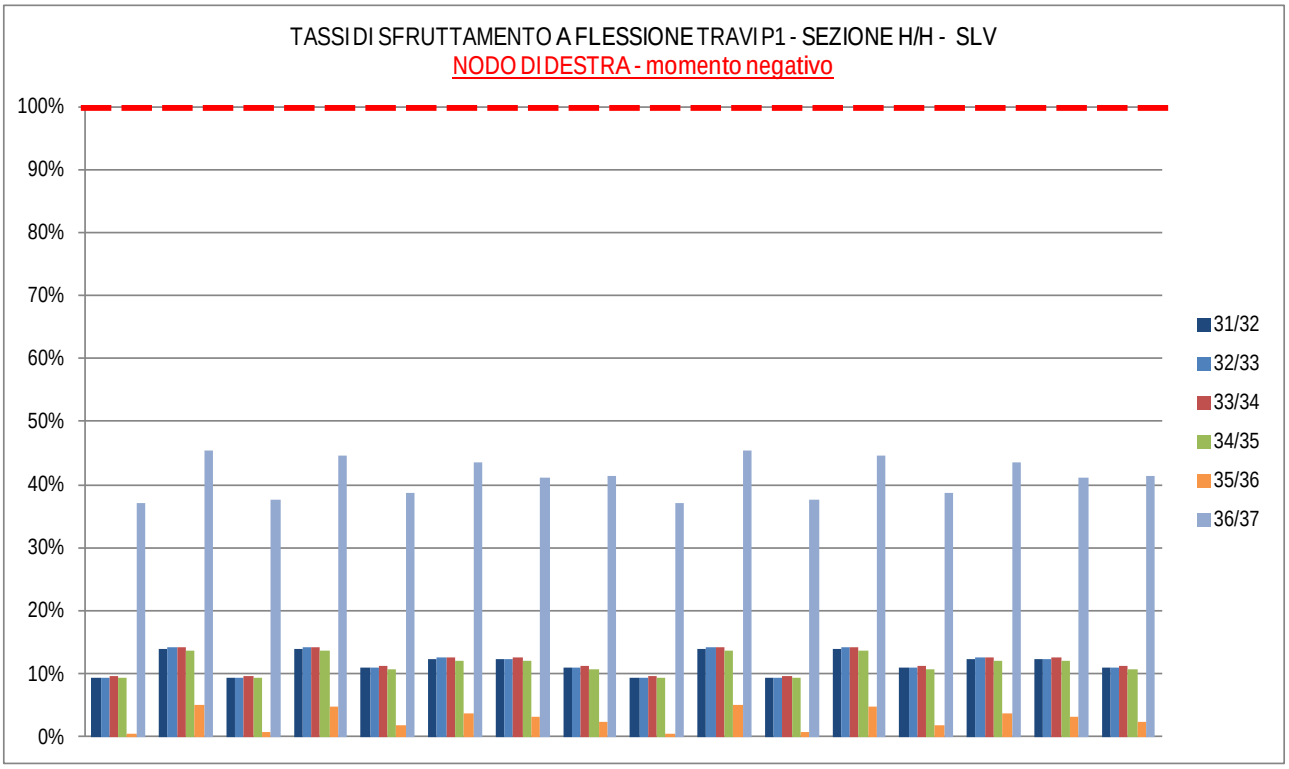
Modello MODEST822-SC_SP_09 – momento flettente (SLV) e taglio (SND) campate 31-37

Si riportano di seguito i tassi di sfruttamento e flessione e taglio di ogni campata raggruppati in termini di verifiche in mezzeria (momento positivo e/o negativo) e verifiche ai nodi destro e sinistro (momento negativo e/o positivo).


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI SINISTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37

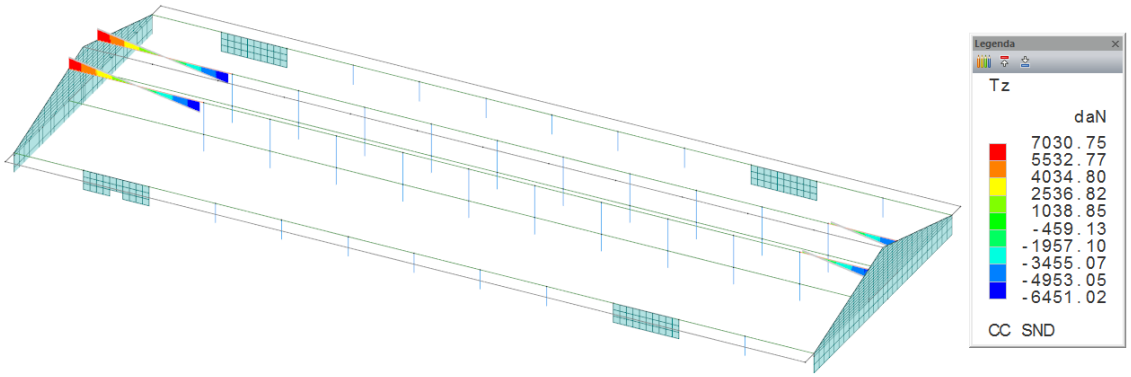

TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI SINISTRA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
MEZZERIA - momento positivo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37


TASSI DI SFRUTTAMENTO A FLESSIONE TRAVI P1 - SEZIONE H/H - SLV
NODO DI DESTRA - momento negativo
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
31/32
32/33
33/34
34/35
35/36
36/37

Si esegue la verifica a taglio come indicata al paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare.

Le travi con **sezione H-H**, ovvero le travate di bordo della copertura, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND nelle campate adiacenti i setti esistenti.



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND travi H-H campate adiacenti i setti

La condizione peggiore si ha per la campata 14/15:

$V_{ED,min}$ = 6451 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 7030 kg taglio massimo sollecitante allo SND

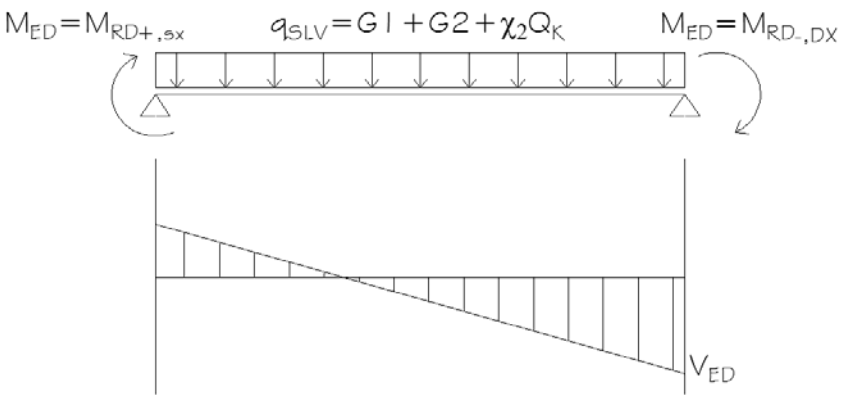
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=38200 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=13470 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =13450 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		14/15	-	
nodo		SX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		750	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		720	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		9138	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		7030	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1300	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	216000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=2Ø10+8Ø16 ; inf=3Ø16	23.69	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø6 / 30 a 2 bracci	0.56	cm^2	area della singola staffa
s_h		30	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00011	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	A_{SX} / (b × s_h) =	0.00006	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	648	mm	braccio delle forze interne
x	[0.25 + (0.85×N) / (A_C×f_{cd})] × h =	187.5	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

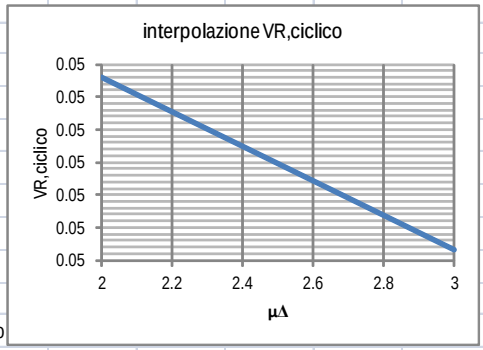
calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		750	mm	altezza della sezione
d		720	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	0.56	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	2805	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	33615	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	2805	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		31840	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0288	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		30300	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.03026	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.00869	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.85	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.3113	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0024	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.6041	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.92	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	62.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	0.78	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.40	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.60	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.02977	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41054	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.02805	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.05453	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	5453	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$



interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41054	0.41054	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.05030	0.04765	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.04923	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

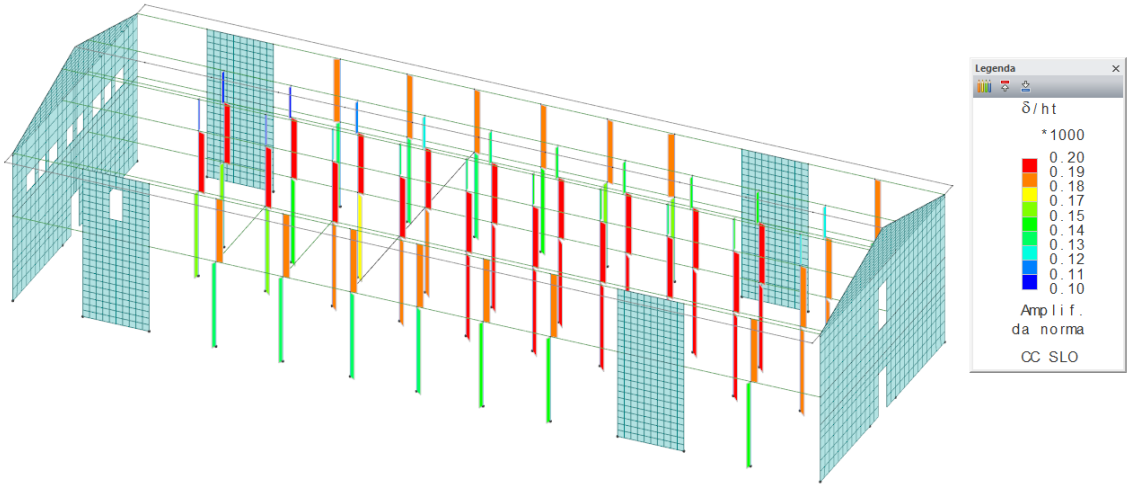
V_{RD}	5453	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

V_{RD}	<	V_{ED}		no				tasso sfruttamento	129%

7.3 Verifiche di spostamento (SLO)

Si riporta l'andamento degli spostamenti relativi di interpiano sotto sisma in combinazione SLO:



Modello MODEST822-SC_SP_09– spostamenti relativi

Si ha che:

$\delta/h_t = 0.20 \times 1000$ spostamento di interpiano massimo allo SLO

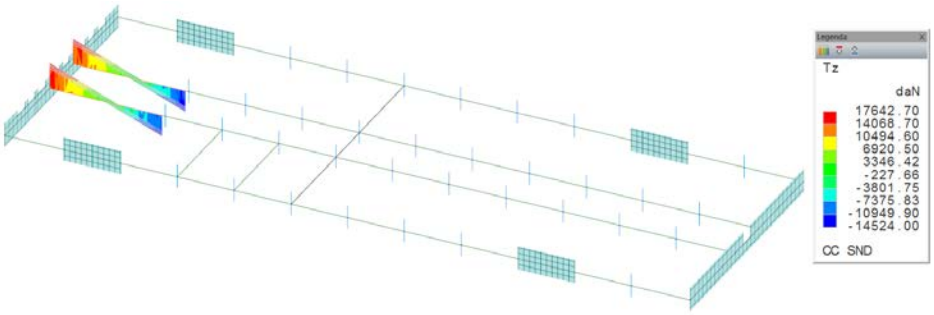
$(\delta/h_t)_{,lim} = 3.33 \times 1000$ spostamento di interpiano limite

0.20 ×1000 < 3.33 ×1000 *verifica soddisfatta*

7.4 Interventi di consolidamento delle travi

7.4.1 AUMENTO DELLA CAPACITÀ A TAGLIO: FASCIATURA FRP

Le travi con **sezione A-A**, ovvero le travate di spina del piano primo, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND.



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND campate 14/15 e 26/27

La condizione peggiore si ha per la campata 14/15:

$V_{ED,min}$ = 14524 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 17642 kg taglio massimo sollecitante allo SND

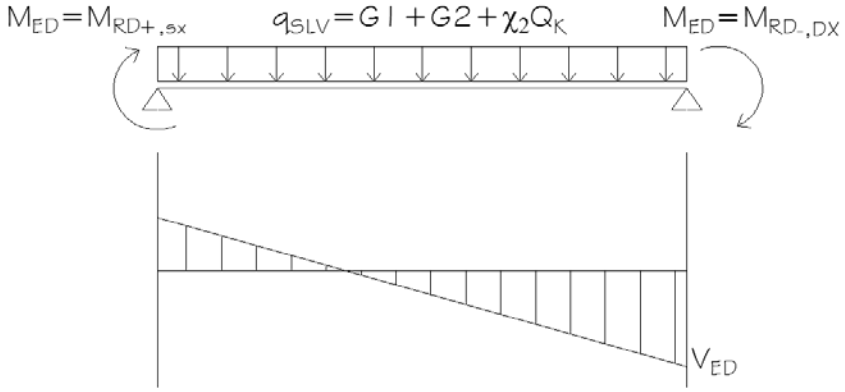
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=71570 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=33740 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =28670 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		14/15	-	
nodo		SX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		800	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		770	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		27441	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		17625	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1557	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	231000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=4Ø10+14Ø16 ; inf=7Ø16	45.37	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø8 / 20 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa
s_h		20	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00020	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00017	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	693	mm	braccio delle forze interne
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	200	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		200	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		800	mm	altezza della sezione
d		770	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	8035	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	35949	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	8035	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		59650	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0294	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		57200	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.03066	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.01410	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.50	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.5912	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0023	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.4963	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	2.09	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	59.1	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.13	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.54	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.46	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.02300	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41835	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.08035	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.10125	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	10125	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

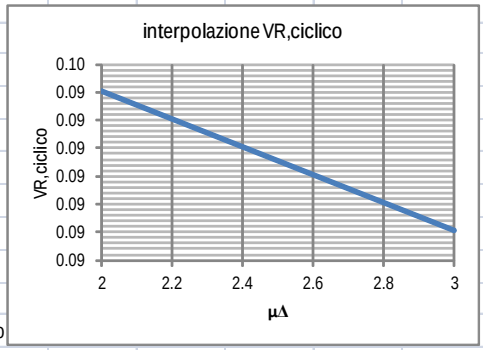
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41835	0.41835	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.09402	0.08907	MN



$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.09135	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	10125	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

V_{RD}	<	V_{ED}		no				tasso sfruttamento	174%

Come si vede dal foglio di calcolo, la verifica a taglio risulta non soddisfatta allo stato attuale.

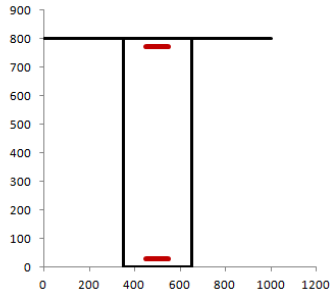
L'intervento di consolidamento consiste nella fasciatura con tessuti FRP in fibra di carbonio. La capacità portante a taglio allo stato di progetto sarà pertanto valutata come somma della capacità portante della sezione in c.a. con la staffatura esistente e della capacità portante della fasciatura FRP:

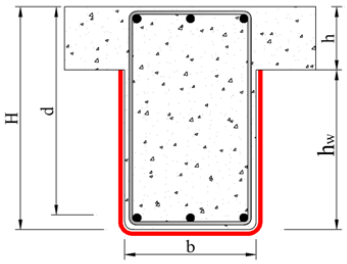
$$V_{RD} = V_{RD,staffe\ esistenti} + V_{RD,FRP}$$

Si procede al calcolo della resistenza a taglio data dalla fasciatura FRP. La fasciatura sarà applicata con tessuti di larghezza 15 cm disposti ad un interasse massimo pari a 21 cm.

Si effettua la verifica mediante ausilio di foglio di calcolo in accordo con *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati; Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"* **CNR-DT 200 R1/2013.**

Dati di Input	
Base (B)	300 mm
Altezza Totale (H)	800 mm
Altezza Soletta (h)	0 mm
Altezza utile (d)	770 mm
Copriferro (c_1=c_2)	30 mm
D staffe	Φ 8
A_{staffe}	50 mm²
Passo	200 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	0 kN

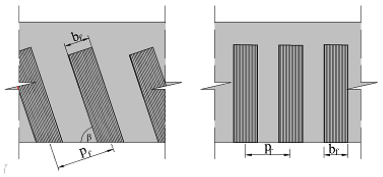




Materiali				
	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	1.20
Calcestruzzo	12.45 MPa	6.92	f_{ck}	4.45 MPa
			f_{cm}	0.81 MPa
Acciaio	320 MPa	232	γ_c	1.5
			γ_s	1.15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 600 - E 256	Carbonio
Tipologia di rinforzo longituninale	A strisce
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	5340 MPa	$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
Modulo elastico	256 GPa	numero di strati [n_F]	1
ε rottura, $\varepsilon_{frp,u}$	0.021	b_f	150 mm
spessore [t_f]	0.328 mm	p_f	210 mm
min{0,5d; 3b_f; b_f+200}	350 mm	β	90°
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		



Fase di calcolo	
A_{sw}	100 mm²
ω_{sw}	0.0561
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1.000
ν	0.50
α_c	1.000
$\gamma_{R,d}$ Coefficiente parziale per i modelli	1.2
η_a Fattore di conversione ambientale	0.95
f_{fd} Tensione ultima di delaminazione	4612 MPa
k_G	0.0370
k_b	1.00
Φ_R	0.307
min {0,9d ; h_w}	693 mm
Spessore Totale [t_f x n]	0.328 mm
γ_f Coefficiente parziale	1.1
$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
f_{fdd} Resistenza di prog. alla delaminazione	326 MPa
Γ_{fd} Energia Specifica di Frattura	0.0980
s_u	0.25
f_{bd}	0.78
l_b lunghezza efficace di ancoraggio	205.6 mm
f_{fed} Resistenza efficace di calcolo	294 MPa
$f_{fdd,rid}$ Resistenza di progetto ridotta	326 MPa
$V_{Rd,f}$ =	**79.5 kN**

$$k_b = \sqrt{\frac{2-\frac{b_f}{b}}{1+\frac{b_f}{b}}} \geq 1 \qquad 4.3$$

$$\phi_R = 0.2+1.6\cdot\frac{r_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0.5, \qquad 4.23$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC}\cdot\sqrt{f_{cm}\cdot f_{cm}}. \qquad 4.2$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}}\cdot\sqrt{\frac{2\cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} \qquad 4.4$$

$$l_{ed} = \max\left\{\frac{1}{\gamma_{Rd}\cdot f_{bd}}\sqrt{\frac{\pi^2\cdot E_f\cdot t_f\cdot\Gamma_{Fd}}{2}}, 200\text{ mm}\right\} \qquad 4.1$$

$$f_{fed} = f_{fdd}\cdot\left[1-\frac{1}{3}\cdot\frac{l_{ed}\cdot\sin\beta}{\min\{0.9\cdot d, h_w\}}\right] \qquad 4.21$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}}\cdot 0.9\cdot d\cdot f_{fed}\cdot 2\cdot t_f\cdot(\cot\theta+\cot\beta)\cdot\frac{b_f}{p_f} \qquad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V_{Rsd} = 80.73 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V_{Rcd} = 359 kN	Contributo del calcestruzzo
$V_{Rd,sezione\ non\ rinforzata}$ = **80.73 kN**	**Resistenza della sezione non rinforzata**
V_{Rd} = 160.21 kN	**Resistenza a taglio della sezione rinforzata**

$$V_{Rd} = \min\left\{V_{Rd,s}+V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\right\} \qquad 4.18$$

Si ha che $V_{RD,FRP}$ = 16021 kg resistenza a taglio del consolidamento FRP

Si valuta la capacità a taglio allo stato di progetto in condizioni sismiche:

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5											
dati di ingresso									XXX	valori di progetto	
trave		14/15	-								
nodo		SX	-								
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari							
h		800	mm	altezza totale della sezione							
b		300	mm	larghezza della sezione							
d		770	mm	altezza utile della sezione							
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)							
M_{ED}		27441	kgm	momento agente nella sezione da verificare							
V_{ED}		17625	kg	taglio agente nella sezione da verificare							
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1557	mm	luce di taglio							
A_C	b × d =	231000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo							
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo							
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)							
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio							
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)							
A_S	sup=4Ø10+14Ø16 ; inf=7Ø16	45.37	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali							
A_{SX}	Ø8 / 20 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa							
s_h		20	cm	interasse delle staffe							
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00020	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale							
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00017	-	percentuale geometrica di armatura trasversale							
z	0.9 × d =	693	mm	braccio delle forze interne							
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	200	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)							

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		200	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		800	mm	altezza della sezione
d		770	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	8035	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	35949	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	8035	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		59650	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0294	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		57200	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.03066	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.01410	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.50	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.5912	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0023	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.4963	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	2.09	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	59.1	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.13	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.54	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.46	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.02300	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41835	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.08035	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.10125	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	10125	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

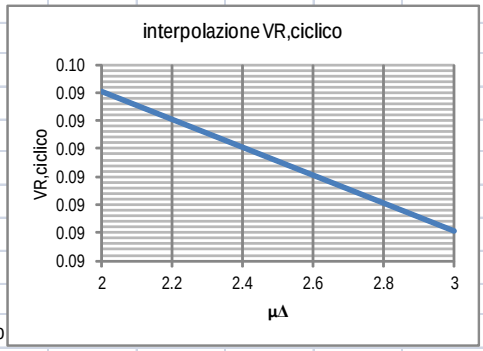
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41835	0.41835	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.09402	0.08907	MN



$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.09135	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

$V_{RD,staffe\ esistenti}$	10125	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche data dalle staffe esistenti

taglio resistente totale allo stato di progetto

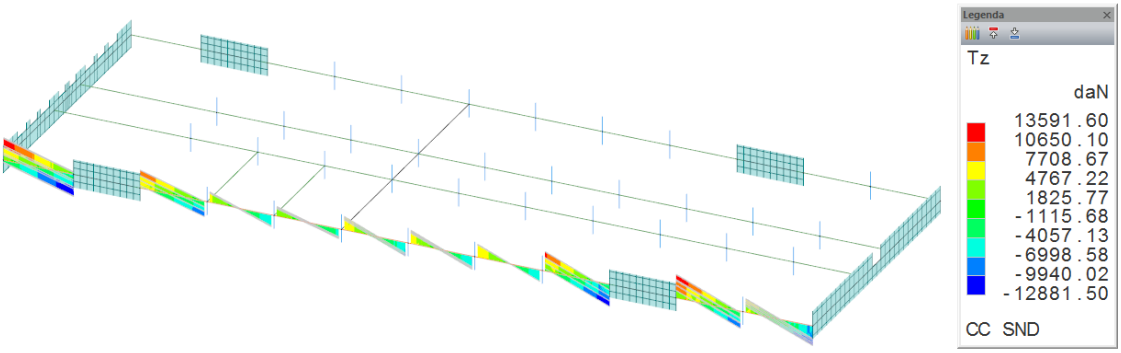
V_{RD}	$V_{RD,staffe\ esistenti} + V_{RD,FRP} =$	26146	kg	taglio resistente totale

verifica

V_{RD}	>	V_{ED}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	67%

Le travi con **sezione B-B**, ovvero le travate di bordo del piano primo, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND.

L'allineamento più sollecitato a taglio allo SND è il 38/50 di cui si riportano le sollecitazioni:



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND campate 38/50

La condizione peggiore si ha per le campate dal pilastro 38 al 50:

$V_{ED,min}$ = 12881 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 13591 kg taglio massimo sollecitante allo SND

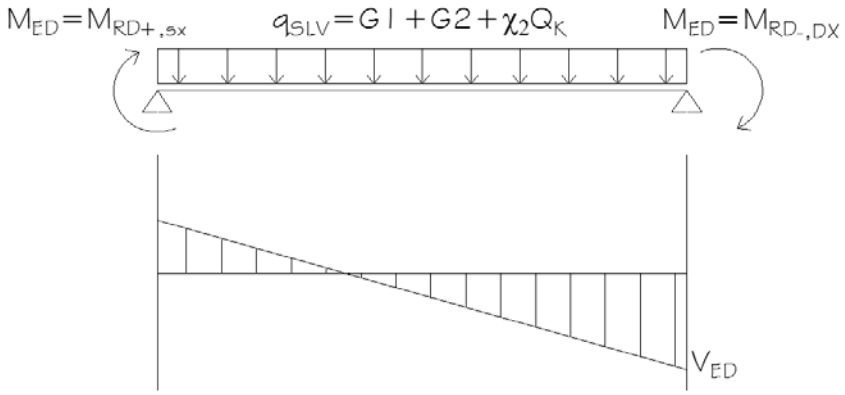
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=15430 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=6220 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =9450 kg< $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

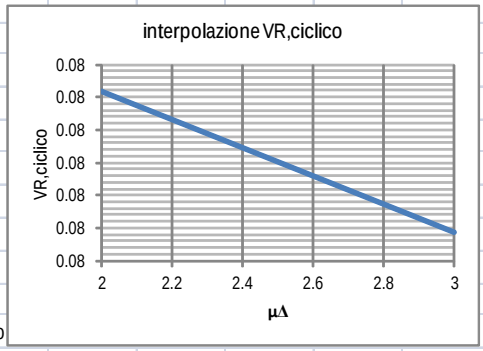
Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta inferiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,calcolo\ semplificato}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		43/44	-	
nodo		DX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		900	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		15430	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		9450	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1633	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	261000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=5Ø12 ; inf=2Ø12	7.91	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø8 / 30 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa
s_h		30	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00003	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00011	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	783	mm	braccio delle forze interne
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	225	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		900	mm	altezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	6052	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'$_{cd}$ [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	40618	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	6052	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		12860	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0204	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'$_{YD}$		12240	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02143	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02572	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.2	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.1665	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0024	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.2768	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.45	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	55.5	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.43	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.99	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.01	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00059	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.48717	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.06052	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.08657	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	8657	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche										
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.										
Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.										
Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$										
interpolazione										
		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$							
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN						
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN						
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN						
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.48717	0.48717	MN						
		V_{R2}	V_{R3}							
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.08219	0.07787	MN						
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.07792	MN	valore interpolato						
controllo sul valore di μ_Δ										
μ_Δ	<	2	non occorre interpolare							
V_{RD}		8657	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche						
verifica										
V_{RD}	<	V_{ED}		no				tasso sfruttamento	109%	

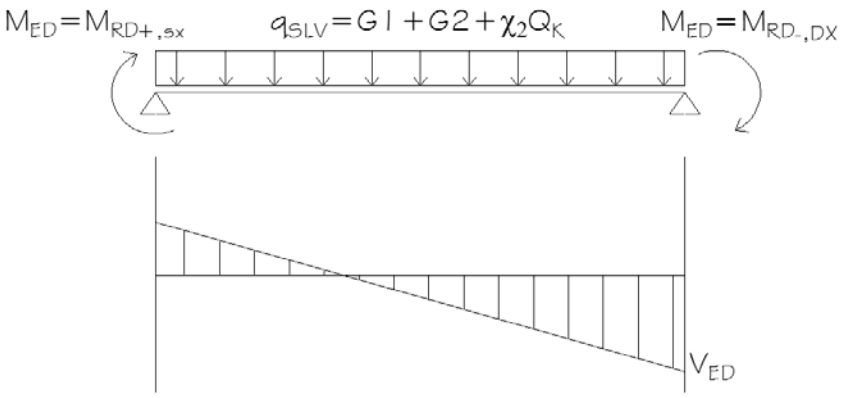


Come si vede dal foglio di calcolo, la verifica a taglio risulta non soddisfatta allo stato attuale.

L'intervento di consolidamento consiste nella fasciatura con tessuti FRP in fibra di carbonio. La capacità portante a taglio allo stato di progetto sarà pertanto valutata come somma della capacità portante della sezione in c.a. con la staffatura esistente e della capacità portante della fasciatura FRP:

$$V_{RD} = V_{RD,\text{staffe esistenti}} + V_{RD,FRP}$$

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato di progetto secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato di progetto risulta:

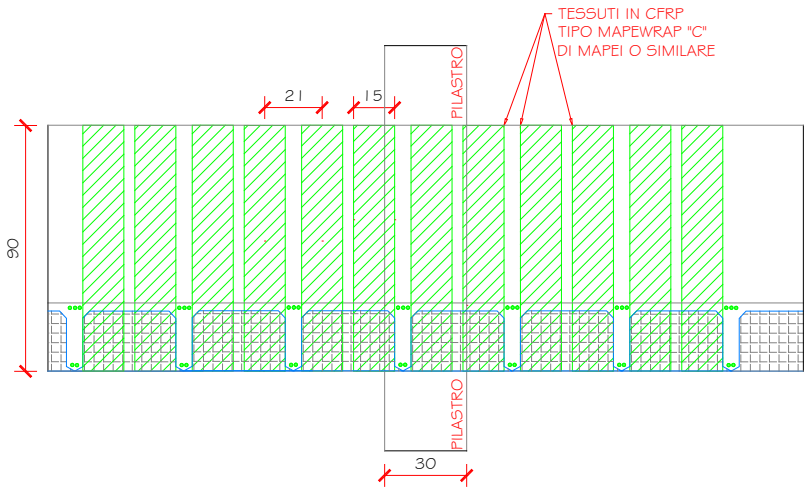
$M_{RD-,DX}$=25850 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato nella condizione allo stato di progetto)

$M_{RD+,SX}$=13830 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato a nella condizione allo stato di progetto)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =14250 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato di progetto

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato di progetto risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

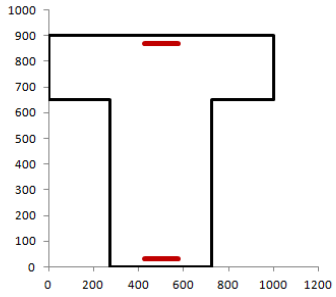
Si procede al calcolo della resistenza a taglio data dalla fasciatura FRP. La fasciatura sarà applicata con tessuti di larghezza 15 cm disposti ad un interasse massimo pari a 21 cm come da schema seguente:

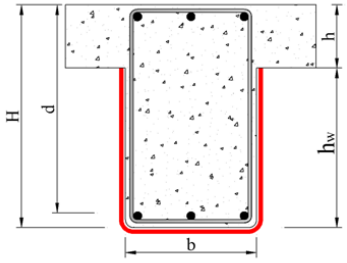


Schema della fasciatura del nodo

Si effettua la verifica mediante ausilio di foglio di calcolo in accordo con *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati; Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"* **CNR-DT 200 R1/2013.**

Dati di Input	
Base (B)	450 mm
Altezza Totale (H)	900 mm
Altezza Soletta (h)	250 mm
Altezza utile (d)	870 mm
Copriferro (c_1=c_2)	30 mm
D staffe	Φ 8
A_{staffe}	50 mm²
Passo	300 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	0 kN

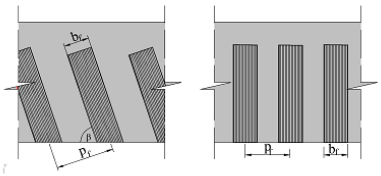




Materiali				
	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	1.20
Calcestruzzo	12.45 MPa	6.92	f_{ck}	4.45 MPa
			f_{ctm}	0.81 MPa
Acciaio	320 MPa	232	γ_c	1.5
			γ_s	1.15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 600 - E 256	Carbonio
Tipologia di rinforzo longituninale	A strisce
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	5340 MPa	$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
Modulo elastico	256 GPa	numero di strati [n_F]	1
ε rottura, $\varepsilon_{frp,u}$	0.021	b_f	150 mm
spessore [t_F]	0.328 mm	p_f	210 mm
min{0,5d; 3b_f; b_f+200}	350 mm	β	90°
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		



Fase di calcolo	
A_{sw}	100 mm²
ω_{sw}	0.0250
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1.000
v	0.50
α_c	1.000
$\gamma_{R,d}$ Coefficiente parziale per i modelli	1.2
η_a Fattore di conversione ambientale	0.95
f_{fd} Tensione ultima di delaminazione	4612 MPa
k_G	0.0370
k_b	1.00
Φ_R	0.271
min {0,9d ; h_w}	650 mm
Spessore Totale [t_F x n_f]	0.328 mm
γ_f Coefficiente parziale	1.1
$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
f_{fdd} Resistenza di prog. alla delaminazione	326 MPa
Γ_{fd} Energia Specifica di Frattura	0.0980
s_a	0.25
f_{bd}	0.78
l_a lunghezza efficace di ancoraggio	205.6 mm
f_{fed} Resistenza efficace di calcolo	292 MPa
$f_{fdd,rid}$ Resistenza di progetto ridotta	326 MPa
$V_{Rd,f}$ =	**89.2 kN**

$$k_b = \sqrt{\frac{2-\frac{b_f}{b}}{1+\frac{b_f}{b}}} \geq 1 \qquad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2+1.6\cdot\frac{r_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0.5, \qquad 4.23$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC}\cdot\sqrt{f_{cm}\cdot f_{ctm}} \qquad 4.2$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}}\cdot\sqrt{\frac{2\cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} \qquad 4.4$$

$$l_{ad} = \max\left\{\frac{1}{\gamma_{Rd}\cdot f_{fd}}\sqrt{\frac{\pi^2\cdot E_f\cdot t_f\cdot\Gamma_{Fd}}{2}}, 200\text{ mm}\right\} \qquad 4.1$$

$$f_{fed} = f_{fdd}\cdot\left[1-\frac{1}{3}\cdot\frac{l_{ad}\cdot\sin\beta}{\min\{0.9\cdot d, h_w\}}\right] \qquad 4.21$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}}\cdot 0.9\cdot d\cdot f_{fed}\cdot 2\cdot t_f\cdot(\cot\theta+\cot\beta)\cdot\frac{b_f}{p_f} \qquad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V_{Rsd} = 60.81 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V_{Rcd} = 609 kN	Contributo del calcestruzzo
$V_{Rd,sezione\ non\ rinforzata}$ = **60.81 kN**	**Resistenza della sezione non rinforzata**
V_{Rd} = 149.96 kN	**Resistenza a taglio della sezione rinforzata**

$$V_{Rd} = \min\left\{V_{Rd,s}+V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\right\} \qquad 4.18$$

Si ha che $V_{RD,FRP}$ = 14996 kg resistenza a taglio del consolidamento FRP

Si valuta la capacità a taglio allo stato di progetto in condizioni sismiche:

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5											
dati di ingresso									XXX	valori di progetto	
trave		43/44	-								
nodo		DX	-								
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari							
h		900	mm	altezza totale della sezione							
b		450	mm	larghezza della sezione							
d		870	mm	altezza utile della sezione							
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)							
M_{ED}		17661	kgm	momento agente nella sezione da verificare							
V_{ED}		13591	kg	taglio agente nella sezione da verificare							
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1299	mm	luce di taglio							
A_C	b × d =	391500	mm^2	area della sezione di calcestruzzo							
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo							
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)							
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio							
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)							
A_S	sup=2Ø20 ; inf=2Ø20	12.56	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali							
A_{SX}	Ø8 / 30 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa							
s_h		30	cm	interasse delle staffe							
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00003	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale							
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00007	-	percentuale geometrica di armatura trasversale							
z	0.9 × d =	783	mm	braccio delle forze interne							
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	225	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)							

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		900	mm	altezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
B		450	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	6052	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'$_{cd}$ [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	60927	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	6052	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		25850	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0306	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'$_{YD}$		19320	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.04094	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02797	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		2	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	B450C	391.3	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.7734	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0027	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	1.2932	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	3.07	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	86.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	2.02	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.66	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.34	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.01713	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.79177	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.06052	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.10955	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	10955	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

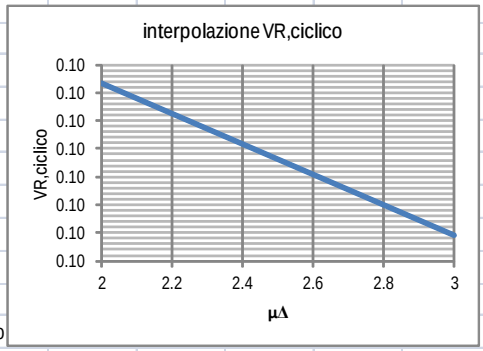
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.79177	0.79177	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.10232	0.09694	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.09878	MN	valore interpolato



controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

$V_{RD,staffe\ esistenti}$	10955	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche data dalle staffe esistenti

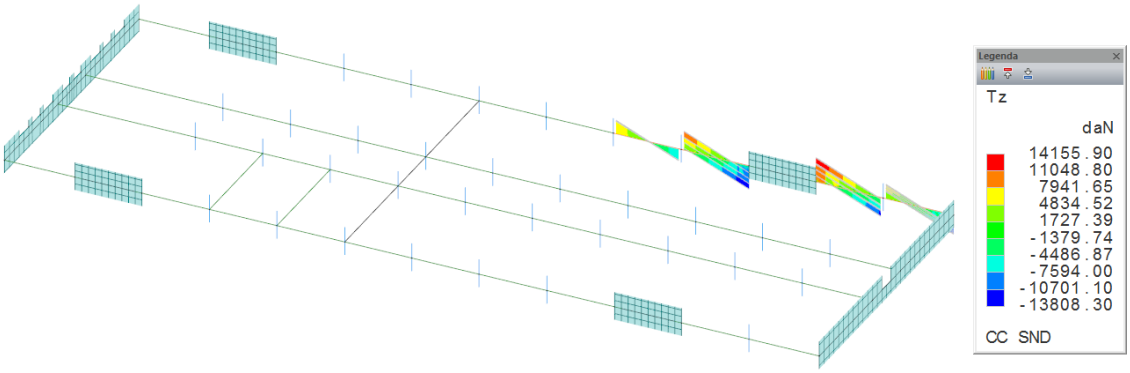
taglio resistente totale allo stato di progetto

V_{RD}	$V_{RD,staffe\ esistenti} + V_{RD,FRP} =$	25951	kg	taglio resistente totale

verifica

V_{RD}	>	V_{ED}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	52%

Le travi con **sezione D-D**, ovvero le travate di bordo del piano primo, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND.



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND allineamento 8/13

La condizione peggiore si ha per la campata 11/12:

$V_{ED,min}$ = 13808 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 14155 kg taglio massimo sollecitante allo SND

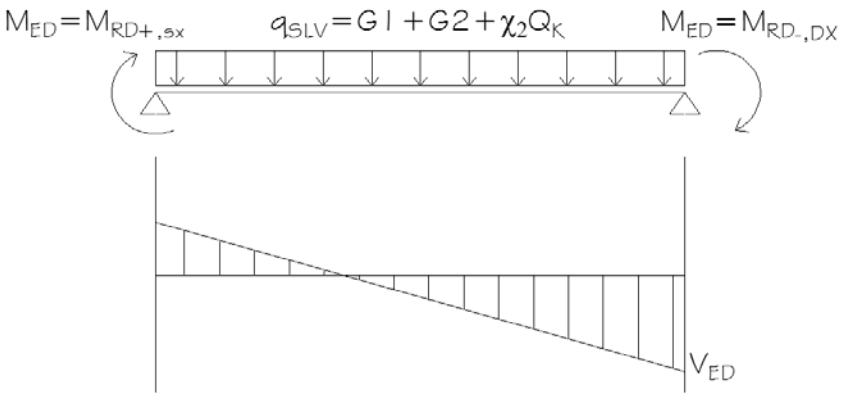
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=16640 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=8430 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =12090 kg< $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta inferiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,calcolo\ semplificato}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		11/12	-	
nodo		SX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		900	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		16640	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		12090	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1376	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	261000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=4Ø12+1Ø14 ; inf=2Ø14	9.14	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø8 / 30 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa
s_h		30	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00004	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00011	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	783	mm	braccio delle forze interne
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	225	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		900	mm	altezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	6052	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	40618	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	6052	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		13860	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.018	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		13340	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.01870	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.02245	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.29	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	0.8580	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0026	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.2588	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.12	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	54.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.12	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	1.00	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	0.00	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00014	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.51846	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.06052	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.08871	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	8871	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

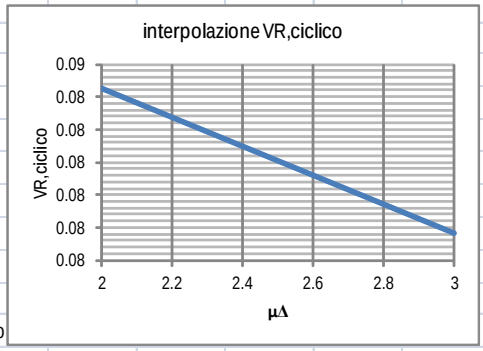
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.51846	0.51846	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.08426	0.07983	MN



$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.07984	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	8871	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

V_{RD}	<	V_{ED}	no	tasso sfruttamento	136%

Come si vede dal foglio di calcolo, la verifica a taglio risulta non soddisfatta allo stato attuale.

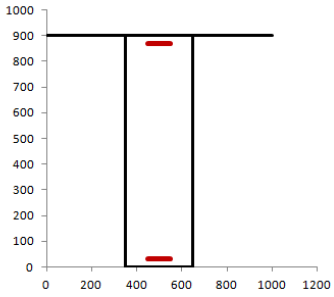
L'intervento di consolidamento consiste nella fasciatura con tessuti FRP in fibra di carbonio. La capacità portante a taglio allo stato di progetto sarà pertanto valutata come somma della capacità portante della sezione in c.a. con la staffatura esistente e della capacità portante della fasciatura FRP:

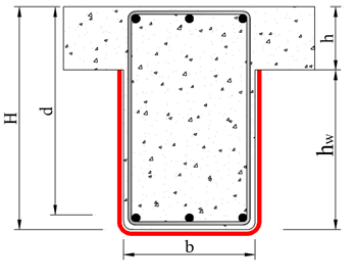
$$V_{RD} = V_{RD,staffe\ esistenti} + V_{RD,FRP}$$

Si procede al calcolo della resistenza a taglio data dalla fasciatura FRP. La fasciatura sarà applicata con tessuti di larghezza 15 cm disposti ad un interasse massimo pari a 21 cm.

Si effettua la verifica mediante ausilio di foglio di calcolo in accordo con *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati; Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"* **CNR-DT 200 R1/2013.**

Dati di Input	
Base (B)	300 mm
Altezza Totale (H)	900 mm
Altezza Soletta (h)	0 mm
Altezza utile (d)	870 mm
Copriferro (c_1=c_2)	30 mm
D staffe	Φ 8
A_{staffe}	50 mm²
Passo	300 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	0 kN

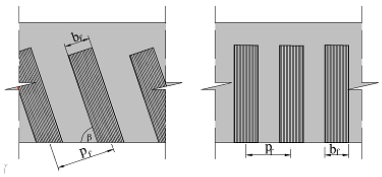




Materiali				
	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	1.20
Calcestruzzo	12.45 MPa	6.92	f_{ck}	4.45 MPa
			f_{ctm}	0.81 MPa
Acciaio	320 MPa	232	γ_c	1.5
			γ_s	1.15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 600 - E 256	Carbonio
Tipologia di rinforzo longituninale	A strisce
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	5340 MPa	$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
Modulo elastico	256 GPa	numero di strati [n_f]	1
ε rottura, $\varepsilon_{frp,u}$	0.021	b_f	150 mm
spessore [t_f]	0.328 mm	p_f	210 mm
min{0,5d; 3b_f; b_f+200}	350 mm	β	90°
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		



Fase di calcolo	
A_{sw}	100 mm²
ω_{sw}	0.0374
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1.000
ν	0.50
α_c	1.000
$\gamma_{R,d}$ Coefficiente parziale per i modelli	1.2
η_a Fattore di conversione ambientale	0.95
f_{fd} Tensione ultima di delaminazione	4612 MPa
k_G	0.0370
k_b	1.00
Φ_R	0.307
min {0,9d ; h_w}	783 mm
Spessore Totale [t_fx n_f]	0.328 mm
γ_f Coefficiente parziale	1.1
$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
f_{fdd} Resistenza di prog. alla delaminazione	326 MPa
Γ_{fd} Energia Specifica di Frattura	0.0980
s_u	0.25
f_{bd}	0.78
l_e lunghezza efficace di ancoraggio	205.6 mm
f_{fdd} Resistenza efficace di calcolo	297 MPa
$f_{fd,rid}$ Resistenza di progetto ridotta	326 MPa
$V_{Rd,f}$ =	90.9 kN

$$k_b = \sqrt{\frac{2-\frac{b_f}{b}}{1+\frac{b_f}{b}}} \geq 1 \qquad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2+1.6\cdot\frac{r_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0.5, \qquad 4.23$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC}\cdot\sqrt{f_{cm}\cdot f_{ctm}} \qquad 4.2$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}}\cdot\sqrt{\frac{2\cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} \qquad 4.4$$

$$l_{ad} = \max\left\{\frac{1}{\gamma_{Rd}\cdot f_{bd}}\sqrt{\frac{\pi^2\cdot E_f\cdot t_f\cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200\text{ mm}\right\} \qquad 4.1$$

$$f_{fdd} = f_{fdd}\cdot\left[1-\frac{1}{3}\cdot\frac{l_{ad}\cdot\sin\beta}{\min\{0.9\cdot d, h_w\}}\right] \qquad 4.21$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}}\cdot 0.9\cdot d\cdot f_{fed}\cdot 2\cdot t_f\cdot(\cot\theta+\cot\beta)\cdot\frac{b_f}{p_f} \qquad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V_{Rsd} = 60.81 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V_{Rcd} = 406 kN	Contributo del calcestruzzo
$V_{Rd,sezione\ non\ rinforzata}$ = **60.81 kN**	**Resistenza della sezione non rinforzata**
V_{Rd} = 151.75 kN	**Resistenza a taglio della sezione rinforzata**

$$V_{Rd} = \min\left\{V_{Rd,s}+V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\right\} \qquad 4.18$$

Si ha che $V_{RD,FRP}$ = 15175 kg resistenza a taglio del consolidamento FRP

Si valuta la capacità a taglio allo stato di progetto in condizioni sismiche:

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5					
dati di ingresso				XXX	valori di progetto
trave		11/12	-		
nodo		SX	-		
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari	
h		900	mm	altezza totale della sezione	
b		300	mm	larghezza della sezione	
d		870	mm	altezza utile della sezione	
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)	
M_{ED}		16640	kgm	momento agente nella sezione da verificare	
V_{ED}		12090	kg	taglio agente nella sezione da verificare	
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1376	mm	luce di taglio	
A_C	b × d =	261000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo	
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo	
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)	
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio	
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)	
A_S	sup=4Ø12+1Ø14 ; inf=2Ø14	9.14	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali	
A_{SX}	Ø8 / 30 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa	
s_h		30	cm	interasse delle staffe	
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00004	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale	
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00011	-	percentuale geometrica di armatura trasversale	
z	0.9 × d =	783	mm	braccio delle forze interne	
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	225	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)	

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		900	mm	altezza della sezione
d		870	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	6052	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	40618	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	6052	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		13860	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.018	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		13340	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.01870	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.02245	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.29	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	0.8580	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0026	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.2588	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.12	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	54.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.12	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	1.00	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	0.00	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00014	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.51846	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.06052	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.08871	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	8871	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

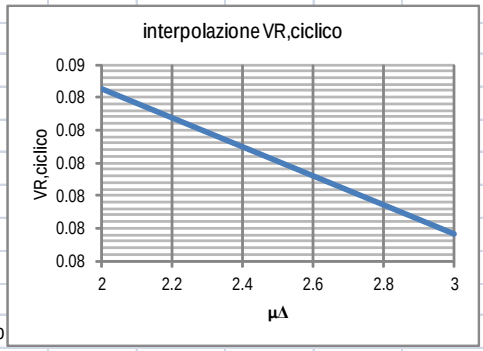
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con μ_Δ*=2 e con* μ_Δ*=3*

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min(N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min(5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max(0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min(5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.51846	0.51846	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.08426	0.07983	MN



$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.07984 MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}		8871 kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

taglio resistente totale allo stato di progetto

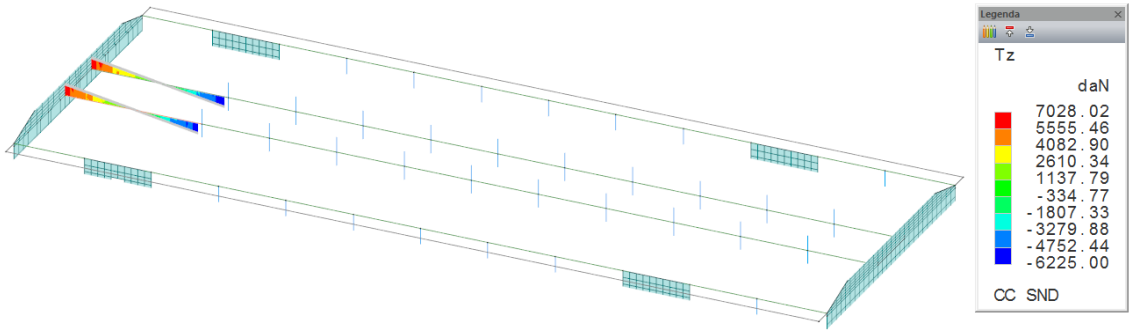
V_{RD}	$V_{RD,staffe\ esistenti} + V_{RD,FRP} =$	24046 kg	taglio resistente totale

verifica

V_{RD}	>	V_{ED}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	50%

Le travi con **sezione E-E**, ovvero le travate di spina del piano sottotetto, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND.

Si riportano le sollecitazioni:



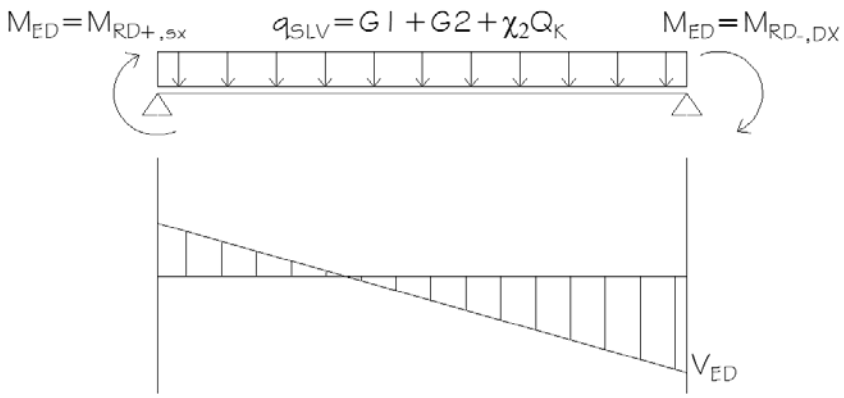
Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND campate 14/15 e 26/27

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$V_{ED,min}$ = 6225 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 7028 kg taglio massimo sollecitante allo SND

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=7101 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=13020 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =8920 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

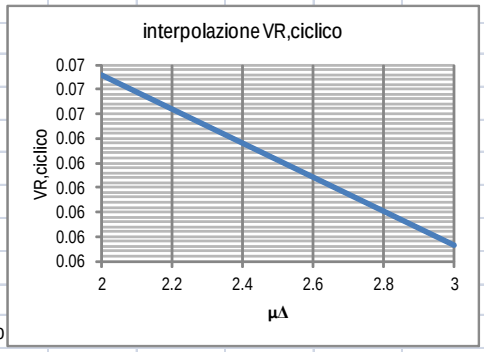
Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5										
dati di ingresso										
trave		14/15	-							
nodo		SX	-							
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari						
h		700	mm	altezza totale della sezione						
b		300	mm	larghezza della sezione						
d		670	mm	altezza utile della sezione						
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)						
M_{ED}		6730	kgm	momento agente nella sezione da verificare						
V_{ED}		7026	kg	taglio agente nella sezione da verificare						
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	958	mm	luce di taglio						
A_C	b × d =	201000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo						
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo						
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)						
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio						
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)						
A_S	sup=3Ø12 ; inf=2Ø16+2Ø12	11.68	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali						
A_{SX}	Ø8 / 30 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa						
s_h		30	cm	interasse delle staffe						
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00006	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale						
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00011	-	percentuale geometrica di armatura trasversale						
z	0.9 × d =	603	mm	braccio delle forze interne						
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	175	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)						

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		700	mm	altezza della sezione
d		670	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	$0.9\ d\ (A_{sw}/s)\ f_{yd}\ (cotg\ \alpha + cotg\ \theta)\ sen\ \alpha$ =	4661	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	$0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ f_{cd}\ [(cotg\ \alpha + cotg\ \theta) / (1+ cotg^2\ \theta)]$ =	31281	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	4661	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		5918	kgm	momento resistente allo SLU
$Ø'_{yd}$		0.0239	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		5730	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di $Ø'_{yd}$
$Ø_y$	$M_{RD} / M'_{YD} \times Ø'_{YD}$ =	0.02468	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	$M_{ED} / M'_{YD} \times Ø'_{YD}$ =	0.02807	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per $M=M_{ED}$
d_b		1.31	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y \times L_V / 3$ =	0.7881	-	
[b]	$0.0013 \times (1 + 1.5 \times h / L_V)$ =	0.0027	-	
[c]	$0.13 \times Ø_y \times (d_b \times f_{yd}) / radq(f_{cd})$ =	0.3492	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.14	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	$0.1 \times L_V + 0.17 \times h + 0.24 \times (d_b \times f_{yd}) / radq(f_{cd})$ =	47.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	$1 / \gamma_{el} \times (\theta_y + (Ø_m - Ø_y) \times L_{pl} \times (1 - (0.5 \times L_{pl}) / L_V)$ =	1.10	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.96	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.04	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times min\ (N ; 0.55 \times A_C \times f_C)$ =	0.00000	MN	
[b]	$1 - 0.05 \times min\ (5 ; \mu_{\Delta pl})$ =	1.00190	MN	
[c]	$0.16 \times max\ (0.5;100 \times \rho_{tot})$ =	0.08000	MN	
[d]	$(1 - 0.16 \times min\ (5 ; L_V / h)) \times radq(f_c) \times A_C$ =	0.41288	MN	
V_W	$\rho_{SX} \times b \times z \times f_{yd}$ =	0.04661	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W)$ =	0.06938	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	6938	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche										
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.										
Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.										
Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$										
interpolazione										
		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$							
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN						
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN						
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN						
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41288	0.41288	MN						
		V_{R2}	V_{R3}							
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.06579	0.06233	MN						
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.06246	MN	valore interpolato						
controllo sul valore di μ_Δ										
μ_Δ	<	2	non occorre interpolare							
$V_{RD,sismico}$		6938	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche						
verifica										
V_{RD}	<	V_{ED}		no				tasso sfruttamento	101%	



Come si vede dal foglio di calcolo, la verifica a taglio risulta non soddisfatta allo stato attuale.

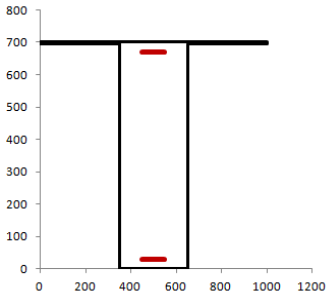
L'intervento di consolidamento consiste nella fasciatura con tessuti FRP in fibra di carbonio. La capacità portante a taglio allo stato di progetto sarà pertanto valutata come somma della capacità portante della sezione in c.a. con la staffatura esistente e della capacità portante della fasciatura FRP:

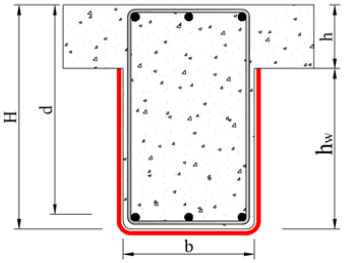
$$V_{RD} = V_{RD,\text{staffe esistenti}} + V_{RD,FRP}$$

Si procede al calcolo della resistenza a taglio data dalla fasciatura FRP. La fasciatura sarà applicata con tessuti di larghezza 15 cm disposti ad un interasse massimo pari a 21 cm.

Si effettua la verifica mediante ausilio di foglio di calcolo in accordo con *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati; Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"* **CNR-DT 200 R1/2013.**

Dati di Input	
Base (B)	300 mm
Altezza Totale (H)	700 mm
Altezza Soletta (h)	5 mm
Altezza utile (d)	670 mm
Copriferro (c_1=c_2)	30 mm
D staffe	Φ 8
A_{staffe}	50 mm²
Passo	300 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	0 kN

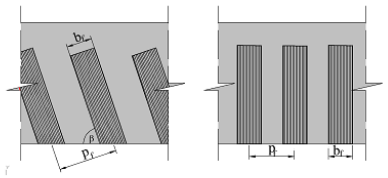




Materiali				
	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	1.20
Calcestruzzo	12.45 MPa	6.92	f_{ck}	4.45 MPa
			f_{ctm}	0.81 MPa
Acciaio	320 MPa	232	γ_c	1.5
			γ_s	1.15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 600 - E 256	Carbonio
Tipologia di rinforzo longituninale	A strisce
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	5340 MPa	$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
Modulo elastico	256 GPa	numero di strati [n_f]	1
ε rottura, $\varepsilon_{frp,u}$	0.021	b_f	150 mm
spessore [t_f]	0.328 mm	p_f	210 mm
min{0,5d; 3b_f; b_f+200}	335 mm	β	90°
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		



Fase di calcolo	
A_{sw}	100 mm²
ω_{sw}	0.0374
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1.000
ν	0.50
α_c	1.000
$\gamma_{R,d}$ Coefficiente parziale per i modelli	1.2
η_a Fattore di conversione ambientale	0.95
f_{fd} Tensione ultima di delaminazione	4612 MPa
k_G	0.0370
k_b	1.00
Φ_R	0.307
min {0,9d ; h_w}	603 mm
Spessore Totale [t_{fx}·n_f]	0.328 mm
γ_f Coefficiente parziale	1.1
$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
f_{fdd} Resistenza di prog. alla delaminazione	326 MPa
Γ_{fd} Energia Specifica di Frattura	0.0980
s_u	0.25
f_{bd}	0.78
l_d lunghezza efficace di ancoraggio	205.6 mm
f_{fdd} Resistenza efficace di calcolo	289 MPa
$f_{fdd,rid}$ Resistenza di progetto ridotta	326 MPa
$V_{Rd,f}$ =	**68.0 kN**

$$k_b = \sqrt{\frac{2-\frac{b_f}{b}}{1+\frac{b_f}{b}}} \geq 1 \qquad 4.3$$

$$\phi_R = 0.2+1.6\cdot\frac{r_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0.5, \qquad 4.23$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC}\cdot\sqrt{f_{cm}\cdot f_{ctm}}. \qquad 4.2$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}}\cdot\sqrt{\frac{2\cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} \qquad 4.4$$

$$l_{ad} = \max\left\{\frac{1}{\gamma_{ad}\cdot f_{ad}}\sqrt{\frac{\pi^2\cdot E_f\cdot t_f\cdot\Gamma_{Fd}}{2}}, 200\text{ mm}\right\} \qquad 4.1$$

$$f_{fed} = f_{fdd}\cdot\left[1-\frac{1}{3}\cdot\frac{l_{ed}\cdot\sin\beta}{\min\{0.9\cdot d, h_w\}}\right] \qquad 4.21$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}}\cdot 0.9\cdot d\cdot f_{fed}\cdot 2\cdot t_f\cdot(\cot\theta+\cot\beta)\cdot\frac{b_f}{p_f} \qquad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V_{Rsd} = 46.83 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V_{Rcd} = 313 kN	Contributo del calcestruzzo
$V_{Rd,sezione\ non\ rinforzata}$ = **46.83 kN**	**Resistenza della sezione non rinforzata**
V_{Rd} = 114.86 kN	**Resistenza a taglio della sezione rinforzata**

$$V_{Rd} = \min\left\{V_{Rd,s}+V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\right\} \qquad 4.18$$

Si ha che $V_{RD,FRP}$ = 11486 kg resistenza a taglio del consolidamento FRP

Si valuta la capacità a taglio allo stato di progetto in condizioni sismiche:

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		14/15	-	
nodo		SX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		700	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		670	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		6730	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		7026	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	958	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	201000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	Rck 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	fck / (FC=1.2 × 1.5) =	6.92	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	fyk / (FC=1.2 × 1.15) =	231.9	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio
A_S	sup=3Ø12 ; inf=2Ø16+2Ø12	11.68	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø8 / 30 a 2 bracci	1	cm^2	area della singola staffa
s_h		30	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00006	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00011	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	603	mm	braccio delle forze interne
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	175	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		700	mm	altezza della sezione
d		670	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	4661	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	31281	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	4661	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		5918	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0239	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		5730	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02468	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02807	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.31	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	0.7881	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0027	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.3492	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.14	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	47.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.10	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.96	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.04	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00190	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41288	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.04661	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.06938	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	6938	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

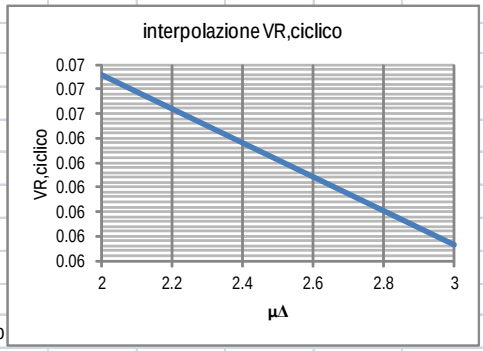
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41288	0.41288	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.06579	0.06233	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.06246	MN	valore interpolato



controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

$V_{RD,staffe\ esistenti}$	6938	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

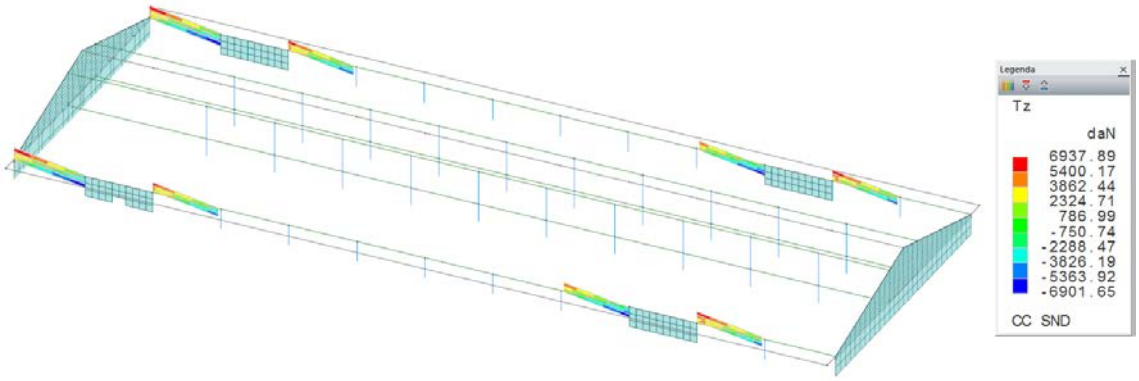
taglio resistente totale allo stato di progetto

V_{RD}	$V_{RD,staffe\ esistenti} + V_{RD,FRP} =$	18424	kg	taglio resistente totale

verifica

V_{RD}	>	V_{ED}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	38%

Le travi con **sezione G-G**, ovvero le travate di bordo della copertura, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND nelle campate adiacenti i nuovi setti.



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND travi G-G campate adiacenti i setti

La condizione peggiore si ha per la campata 38/39:

$V_{ED,min}$ = 6901 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 6937 kg taglio massimo sollecitante allo SND

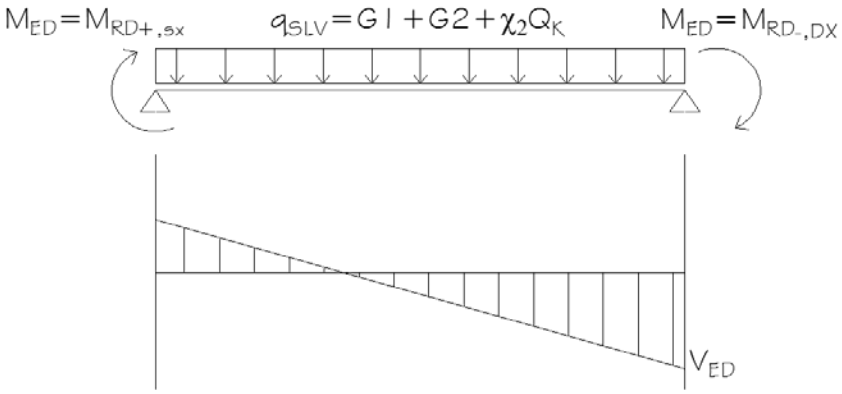
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=16940 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)
$M_{RD+,SX}$=13480 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =10820 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		38/39	-	
nodo		SX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		750	mm	altezza totale della sezione
b		300	mm	larghezza della sezione
d		720	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		8855	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		6824	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1298	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	216000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=2Ø10+3Ø16 ; inf=3Ø16	13.64	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø6 / 30 a 2 bracci	0.56	cm^2	area della singola staffa
s_h		30	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00006	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	A_{SX} / (b × s_h) =	0.00006	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	648	mm	braccio delle forze interne
x	[0.25 + (0.85×N) / (A_C×f_{cd})] × h =	187.5	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		750	mm	altezza della sezione
d		720	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	0.56	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	2805	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	33615	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	2805	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		14120	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0245	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		13500	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.02563	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.01607	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.76	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.1084	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0024	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.4847	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.60	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	60.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.00	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.63	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.37	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.01862	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41081	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.02805	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.05395	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} *pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	5395	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

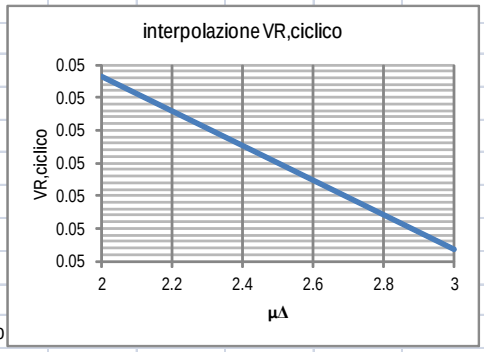
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41081	0.41081	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.05032	0.04767	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.04866	MN	valore interpolato



controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	5395	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

V_{RD}	<	V_{ED}	no	tasso sfruttamento	126%

Come si vede dal foglio di calcolo, la verifica a taglio risulta non soddisfatta allo stato attuale.

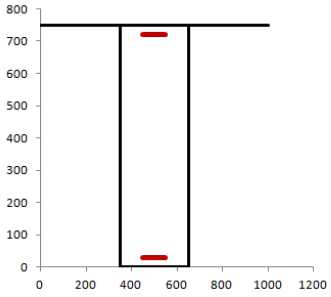
L'intervento di consolidamento consiste nella fasciatura con tessuti FRP in fibra di carbonio. La capacità portante a taglio allo stato di progetto sarà pertanto valutata come somma della capacità portante della sezione in c.a. con la staffatura esistente e della capacità portante della fasciatura FRP:

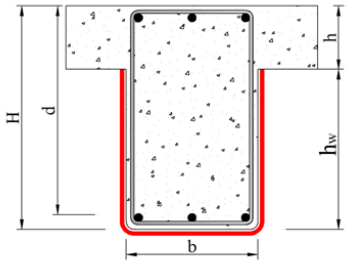
$$V_{RD} = V_{RD,\text{staffe esistenti}} + V_{RD,FRP}$$

Si procede al calcolo della resistenza a taglio data dalla fasciatura FRP. La fasciatura sarà applicata con tessuti di larghezza 15 cm disposti ad un interasse massimo pari a 21 cm.

Si effettua la verifica mediante ausilio di foglio di calcolo in accordo con *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati; Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"* **CNR-DT 200 R1/2013.**

Dati di Input	
Base (B)	300 mm
Altezza Totale (H)	750 mm
Altezza Soletta (h)	0 mm
Altezza utile (d)	720 mm
Copriferro (c_1=c_2)	30 mm
D staffe	Φ 6
A_{staffe}	28 mm²
Passo	300 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	0 kN

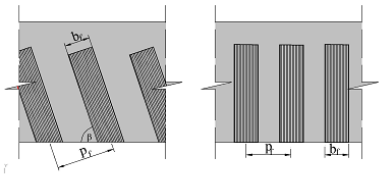




Materiali	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	1.20
Calcestruzzo	12.45 MPa	6.92	f_{ck}	4.45 MPa
			f_{cm}	0.81 MPa
Acciaio	320 MPa	232	γ_c	1.5
			γ_s	1.15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 600 - E 256	Carbonio
Tipologia di rinforzo longituninale	A strisce
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	5340 MPa	$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
Modulo elastico	256 GPa	numero di strati [n_F]	1
ε rottura, $\varepsilon_{frp,u}$	0.021	b_f	150 mm
spessore [t_F]	0.328 mm	p_f	210 mm
min{0,5d; 3b_f; b_f+200}	350 mm	β	90°
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		



Fase di calcolo	
A_{sw}	57 mm²
ω_{sw}	0.0211
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1.000
ν	0.50
α_c	1.000
$\gamma_{R,d}$ Coefficiente parziale per i modelli	1.2
η_a Fattore di conversione ambientale	0.95
f_{fd} Tensione ultima di delaminazione	4612 MPa
k_G	0.0370
k_b	1.00
Φ_R	0.307
min {0,9d ; h_w}	648 mm
Spessore Totale [t·n]	0.328 mm
γ_f Coefficiente parziale	1.1
$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
f_{fdd} Resistenza di prog. alla delaminazione	326 MPa
Γ_{fd} Energia Specifica di Frattura	0.0980
s_a	0.25
f_{bd}	0.78
l_a lunghezza efficace di ancoraggio	205.6 mm
f_{fdd} Resistenza efficace di calcolo	291 MPa
$f_{fdd,rid}$ Resistenza di progetto ridotta	326 MPa
$V_{Rd,f}$ =	**73.8 kN**

$$k_b = \sqrt{\frac{2-\frac{b_f}{b}}{1+\frac{b_f}{b}}} \geq 1 \qquad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2+1.6\cdot\frac{r_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0.5, \qquad 4.23$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC}\cdot\sqrt{f_{cm}\cdot f_{ctm}}. \qquad 4.2$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}}\cdot\sqrt{\frac{2\cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} \qquad 4.4$$

$$l_{ad} = \max\left\{\frac{1}{\gamma_{Rd}\cdot f_{fd}}\sqrt{\frac{\pi^2\cdot E_f\cdot t_f\cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200\text{ mm}\right\} \qquad 4.1$$

$$f_{fed} = f_{fdd}\cdot\left[1-\frac{1}{3}\cdot\frac{l_{ed}\cdot\sin\beta}{\min\{0.9\cdot d, h_w\}}\right] \qquad 4.21$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}}\cdot 0.9\cdot d\cdot f_{fed}\cdot 2\cdot t_f\cdot(\cot\theta+\cot\beta)\cdot\frac{b_f}{p_f} \qquad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V_{Rsd} = 28.31 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V_{Rcd} = 336 kN	Contributo del calcestruzzo
$V_{Rd,sezione\ non\ rinforzata}$ = **28.31 kN**	**Resistenza della sezione non rinforzata**
V_{Rd} = 102.06 kN	**Resistenza a taglio della sezione rinforzata**

$$V_{Rd} = \min\left\{V_{Rd,s}+V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\right\} \qquad 4.18$$

Si ha che $V_{RD,FRP}$ = 10206 kg resistenza a taglio del consolidamento FRP

Si valuta la capacità a taglio allo stato di progetto in condizioni sismiche:

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5					
dati di ingresso				XXX	valori di progetto
trave		38/39	-		
nodo		SX	-		
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari	
h		750	mm	altezza totale della sezione	
b		300	mm	larghezza della sezione	
d		720	mm	altezza utile della sezione	
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)	
M_{ED}		8855	kgm	momento agente nella sezione da verificare	
V_{ED}		6824	kg	taglio agente nella sezione da verificare	
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1298	mm	luce di taglio	
A_C	b × d =	216000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo	
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo	
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)	
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio	
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)	
A_S	sup=2Ø10+3Ø16 ; inf=3Ø16	13.64	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali	
A_{SX}	Ø6 / 30 a 2 bracci	0.56	cm^2	area della singola staffa	
s_h		30	cm	interasse delle staffe	
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00006	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale	
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00006	-	percentuale geometrica di armatura trasversale	
z	0.9 × d =	648	mm	braccio delle forze interne	
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	187.5	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)	

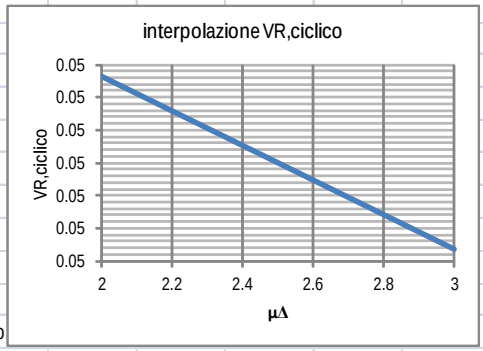
calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		750	mm	altezza della sezione
d		720	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	0.56	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	2805	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	33615	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	2805	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		14120	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0245	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		13500	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.02563	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.01607	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.76	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.1084	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0024	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.4847	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.60	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	60.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	1.00	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.63	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.37	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.01862	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41081	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.02805	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.05395	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	5395	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$



interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41081	0.41081	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.05032	0.04767	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.04866	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	5395	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

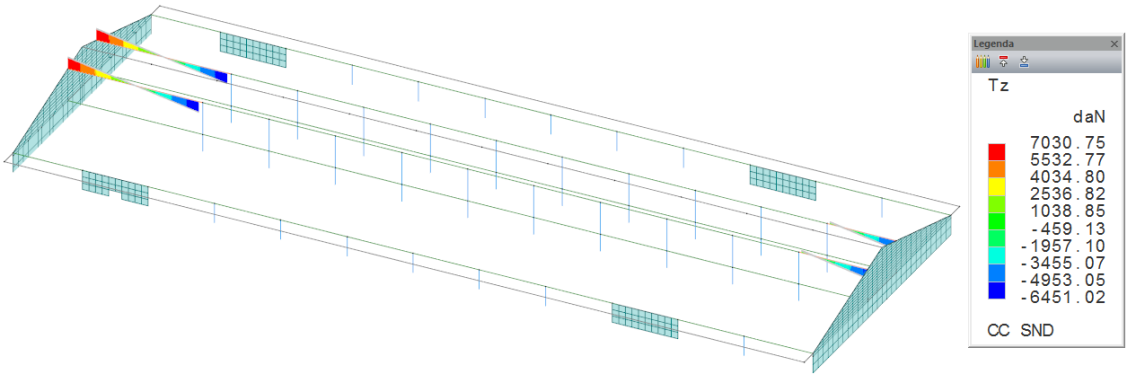
taglio resistente totale allo stato di progetto

V_{RD}	$V_{RD,staffe\ esistenti} + V_{RD,FRP} =$	15601	kg	taglio resistente totale

verifica

V_{RD}	>	V_{ED}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	44%

Le travi con **sezione H-H**, ovvero le travate di bordo della copertura, risultano non verificate a taglio per le combinazioni sismiche SND nelle campate adiacenti i setti esistenti.



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND travi H-H campate adiacenti i setti

La condizione peggiore si ha per la campata 14/15:

$V_{ED,min}$ = 6451 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 7030 kg taglio massimo sollecitante allo SND

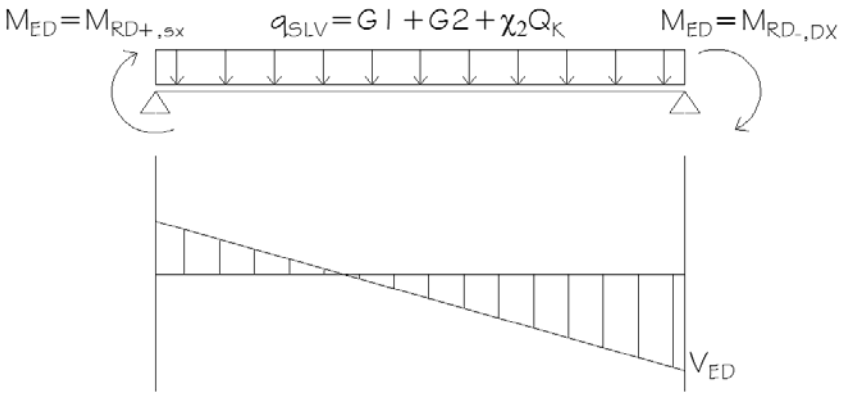
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti allo stato attuale secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame, allo stato attuale risulta:

$M_{RD-,DX}$=38200 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=13470 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =13450 kg> $V_{ED,SND}$ taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato allo stato attuale

Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato allo stato attuale risulta superiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,SND}$.

La capacità a taglio allo stato attuale in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5											
dati di ingresso											
trave		14/15	-								
nodo		SX	-								
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari							
h		750	mm	altezza totale della sezione							
b		300	mm	larghezza della sezione							
d		720	mm	altezza utile della sezione							
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)							
M_{ED}		9138	kgm	momento agente nella sezione da verificare							
V_{ED}		7030	kg	taglio agente nella sezione da verificare							
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1300	mm	luce di taglio							
A_C	b × d =	216000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo							
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo							
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)							
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio							
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)							
A_S	sup=2Ø10+8Ø16 ; inf=3Ø16	23.69	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali							
A_{SX}	Ø6 / 30 a 2 bracci	0.56	cm^2	area della singola staffa							
s_h		30	cm	interasse delle staffe							
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00011	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale							
ρ_{SX}	A_{SX} / (b × s_h) =	0.00006	-	percentuale geometrica di armatura trasversale							
z	0.9 × d =	648	mm	braccio delle forze interne							
x	[0.25 + (0.85×N) / (A_C×f_{cd})] × h =	187.5	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)							

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		750	mm	altezza della sezione
d		720	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	0.56	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	2805	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	33615	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	2805	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		31840	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0288	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		30300	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.03026	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.00869	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.85	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.3113	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0024	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.6041	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.92	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	62.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	0.78	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.40	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.60	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.02977	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41054	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.02805	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.05453	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	5453	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

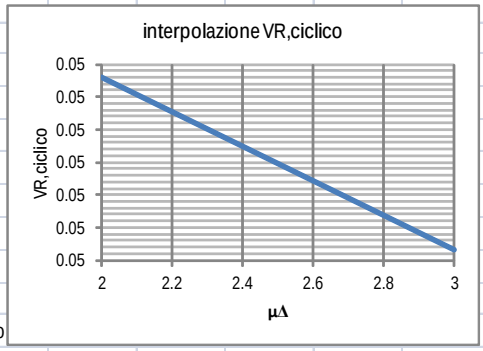
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41054	0.41054	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.05030	0.04765	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.04923	MN	valore interpolato



controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	5453	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

verifica

V_{RD}	<	V_{ED}	no		tasso sfruttamento	129%

Come si vede dal foglio di calcolo, la verifica a taglio risulta non soddisfatta allo stato attuale.

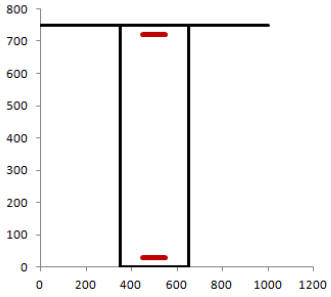
L'intervento di consolidamento consiste nella fasciatura con tessuti FRP in fibra di carbonio. La capacità portante a taglio allo stato di progetto sarà pertanto valutata come somma della capacità portante della sezione in c.a. con la staffatura esistente e della capacità portante della fasciatura FRP:

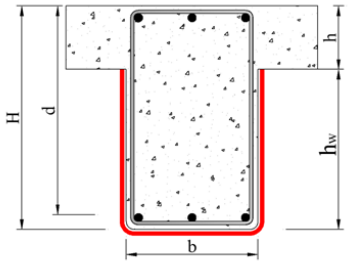
$$V_{RD} = V_{RD,staffe\ esistenti} + V_{RD,FRP}$$

Si procede al calcolo della resistenza a taglio data dalla fasciatura FRP. La fasciatura sarà applicata con tessuti di larghezza 15 cm disposti ad un interasse massimo pari a 21 cm.

Si effettua la verifica mediante ausilio di foglio di calcolo in accordo con *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati; Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"* **CNR-DT 200 R1/2013.**

Dati di Input	
Base (B)	300 mm
Altezza Totale (H)	750 mm
Altezza Soletta (h)	0 mm
Altezza utile (d)	720 mm
Copriferro (c_1=c_2)	30 mm
D staffe	Φ 6
A_{staffe}	28 mm²
Passo	300 mm
Bracci staffe	2
Rc	20 mm
Sforzo Normale Sollecitante N	0 kN

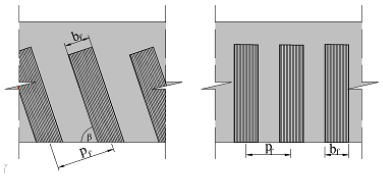




Materiali	Tensioni Medie	Tensioni di Calcolo	FC	1.20
Calcestruzzo	12.45 MPa	6.92	f_{ck}	4.45 MPa
			f_{cm}	0.81 MPa
Acciaio	320 MPa	232	γ_c	1.5
			γ_s	1.15

Scelta FRP	
MapeWrap C UNI-AX 600 - E 256	Carbonio
Tipologia di rinforzo longituninale	A strisce
Tipologia di rinforzo trasversale	ad U
Esposizione	Interna

CARATTERISTICHE FRP		GEOMETRIA FRP	
σ rottura	5340 MPa	$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
Modulo elastico	256 GPa	numero di strati [n_F]	1
ε rottura, $\varepsilon_{frp,u}$	0.021	b_f	150 mm
spessore [t_F]	0.328 mm	p_f	210 mm
min{0,5d; 3b_f; b_f+200}	350 mm	β	90°
θ inclinazione fessure da Taglio	45°		



Fase di calcolo	
A_{sw}	57 mm²
ω_{sw}	0.0211
cot θ (di calcolo) NTC 2008	1.000
ν	0.50
α_c	1.000
$\gamma_{R,d}$ Coefficiente parziale per i modelli	1.2
η_a Fattore di conversione ambientale	0.95
f_{fd} Tensione ultima di delaminazione	4612 MPa
k_G	0.0370
k_b	1.00
Φ_R	0.307
min {0,9d ; h_w}	648 mm
Spessore Totale [t·n]	0.328 mm
γ_f Coefficiente parziale	1.1
$\gamma_{f,d}$ Coefficiente parziale per i materiali	1.2
f_{fdd} Resistenza di prog. alla delaminazione	326 MPa
Γ_{fd} Energia Specifica di Frattura	0.0980
s_a	0.25
f_{bd}	0.78
l_a lunghezza efficace di ancoraggio	205.6 mm
f_{fdd} Resistenza efficace di calcolo	291 MPa
$f_{fdd,rid}$ Resistenza di progetto ridotta	326 MPa
$V_{Rd,f}$ =	**73.8 kN**

$$k_b = \sqrt{\frac{2-\frac{b_f}{b}}{1+\frac{b_f}{b}}} \geq 1 \qquad 4.3$$

$$\phi_k = 0.2+1.6\cdot\frac{r_c}{b}, \quad 0 \leq \frac{r_c}{b} \leq 0.5, \qquad 4.23$$

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC}\cdot\sqrt{f_{cm}\cdot f_{ctm}}. \qquad 4.2$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}}\cdot\sqrt{\frac{2\cdot E_f \cdot \Gamma_{Fd}}{t_f}} \qquad 4.4$$

$$l_{ad} = \max\left\{\frac{1}{\gamma_{Rd}\cdot f_{fd}}\sqrt{\frac{\pi^2\cdot E_f\cdot t_f\cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200\text{ mm}\right\} \qquad 4.1$$

$$f_{fed} = f_{fdd}\cdot\left[1-\frac{1}{3}\cdot\frac{l_{ed}\cdot\sin\beta}{\min\{0.9\cdot d, h_w\}}\right] \qquad 4.21$$

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}}\cdot 0.9\cdot d\cdot f_{fed}\cdot 2\cdot t_f\cdot(\cot\theta+\cot\beta)\cdot\frac{b_f}{p_f} \qquad 4.19$$

Calcolo Taglio resistente della sezione non rinforzata con FRP	
V_{Rsd} = 28.31 kN	Contributo dell'armatura trasversale di acciaio
V_{Rcd} = 336 kN	Contributo del calcestruzzo
$V_{Rd,sezione\ non\ rinforzata}$ = **28.31 kN**	**Resistenza della sezione non rinforzata**
V_{Rd} = 102.06 kN	**Resistenza a taglio della sezione rinforzata**

$$V_{Rd} = \min\left\{V_{Rd,s}+V_{Rd,f}, V_{Rd,c}\right\} \qquad 4.18$$

Si ha che $V_{RD,FRP}$ = 10206 kg resistenza a taglio del consolidamento FRP

Si valuta la capacità a taglio allo stato di progetto in condizioni sismiche:

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5					
dati di ingresso				XXX	valori di progetto
trave		14/15	-		
nodo		SX	-		
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari	
h		750	mm	altezza totale della sezione	
b		300	mm	larghezza della sezione	
d		720	mm	altezza utile della sezione	
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)	
M_{ED}		9138	kgm	momento agente nella sezione da verificare	
V_{ED}		7030	kg	taglio agente nella sezione da verificare	
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1300	mm	luce di taglio	
A_C	b × d =	216000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo	
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo	
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)	
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio	
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)	
A_S	sup=2Ø10+8Ø16 ; inf=3Ø16	23.69	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali	
A_{SX}	Ø6 / 30 a 2 bracci	0.56	cm^2	area della singola staffa	
s_h		30	cm	interasse delle staffe	
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00011	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale	
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00006	-	percentuale geometrica di armatura trasversale	
z	0.9 × d =	648	mm	braccio delle forze interne	
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	187.5	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)	

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		300	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		750	mm	altezza della sezione
d		720	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	0.56	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	2805	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	33615	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	2805	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		31840	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.0288	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		30300	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.03026	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'_{YD} × Ø'$_{YD}$ =	0.00869	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.85	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	1.3113	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0024	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	0.6041	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	1.92	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	62.6	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	0.78	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.40	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.60	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.02977	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.41054	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.02805	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.05453	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
***calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd}** pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	5453	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

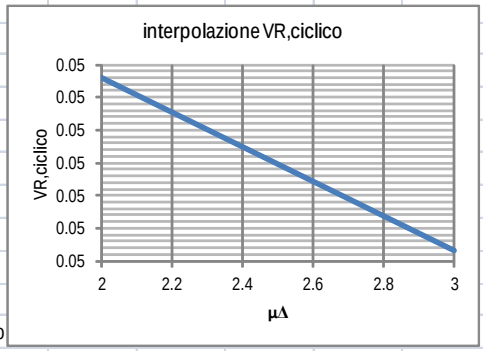
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.41054	0.41054	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.05030	0.04765	MN
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.04923	MN	valore interpolato



controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

V_{RD}	5453	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

taglio resistente totale allo stato di progetto

V_{RD}	$V_{RD,staffe\ esistenti} + V_{RD,FRP} =$	15659	kg	taglio resistente totale

verifica

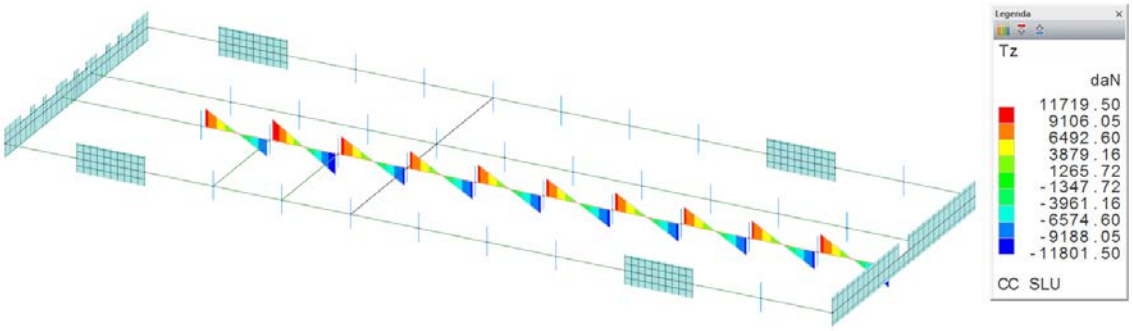
V_{RD}	>	V_{ED}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	45%

7.4.2 AUMENTO DELLA CAPACITÀ A TAGLIO: STAFFATURA AGGIUNTIVA

Le travi con **sezione C-C**, ovvero le travate di spina del piano primo, risultano non verificate a taglio sia per carichi gravitazionali in combinazione SLU che per le combinazioni sismiche SND.

COMBINAZIONE SLU: carichi gravitazionali

L'allineamento più sollecitato a taglio allo SLU è il 26/37 di cui si riportano le sollecitazioni:



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SLU campate 26/37

La condizione peggiore si ha per la campata 28/29:

V_{ED} = 11878 kg taglio massimo sollecitante

V_{RD} = 7955 kg capacità a taglio (comprensiva del contributo dei ferri piegati)

Si ha :

7955 < 11878 verifica non soddisfatta (tasso sfruttamento = 149%)

L'intervento di consolidamento prevede l'inserimento di staffe aggiuntive Ø12/20 in corrispondenza dei nodi di tutto l'allineamento. La capacità portante a taglio allo stato di progetto sarà pertanto valutata come somma della capacità portante allo stato attuale e della capacità portante delle staffe aggiuntive.

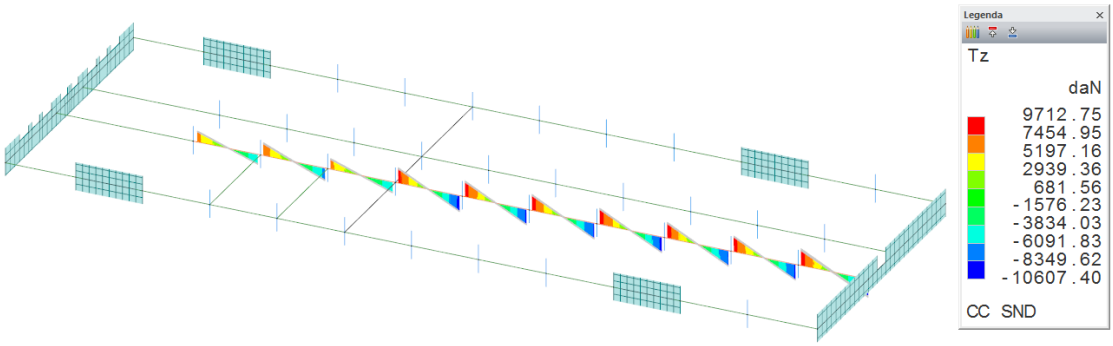
VERIFICA A TAGLIO NTC 2018 (par. 4.1.2.3.5.2) - sezione rettangolare inflessa - SEZ.C/C					
campata		28/29		XXX	valori di progetto
nodo		SX+DX			
s		200	mm	passo delle staffe nuove	
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave	
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi	
H		250	mm	altezza della sezione	
d		220	mm	altezza utile della sezione	
B		800	mm	larghezza minima della sezione	
f_{ck}	Rck 150	12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS	
f_{cd}	LC 2	6.90	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS	
f_{yd}	B450C	391.3	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	
A_{sw}	n. bracci × A_s =	2.26	cm^2	area dell'armatura trasversale	
$V_{Rd,attuale}$ =		7955	kg	taglio resistente SLU stato attuale (staffe+piegati)	
SEZIONE ARMATA A TAGLIO					
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	8755	kg	taglio resistente lato acciaio staffe nuove	
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ $cotg^2$ θ)] =	27324	kg	taglio resistente lato calcestruzzo	
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) + $V_{Rd,attuale}$ =	16710	kg	taglio resistente SLU sezione consolidata	

La verifica allo stato di progetto è:

V_{RD}-=16710 > V_{ED}-=11878 *verifica soddisfatta* (tasso sfruttamento=71%)

COMBINAZIONE SLV: carichi sismici

L'allineamento più sollecitato a taglio allo SND è il 27/37 di cui si riportano le sollecitazioni:



Modello MODEST822-SC_SP_09 – taglio SND campate 27/37

La condizione peggiore si ha per le campate dal pilastro 29 al 37:

$V_{ED,min}$ = 9712 kg taglio minimo sollecitante allo SND

$V_{ED,max}$ = 10607 kg taglio massimo sollecitante allo SND

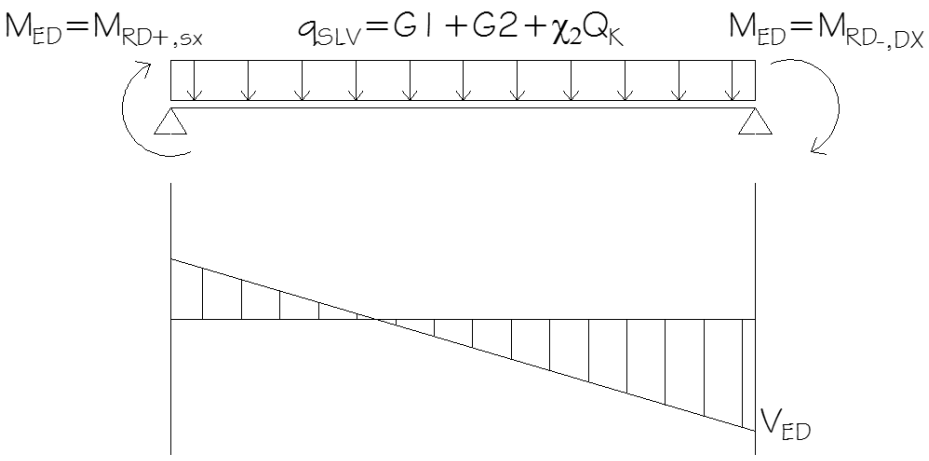
Al paragrafo C8.7.2.3.5 a Circolare Esplicativa riporta una procedura semplificata per il calcolo delle sollecitazioni taglianti:

(....)

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

(...)

Effettuando il calcolo delle sollecitazioni agenti secondo la procedura semplificata indicata al C8.7.2.3.5 si ha:



Per la trave in esame risulta:

$M_{RD-,DX}$=8900 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità destra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$M_{RD+,SX}$=3161 kgm (pari al momento resistente della sezione di estremità sinistra valutato amplificando le resistenze dei materiali con il fattore di confidenza FC=1.2)

$V_{ED,calcolo\ semplificato}$ =8850 kg taglio sollecitante valutato secondo lo schema semplificato

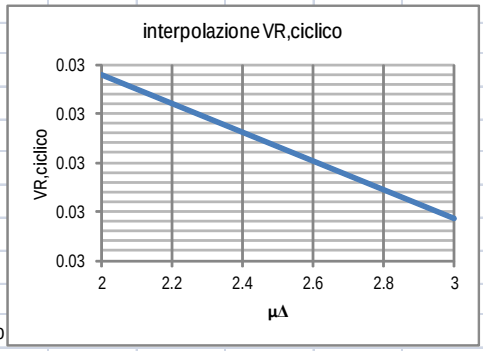
Poiché il taglio valutato con lo schema semplificato risulta inferiore ai valori derivanti dal modello in combinazione SND (q=1.5), ai fini della verifica si considera come ente sollecitante il $V_{ED,calcolo\ semplificato}$.

La capacità a taglio in condizioni sismiche viene valutata in accordo con il paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare Esplicativa.

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5				
dati di ingresso				
trave		29/30	-	
nodo		DX	-	
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari
h		250	mm	altezza totale della sezione
b		800	mm	larghezza della sezione
d		220	mm	altezza utile della sezione
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)
M_{ED}		8900	kgm	momento agente nella sezione da verificare
V_{ED}		8850	kg	taglio agente nella sezione da verificare
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1006	mm	luce di taglio
A_C	b × d =	176000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)
f_{yk}	AQ 50 - LC2	320	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2 × 1.15) =	232	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio (meccanismi fragili)
A_S	sup=4Ø10+2Ø16+6Ø12 ; inf=4Ø12	18.47	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali
A_{SX}	Ø6 / 25 a 4 bracci	1.12	cm^2	area della singola staffa
s_h		25	cm	interasse delle staffe
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00010	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00006	-	percentuale geometrica di armatura trasversale
z	0.9 × d =	198	mm	braccio delle forze interne
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	62.5	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		250	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		250	mm	altezza della sezione
d		220	mm	altezza utile della sezione
B		800	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		232	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.12	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	2057	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'$_{cd}$ [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	27390	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	2057	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		7422	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.095	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'$_{YD}$		7175	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.09827	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.11784	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per M=M_{ED}
d_b		1.20	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	267	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	3.2942	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0018	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	1.2692	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	4.57	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	38.1	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	4.50	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.98	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.02	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00076	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.16496	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.02057	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] × [d] + V_W) =	0.02938	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	2938	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche											
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.											
Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.											
Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$											
interpolazione											
		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$								
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN							
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN							
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN							
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.16496	0.16496	MN							
		V_{R2}	V_{R3}								
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.02789	0.02643	MN							
$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.02645	MN	valore interpolato							
controllo sul valore di μ_Δ											
μ_Δ	<	2	non occorre interpolare								
$V_{RD,sismico}$		2938	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche							
verifica											
V_{RD}	<	V_{ED}		no					tasso sfruttamento	301%	



Come si vede dal foglio di calcolo, la verifica a taglio risulta non soddisfatta allo stato attuale.

L'intervento di consolidamento già indicato nella verifica allo SLU prevede l'inserimento di staffe aggiuntive Ø12/20 in corrispondenza dei nodi di tutto l'allineamento. La capacità portante a taglio allo stato di progetto sarà pertanto valutata come somma della capacità portante allo stato attuale e della capacità portante delle staffe aggiuntive:

$$V_{RD} = V_{RD,attuale} + V_{RD,staffe\ aggiuntive}$$

Si valuta la capacità a taglio allo stato di progetto in condizioni sismiche:

VERIFICA A TAGLIO - trave esistente in c.a. - C8.7.2.3.5											
dati di ingresso									XXX	valori di progetto	
trave		29/30	-								
nodo		DX	-								
γ_{el}		1.15	-	1.15 per elementi primari ; 1.0 per elementi secondari							
h		250	mm	altezza totale della sezione							
b		800	mm	larghezza della sezione							
d		220	mm	altezza utile della sezione							
N_{ED}		0	kg	sforzo normale di compressione (assunto zero se di trazione)							
M_{ED}		8900	kgm	momento agente nella sezione da verificare							
V_{ED}		8850	kg	taglio agente nella sezione da verificare							
L_V	M_{ED} / V_{ED} =	1006	mm	luce di taglio							
A_C	b × d =	176000	mm^2	area della sezione di calcestruzzo							
f_{ck}	R_{ck} 150 - LC2	12.45	N/mm^2	resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo							
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2 × 1.5) =	6.9	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo (meccanismi fragili)							
f_{yk}	B450C	450	N/mm^2	resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio							
f_{yd}	f_{yk} / 1.15 =	391	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio							
A_S	sup=4Ø10+2Ø16+6Ø12 ; inf=4Ø12	18.47	cm^2	area totale dei ferri di armatura longitudinali							
A_{SX}	Ø12 / 20 a 2 bracci	2.26	cm^2	area della singola staffa							
s_h		20	cm	interasse delle staffe							
ρ_{tot}	A_S / A_C =	0.00010	-	percentuale geometrica totale di armatura longitudinale							
ρ_{SX}	$A_{SX} / (b \times s_h)$ =	0.00014	-	percentuale geometrica di armatura trasversale							
z	0.9 × d =	198	mm	braccio delle forze interne							
x	$[0.25 + (0.85 \times N) / (A_C \times f_{cd})] \times h$ =	62.5	mm	altezza della zona compressa (profondità dell'asse neutro)							

calcolo della resistenza a taglio in condizioni statiche (par. 4.1.2.3.5.2)				
s		200	mm	passo delle staffe
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		250	mm	altezza della sezione
d		220	mm	altezza utile della sezione
B		800	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}		12.45	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}		6.9	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}		391	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	2.26	cm^2	area dell'armatura trasversale
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	8755	kg	taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	27390	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	8755	kg	taglio resistente in condizioni statiche
calcolo della domanda di duttilità				
M_{RD}		7422	kgm	momento resistente allo SLU
Ø '$_{yd}$		0.095	cm^{-1}	è la minore tra la curvatura allo snervamento dell'acciaio teso e la curvatura
				in corrispondenza della deformazione di picco ε_{C2} del cls compresso
M'_{YD}		7175	kgm	è il momento resistente in corrispondenza di Ø'$_{yd}$
$Ø_y$	M_{RD} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.09827	cm^{-1}	curvatura di prima plasticizzazione (par. 4.1.2.3.4.2 NTC 2018)
$Ø_m$	M_{ED} / M'$_{YD}$ × Ø'$_{YD}$ =	0.11784	cm^{-1}	domanda di curvatura massima per il livello di azione agente allo SLV
d_b		1.20	cm	diametro medio delle barre longitudinali
f_{cd}	f_{ck} / (FC=1.2) =	10.38	N/mm^2	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo in MPa (meccanismi dut
f_{yd}	f_{yk} / (FC=1.2) =	375	N/mm^2	resistenza a trazione di progetto dell'acciaio in MPa (meccanismi duttili)
[a]	$Ø_y$ × L_V / 3 =	3.2942	-	
[b]	0.0013 × (1 + 1.5 × h / L_V) =	0.0018	-	
[c]	0.13 × $Ø_y$ × (d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	1.7848	-	
θ_y	[a] + [b] + [c] =	5.08	-	rotazione di prima plasticizzazione
L_{pl}	0.1×L_V + 0.17×h + 0.24×(d_b × f_{yd}) / radq(f_{cd}) =	47.8	cm	lunghezza della cerniera plastica
θ_m	1 / γ_{el} × (θ_y + ($Ø_m$ - $Ø_y$) × L_{pl} × (1- (0.5 × L_{pl}) / L_V) =	5.04	-	rotazione massima per il livello di azione agente allo SLV
μ_Δ	θ_m / θ_y =	0.99	-	domanda di duttilità
$\mu_{\Delta,pl}$	μ_Δ - 1 =	-0.01	-	parte plastica della domanda di duttilità
calcolo della resistenza a taglio in condizioni cicliche				
nota: unità di misura da adottare : forze=MN (meganewton); lunghezze=m (metro)				
[a]	((h-x) / (2 × L_V)) × min (N ; 0.55 × A_C × f_C) =	0.00000	MN	
[b]	1 - 0.05 × min (5 ; $\mu_{\Delta pl}$) =	1.00042	MN	
[c]	0.16 × max (0.5;100 × ρ_{tot}) =	0.08000	MN	
[d]	(1 - 0.16 × min (5 ; L_V / h)) × radq(f_c) × A_C =	0.16496	MN	
V_W	ρ_{SX} × b × z × f_{yd} =	0.08755	MN	contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio (sezioni rettangolar
$V_{R,ciclico}$	1 / γ_{el} × ([a] + [b] × ([c] + [d] + V_W) =	0.08764	MN	
Il valore della resistenza a taglio in condizioni cicliche non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione" in condizioni statiche				
calcolato utilizzando θ=45° ed assumendo f_{cd} *pari alla resistenza a compresisone del calcestruzzo per meccanismi fragili*				
V_R	min ($V_{R,ciclico}$; V_{Rcd}) =	8764	kg	resistenza a taglio in condizioni cicliche

calcolo della resistenza a taglio in condizioni sismiche

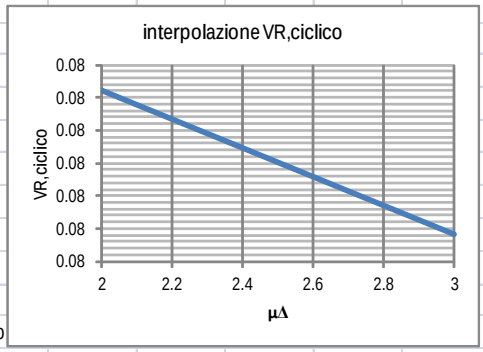
Se la domanda di duttilità è minore di 2, la resistenza a taglio è pari alla maggiore tra la resistenza in condizioni statiche e la resistenza in condizioni cicliche.

Se la domanda di duttilità è maggiore di 3, la resistenza a taglio è pari a quella in condizioni cicliche.

Per condizioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio in condizioni cicliche calcolata con $\mu_\Delta=2$ *e con* $\mu_\Delta=3$

interpolazione

		$\mu_\Delta = 2$	$\mu_\Delta = 3$	
[a]	$((h-x) / (2 \times L_V)) \times \min (N ; 0.55 \times A_C \times f_C) =$	0.00000	0.00000	MN
[b]	$1 - 0.05 \times \min (5 ; \mu_{\Delta pl}) =$	0.95000	0.90000	MN
[c]	$0.16 \times \max (0.5;100 \times \rho_{tot}) =$	0.08000	0.08000	MN
[d]	$(1 - 0.16 \times \min (5 ; L_V / h)) \times \text{radq}(f_c \times A_C) =$	0.16496	0.16496	MN
		V_{R2}	V_{R3}	
$V_{R,ciclico}$	$1 / \gamma_{el} \times ([a] + [b] \times ([c] \times [d] + V_W) =$	0.08323	0.07885	MN



$V^*_{R,ciclico}$	$V_{R2} + (V_{R3} - V_{R2}) \times \mu_\Delta =$	0.07888	MN	valore interpolato

controllo sul valore di μ_Δ

μ_Δ	<	2	non occorre interpolare

$V_{RD,sismico}$	8764	kg	resistenza a taglio in condizioni sismiche

taglio resistente totale allo stato di progetto

V_{RD}	$V_{RD,sismico\ stato\ attuale} + V_{RD,sismico,\ stato\ progetto} =$	11703	kg	taglio resistente totale

verifica

V_{RD}	>	V_{ED}	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	76%

7.4.3 AUMENTO DELLA CAPACITÀ A FLESSIONE

Le travi con sezione B-B, ovvero le travate di bordo del piano primo, risultano non verificate a flessione per le combinazioni sismiche SLV.

La condizione peggiore a **momento positivo** si ha per la campata 1/2 dove si ha che:

$M_{ED,DX}+ = 8867$ kgm massimo momento sollecitante positivo al nodo in corrispondenza del setto di nuova realizzazione

$M_{RD,DX}+ = 5185$ kgm capacità a flessione a momento positivo

Si ha :

5185 < 8867 verifica non soddisfatta (tasso sfruttamento = 171%)

La condizione peggiore a **momento negativo** si ha per la campata 48/49 dove si ha che:

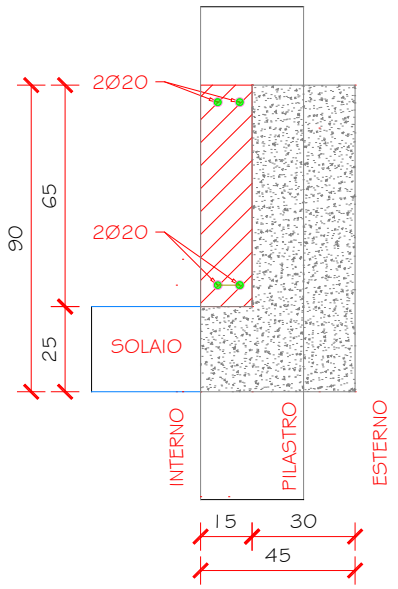
$M_{ED,SX}- = 14838$ kgm massimo momento sollecitante negativo al nodo in corrispondenza del setto di nuova realizzazione

$M_{RD,SX}- = 12860$ kgm capacità a flessione a momento negativo

Si ha :

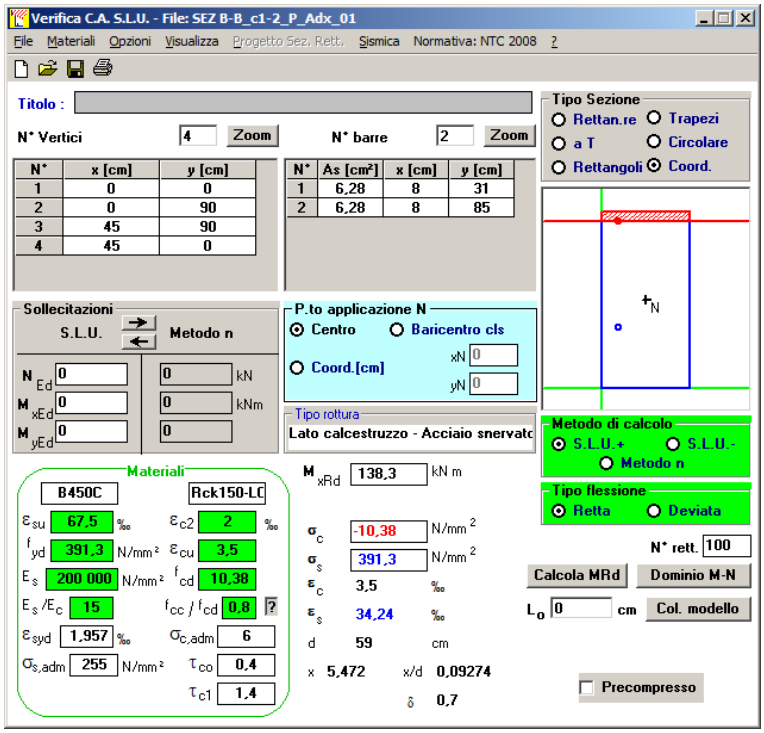
12860 < 14838 verifica non soddisfatta (tasso sfruttamento = 115%)

Si prevede un intervento per tutti gli allineamenti di bordo delle travate con sezione B-B che consisterà nella realizzazione di un getto integrativo in c.a. sulla faccia interna delle travi trasformando la sezione dalla attuale forma ad "L" ad una sezione rettangolare 45×90 cm. Nel getto verranno inseriti 2+2Ø20 longitudinali aggiuntivi superiori ed inferiori come da schema seguente:

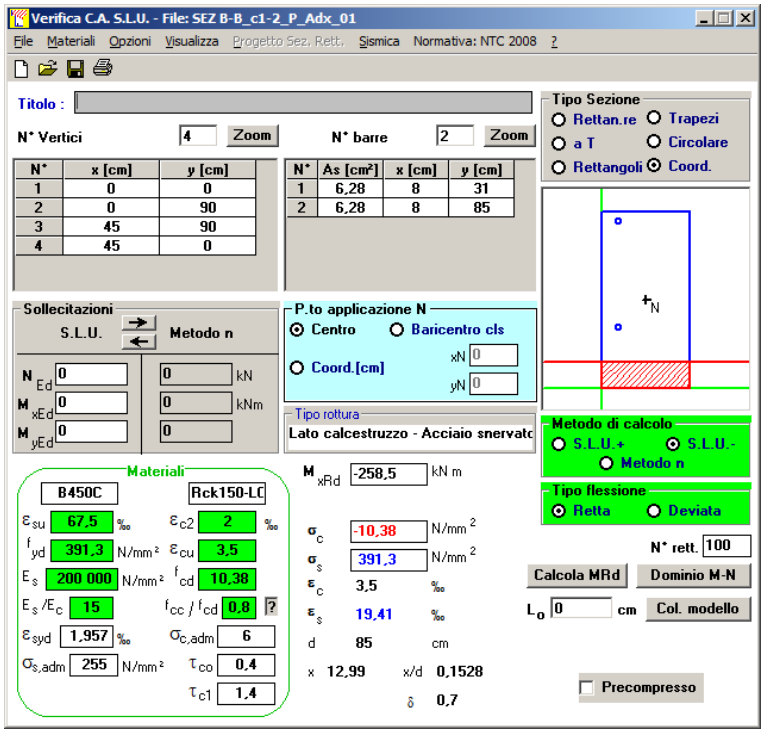


Schema di consolidamento delle travi sezione B-B – in rosso il getto integrativo

Si effettua il calcolo della capacità a flessione della sezione consolidata considerando, in via cautelativa, il solo contributo delle armature aggiuntive:



Calcolo del momento resistente positivo



Calcolo del momento resistente negativo

Nella condizione consolidata si ha quindi:

$M_{RD}+$ = 13830 kgm capacità a flessione a momento positivo

$M_{RD}-$ = 25850 kgm capacità a flessione a momento negativo

Le verifiche allo stato di progetto sono:

$M_{RD}+=13830 > M_{ED}+=8867$ *verifica soddisfatta* (tasso sfruttamento=64%)

$M_{RD}-=25850 > M_{ED}-=14838$ *verifica soddisfatta* (tasso sfruttamento=57%)

Le travi con sezione E-E, ovvero le travate di spina del piano sottotetto, risultano non verificate a flessione sia per carichi gravitazionali in combinazione SLU che per le combinazioni sismiche SLV.

La condizione peggiore è quella a **momento negativo allo SLU** per la campata 26/27 dove si ha che:

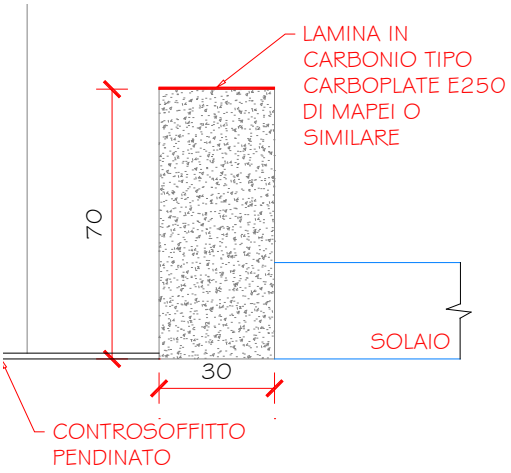
$M_{ED,SX}$- = 11912 kgm massimo momento sollecitante negativo al nodo

$M_{RD,SX}$- = 5918 kgm capacità a flessione a momento negativo

Si ha :

5918 < 11912 verifica non soddisfatta (tasso sfruttamento = 201%)

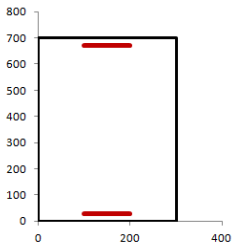
Si prevede un intervento di consolidamento delle campate 14/15 e 26/27 mediante impiego di FRP applicati all'estradosso.

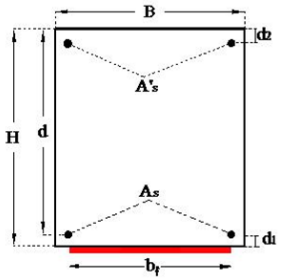


Schema di consolidamento delle travi sezione E-E – in rosso il consolidamento in FRP

Si effettua la verifica mediante ausilio di foglio di calcolo in accordo con *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati; Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"* **CNR-DT 200 R1/2013.**

Dati di Input Sezione		
Altezza (H)	*700*	mm
Base (B)	*300*	mm
Area di acciaio in trazione A_s	*339*	mm^2
Area di acciaio in compressione A'_s	*628*	mm^2
Copriferro (d_1=d_2)	*30*	mm
Altezza utile (d)	*670*	mm
Area di lamina A_f	*420.0*	mm^2



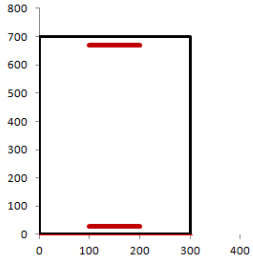


Materiali					
	Resistenze		Moduli elastici		
	Medie	Calcolo			
Calcestruzzo f_{cm} [MPa]	12	10.38	23495	f_{ck}	4.45 MPa
				f_{ctm}	0.81 MPa
Acciaio f_{ym} [MPa]	320	266.7	210000	ε_{sy}	0.00127
Fattore di confidenza FC	1.2				

Momento iniziale agente in sezione prima dell'applicazione delle fibre M_0 [kNm]	0

Materiale	Tipo di fibra	Esposizione
Carboplate E 250	Carbonio	Interna

CARATTERISTICHE FRP	
σ caratteristica di rottura	2500 MPa
ε caratteristica di rottura, ε_{fk}	0.010
Modulo elastico	250000 MPa
Spessore equivalente tessuto secco (t_f)	1.400 mm
Coefficiente di sicurezza per distacco FRP ($\gamma_{f,d}$)	1.2
Coefficiente parziale del materiale (γ_f)	1.10
Fattore di conversione ambientale (η_a)	0.95
σ calcolo, $f_{f,d}$	1979 MPa



Larghezza rinforzo (b_f)	300 mm
N° strati rinforzo (n)	1
Coefficiente per condizione di carico (k_q)	Carico distribuito

k_b	1.00
k_G	0.023
b_f / b	1.00
$f_{fdd,2}$ Resist. di prog al distacco FRP (mod 2)	256 MPa
$\varepsilon_{f,dd}$ Deformazione max di distacco FRP	0.00103
ε_0 lembo teso CLS all'applicazione dell'FRP	0.00000
ε_{sy} - ε_0	0.00127
Γ_{fd} Energia specifica di frattura	0.061 MPa
f_{bd} Resist. di prog. adesione FRP-CLS	0.49 MPa
l_{ed} Lunghezza ottimale di ancoraggio	532.4 mm
f_{fdd} Resist. di prog. al distacco FRP (mod 1)	123 MPa
ε calcolo, ε_{fd}	**0.00127**

Equazione4.7 $$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0 , \qquad (4.7)$$

$$\varepsilon_{fd} = \min\left\{\eta_a \cdot \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}, \varepsilon_{fdd}\right\}$$

Output: calcolo dell'asse neutro a rottura e del momento ultimo (y_c, M_u)

E' una procedura iterativa in cui si ipotizza un valore per y_c e si verifica che corrisponda Nu=0 (rottura in flessione semplice)

y_c	regione	ψ	λ	σ'_s	σ_s	σ_f	Risolvi	eq. Traslazione	M_{Rd}
mm		ad.	ad.	MPa	MPa	MPa			kN m
83.96	**1**	**0.80**	**0.416**	**23.36**	**266.67**	**317.46**		0.00	**146.16**

Sezione non Rinforzata			
y_c	σ'_s	σ_s	M_{Rd}
mm	MPa	MPa	kN m
30.901	21.43	266.7	**59.18**

ε_c	**0.00017**
ε'_s	**0.00011**
ε_s	**0.00121**
ε_{fm}	**0.00127**

La verifica allo stato di progetto è:

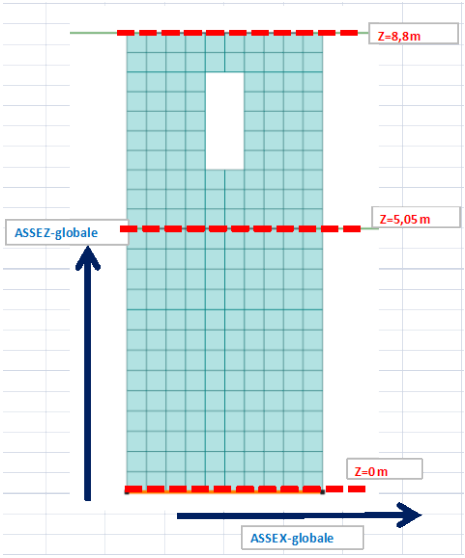
M_{RD}-=14616 > M_{ED}-=11912 *verifica soddisfatta* (tasso sfruttamento=81%)

7.5 Verifiche delle nuove strutture sismo-resistenti

7.5.1 SETTI

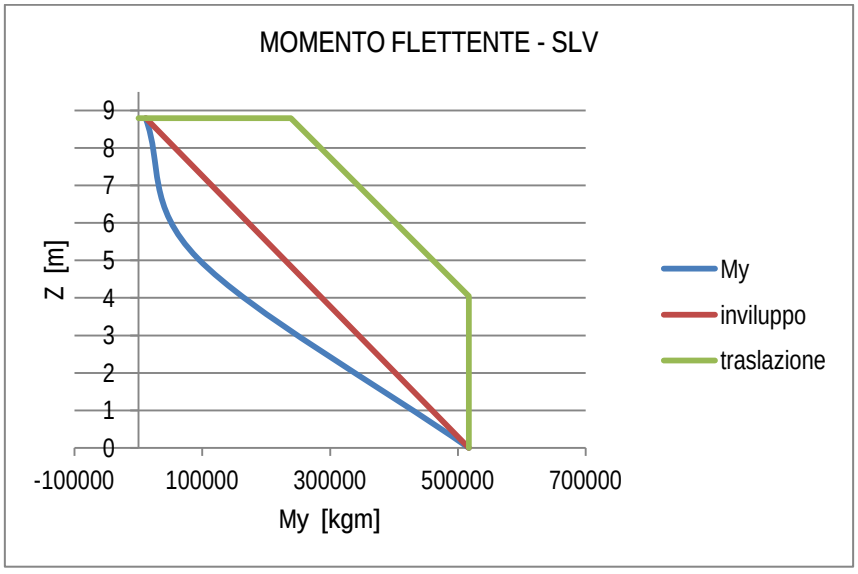
Si riportano le verifiche di sicurezza condotte sul **setto 65×430** più sollecitato ai sensi del paragrafo 7.4.4.5 delle NTC 2018.

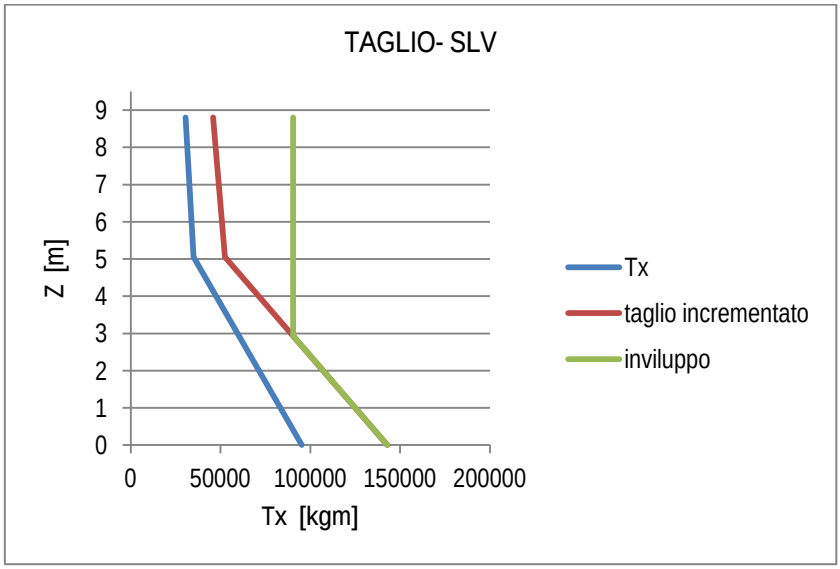
MASSIME SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SETTO					
Z	CC	TCC	N	Tx	My
[m]			*<daN>*	*<daN>*	*<daNm>*
0	1	SLV	-84089	95249	516991
5.05			-31746	35044	93466
8.8			-13465	30580	11466



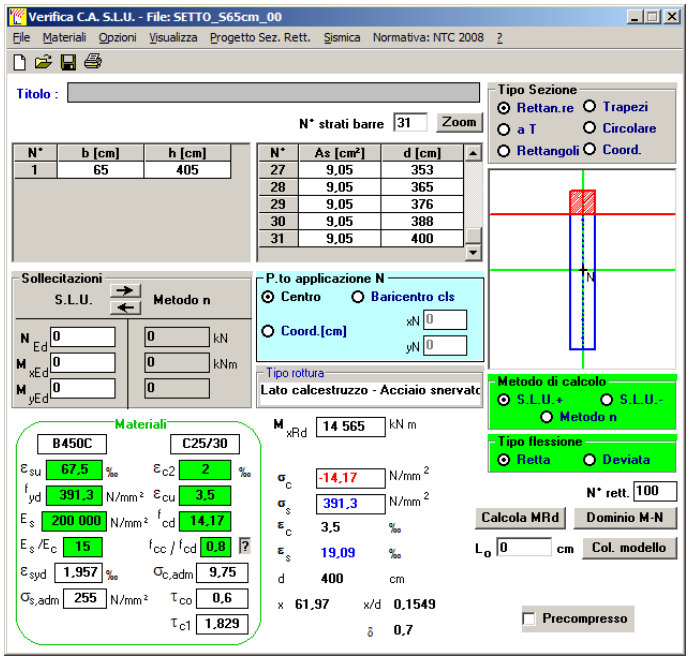
Sollecitazioni setto 4

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni di momento flettente e taglio agenti sul setto in condizioni sismiche amplificate secondo le procedure di Normativa.



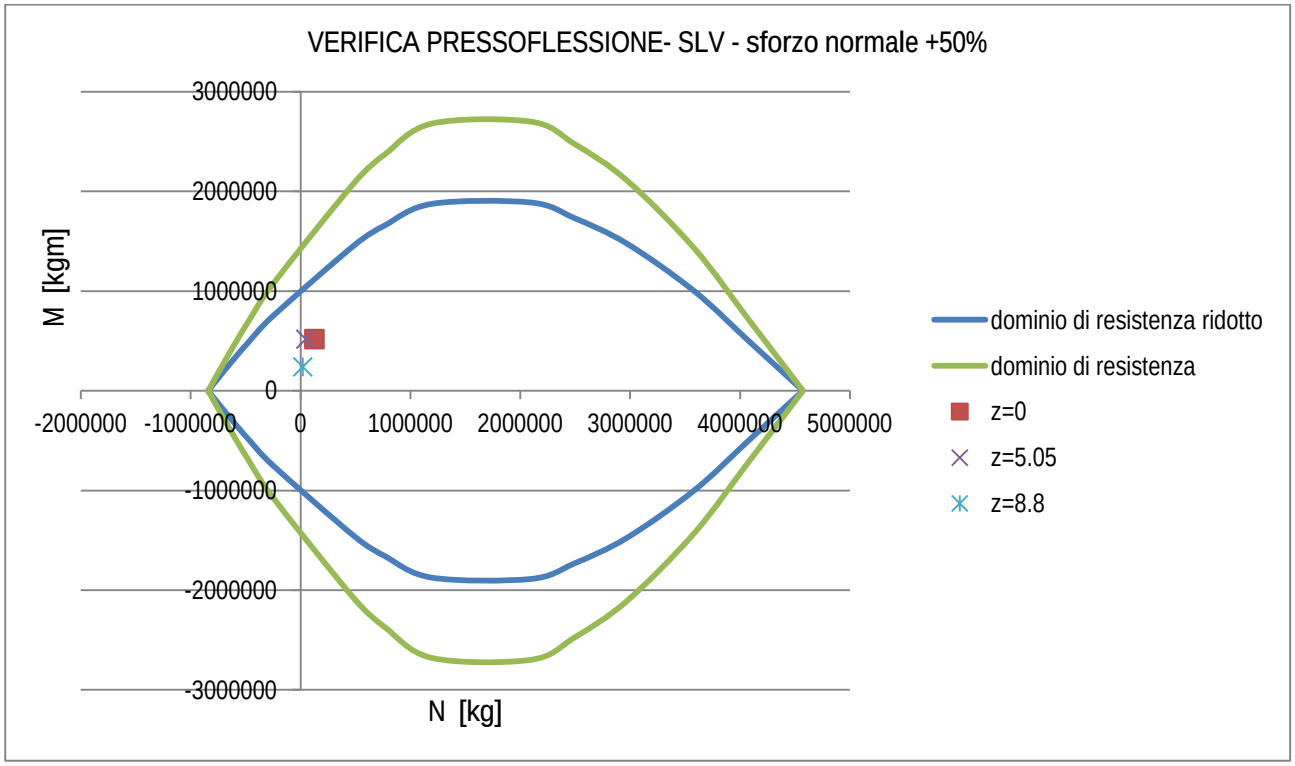


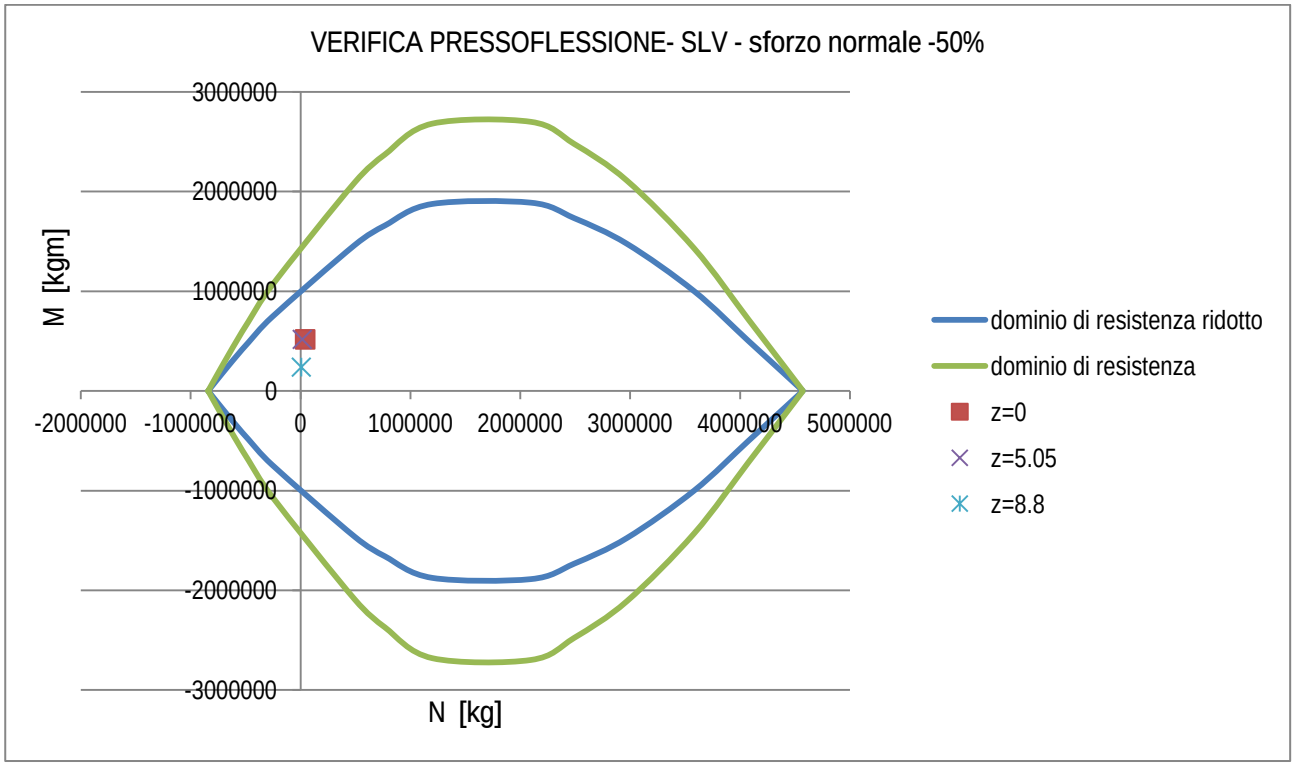
Il setto verrà armato con ferri verticali Ø16 nella porzione centrale e ferri Ø24 negli elementi di bordo. Si effettua il calcolo del dominio di resistenza a presso-flessione mediante il software VcaSLU.



Calcolo dominio di resistenza setto 4

La verifica a pressoflessione retta con dominio di resistenza ridotto è la seguente:





Le verifiche sono soddisfatte.

Si eseguono ora le verifiche a taglio.

Si ipotizza di disporre un'armatura orizzontale con ferri Ø12/15 fino alla quota del primo impalcato. Dalla quota del primo impalcato fino in copertura si disporranno ferri orizzontali Ø12/20. Negli elementi di bordo all'interno delle zone dissipative si disporranno staffe chiuse a contenimento dei ferri verticali.

VERIFICHE DI RESISTENZA SETTI IN C.A. (NTC 2018, par.7.4.4.5.1)				
GEOMETRIA DELLA PARETE				
l_w		4.05	m	lunghezza parete in pianta
b_w		0.65	m	spessore parete
h_w		8.80	m	altezza totale della parete
h_s		5.05	m	altezza libera del piano terra
h_{cr} =	$\max(l_w, h_w/6)$ =	4.05	m	altezza della zona dissipativa (*)
(*)	*fare controllo formula 7.4.13 NTC 2018* =	OK		
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
f_{yd} =		391.3	N/mm^2	tensione di calcolo armature
f_{ck} =	C25/30	25.0	N/mm^2	resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
f_{cd} =		14.2	N/mm^2	tensione di calcolo calcestruzzo
f_{ctm} =	$0.30 \times f_{ck}^{2/3}$ =	2.6	N/mm^2	resistenza media a trazione del cls
f_{ctk} =	$0.70 \times f_{ctm}$ =	1.8	N/mm^2	resistenza caratteristica a trazione del cls (frattile 5%)
f_{ctd} =	f_{ctk} / γ_C =	1.2	N/mm^2	resistenza di calcolo a trazione del cls
PARAMETRI DI INCREMENTO DEL TAGLIO				
q =		2.23	-	fattore di struttura
γ_{Rd} =		0	-	fattore di sovraresistenza in CD "B" (tab. 7.2.I NTC2018)
T_C =		0.425	sec	periodo dello spettro di progetto
T_1 =		0.133	sec	periodo fondamentale della struttura
M_{Ed} =		516991	kgm	momento flettente di domanda alla base della parete allo SLV
M_{Rd} =		1456500	kgm	momento flettente di capacità alla base della parete allo SLV
$S_e(T_C)$ =		0.591	g	ordinata dello spettro elastico in corrispondenza di T_C
$S_e(T_1)$ =		0.569	g	ordinata dello spettro elastico in corrispondenza di T_1
f =	$q \times \text{radq}[(\gamma_{Rd}/q \times M_{Rd}/M_{Ed})^2 + 0.1 \times (S_e(T_C)/S_e(T_1))^2]$ =	0.732	-	fattore di amplificazione del taglio (**)
(**)	*fare controllo formula 7.4.14 NTC 2018* =	OK		
f =		1.50	-	valore da assumere

VERIFICA A TAGLIO - Z = 0 m (verifica alla base)								
taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima (formula 4.1.28 NTC2018)								
z	$0.8 \times l_w$ =	3.24	m	braccio della coppia interna				
θ =		45	°	inclinazione delle bielle compresse				
α =		90	°	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse verticale del setto				
r		0.4	-	fattore riduttivo per zone dissipative				
N_{ED} =		42045	kg	sforzo normale alla base allo SLV (ridotto del 50%)				
σ_{cp} =	$N_{ED} / (b_w \times l_w)$ =	1.6	kg/cm^2	tensione di compressione alla base				
verifica	$0.25\ f_{cd}$ =	35.4	kg/cm^2	σ_{cp} è minore di $0.25\ f_{cd}$				
α_c =	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ =	1.01	-	coefficiente maggiorativo				
V_{Rcd} =	$z \times b_w \times \alpha_c \times 0.50 \times f_{cd} \times (\cot g\ \alpha + \cot g\ \theta) / (1+\cot g^2\ \theta) \times r$ =	301714	kg	taglio resistente alla base				
V_{Ed} =	taglio sollecitante alla base allo SLV =	142874	kg	verifica soddisfatta		tasso sfruttamento		47%
taglio-trazione dell'armatura dell'anima								
M_{Ed} =		516991	kgm	momento sollecitante alla base allo SLV				
V_{Ed} =		142874	kg	taglio sollecitante alla base allo SLV				
α_s =	$M_{ED} / (V_{ED} \times l_w)$ =	0.89	-	rapporto di taglio				
verifica	il rapporto di taglio è < 2	verifica secondo le formule 7.4.16 e 7.4.17						
d =		4010	mm	altezza utile della sezione				
k =	$1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.22	-	k è minore di 2				
v_{min} =	$0.0035 \times k^{3/2} \times fck^{1/2}$ =	0.024	N/mm^2	taglio resistente minimo del solo cls				
A_{sl} =	26d16 + 36d24 =	214.98	cm^2	armatura verticale del setto				
ρ_1 =	$A_{sl} / (b_w \times d)$ =	0.0082	-	rapporto geometrico di armatura verticale (è < 0.02)				
σ_{cp} =		1.6	kg/cm^2	tensione di compressione alla base				
verifica	$0.2\ f_{cd}$ =	28.3	kg/cm^2	σ_{cp} è minore di $0.2\ f_{cd}$				
$V_{Rd,c}$ =	$\max [(0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d ; (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d]$ =	111168	kg	resistenza a taglio come elemento privo di armature a taglio				
ρ_v =	ρ1	0.0082	-	rapporto geometrico di armatura verticale				
A_{sh} =	d12 / 15 =	63.28	cm^2	staffatura del setto fino a Z=405 cm				
ρ_h =	$A_{sh} / (b_w \times h=405)$ =	0.0024	-	rapporto geometrico di armatura orizzontale fino Z=405 cm				
(a)	$V_{Rd,c} + 0.75 \times \rho_h \times f_{yd} \times b_w \times \alpha_s \times l_w$ =	277096	kg					
(b)	$\rho_h \times f_{yd} \times b_w \times z$ =	198094	kg					
(c)	$\rho_v \times f_{yd} \times b_w \times z + N_{ED,min}$ =	721738	kg					
	formula 7.4.16 NTC2018	V_{ED} < (a)		verifica soddisfatta		tasso sfruttamento		52%
	formula 7.4.17 NTC2018	(b) < (c)		verifica soddisfatta		tasso sfruttamento		27%
scorrimento nelle zone dissipative								
$V_{Rd,s}$ =	$V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$			formula 7.4.19 NTC2018				
contributo effetto spinotto								
A_{sj} =	26d16 + 36d24 =	21498	mm^2	armatura verticale del setto				
V_{dd} =	$\min [(1.3 \times A_{sj} \times \text{radq}(f_{cd} \times f_{yd}) ; 0.25 \times f_{yd} \times A_{sj}]$ =	208081	kg	contributo dell'effetto spinotto dell'armatura verticale				
contributo ferri inclinati								
non si prevedono ferri inclinati		0	kg	contributo armature inclinate alla base				
contributo attrito								
μ_f =		0.60	-	coefficiente di attrito cls-cls				
x =		0.68	m	posizione dell'asse neutro alla base				
ξ =	x / l_w =	0.17	-	altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione				
α_j =		0.60	-					
η =	$\alpha_j \times (1 - f_{ck} / 250)$ =	0.54	-	formula 7.4.9 (f_{ck} in Mpa)				
V_{fd} =	$\min [\mu_f \times ((A_{sj} \times f_{yd} + N_{ed}) \times \xi + M_{ed} / z) ; 0.5 \times \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_w]$ =	169065	kg	contributo della resistenza per attrito				
$V_{Rd,s}$ =	resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento	377146	kg					
V_{Ed} =	taglio sollecitante alla base allo SLV	142874	kg	verifica soddisfatta		tasso sfruttamento		38%

VERIFICA A TAGLIO - Z = 5.05 m (verifica al P1)						
taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima (formula 4.1.28 NTC2018)						
z	$0.8 \times l_w$ =	3.24	m	braccio della coppia interna		
θ =		45	°	inclinazione delle bielle compresse		
α =		90	°	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse verticale del setto		
r		0.4	-	fattore riduttivo per zone dissipative		
N_{ED} =		15873	kg	sforzo normale al P1 allo SLV (ridotto del 50%)		
σ_{cp} =	$N_{ED} / (b_w \times l_w)$ =	0.6	kg/cm^2	tensione di compressione al P1		
verifica	$0.25\ f_{cd}$ =	35.4	kg/cm^2	σ_{cp} è minore di $0.25\ f_{cd}$		
α_c =	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ =	1.00	-	coefficiente maggiorativo		
V_{Rcd} =	$z \times b_w \times \alpha_c \times 0.50 \times f_{cd} \times (\cot g\ \alpha + \cot g\ \theta) / (1+\cot g^2\ \theta) \times r$ =	299620	kg	taglio resistente alla base		
V_{Ed} =	taglio sollecitante al P1 allo SLV =	90420	kg	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	30%
taglio-trazione dell'armatura dell'anima						
M_{Ed} =		516991	kgm	momento sollecitante al P1 allo SLV		
V_{Ed} =		90420	kg	taglio sollecitante al P1 allo SLV		
α_s =	$M_{ED} / (V_{ED} \times l_w)$ =	1.41	-	rapporto di taglio		
verifica	il rapporto di taglio è < 2	verifica secondo le formule 7.4.16 e 7.4.17				
d =		4010	mm	altezza utile della sezione		
k =	$1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.22	-	k è minore di 2		
v_{min} =	$0.0035 \times k^{3/2} \times fck^{1/2}$ =	0.024	N/mm^2	taglio resistente minimo del solo cls		
A_{sl} =	26d16 + 36d24 =	214.98	cm^2	armatura verticale del setto		
ρ_1 =	$A_{sl} / (b_w \times d)$ =	0.0082	-	rapporto geometrico di armatura verticale (è < 0.02)		
σ_{cp} =		0.6	kg/cm^2	tensione di compressione al P1		
verifica	$0.2\ f_{cd}$ =	28.3	kg/cm^2	σ_{cp} è minore di $0.2\ f_{cd}$		
$V_{Rd,c}$ =	$\max [(0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d ; (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d]$ =	107282	kg	resistenza a taglio come elemento privo di armature a taglio		
ρ_v =	ρ1	0.0082	-	rapporto geometrico di armatura verticale		
A_{sh} =	d12 / 20 =	44.64	cm^2	staffatura del setto fino a Z=880 cm		
ρ_h =	$A_{sh} / (b_w \times h=375)$ =	0.0016	-	rapporto geometrico di armatura orizzontale fino Z=880 cm		
(a)	$V_{Rd,c} + 0.75 \times \rho_h \times f_{yd} \times b_w \times \alpha_s \times l_w$ =	277504	kg			
(b)	$\rho_h \times f_{yd} \times b_w \times z$ =	128612	kg			
(c)	$\rho_v \times f_{yd} \times b_w \times z + N_{ED,min}$ =	695567	kg			
	formula 7.4.16 NTC2018	V_{ED} < (a)		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	33%
	formula 7.4.17 NTC2018	(b) < (c)		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	18%
scorrimento nelle zone dissipative						
$V_{Rd,s}$ =	$V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$			formula 7.4.19 NTC2018		
contributo effetto spinotto						
A_{sj} =	26d16 + 36d24 =	21498	mm^2	armatura verticale del setto		
V_{dd} =	$\min [(1.3 \times A_{sj} \times \text{radq}(f_{cd} \times f_{yd}) ; 0.25 \times f_{yd} \times A_{sj}]$ =	208081	kg	contributo dell'effetto spinotto dell'armatura verticale		
contributo ferri inclinati						
non si prevedono ferri inclinati		0	kg	contributo armature inclinate alla base		
contributo attrito						
μ_f =		0.60	-	coefficiente di attrito cls-cls		
x =		0.64	m	posizione dell'asse neutro alla base		
ξ =	x / l_w =	0.16	-	altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione		
α_j =		0.60	-			
η =	$\alpha_j \times (1 - f_{ck} / 250)$ =	0.54	-	formula 7.4.9 (f_{ck} in Mpa)		
V_{fd} =	$\min [\mu_f \times ((A_{sj} \times f_{yd} + N_{ed}) \times \xi + M_{ed} / z) ; 0.5 \times \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_w]$ =	159120	kg	contributo della resistenza per attrito		
$V_{Rd,s}$ =	resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento	367201	kg			
V_{Ed} =	taglio sollecitante al P1 allo SLV =	90420	kg	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	25%

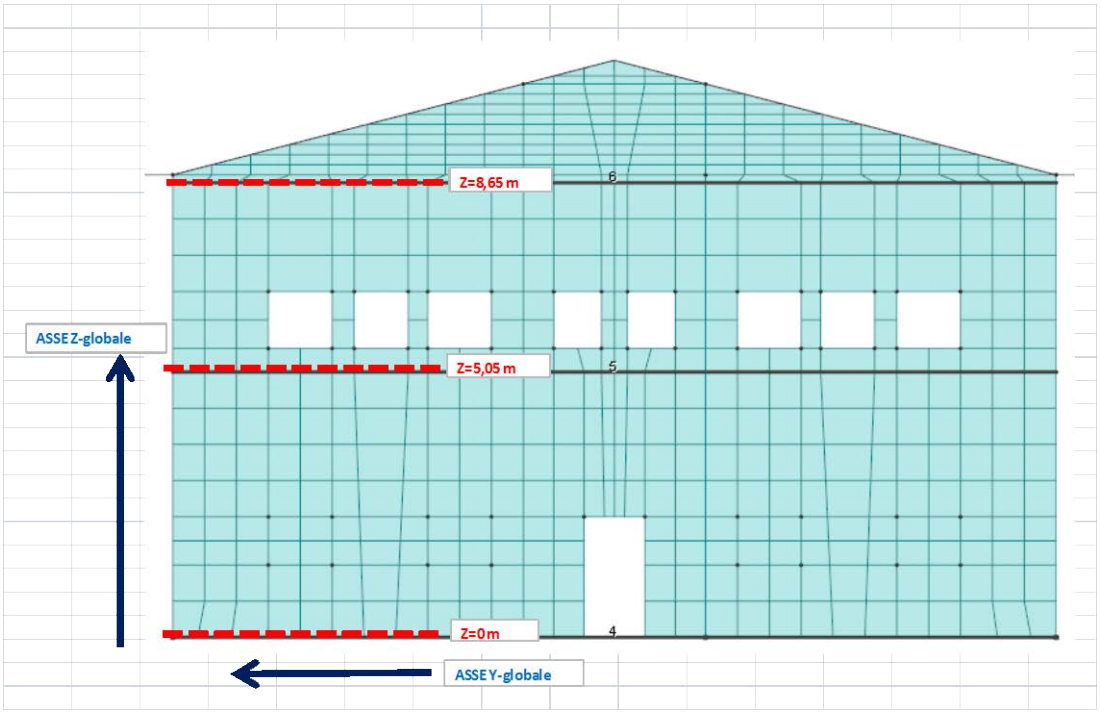
Si eseguono infine le verifiche sulle limitazioni di armatura di cui al paragrafo 7.4.6.2.4 delle NTC 2018.

LIMITAZIONI SETTI IN C.A. (NTC 2018, par.7.4.6.2.4)				
GEOMETRIA DELLA PARETE				
l_w		4.05	m	lunghezza parete in pianta
b_w		0.65	m	spessore parete
h_w		8.80	m	altezza totale della parete
h_s		5.05	m	altezza libera del piano terra
h_{cr} =	max (l_w, h_w/6) =	4.05	m	altezza della zona dissipativa (*)
(*)	*fare controllo formula 7.4.13 NTC 2018* =	OK		
l_c =	max (0.20 l_w , 1.5 b_w) =	0.98	m	elementi di bordo
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
f_{yd} =		391.3	N/mm^2	tensione di calcolo armature
f_{ck} =	C25/30	25.0	N/mm^2	resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
f_{cd} =		14.2	N/mm^2	tensione di calcolo calcestruzzo
$\varepsilon_{s,yd}$ =		0.0018	-	deformazione a snervamento dell'acciaio
LIMITAZIONI ARMATURA VERTICALE				
limitazione valida per elementi di bordo nelle zone dissipative (par. 7.4.6.2.2 NTC2018)				
A_{sv} =	18d24	81.36	cm^2	totale armatura verticale nel singolo elemento di bordo
ρ =	A_{sv} / (b_w × l_c) =	1.3%	-	rapporto geometrico di armatura verticale
verifica	1 % ≤ ρ ≤ 4%	verifica soddisfatta		
LIMITAZIONI ARMATURA TRASVERSALE				
limitazione valida per elementi di bordo nelle zone dissipative (par. 7.4.6.2.2 NTC2018)				
a)	*Nelle elementi di bordo delle zone dissipative si prevedono staffe chiuse a contenimento delle barre verticali*			
b)	*La distanza tra due barre vincolate consecutive deve essere < a 20 cm*			Tutte le barre verticali d24 dovranno essere vincolate con legatur
c)	*Il passo delle staffe di contenimento e delle legature deve essere non superiore al minimo tra:*			
	1/2 di b_w;	32.5	cm	
	17.5 cm;	17.5	cm	
	8 il diametro delle barre verticali.	19.2	cm	(barre verticali d24)
	Il passo sarà inferiore o uguale a:	17.5	cm	massimo passo consentito per staffe e legature negli elemer
				di bordo delle zone dissipative

DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LA DUTTILITA'								
limitazione valida per elementi di bordo nelle zone dissipative (par. 7.4.6.2.4 NTC2018)								
T_C =		0.425	sec	periodo dello spettro di progetto allo SLC				
T_1 =		0.133	sec	periodo fondamentale della struttura				
q_0 =		3.0	-	valore base del fattore di comportamento				
μ_ϕ =	$1.2 \times (1 + 2 \times (q_0 - 1) \times T_C / T_1$ =	16.54	-	domanda di duttilità in curvatura allo SLC				
n	d12 / 15 fino a Z=405 cm	42	-	numero di staffe nel singolo elemento di bordo nella				
				zona confinata				
N_{ED} =		126134	kg	sforzo normale alla base allo SLV (incrementato del 50%)				
l		2.98	m	lunghezza della staffa				
V_s	$1.13 \times l \times n$ =	13975	cm^3	volume staffe nel singolo elemento di bordo nella				
				zona confinata				
V_c	$(l_c - 8\ cm) \times (b_w - 8\ cm) \times h = 405\ cm$ =	2066108	cm^3	volume nucleo cls confinato nel singolo elemento di bordo				
				nella zona confinata				
ω_{WD} =	(volume staffe / volume nucleo cls) $\times f_{yd} / f_{cd}$ =	0.19	-	rapporto meccanico di armatura traversale				
				(formula 7.4.33 NTC2018)				
s =		15	cm	passo delle staffe in zona dissipativa				
b_0 =	$b_w - 8\ cm$ =	57	cm	larghezza del nucleo confinato				
h_0 =	$l_c - 8\ cm$ =	90	cm	profondità del nucleo confinato				
b_i =		20	cm	distanza tra barre verticali vincolate da staffe o legature				
n_b =		18	-	numero totale di barre verticali negli elementi di bordo				
b_i =	$n_b - 2$ =	16	-	numero di interassi tra le barre negli elementi di bordo				
A_{sl} =	26d16 =	52.26	cm^2	armatura verticale del setto al di fuori degli elementi di bordo				
S =	$(l_w - 2 \times l_c) \times b_w$ =	13650	cm^2	sezione trasversale del setto al di fuori degli elementi di bord				
ρ_v =	A_{sl} / S =	0.38%	-	rapporto geometrico di armatura verticale al di fuori degli				
				elementi di bordo				
ω_v =	$\rho_v \times f_{yd} / f_{cd}$ =	0.11	-					
α_n =	$1 - \sum b_i^2 / (6 \times b_0 \times h_0)$ =	0.79	-	formula 7.4.31a NTC2018				
α_s =	$[1 - s / (2 \times b_0)] \times [1 - s / (2 \times h_0)]$ =	0.80	-	formula 7.4.31b NTC2018				
α =	$\alpha_n \times \alpha_s$	0.63	-	coefficiente di efficacia del confinamento				
ν_d =	$N_{ED} / (l_w \times b_w \times f_{cd})$ =	0.03	-	forza assiale adimensionalizzata allo SLV				
verifica								
(a)	$\alpha \times \omega_{WD}$ =	0.11757	-					
(b)	$30 \times \mu_\phi \times (\nu_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy,d} \times b_w / b_0 - 0.035$ =	0.10714	-					
	formula 7.4.32 NTC2018	(a) ≥ (b)		verifica soddisfatta		tasso sfruttamento		91%

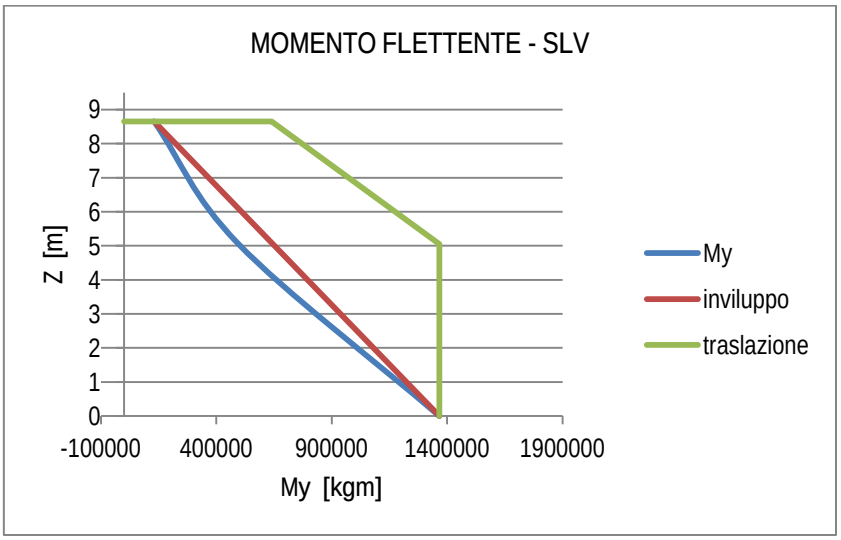
Si riportano le verifiche di sicurezza condotte sul **setto 65×1650** più sollecitato ai sensi del paragrafo 7.4.4.5 delle NTC 2018.

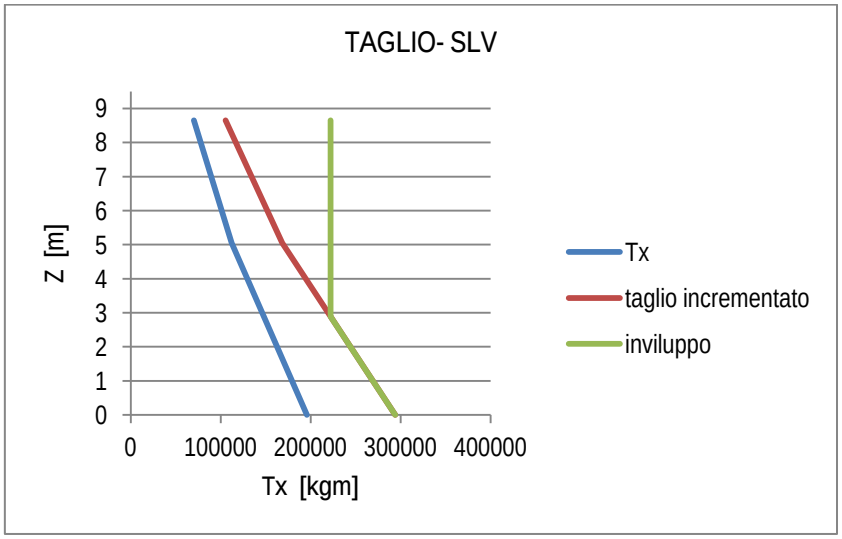
MASSIME SOLLECITAZIONI AGENTI SUL SETTO					
Z	CC	TCC	N	Ty	Mx
[m]			*<daN>*	*<daN>*	*<daNm>*
0	1	SLV	-274990	195930	1366520
5.05			-124208	112353	495844
8.65			-48304	70394	130111



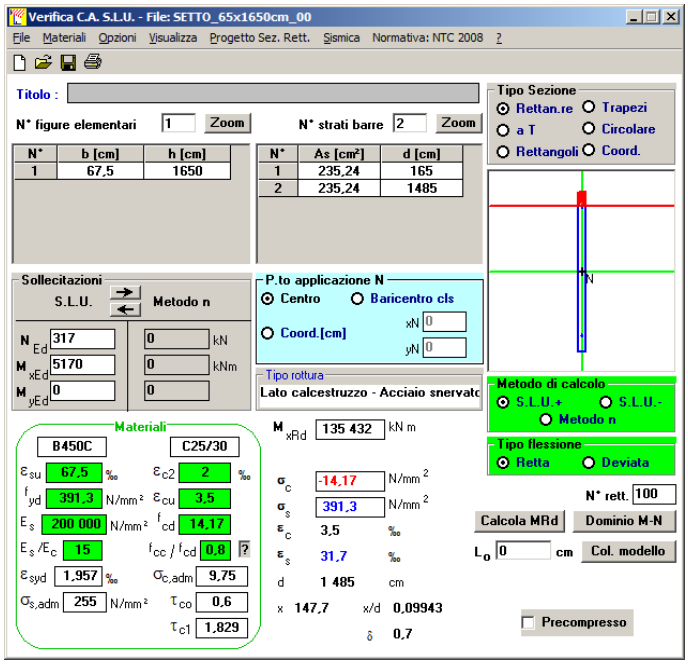
Sollecitazioni setto prospetto nord

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni di momento flettente e taglio agenti sul setto in condizioni sismiche amplificate secondo le procedure di Normativa.



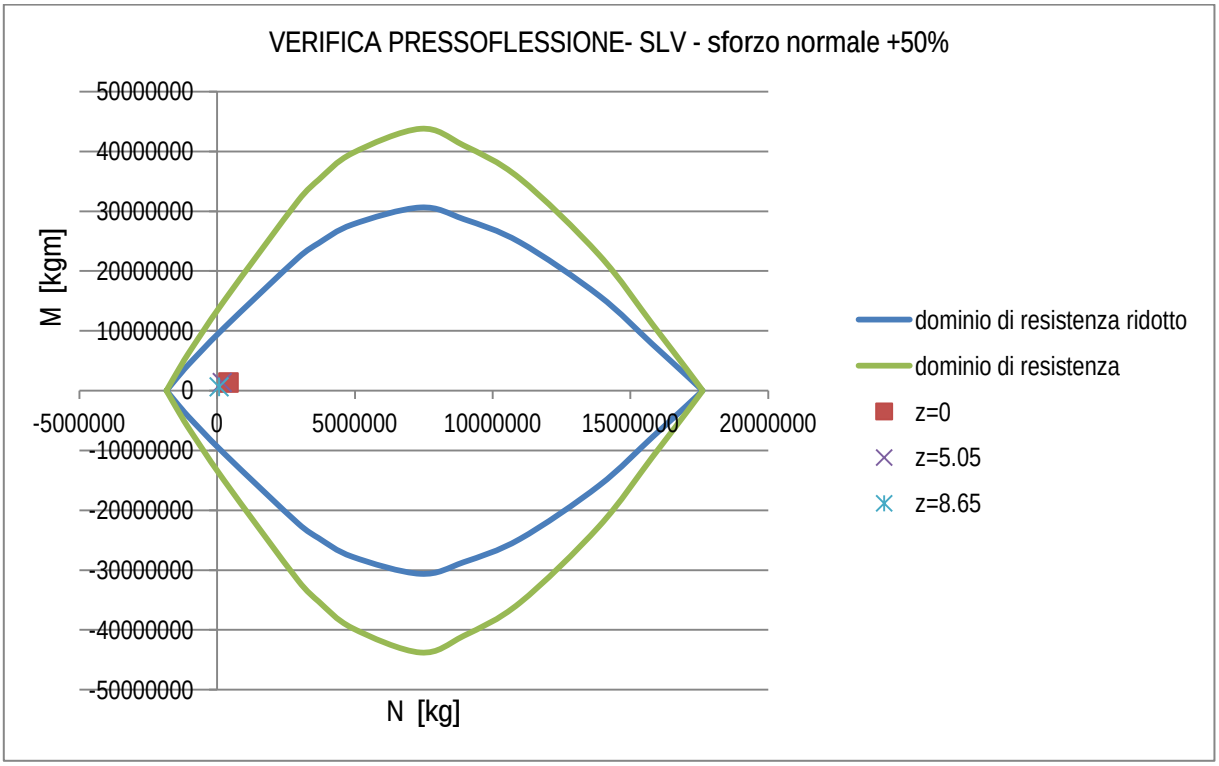


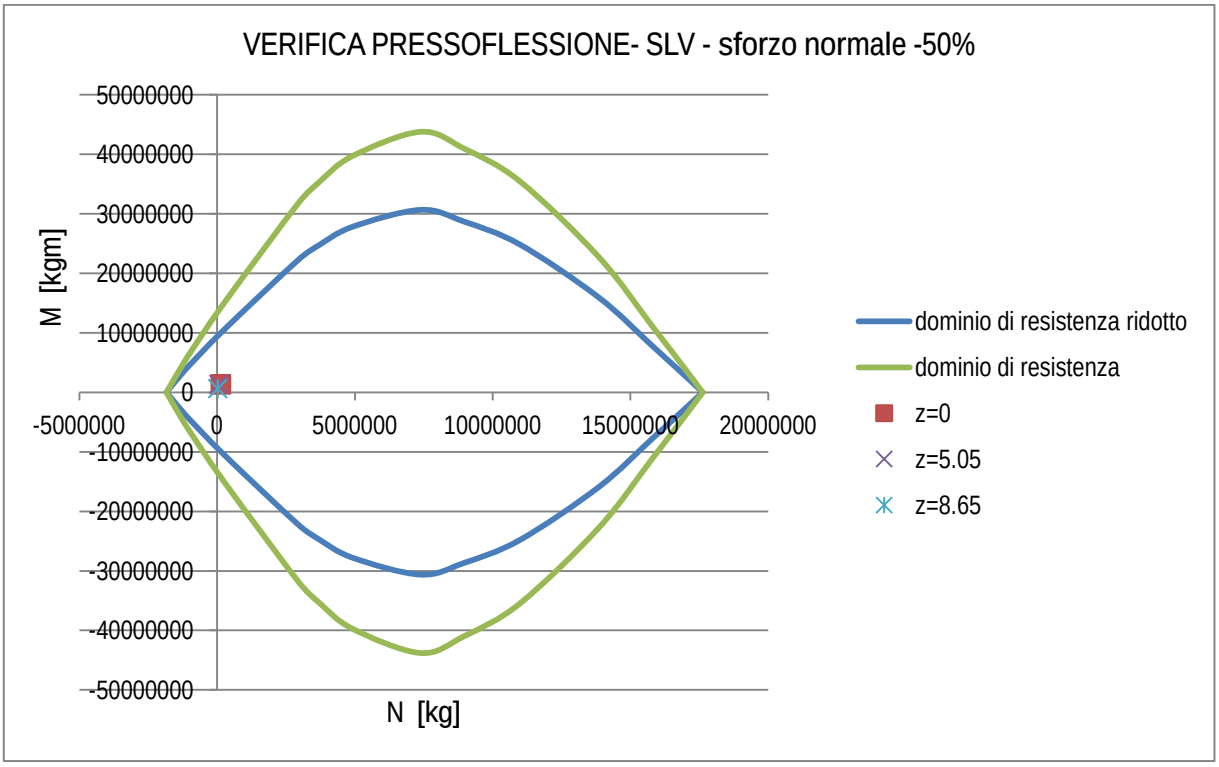
Il setto verrà armato con ferri verticali Ø16 nella porzione centrale e ferri Ø24 negli elementi di bordo. Si effettua il calcolo del dominio di resistenza a presso-flessione mediante il software VcaSLU.



Calcolo dominio di resistenza setto 4

La verifica a pressoflessione retta con dominio di resistenza ridotto è la seguente:





Le verifiche sono soddisfatte.

Si eseguono ora le verifiche a taglio.

Si ipotizza di disporre un'armatura orizzontale con ferri Ø12/15 fino alla quota del primo impalcato. Dalla quota del primo impalcato fino in copertura si disporranno ferri orizzontali Ø12/20. Negli elementi di bordo all'interno delle zone dissipative si disporranno staffe chiuse a contenimento dei ferri verticali.

VERIFICHE DI RESISTENZA SETTI IN C.A. (NTC 2018, par.7.4.4.5.1)				
GEOMETRIA DELLA PARETE				
l_w		16.5	m	lunghezza parete in pianta
b_w		0.675	m	spessore parete
h_w		8.65	m	altezza totale della parete
h_s		5.05	m	altezza libera del piano terra
h_{cr} =	max (l_w, h_w/6) =	5.05	m	altezza della zona dissipativa (*)
(*)	*fare controllo formula 7.4.13 NTC 2018* =	OK		
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
f_{yd} =		391.3	N/mm^2	tensione di calcolo armature
f_{ck} =	C25/30	25.0	N/mm^2	resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
f_{cd} =		14.2	N/mm^2	tensione di calcolo calcestruzzo
f_{ctm} =	0.30 × $f_{ck}^{2/3}$ =	2.6	N/mm^2	resistenza media a trazione del cls
f_{ctk} =	0.70 × f_{ctm} =	1.8	N/mm^2	resistenza caratteristica a trazione del cls (frattile 5%)
f_{ctd} =	f_{ctk} / γ_C =	1.2	N/mm^2	resistenza di calcolo a trazione del cls
PARAMETRI DI INCREMENTO DEL TAGLIO				
q =		2.23	-	fattore di struttura
γ_{Rd} =		0	-	fattore di sovraresistenza in CD "B" (tab. 7.2.I NTC2018)
T_C =		0.425	sec	periodo dello spettro di progetto
T_1 =		0.133	sec	periodo fondamentale della struttura
M_{Ed} =		1366520	kgm	momento flettente di domanda alla base della parete allo SLV
M_{Rd} =		13543200	kgm	momento flettente di capacità alla base della parete allo SLV
S_e (T_C) =		0.591	g	ordinata dello spettro elastico in corrispondenza di T_C
S_e (T_1) =		0.569	g	ordinata dello spettro elastico in corrispondenza di T_1
f =	q × radq [(γ_{Rd} / q × M_{Rd} / M_{Ed})^2 + 0.1 × (S_e (T_C) / S_e (T_1))^2] =	0.732	-	fattore di amplificazione del taglio (**)
(**)	*fare controllo formula 7.4.14 NTC 2018* =	OK		
f =		1.50	-	valore da assumere

VERIFICA A TAGLIO - Z = 0 m (verifica alla base)							
taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima (formula 4.1.28 NTC2018)							
z	$0.8 \times l_w$ =	13.20	m	braccio della coppia interna			
θ =		45	°	inclinazione delle bielle compresse			
α =		90	°	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse verticale del sett			
r		0.4	-	fattore riduttivo per zone dissipative			
N_{ED} =		137495	kg	sforzo normale alla base allo SLV (ridotto del 50%)			
σ_{cp} =	$N_{ED} / (b_w \times l_w)$ =	1.2	kg/cm^2	tensione di compressione alla base			
verifica	$0.25\ f_{cd}$ =	35.4	kg/cm^2	σ_{cp} è minore di $0.25\ f_{cd}$			
α_c =	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ =	1.01	-	coefficiente maggiorativo			
V_{Rcd} =	$z \times b_w \times \alpha_c \times 0.50 \times f_{cd} \times (\cot g\ \alpha + \cot g\ \theta) / (1+\cot g^2\ \theta) \times r$ =	1273250	kg	taglio resistente alla base			
V_{Ed} =	taglio sollecitante alla base allo SLV =	293895	kg	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	23%	
taglio-trazione dell'armatura dell'anima							
M_{Ed} =		1366520	kgm	momento sollecitante alla base allo SLV			
V_{Ed} =		293895	kg	taglio sollecitante alla base allo SLV			
α_s =	$M_{ED} / (V_{ED} \times l_w)$ =	0.28	-	rapporto di taglio			
verifica	il rapporto di taglio è < 2	verifica secondo le formule 7.4.16 e 7.4.17					
d =		16460	mm	altezza utile della sezione			
k =	$1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.11	-	k è minore di 2			
v_{min} =	$0.0035 \times k^{3/2} \times fck^{1/2}$ =	0.020	N/mm^2	taglio resistente minimo del solo cls			
A_{sl} =	98d16 + 104d24 =	667.06	cm^2	armatura verticale del setto			
ρ_1 =	$A_{sl} / (b_w \times d)$ =	0.0060	-	rapporto geometrico di armatura verticale (è < 0.02)			
σ_{cp} =		1.2	kg/cm^2	tensione di compressione alla base			
verifica	$0.2\ f_{cd}$ =	28.3	kg/cm^2	σ_{cp} è minore di $0.2\ f_{cd}$			
$V_{Rd,c}$ =	$\max [(0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d ; (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d]$ =	385708	kg	resistenza a taglio come elemento privo di armature a taglio			
ρ_v =	ρ1	0.0060	-	rapporto geometrico di armatura verticale			
A_{sh} =	d12 / 15 =	78.35	cm^2	staffatura del setto fino a Z=505 cm			
ρ_h =	$A_{sh} / (b_w \times h=505)$ =	0.0023	-	rapporto geometrico di armatura orizzontale fino Z=505 cm			
(a)	$V_{Rd,c} + 0.75 \times \rho_h \times f_{yd} \times b_w \times \alpha_s \times l_w$ =	597412	kg				
(b)	$\rho_h \times f_{yd} \times b_w \times z$ =	801342	kg				
(c)	$\rho_v \times f_{yd} \times b_w \times z + N_{ED,min}$ =	2230757	kg				
	formula 7.4.16 NTC2018	V_{ED} < (a)		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	49%	
	formula 7.4.17 NTC2018	(b) < (c)		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	36%	
scorrimento nelle zone dissipative							
$V_{Rd,s}$ =	$V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$			formula 7.4.19 NTC2018			
contributo effetto spinotto							
A_{sj} =	98d16 + 104d24 =	66706	mm^2	armatura verticale del setto			
V_{dd} =	$\min [(1.3 \times A_{sj} \times \text{radq}(f_{cd} \times f_{yd}) ; 0.25 \times f_{yd} \times A_{sj}]$ =	645653	kg	contributo dell'effetto spinotto dell'armatura verticale			
contributo ferri inclinati							
non si prevedono ferri inclinati		0	kg	contributo armature inclinate alla base			
contributo attrito							
μ_f =		0.60	-	coefficiente di attrito cls-cls			
x =		1.60	m	posizione dell'asse neutro alla base			
ξ =	x / l_w =	0.10	-	altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione			
α_j =		0.60	-				
η =	$\alpha_j \times (1 - f_{ck} / 250)$ =	0.54	-	formula 7.4.9 (f_{ck} in Mpa)			
V_{fd} =	$\min [\mu_f \times ((A_{sj} \times f_{yd} + N_{ed}) \times \xi + M_{ed} / z) ; 0.5 \times \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_w]$ =	221982	kg	contributo della resistenza per attrito			
$V_{Rd,s}$ =	resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento	867636	kg				
V_{Ed} =	taglio sollecitante alla base allo SLV	293895	kg	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	34%	

VERIFICA A TAGLIO - Z = 5.05 m (verifica al P1)							
taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima (formula 4.1.28 NTC2018)							
z	$0.8 \times l_w$ =	13.20	m	braccio della coppia interna			
θ =		45	°	inclinazione delle bielle compresse			
α =		90	°	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse verticale del setto			
r		0.4	-	fattore riduttivo per zone dissipative			
N_{ED} =		62104	kg	sforzo normale al P1 allo SLV (ridotto del 50%)			
σ_{cp} =	$N_{ED} / (b_w \times l_w)$ =	0.6	kg/cm^2	tensione di compressione al P1			
verifica	$0.25\ f_{cd}$ =	35.4	kg/cm^2	σ_{cp} è minore di $0.25\ f_{cd}$			
α_c =	$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ =	1.00	-	coefficiente maggiorativo			
V_{Rcd} =	$z \times b_w \times \alpha_c \times 0.50 \times f_{cd} \times (\cot g\ \alpha + \cot g\ \theta) / (1+\cot g^2\ \theta) \times r$ =	1267218	kg	taglio resistente alla base			
V_{Ed} =	taglio sollecitante al P1 allo SLV =	222320	kg	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	18%	
taglio-trazione dell'armatura dell'anima							
M_{Ed} =		1366520	kgm	momento sollecitante al P1 allo SLV			
V_{Ed} =		222320	kg	taglio sollecitante al P1 allo SLV			
α_s =	$M_{ED} / (V_{ED} \times l_w)$ =	0.37	-	rapporto di taglio			
verifica	il rapporto di taglio è < 2	verifica secondo le formule 7.4.16 e 7.4.17					
d =		16460	mm	altezza utile della sezione			
k =	$1 + (200/d)^{0.5}$ =	1.11	-	k è minore di 2			
v_{min} =	$0.0035 \times k^{3/2} \times fck^{1/2}$ =	0.020	N/mm^2	taglio resistente minimo del solo cls			
A_{sl} =	150 d16	301.5	cm^2	armatura verticale del setto			
ρ_1 =	$A_{sl} / (b_w \times d)$ =	0.0027	-	rapporto geometrico di armatura verticale (è < 0.02)			
σ_{cp} =		0.6	kg/cm^2	tensione di compressione al P1			
verifica	$0.2\ f_{cd}$ =	28.3	kg/cm^2	σ_{cp} è minore di $0.2\ f_{cd}$			
$V_{Rd,c}$ =	$\max [(0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d ; (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d]$ =	289509	kg	resistenza a taglio come elemento privo di armature a taglio			
ρ_v =	ρ1	0.0027	-	rapporto geometrico di armatura verticale			
A_{sh} =	d12 / 20 =	44.64	cm^2	staffatura del setto fino a Z=865 cm			
ρ_h =	$A_{sh} / (b_w \times h=360)$ =	0.0018	-	rapporto geometrico di armatura orizzontale fino Z=865 cm			
(a)	$V_{Rd,c} + 0.75 \times \rho_h \times f_{yd} \times b_w \times \alpha_s \times l_w$ =	513168	kg				
(b)	$\rho_h \times f_{yd} \times b_w \times z$ =	640415	kg				
(c)	$\rho_v \times f_{yd} \times b_w \times z + N_{ED,min}$ =	1008224	kg				
	formula 7.4.16 NTC2018	V_{ED} < (a)		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	43%	
	formula 7.4.17 NTC2018	(b) < (c)		verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	64%	
scorrimento nelle zone dissipative							
$V_{Rd,s}$ =	$V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$			formula 7.4.19 NTC2018			
contributo effetto spinotto							
A_{sj} =	150 d16	30150	mm^2	armatura verticale del setto			
V_{dd} =	$\min [(1.3 \times A_{sj} \times \text{radq}(f_{cd} \times f_{yd}) ; 0.25 \times f_{yd} \times A_{sj}]$ =	291825	kg	contributo dell'effetto spinotto dell'armatura verticale			
contributo ferri inclinati							
non si prevedono ferri inclinati		0	kg	contributo armature inclinate alla base			
contributo attrito							
μ_f =		0.60	-	coefficiente di attrito cls-cls			
x =		1.52	m	posizione dell'asse neutro alla base			
ξ =	x / l_w =	0.09	-	altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione			
α_j =		0.60	-				
η =	$\alpha_j \times (1 - f_{ck} / 250)$ =	0.54	-	formula 7.4.9 (f_{ck} in Mpa)			
V_{fd} =	$\min [\mu_f \times ((A_{sj} \times f_{yd} + N_{ed}) \times \xi + M_{ed} / z) ; 0.5 \times \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_w]$ =	130757	kg	contributo della resistenza per attrito			
$V_{Rd,s}$ =	resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento	422582	kg				
V_{Ed} =	taglio sollecitante al P1 allo SLV =	222320	kg	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	53%	

Si eseguono infine le verifiche sulle limitazioni di armatura di cui al paragrafo 7.4.6.2.4 delle NTC 2018.

LIMITAZIONI SETTI IN C.A. (NTC 2018, par.7.4.6.2.4)				
GEOMETRIA DELLA PARETE				
l_w		16.5	m	lunghezza parete in pianta
b_w		0.675	m	spessore parete
h_w		8.65	m	altezza totale della parete
h_s		5.05	m	altezza libera del piano terra
h_{cr} =	max (l_w, h_w/6) =	5.05	m	altezza della zona dissipativa (*)
(*)	*fare controllo formula 7.4.13 NTC 2018* =	OK		
l_c =	max (0.20 l_w , 1.5 b_w) =	3.30	m	elementi di bordo
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI				
f_{yd} =		391.3	N/mm^2	tensione di calcolo armature
f_{ck} =	C25/30	25.0	N/mm^2	resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo
f_{cd} =		14.2	N/mm^2	tensione di calcolo calcestruzzo
$\varepsilon_{s,yd}$ =		0.0018	-	deformazione a snervamento dell'acciaio
LIMITAZIONI ARMATURA VERTICALE				
limitazione valida per elementi di bordo nelle zone dissipative (par. 7.4.6.2.2 NTC2018)				
A_{sv} =	52d24	235.04	cm^2	totale armatura verticale nel singolo elemento di bordo
ρ =	A_{sv} / (b_w × l_c) =	1.1%	-	rapporto geometrico di armatura verticale
verifica	1 % ≤ ρ ≤ 4%	verifica soddisfatta		
LIMITAZIONI ARMATURA TRASVERSALE				
limitazione valida per elementi di bordo nelle zone dissipative (par. 7.4.6.2.2 NTC2018)				
a)	*Nelle elementi di bordo delle zone dissipative si prevedono staffe chiuse a contenimento delle barre verticali*			
b)	*La distanza tra due barre vincolate consecutive deve essere < a 20 cm*			Tutte le barre verticali d24 dovranno essere vincolate con legatur
c)	*Il passo delle staffe di contenimento e delle legature deve essere non superiore al minimo tra:*			
	1/2 di b_w;	33.75	cm	
	17.5 cm;	17.5	cm	
	8 il diametro delle barre verticali.	19.2	cm	(barre verticali d24)
	Il passo sarà inferiore o uguale a:	17.5	cm	massimo passo consentito per staffe e legature negli elemer
				di bordo delle zone dissipative

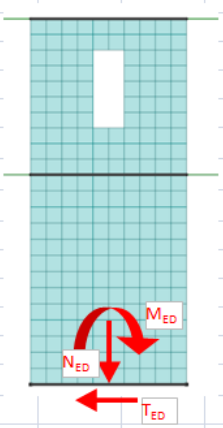
DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LA DUTTILITA'					
limitazione valida per elementi di bordo nelle zone dissipative (par. 7.4.6.2.4 NTC2018)					
T_C =		0.425	sec	periodo dello spettro di progetto allo SLC	
T_1 =		0.133	sec	periodo fondamentale della struttura	
q_0 =		3.0	-	valore base del fattore di comportamento	
μ_ϕ =	1.2 × (1 + 2 × (q_0 - 1) × T_C / T_1 =	16.54	-	domanda di duttilità in curvatura allo SLC	
n	d12 / 15 fino a Z=505 cm	52	-	numero di staffe nel singolo elemento di bordo nella	
				zona confinata	
N_{ED} =		412485	kg	sforzo normale alla base allo SLV (incrementato del 50%)	
l		7.57	m	lunghezza della staffa	
V_s	1.13 × l × n =	44054	cm^3	volume staffe nel singolo elemento di bordo nella	
				zona confinata	
V_c	(l_c - 8 cm) × (b_w - 8 cm) × h= 505 cm =	9675295	cm^3	volume nucleo cls confinato nel singolo elemento di bordo	
				nella zona confinata	
ω_{WD} =	(volume staffe / volume nucleo cls) × f_{yd} / f_{cd} =	0.13	-	rapporto meccanico di armatura traversale	
				(formula 7.4.33 NTC2018)	
s =		15	cm	passo delle staffe in zona dissipativa	
b_0 =	b_w - 8 cm =	60	cm	larghezza del nucleo confinato	
h_0 =	l_c - 8 cm =	322	cm	profondità del nucleo confinato	
b_i =		25	cm	distanza tra barre verticali vincolate da staffe o legature	
n_b =		52	-	numero totale di barre verticali nel singolo elemento di bordo	
b_i =	n_b - 2 =	50	-	numero di interassi tra le barre nel singolo elemento di bordo	
A_{sl} =	98d16 =	196.98	cm^2	armatura verticale del setto al di fuori degli elementi di bordo	
S =	(l_w - 2 × l_c) × b_w =	66825	cm^2	sezione trasversale del setto al di fuori degli elementi di bord	
ρ_v =	A_{sl} / S =	0.29%	-	rapporto geometrico di armatura verticale al di fuori degli	
				elementi di bordo	
ω_v =	ρ_v × f_{yd} / f_{cd} =	0.08	-		
α_n =	1 - $\sum b_i^2$ / (6 × b_0 × h_0) =	0.73	-	formula 7.4.31a NTC2018	
α_s =	[1 - s / (2×b_0)] × [1 -s / (2×h_0)] =	0.85	-	formula 7.4.31b NTC2018	
α =	α_n × α_s	0.62	-	coefficiente di efficacia del confinamento	
ν_d =	N_{ED} / (l_w × b_w × f_{cd}) =	0.03	-	forza assiale adimensionalizzata allo SLV	
verifica					
(a)	α × ω_{WD} =	0.07817	-		
(b)	30 × μ_ϕ × (ν_d + ω_v) × $\varepsilon_{sy,d}$ × b_w/b_0 - 0.035 =	0.07398	-		
	formula 7.4.32 NTC2018	(a) ≥ (b)	verifica soddisfatta	tasso sfruttamento	95%

7.5.2 FONDAZIONI SU MICROPALI

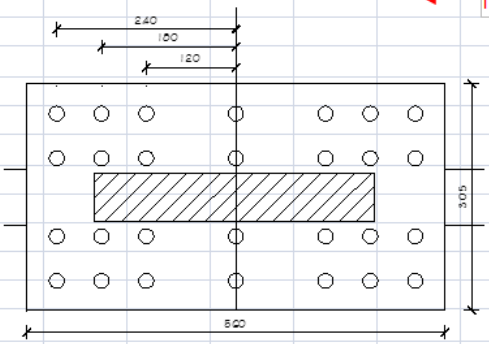
Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sulla palificata di micropali per la fondazione del setto 65×430 cm.

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA

N		84089	kg	sforzo normale alla base del setto allo SLV
M		516991	kgm	momento flettente alla base del setto allo SLV
T		95249	kg	taglio alla base del setto allo SLV
incremento del 10% per verifica fondazioni (par.7.2.5 NTC2018, CD "B") :				
N_{ED}	1.1 × N =	92498	kg	
T_{ED}	1.1 × T =	104774	kg	
M_{ED}	1.1 × M + T_{ED} × h =	621077	kgm	
geometria della platea				
b		3.05	m	larghezza
l		5.60	m	lunghezza
h		0.50	m	altezza
P_{platea}		16100	kg	peso (al netto della trave esistente)
geometria della palificata				
n_{pali}		28	pali	



n	d	J
	[cm]	[cm^4]
8	120	115200
8	180	259200
8	240	460800
	inerzia totale della palificata =	835200



W_X	J / d_{max} =	3480	cm^3	
calcolo delle sollecitazioni sul palo più sollecitato				
$Ø_{palo}$		200	mm	diametro della perforazione
L_{palo}		10	m	lunghezza del palo
P_{palo}		785	kg	peso del palo
$N_{SLV,max}$	$P_{palo} + P_{platea}/n_{pali} + N_{ED}/n_{pali} + M_{ED}/W_X$ =	22511	kg	**sforzo normale massimo allo SLV**
$N_{SLV,min}$	$P_{palo} + P_{platea}/n_{pali} + N_{ED}/n_{pali} - M_{ED}/W_X$ =	-13184	kg	**sforzo normale minimo allo SLV**
T_{SLV}	T_{ED}/n_{pali} =	3742	kg	**taglio allo SLV**

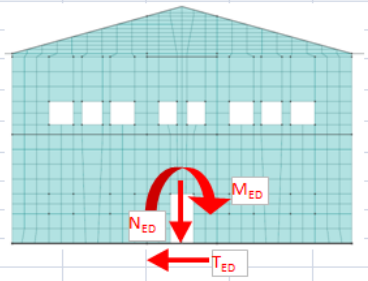
Si riporta il calcolo delle sollecitazioni sulla palificata di micropali per la fondazione del setto 67.5×165 cm.

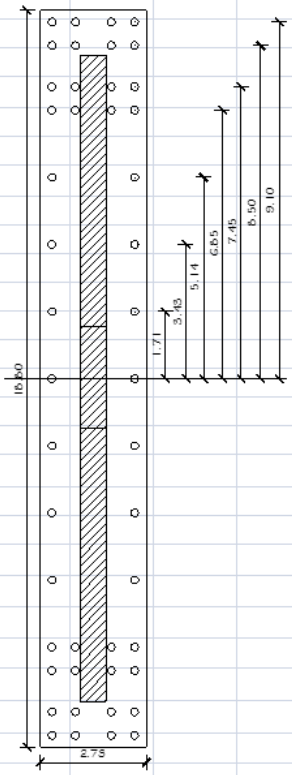
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLA PALIFICATA

N		274990	kg	sforzo normale alla base del setto allo SLV
M		1366520	kgm	momento flettente alla base del setto allo SLV
T		195930	kg	taglio alla base del setto allo SLV
incremento del 10% per verifica fondazioni (par.7.2.5 NTC2018, CD "B") :				
N_{ED}	1.1 × N =	302489	kg	
T_{ED}	1.1 × T =	215523	kg	
M_{ED}	1.1 × M + T_{ED} × h =	1610934	kgm	
geometria della platea				
b		2.73	m	larghezza
l		18.80	m	lunghezza
h		0.50	m	altezza
P_{platea}		46530	kg	peso (al netto della trave esistente)
geometria della palificata				
n_{pali}		46	pali	

n	d [cm]	J [cm⁴]
4	171	116964
4	343	470596
4	514	1056784
8	685	3753800
8	745	4440200
8	850	5780000
8	910	6624800
	inerzia totale della palificata =	22243144

W_X	J / d_{max} =	24443	cm^3	
calcolo delle sollecitazioni sul palo più sollecitato				
$Ø_{palo}$		200	mm	diametro della perforazione
L_{palo}		10	m	lunghezza del palo
P_{palo}		785	kg	peso del palo
$N_{SLV,max}$	$P_{palo} + P_{platea}/n_{pali} + N_{ED}/n_{pali} + M_{ED}/W_X$ =	14963	kg	**sforzo normale massimo allo SLV**
$N_{SLV,min}$	$P_{palo} + P_{platea}/n_{pali} + N_{ED}/n_{pali} - M_{ED}/W_X$ =	1782	kg	**sforzo normale minimo allo SLV**
T_{SLV}	T_{ED}/n_{pali} =	4685	kg	**taglio allo SLV**

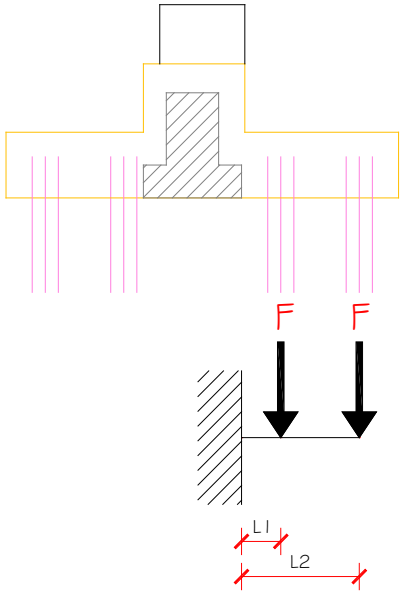




La massima reazione dei micropali vale:

F=22511 kg

La sollecitazione flettente sulla platea sarà pari a :

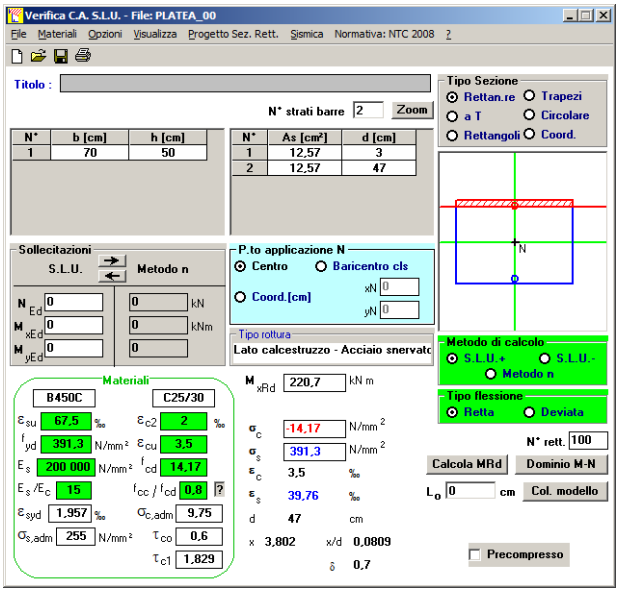


Schema di calcolo della platea

L1= 0.15 m; L2= 0.75m

M_{max} = 22511×0.15+22511×0.75 = **20260 kgm** (al netto del peso proprio in via cautelativa)

La sezione resistente misurata sull'interasse del palo più sollecitato sarà pari a 70×50 cm:



Con una armatura di 1+1Ø20/20 incrociati superiori ed inferiori, si ha:

M_{RD}= 22070 kgm>20260 kgm *verifica soddisfatta*

Il tubolare sarà un Ø114.3 spessore 8 mm avente sezione pari a:

A= 26.7 cm^2

Si esegue la verifica a taglio nel caso peggiore:

V_{ED} = 4685 kg

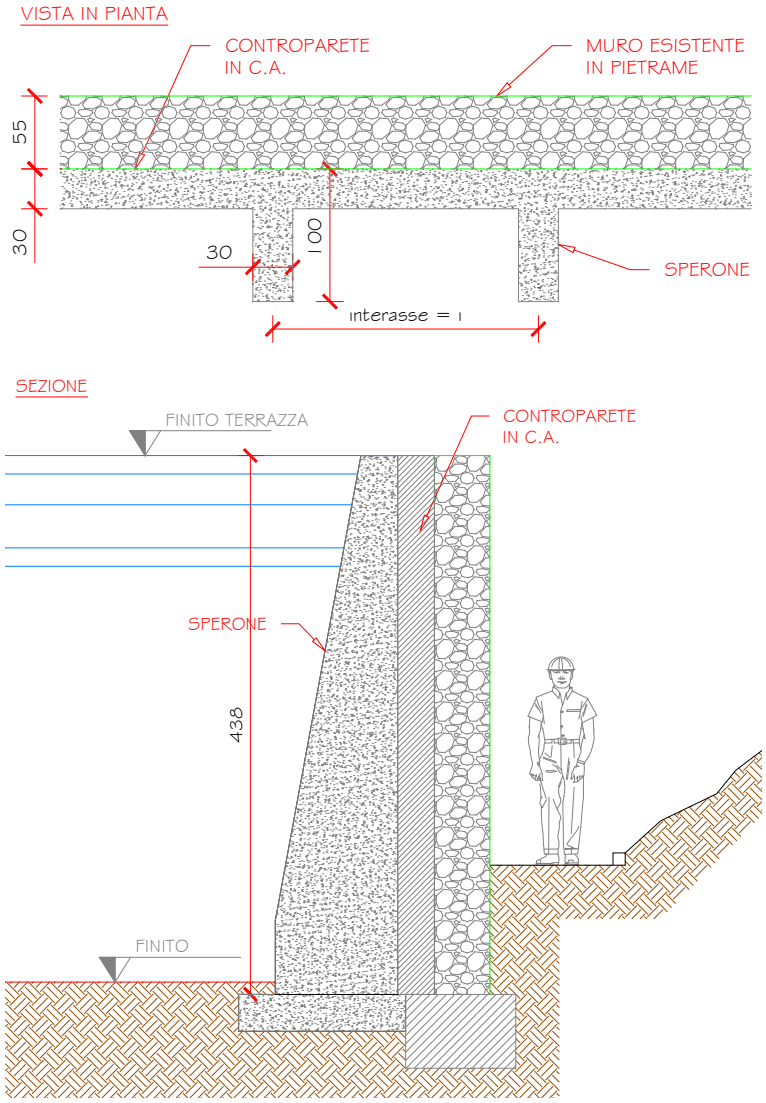
$V_{C,RD} = (A \times f_{yk}) / (radq(3) \times 1.05) = 51727$ kg > 4685 kg *verifica soddisfatta*

Per le verifiche di natura geotecnica si rimanda alla Relazione Geotecnica.

7.5.3 STRUTTURE IN C.A. A PRESIDIO DEL MURO IN PIETRAME

La parete in pietrame della palestra interna alla scuola verrà consolidata mediante una controparete in c.a. di spessore 30 cm irrigidita da speroni ortogonali di dimensione alla base 100×30 cm.

Si riporta uno schema dell'intervento:



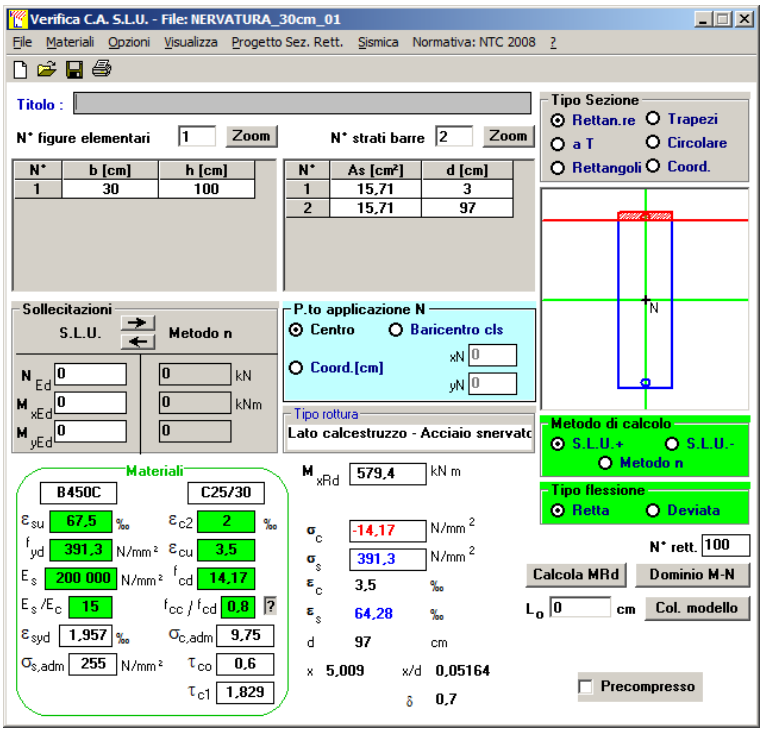
Schema dell'intervento di presidio del muro in pietrame

Si procede al calcolo delle sollecitazioni sullo sperone più sollecitato in combinazione sismica SLV.

PRESIDIO DEL MURO IN PIETRAME

peso proprio					
s		0.55	m	spessore parete	
h		4.38	m	altezza totale della parete	
γ		2100	kg/m^3	peso di volume (pietrame a spacco)	
intonaco		30	kg/m^2	peso intonaco interno	Z_1
					[m]
P_1	γ × s × h + intonaco =	5190	kg/m	peso proprio al metro lineare	2.19
carico solaio di copertura					
G1		328	kg/m^2	permantenti strutturali	
G2		250	kg/m^2	permanenti non strutturali	
Qk		300	kg/m^2	variabili	
L		9	m	luce	
					Z_2
q_{SLV}	G1+G2+0.6×Qk =	758	kg/m^2		*[m]*
P_2	q_{SLV}×L/2 =	3411	kg/m	carico al metro lineare sulla parete allo SLV	4.38
peso controparete in c.a.					
s		0.3	m	spessore parete	
h		4.38	m	altezza totale della parete	
γ		2500	kg/m^3	peso di volume	
intonaco		30	kg/m^2	peso intonaco interno	Z_3
					[m]
P_3	γ × s × h + intonaco =	3416	kg/m	peso proprio al metro lineare	2.19
peso nervature controparete in c.a.					
s		0.3	m	spessore nervatura	
h		4.38	m	altezza totale della nervatura	
b		1	m	larghezza media della nervatura	
i		4.13	m	interasse nervature	
γ		2500	kg/m^3	peso di volume (pietrame a spacco)	
					Z_4
					[m]
P_4	(γ × s × h × b) / i =	795	kg/m	peso proprio al metro lineare	2.19
azione sismica					
$S_{e,max}$		0.591	g	ordinata spettrale massima allo SLV (sullo spettro elastico)	
q		1.5	-	fattore di comportamento	
S_d	$S_{e,max}$ / q =	0.394	g	accelerazione di progetto	
sollecitazioni sismiche alla base sulla nervatura più sollecitata					
N_{SLV}	Σ (P_i) × i =	52918	kg	sforzo normale alla base SLV	
M_{SLV}	Σ (P_i × S_d × Z_i) × i =	57816	kgm	momento flettente alla base SLV	
T_{SLV}	Σ (P_i × S_d) × i =	20850	kg	taglio alla base SLV	

Ipotizzando di armare il singolo sperone con 5Ø20 posti sui lati corti, si ottiene il seguente momento resistente:



M_{RD}= 57940 kgm>57816 kgm *verifica soddisfatta*

Si effettua la verifica a taglio come sezione non armata a taglio:

VERIFICA A TAGLIO NTC 2018 (par. 4.1.2.3.5.1)-SEZIONE NON ARMATA A TAGLIO							
H		1000	mm	altezza della sezione			
d		970	mm	altezza utile della sezione			
B		300	mm	larghezza minima della sezione			
f_{ck}	C 25/30	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS			
f_{cd}	0.85 × f_{ck} / γ_c =	14.17	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS			
V_{ED} =		20850	kg	massimo taglio sollecitante			
K=	$1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	1.45	-				
V_{min}=	$0.035 \times k^{3/2} \times fck^{1/2}$	0.31	N/mm^2				
A_{sl}=		5552	mm^2	10Ø20+12Ø16			
$\rho 1$=	$A_{sl}/(b_w \times d)$	0.019079	≤	0.02			
N_{ed}=		529180	N				
A_c=		300000	mm^2				
σ_{cp}=	$N_{ed}/A_{cp} \leq 0.2\ f_{cd}$	1.76	N/mm^2	≤	2.83	N/mm^2	
A	$[0.18 \times K \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3}/\gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}] b_w \times d$	261141	N				
B	$(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp})\ b_w \times d$	166288	N				
V_{rd}=	max(A,B)	26114	kg	taglio resistente			
t.s. =	V_{ED} / V_{RD} =	80%		Verifica soddisfatta			

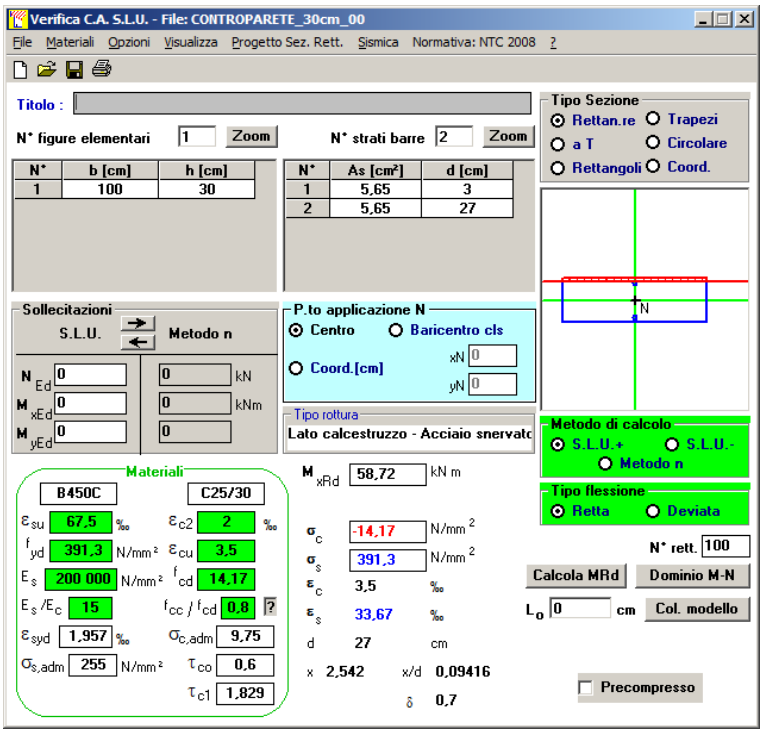
La controparete di spessore 30 cm dovrà trasferire il carico sismico dalla parete in pietrame agli speroni.

Si esegue la verifica della controparete considerando una striscia di altezza 1 m con schema statico di trave appoggiata sugli speroni.

.

PRESIDIO DEL MURO IN PIETRAME-controparete				
Si esegue il calcolo per una striscia orizzontale di parete di altezza 1 m con schema statico appoggio-appoggio				
peso proprio				
s		0.55	m	spessore parete
h		1	m	altezza totale della parete
γ		2100	kg/m^3	peso di volume (pietrame a spacco)
intonaco		30	kg/m^2	peso intonaco interno
q_1	γ × s × h + intonaco =	1185	kg/m	peso proprio al metro lineare
carico solaio di copertura				
G1		328	kg/m^2	permantenti strutturali
G2		250	kg/m^2	permanenti non strutturali
Qk		300	kg/m^2	variabili
L		9	m	luce
q_{SLV}	G1+G2+0.6×Qk =	758	kg/m^2	
q_2	q_{SLV}×L/2 =	3411	kg/m	carico al metro lineare sulla parete allo SLV
peso controparete in c.a.				
s		0.3	m	spessore parete
h		1	m	altezza totale della parete
γ		2500	kg/m^3	peso di volume
intonaco		30	kg/m^2	peso intonaco interno
q_3	γ × s × h + intonaco =	780	kg/m	peso proprio al metro lineare
azione sismica				
$S_{e,max}$		0.591	g	ordinata spettrale massima allo SLV (sullo spettro elastico)
q		1.5	-	fattore di comportamento
S_d	$S_{e,max}$ / q =	0.394	g	accelerazione di progetto
carico agente sulla controparete in c.a.				
i		4.13	m	interasse nervature
q	Σ (q_i) =	5376	kg/m	carico verticale al metro lineare
q_h	q × S_d =	2118	kg/m	carico orizzontale al metro lineare
sollecitazioni sismiche sulla striscia di altezza 1 m più sollecitata				
M_{SLV}	(1/8) × q_h × i^2 =	4516	kgm/m	momento flettente
T_{SLV}	(1/2) × q_h × i =	4374	kg/m	taglio

Ipotizzando di armare la controparete con ferri orizzontali Ø12/20 incrociati posti sia esternamente che internamente, si ottiene il seguente momento resistente:



M_{RD}= 5872 kgm/m > 4516 kgm/m *verifica soddisfatta*

Si effettua la verifica a taglio come sezione non armata a taglio:

VERIFICA A TAGLIO NTC 2018 (par. 4.1.2.3.5.1)-SEZIONE NON ARMATA A TAGLIO							
H		300	mm	altezza della sezione			
d		270	mm	altezza utile della sezione			
B		1000	mm	larghezza minima della sezione			
f_{ck}	C 25/30	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS			
f_{cd}	0.85 × f_{ck} / γ_c =	14.17	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS			
V_{ED} =		4374	kg	massimo taglio sollecitante			
K=	$1+(200/d)^{1/2} \leq 2$	1.86	-				
V_{min}=	$0.035 \times k^{3/2} \times fck^{1/2}$	0.44	N/mm^2				
A_{sl}=		1130	mm^2	10Ø12			
$\rho 1$=	$A_{sl}/(b_w \times d)$	0.004185	≤	0.02			
N_{ed}=		0	N				
A_c=		300000	mm^2				
σ_{cp}=	$N_{ed}/A_{cp} \leq 0.2\ f_{cd}$	0.00	N/mm^2	≤	2.83	N/mm^2	
A	$[0.18 \times K \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3}/\gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}] b_w \times d$	131855	N				
B	$(v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp})\ b_w \times d$	119923	N				
V_{rd}=	max(A,B)	13186	kg	taglio resistente			
t.s. =	V_{ED} / V_{RD} =	33%		Verifica soddisfatta			

7.6 Verifiche delle parti non strutturali

Per quanto riguarda gli infissi esterni al piano primo, dalle indagini condotte durante la fase di rilievo si è potuto constatare il buono stato di conservazione degli stessi e l'assenza di fenomeni di dissesto o distacchi dei controtelai metallici che appaiono correttamente connessi alle pareti perimetrali.

Si riporta la vista del fronte est della scuola dove sono visibili gli infissi del piano primo i quali occupano ciascuno un intero campo della maglia strutturale:

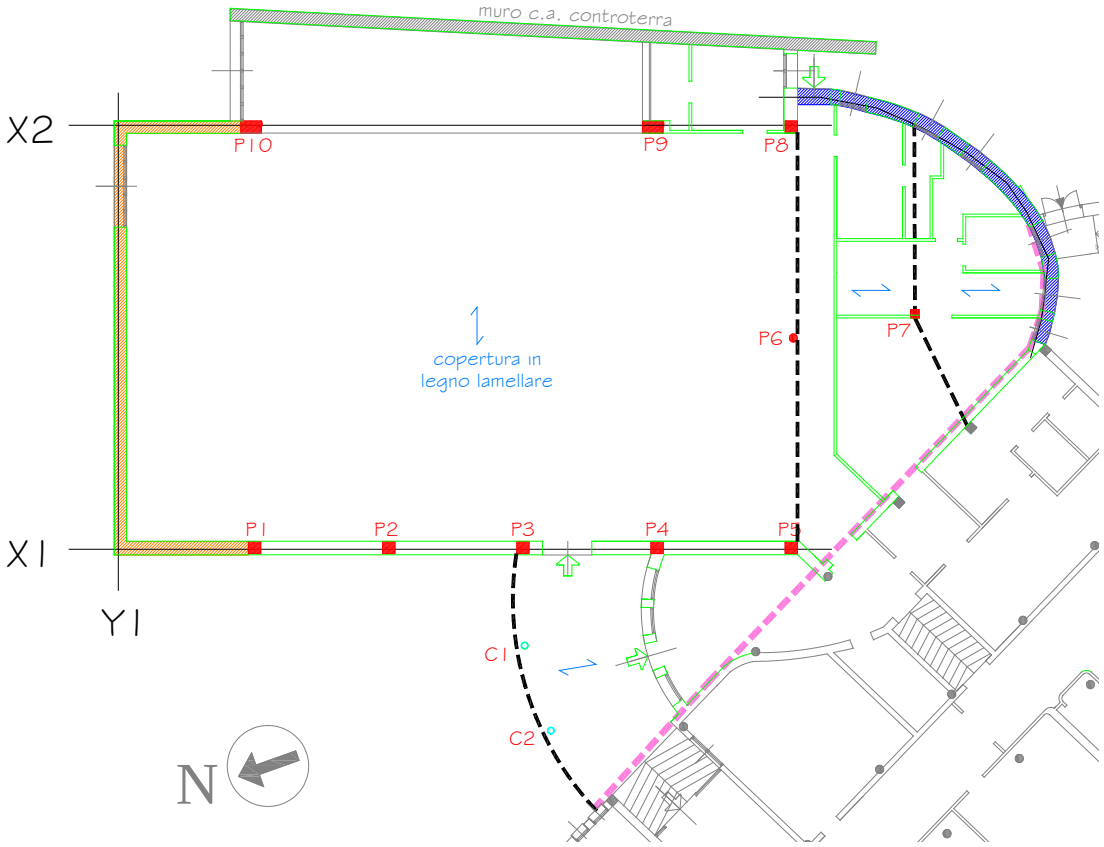
Prospetto est della scuola

Gli interventi di consolidamento delle travi perimetrali del piano primo prevedono il consolidamento mediante FRP ed il getto integrativo in c.a. sul lato interno con aggiunta di armature longitudinali. Tali operazioni prevedono il completo smontaggio degli infissi esterni del piano primo che pertanto, in fase di rimontaggio, saranno opportunamente fissati agli elementi strutturali mediante opportuni fissaggi certificati dal Produttore.

8 ANALISI ALLO STATO ATTUALE PALESTRA

8.1 Analisi per carichi gravitazionali SLU

Le verifiche in combinazione SLU della struttura della palestra sono state eseguite con riferimento al seguente schema:



Schema strutturale della palestra – in rosa il giunto strutturale previsto a progetto

Gli allineamenti murari in arancione (allineamenti X1, X2 ed Y1) sono pannelli portanti realizzati in muratura di laterizio con blocchi forati semipieni; la muratura con geometria curvilinea in blu è realizzata in pietrame a spacco.

I restanti elementi portanti della palestra sono costituiti da pilastri in calcestruzzo armato (in rosso) posti a sostegno delle travi perimetrali sui lati ovest e sud. E' inoltre presente un pilastro (P7) all'interno della zona spogliatoi posto a sostegno di una trave in spessore che appoggia sul lato ovest sulla trave di bordo della scuola e ad est sul muro in pietrame. I pilastri P9 e P10 sono invece posti a sostegno della copertura in legno lamellare.

Infine, la zona dell'ingresso della scuola è realizzata con due pilastri metallici a sezione circolare cava di diametro 200 mm e spessore 6 mm posti a sostegno della trave di copertura in c.a. a geometria curvilinea (pilastri C1 e C2 nello schema soprastante).

8.1.1 MASCHI MURARI

Per le verifiche sui maschi murari portanti è stata seguita la procedura prevista al paragrafo 4.5.6.2 del D.M. 17.01.2018 che prevede il calcolo della resistenza a compressione ridotta della muratura considerando la snellezza del pannello e l'eccentricità dei carichi agenti.

Il metodo consiste nel calcolo di una resistenza unitaria di progetto ridotta:

$$f_{d,rid} = \Phi f_d$$

in cui:

- f_d è la resistenza di progetto, ottenuta dal rapporto tra la resistenza caratteristica a compressione f_k e il coefficiente parziale di sicurezza γ_M moltiplicato per il fattore di confidenza *FC*, ovvero:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \, FC}$$

- Φ è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, funzione della snellezza convenzionale λ e del coefficiente di eccentricità *m*; il valore di Φ si determina mediante interpolazione lineare facendo riferimento alla Tab. 4.5.III riportata di seguito:

Snellezza λ	**Coefficiente di eccentricità m= 6 e/t**				
	0	**0.5**	**1.0**	**1.5**	**2.0**
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

La snellezza convenzionale λ è data dalla seguente relazione:

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{\rho h}{t}$$

in cui:

- h_0 è la lunghezza libera di inflessione della parete;
- *t* è lo spessore della parete;
- *h* è l'altezza interna di piano;
- ρ è un fattore che tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e definito in Tab. 4.5.IV riportata di seguito, in funzione del rapporto *h*/*a*, con *a* interasse dei muri trasversali:

h/a	ρ
h/a≤0.5	1
0.5<h/a≤1.0	3/2 - h/a
1.0<h/a	1/ [1+(h/a)^2]

Il coefficiente di eccentricità è definito dalla relazione:

$$m = \frac{6e}{t}$$

in cui *e* è l'eccentricità totale ottenuta combinando tra loro l'eccentricità dei carichi verticali e_s, quella dovuta alle tolleranze di esecuzione e_a e quella derivante dalle azioni orizzontali e_v.

L'eccentricità dei carichi verticali si determina con l'espressione:

$$e_s = e_{s1} + e_{s2} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2} + \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

in cui:

- e_{s1} è l'eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;
- e_{s2} è l'eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;
- N_1 è il carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;
- N_2 è la reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;
- d_1 è l'eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;
- d_2 è l'eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare.

L'eccentricità dovuta alle tolleranze di esecuzione è data dalla relazione:

$$e_a = \frac{h}{200}$$

L'eccentricità dovuta alle azioni orizzontali è data dalla relazione:

$$e_v = \frac{M_v}{N}$$

in cui M_v e N sono rispettivamente il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali (calcolato considerando il muro incernierato a livello dei piani) e lo sforzo normale nella sezione di verifica. L'eccentricità di calcolo *e* (che non può mai essere assunta inferiore a e_a) viene assunta pari a e_1 nelle sezioni di estremità del muro e a e_2 nella sezione dove è massimo il valore di M_v:

$$e_1 = |e_s| + e_a;\ e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

La normativa prevede che siano rispettate le seguenti limitazioni:

$$e_1 \leq 0{,}33t;\ e_2 \leq 0{,}33t$$

Noto Φ, è possibile calcolare la resistenza di progetto nel modo seguente:

$$N_{rd} = f_{d,rid}t$$

riferita ad un metro lineare di parete.

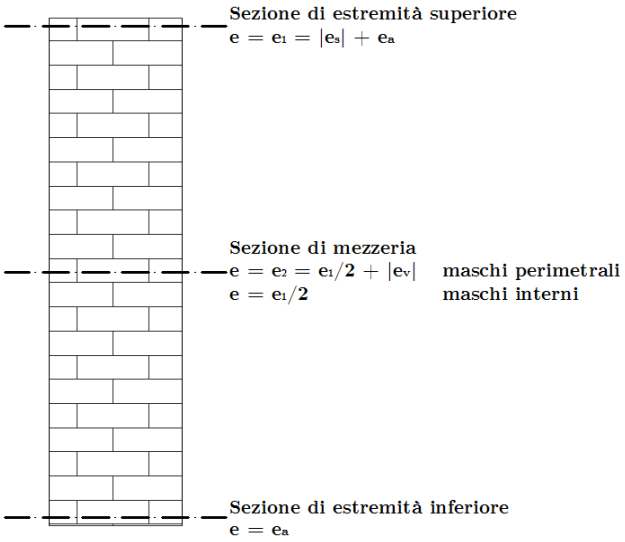
Il rapporto tra lo sforzo normale agente nella sezione di verifica N_{ed} e la resistenza di progetto N_{rd} è il *tasso di sfruttamento* α e affinché la verifica possa ritenersi soddisfatta deve rispettare la seguente limitazione:

$$\alpha = \frac{N_{ed}}{N_{rd}} \leq 1$$

Le sezioni di verifica del singolo maschio murario sono tre:

- Estremità superiore;
- Mezzeria;
- Estremità inferiore.

Le eccentricità di calcolo da utilizzare nelle diverse sezioni di verifica del muro variano a seconda che il maschio in esame sia perimetrale o interno e sono illustrate nella figura seguente:



Si esegue la verifica mediante ausilio di foglio di calcolo.

ALLINEAMENTI X1 ED X2

VERIFICHE

si considera un metro di lunghezza

1) SOMMITA' - Azione principale: carico neve

- Vento	p	γ_Q	Ψ_0	M_v	N	e_v					
	kg/m²			kgm	kg	cm					
	0.0	1.5	0.6	0.0	6522	0.00					

Calcolo eccentricità e controlli:

$e_1=\lvert e_s\rvert+e_a=$	1.80	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_1<=0.33t$	OK
$e_2=e_1/2+\lvert e_v\rvert=$	0.90	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_2<=0.33t$	OK

e=	1.80	cm	eccentricità totale		
m=6 e/t=	0.36		coefficiente di eccentricità		
$\lambda=h_0/t=$	12.00		snellezza convenzionale	<20	
$\Phi_{\lambda,0.5}=$	0.79				
$\Phi_{\lambda,1.0}=$	0.56				
$\Phi_{\lambda,m}=$	0.624	Tab. 4.5.III			

TAB. 4.5.III - *Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera)*

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

VERIFICA

$f_{d,rid}=\Phi_{\lambda,m}\ f_d=$	112.58	N/cm²					
$N_d=f_{d,rid}\ t=$	33774	kg					
$N_s=$	5469	kg					
	VERIFICATO	16%					

2) MEZZERIA - Azione principale: carico neve

- Vento	p	γ_Q	Ψ_0	M_v	N	e_v					
	kg/m²			kgm	kg	cm					
	0.0	1.5	0.6	0.0	6522	0.00					

Calcolo eccentricità e controlli:

$e_1=\lvert e_s\rvert+e_a=$	1.80	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_1<=0.33t$	OK
$e_2=e_1/2+\lvert e_v\rvert=$	0.90	cm	$e_2>=e_a$	1.80	cm	$e_2<=0.33t$	OK

e=	1.80	cm	eccentricità totale		
m=6 e/t=	0.36		coefficiente di eccentricità		
$\lambda=h_0/t=$	12.00		snellezza convenzionale	<20	
$\Phi_{\lambda,0.5}=$	0.79				
$\Phi_{\lambda,1.0}=$	0.56				
$\Phi_{\lambda,m}=$	0.624	Tab. 4.5.III			

TAB. 4.5.III - *Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera)*

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

VERIFICA

$f_{d,rid}=\Phi_{\lambda,m}\ f_d=$	112.58	N/cm²					
$N_d=f_{d,rid}\ t=$	33774	kg					
$N_s=$	6522	kg					
	VERIFICATO	19%					

3) BASE - Azione principale: carico neve

- Vento	p	γ_Q	Ψ_0	M_v	N	e_v					
	kg/m²			kgm	kg	cm					
	0.0	1.5	0.6	0.0	7575	0.00					

Calcolo eccentricità e controlli:

$e_1=e_s+e_a=$	1.80	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_1<=0.33t$	OK
$e_2=e_1/2+e_v=$	0.90	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_2<=0.33t$	OK

e=	1.80	cm	eccentricità totale		
m=6 e/t=	0.36		coefficiente di eccentricità		
$\lambda=h_0/t=$	12.00		snellezza convenzionale	<20	
$\Phi_{\lambda,0.0}=$	0.79				
$\Phi_{\lambda,0.5}=$	0.56				
$\Phi_{\lambda,m}=$	0.624	Tab. 4.5.III			

TAB. 4.5.III - *Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera)*

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

VERIFICA

$f_{d,rid}=\Phi_{\lambda,m}\ f_d=$	112.58	N/cm²					
$N_d=f_{d,rid}\ t=$	33774	kg					
$N_s=$	7575	kg					
	VERIFICATO	22%					

ALLINEAMENTO Y1

VERIFICHE

si considera un metro di lunghezza

1) SOMMITA' - Azione principale: carico neve

- Vento	p	γ_Q	Ψ_0	M_v	N	e_v
	kg/m²			kgm	kg	cm
	0.0	1.5	0.6	0.0	9615	0.00

Calcolo eccentricità e controlli:

$e_1=\lvert e_s\rvert+e_a=$	1.80	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_1<=0.33t$	OK
$e_2=e_1/2+\lvert e_v\rvert=$	0.90	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_2<=0.33t$	OK

e=	1.80	cm	eccentricità totale	
m=6 e/t=	0.36		coefficiente di eccentricità	
$\lambda=h_0/t=$	12.00		snellezza convenzionale	<20
$\Phi_{\lambda,0.5}=$	0.79			
$\Phi_{\lambda,1.0}=$	0.56			
$\Phi_{\lambda,m}=$	0.624	Tab. 4.5.III		

TAB. 4.5.III - *Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera)*

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

VERIFICA

$f_{d,rid}=\Phi_{\lambda,m}\ f_d=$	112.58	N/cm²	
$N_d=f_{d,rid}\ t=$	33774	kg	
$N_s=$	8000	kg	
	VERIFICATO	24%	

2) MEZZERIA - Azione principale: carico neve

- Vento	p	γ_Q	Ψ_0	M_v	N	e_v
	kg/m²			kgm	kg	cm
	0.0	1.5	0.6	0.0	9615	0.00

Calcolo eccentricità e controlli:

$e_1=\lvert e_s\rvert+e_a=$	1.80	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_1<=0.33t$	OK
$e_2=e_1/2+\lvert e_v\rvert=$	0.90	cm	$e_2>=e_a$	1.80	cm	$e_2<=0.33t$	OK

e=	1.80	cm	eccentricità totale	
m=6 e/t=	0.36		coefficiente di eccentricità	
$\lambda=h_0/t=$	12.00		snellezza convenzionale	<20
$\Phi_{\lambda,0.5}=$	0.79			
$\Phi_{\lambda,1.0}=$	0.56			
$\Phi_{\lambda,m}=$	0.624	Tab. 4.5.III		

TAB. 4.5.III - *Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera)*

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

VERIFICA

$f_{d,rid}=\Phi_{\lambda,m}\ f_d=$	112.58	N/cm²	
$N_d=f_{d,rid}\ t=$	33774	kg	
$N_s=$	9615	kg	
	VERIFICATO	28%	

3) BASE - Azione principale: carico neve

- Vento	p	γ_Q	Ψ_0	M_v	N	e_v
	kg/m²			kgm	kg	cm
	0.0	1.5	0.6	0.0	11230	0.00

Calcolo eccentricità e controlli:

$e_1=e_s+e_a=$	1.80	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_1<=0.33t$	OK
$e_2=e_1/2+e_v=$	0.90	cm	$e_1>=e_a$	1.80	cm	$e_2<=0.33t$	OK

e=	1.80	cm	eccentricità totale	
m=6 e/t=	0.36		coefficiente di eccentricità	
$\lambda=h_0/t=$	12.00		snellezza convenzionale	<20
$\Phi_{\lambda,0.0}=$	0.79			
$\Phi_{\lambda,0.5}=$	0.56			
$\Phi_{\lambda,m}=$	0.624	Tab. 4.5.III		

TAB. 4.5.III - *Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera)*

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

VERIFICA

$f_{d,rid}=\Phi_{\lambda,m}\ f_d=$	112.58	N/cm²	
$N_d=f_{d,rid}\ t=$	33774	kg	
$N_s=$	11230	kg	
	VERIFICATO	33%	

MURATURA IN PIETRAME

VERIFICHE

si considera un metro di lunghezza

1) SOMMITA' - Azione principale: carico neve

- Vento	p	γ_Q	Ψ_0	M_v	N	e_v
	kg/m²			kgm	kg	cm
	69.7	1.5	0.6	96.0	4383	2.19

Calcolo eccentricità e controlli:

$e_1=\lvert e_s\rvert+e_a=$	10.75	cm	$e_1>=e_a$	10.75	cm	$e_1<=0.33t$	OK
$e_2=e_1/2+\lvert e_v\rvert=$	7.56	cm	$e_1>=e_a$	7.56	cm	$e_2<=0.33t$	OK

e=	10.75	cm	eccentricità totale		
m=6 e/t=	1.19		coefficiente di eccentricità		
$\lambda=h_0/t=$	6.48		snellezza convenzionale	<20	
$\Phi_{\lambda,0.5}=$	0.52				
$\Phi_{\lambda,1.0}=$	0.35				
$\Phi_{\lambda,m}=$	0.456	Tab. 4.5.III			

TAB. 4.5.III - *Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera)*

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

VERIFICA

$f_{d,rid}=\Phi_{\lambda,m}\ f_d=$	40.52	N/cm²
$N_d=f_{d,rid}\ t=$	21880	kg
$N_s=$	1804	kg
	VERIFICATO	8%

2) MEZZERIA - Azione principale: carico neve

- Vento	p	γ_Q	Ψ_0	M_v	N	e_v
	kg/m²			kgm	kg	cm
	69.7	1.5	0.6	96.0	4383	2.19

Calcolo eccentricità e controlli:

$e_1=\lvert e_s\rvert+e_a=$	10.75	cm	$e_1>=e_a$	10.75	cm	$e_1<=0.33t$	OK
$e_2=e_1/2+\lvert e_v\rvert=$	7.56	cm	$e_2>=e_a$	7.56	cm	$e_2<=0.33t$	OK

e=	7.56	cm	eccentricità totale		
m=6 e/t=	0.84		coefficiente di eccentricità		
$\lambda=h_0/t=$	6.48		snellezza convenzionale	<20	
$\Phi_{\lambda,0.5}=$	0.68				
$\Phi_{\lambda,1.0}=$	0.52				
$\Phi_{\lambda,m}=$	0.571	Tab. 4.5.III			

TAB. 4.5.III - *Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera)*

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

VERIFICA

$f_{d,rid}=\Phi_{\lambda,m}\ f_d=$	50.79	N/cm²
$N_d=f_{d,rid}\ t=$	27427	kg
$N_s=$	4383	kg
	VERIFICATO	16%

3) BASE - Azione principale: carico neve

- Vento	p	γ_Q	Ψ_0	M_v	N	e_v
	kg/m²			kgm	kg	cm
	69.7	1.5	0.6	96.0	6963	1.38

Calcolo eccentricità e controlli:

$e_1=e_s+e_a=$	10.75	cm	$e_1>=e_a$	10.75	cm	$e_1<=0.33t$	OK
$e_2=e_1/2+e_v=$	6.75	cm	$e_1>=e_a$	6.75	cm	$e_2<=0.33t$	OK

e=	1.75	cm	eccentricità totale		
m=6 e/t=	0.19		coefficiente di eccentricità		
$\lambda=h_0/t=$	6.48		snellezza convenzionale	<20	
$\Phi_{\lambda,0.0}=$	0.94				
$\Phi_{\lambda,0.5}=$	0.68				
$\Phi_{\lambda,m}=$	0.837	Tab. 4.5.III			

TAB. 4.5.III - *Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera)*

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m = 6 e/t				
	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.16
15	0.69	0.48	0.32	0.17	-
20	0.53	0.36	0.23	-	-

VERIFICA

$f_{d,rid}=\Phi_{\lambda,m}\ f_d=$	74.44	N/cm²
$N_d=f_{d,rid}\ t=$	40198	kg
$N_s=$	6963	kg
	VERIFICATO	17%

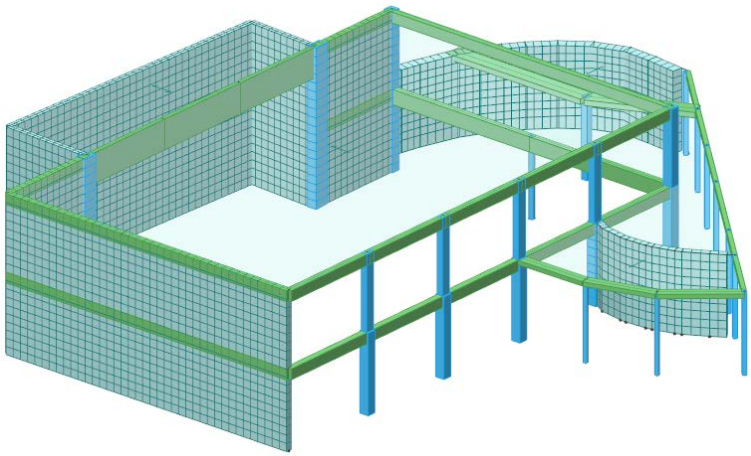
Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

L'allineamento murario più impegnato è Y1 con tasso di sfruttamento al piano terra pari al 33%; tale allineamento deve infatti sostenere, oltre al peso proprio, anche il carico di una porzione della copertura e dei cordoli di sommità in calcestruzzo armato, come si vede dall'immagine seguente:

Foto dell'allineamento Y1

8.1.2 TELAI IN C.A.

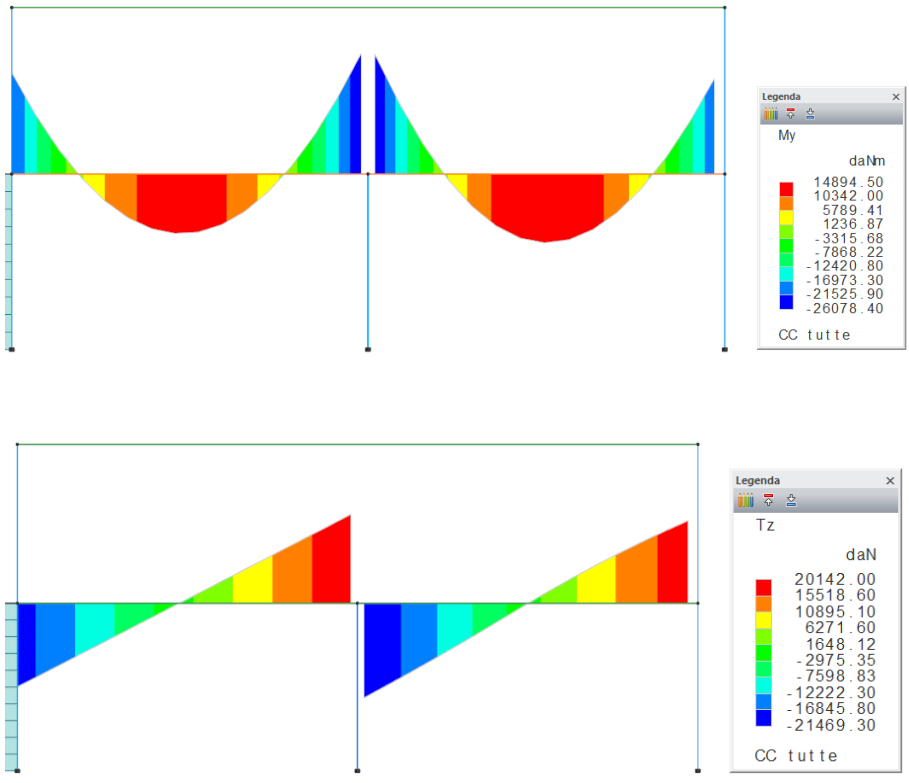
L'analisi per carichi gravitazionali dei telai in calcestruzzo in combinazione SLU viene condotta con l'ausilio di un modello F.E.M. con il software ModeSt di Tecnisoft ®.



Modello MODEST822-SBVS_PAL_00

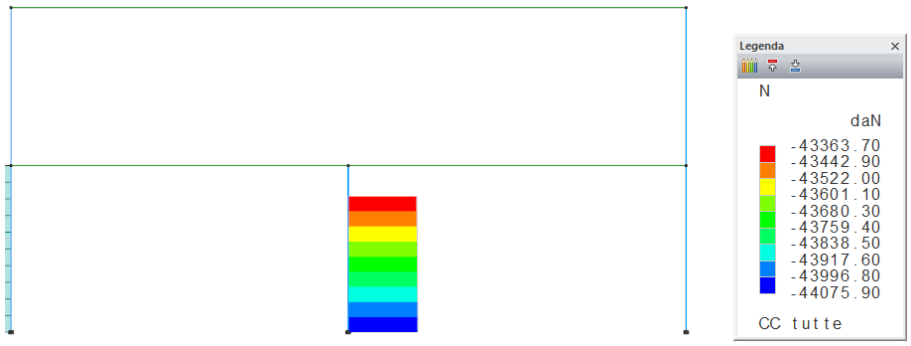
Si esegue l'analisi del telaio sul fronte sud (allineamento P5-P6-P8).

Le sollecitazioni agenti sulla trave porta-parete sono le seguenti:

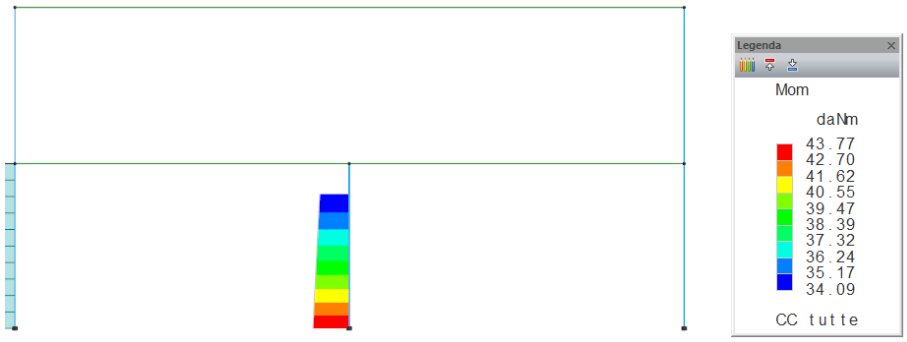


Modello MODEST822-SBVS_PAL_00 – momento flettente e taglio sulla trave porta-parete

Le sollecitazioni agenti sul pilastro centrale sono le seguenti:



Modello MODEST822-SBVS_PAL_00 – sforzo normale

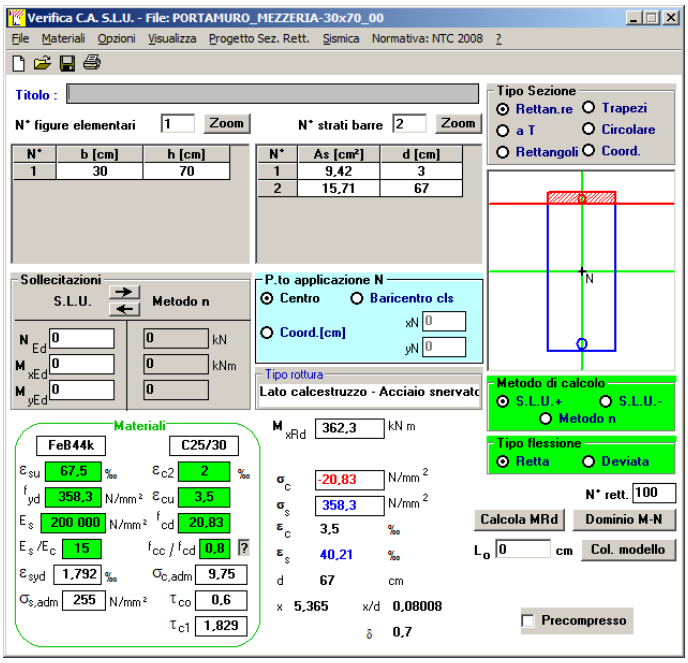


Modello MODEST822-SBVS_PAL_00 – momento

Si esegue la verifica a flessione della trave porta-parete in mezzeria:

A_{sup} = 3Ø20

A_{inf} = 5Ø20



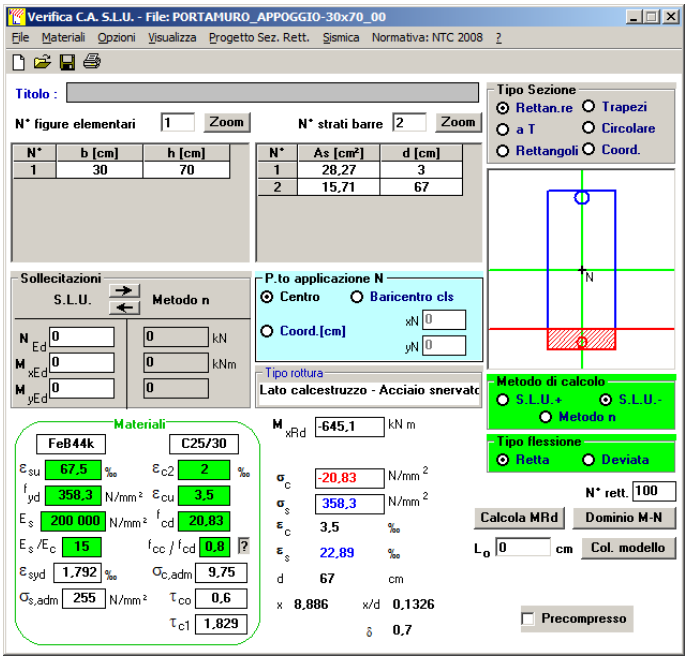
La verifica è la seguente:

M_{ED} = 14894 kgm < M_{RD}=36230 kgm *verifica soddisfatta*

Si esegue la verifica a flessione della trave porta-parete all'appoggio:

A_{sup} = 9Ø20

A_{inf} = 5Ø20



La verifica è la seguente:

M_{ED} = 21469 kgm < M_{RD}=64510 kgm *verifica soddisfatta*

Si esegue la verifica a taglio della trave porta-parete:

VERIFICA A TAGLIO NTC 2018 (par. 4.1.2.3.5.2) - sezione rettangolare inflessa - 30x70				
campata		trave portamuro		
nodo				
s		200	mm	passo delle staffe
s+piegati		80	mm	passo dellle staffe considerando i ferri piegati
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		45	°	inclinazione puntoni compressi
H		700	mm	altezza della sezione
d		670	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}	Rck 300 (LC2)	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}	f_{ck} / (γ_c × FC =1.2) =	13.89	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}	LC 2	311.6	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
V_{ED} =		21469	kg	massimo taglio sollecitante
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	9395	kg	taglio resistente lato acciaio solo staffe
		23487	kg	taglio resistente lato acciaio staffe+piegati
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	62813	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	9395	kg	taglio resistente solo staffe
		23487	kg	taglio resistente staffe + piegati
t.s. =	V_{ED} / V_{RD} =	91%		Verifica soddisfatta

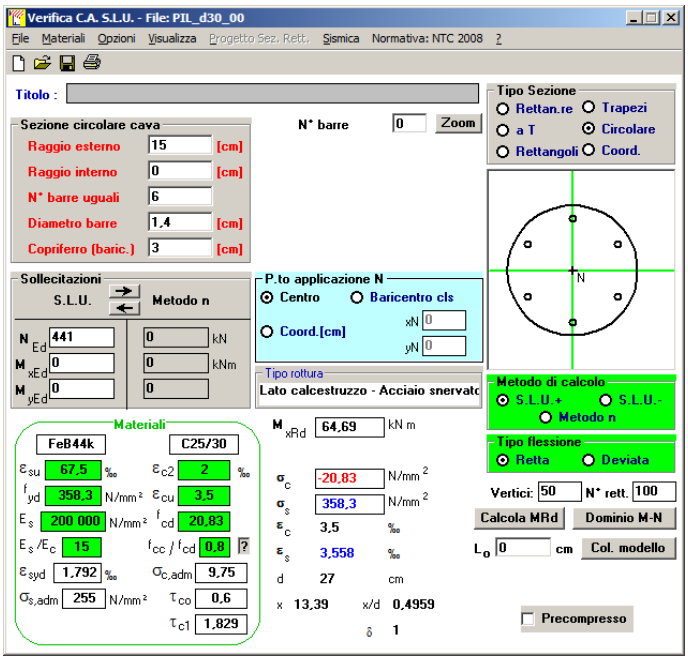
Si esegue la verifica a presso-flessione del pilastro d30 del fronte sud:

A_s = 6Ø14

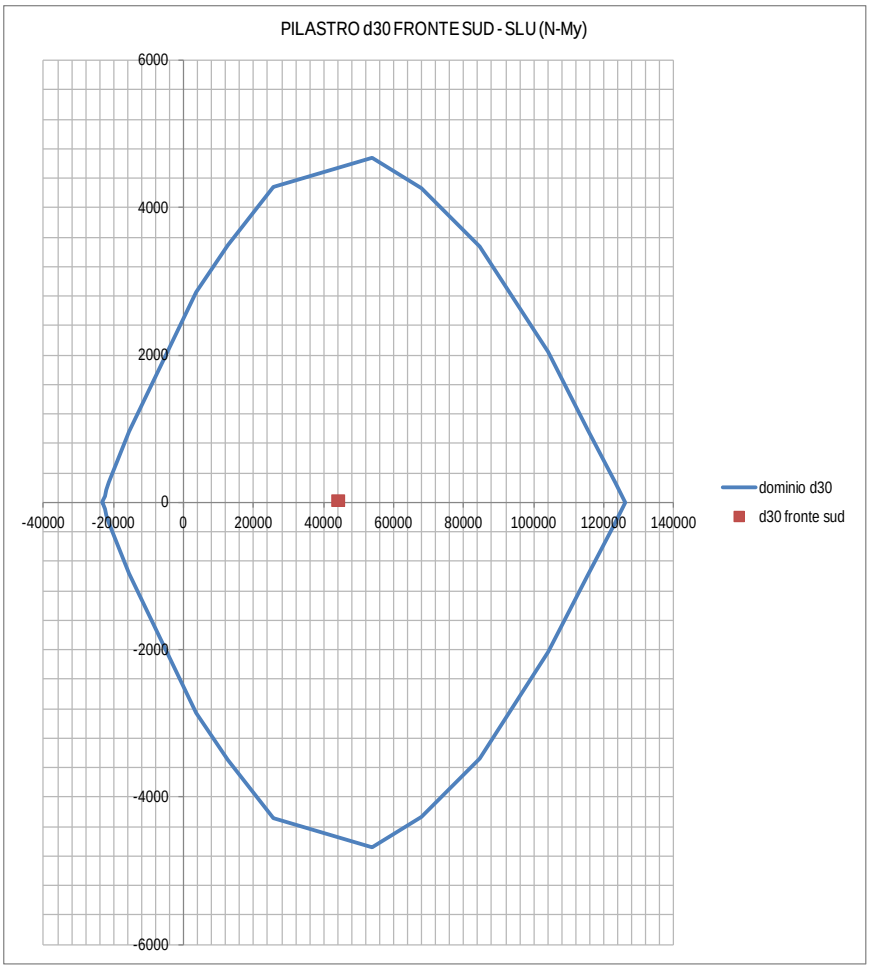
Massime sollecitazioni SLU:

N_{max} = 44075 kg

M_{max} = 43 kgm

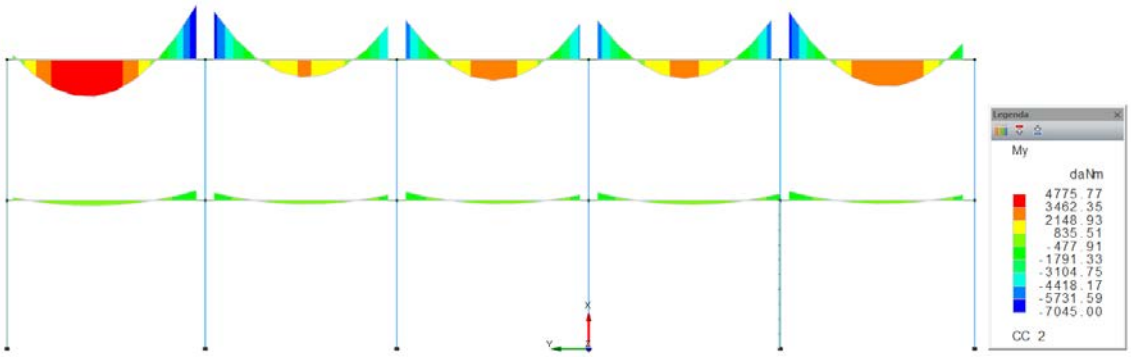


La verifica è risulta soddisfatta come da grafico sottostante:

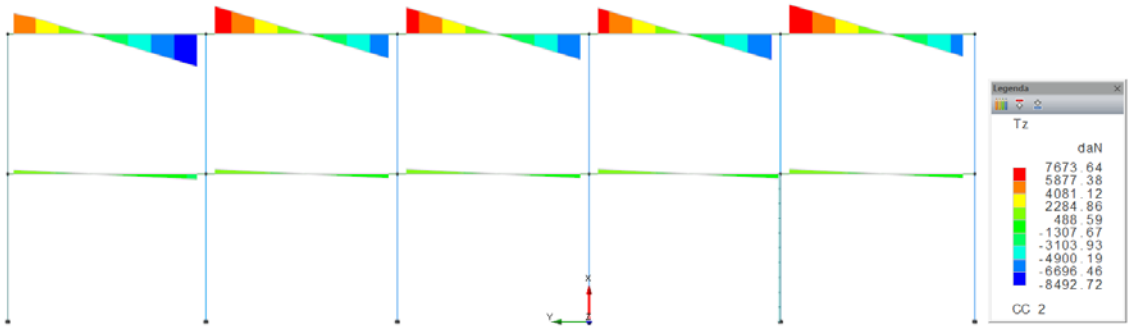


Si esegue l'analisi del telaio sul fronte ovest (allineamento P1-P5).

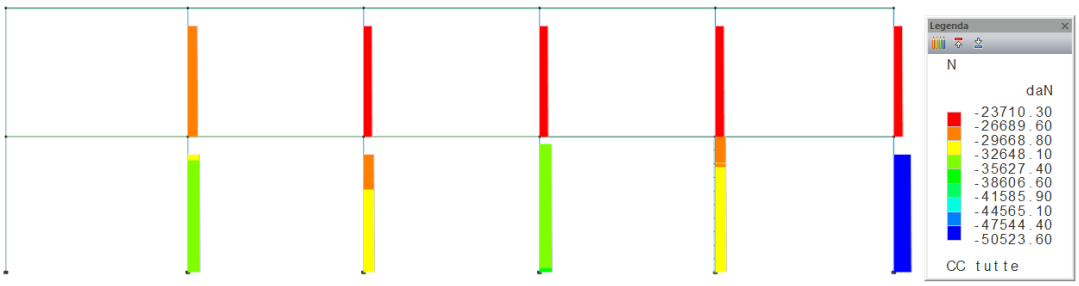
Le sollecitazioni agenti sono le seguenti:



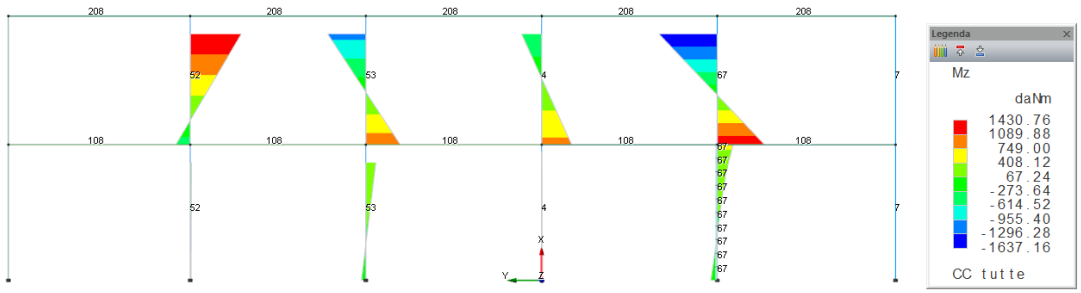
Modello MODEST822-SBVS_PAL_00-momento flettente travi



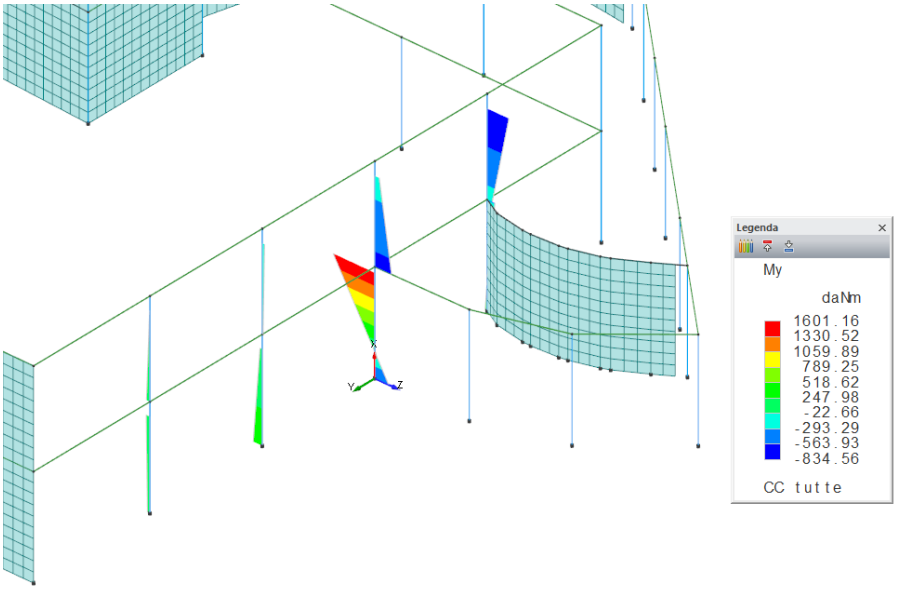
Modello MODEST822-SBVS_PAL_00-taglio travi



Modello MODEST822-SBVS_PAL_00-sforzo normale pilastri



Modello MODEST822-SBVS_PAL_00-momento Mz pilastri

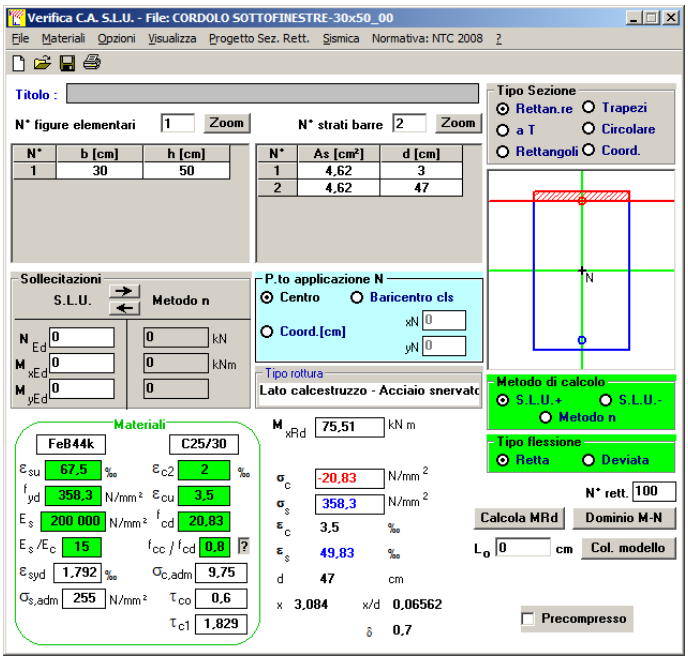


Modello MODEST822-SBVS_PAL_00-momento My pilastri

Si esegue la verifica a flessione della trave di bordo in mezzeria:

A_{sup} = 3Ø14

A_{inf} = 3Ø14



La verifica è la seguente:

$M_{ED,max}$ = 7045 kgm < M_{RD}=7551 kgm *verifica soddisfatta*

Si esegue la verifica a taglio della trave di bordo:

VERIFICA A TAGLIO NTC 2018 (par. 4.1.2.3.5.2) - sezione rettangolare inflessa - 30x50				
campata		trave di bordo		
nodo				
s		250	mm	passo delle staffe
s+piegati			mm	passo dellle staffe considerando i ferri piegati
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		22	°	inclinazione puntoni compressi
H		500	mm	altezza della sezione
d		470	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}	Rck 300 (LC2)	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}	f_{ck} / (γ_c × FC =1.2) =	13.89	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}	LC 2	311.6	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
V_{ED} =		8492	kg	massimo taglio sollecitante
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	13049	kg	taglio resistente lato acciaio solo staffe
		-	kg	taglio resistente lato acciaio staffe+piegati
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	30608	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	13049	kg	taglio resistente solo staffe
		-	kg	taglio resistente staffe + piegati
t.s. =	V_{ED} / V_{RD} =	65%		Verifica soddisfatta

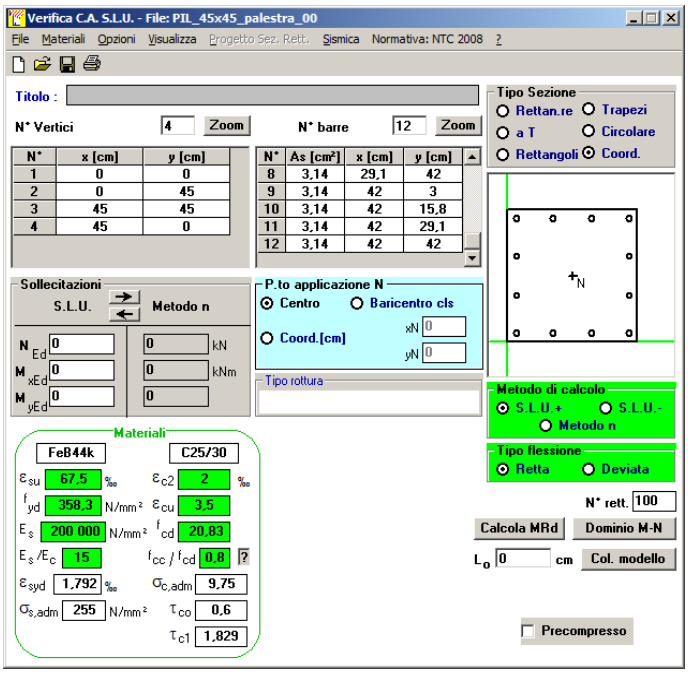
Si esegue la verifica a presso-flessione del pilastro 45x45 del fronte ovest:

A_s = 12Ø20

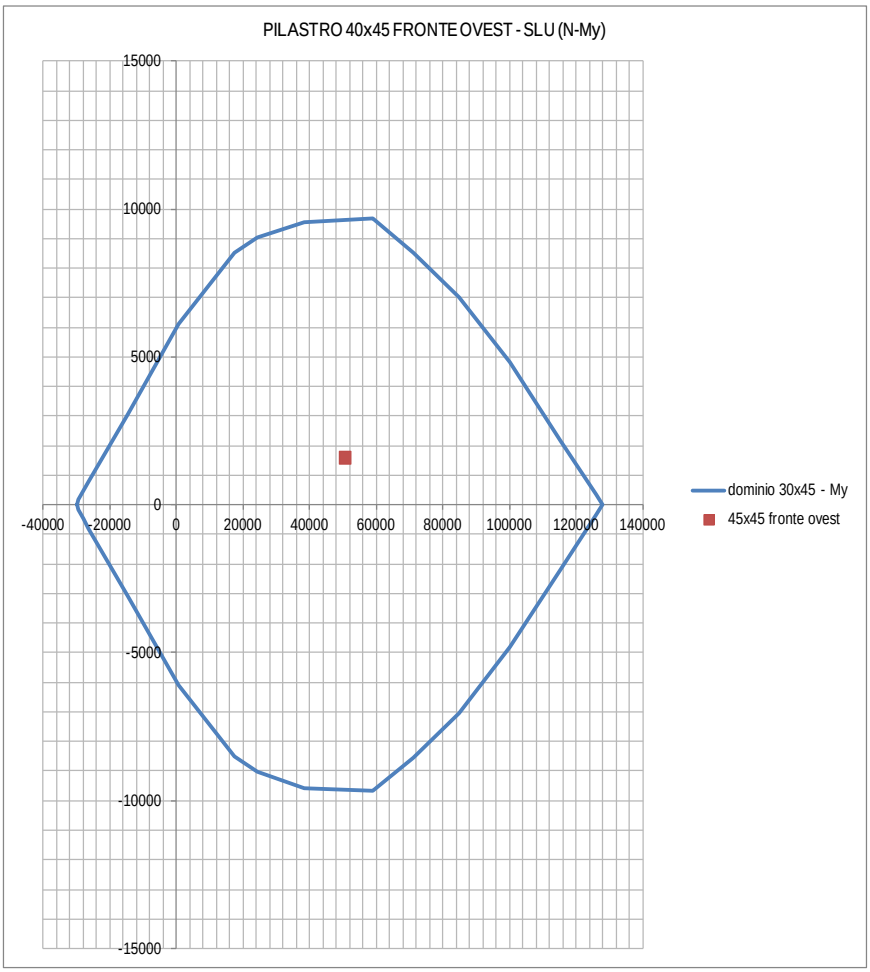
Massime sollecitazioni SLU:

N_{max} = 50523 kg

M_{max} = 1601 kgm

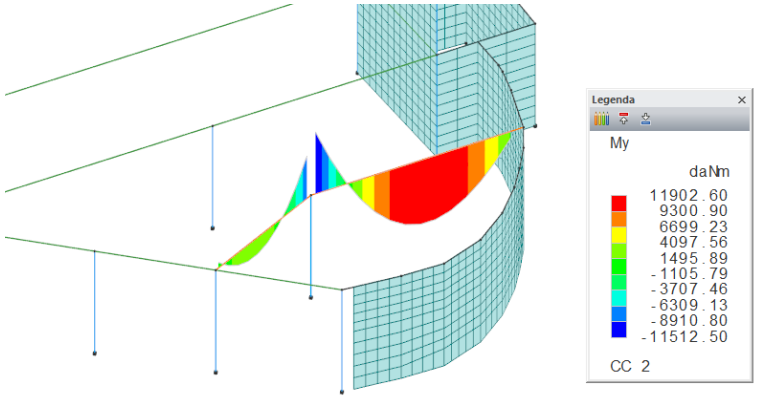


La verifica è risulta soddisfatta come da grafico sottostante:

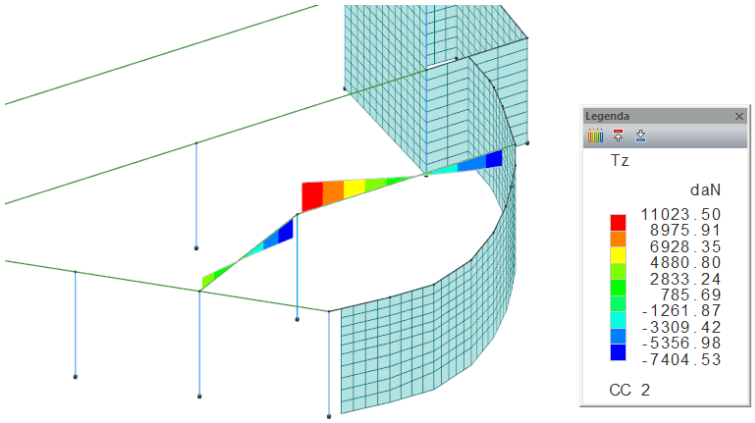


Si esegue l'analisi del telaio degli spogliatoi (sul pilastro P7).

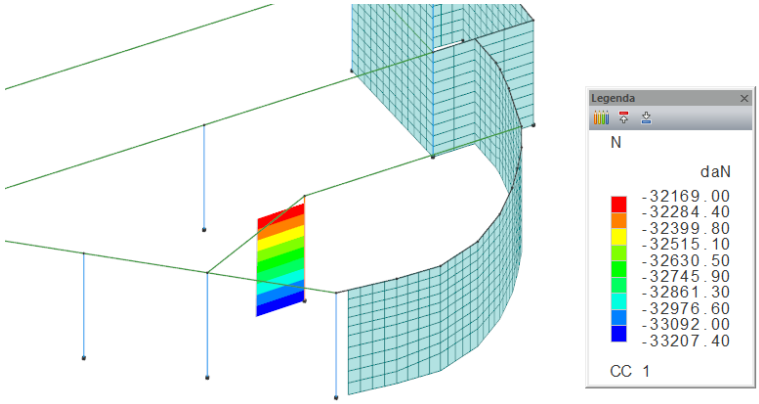
Le sollecitazioni agenti sono le seguenti:



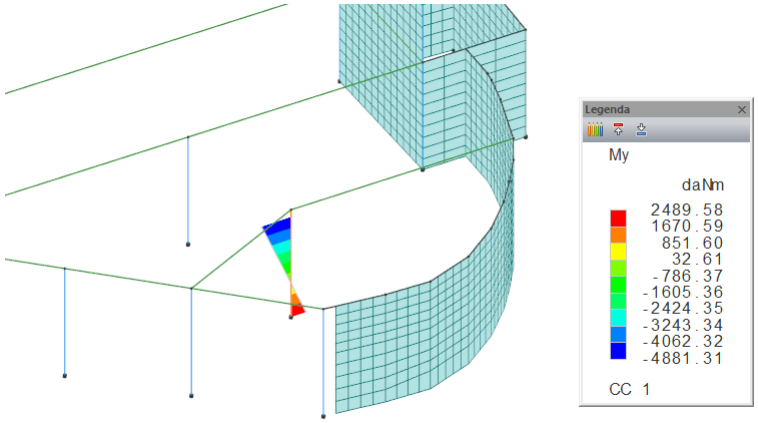
Modello MODEST822-SBVS_PAL_00-momento trave



Modello MODEST822-SBVS_PAL_00-taglio trave



Modello MODEST822-SBVS_PAL_00-sforzo normale pilastro

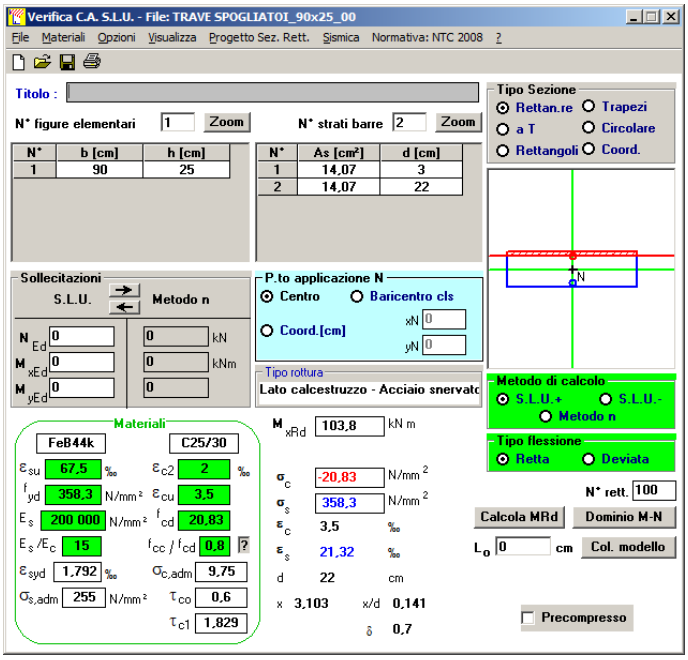


Modello MODEST822-SBVS_PAL_00-momento pilastro

Si esegue la verifica a flessione della trave a spessore:

A_{sup} = 7Ø16

A_{inf} = 7Ø16



La verifica è la seguente:

$M_{ED,max}$ = 7896 kgm < M_{RD}=10380 kgm *verifica soddisfatta*

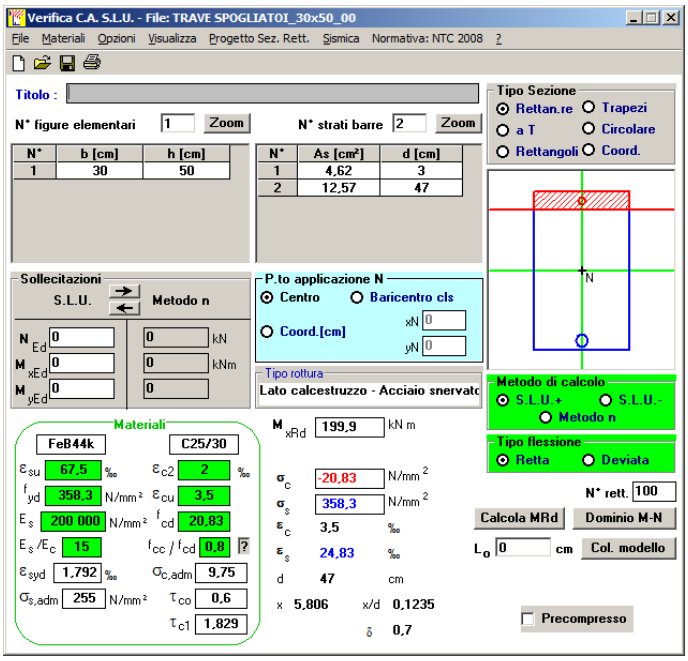
Si esegue la verifica a taglio della trave a spessore:

VERIFICA A TAGLIO NTC 2018 (par. 4.1.2.3.5.2) - sezione rettangolare inflessa - 25x90				
campata		trave a spessore spogliatoi		
nodo				
s		200	mm	passo delle staffe
s+piegati			mm	passo dellle staffe considerando i ferri piegati
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		22	°	inclinazione puntoni compressi
H		250	mm	altezza della sezione
d		220	mm	altezza utile della sezione
B		900	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}	Rck 300 (LC2)	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}	f_{ck} / (γ_c × FC =1.2) =	13.89	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}	LC 2	311.6	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
V_{ED} =		7404	kg	massimo taglio sollecitante
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	7635	kg	taglio resistente lato acciaio solo staffe
		-	kg	taglio resistente lato acciaio staffe+piegati
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	42982	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	7635	kg	taglio resistente solo staffe
		-	kg	taglio resistente staffe + piegati
t.s. =	V_{ED} / V_{RD} =	97%		Verifica soddisfatta

Si esegue la verifica a flessione in mezzeria della trave in altezza:

A_{sup} = 3Ø14

A_{inf} = 4Ø20

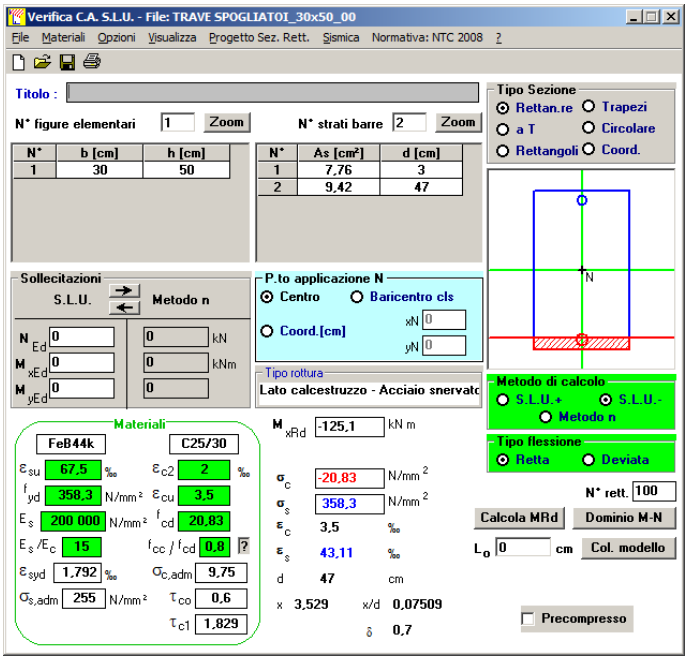


La verifica è la seguente:

M_{ED} = 11902 kgm < M_{RD}=19999 kgm *verifica soddisfatta*

A_{sup} = 3Ø14+1Ø20

A_{inf} = 3Ø20



La verifica è la seguente:

M_{ED} = 11512 kgm < M_{RD}=12510 kgm *verifica soddisfatta*

Si esegue la verifica a taglio della trave in altezza:

VERIFICA A TAGLIO NTC 2018 (par. 4.1.2.3.5.2) - sezione rettangolare inflessa - 30x50				
campata		spogliatoi		
nodo				
s		200	mm	passo delle staffe
s+piegati			mm	passo dellle staffe considerando i ferri piegati
α		90	°	inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave
θ		22	°	inclinazione puntoni compressi
H		500	mm	altezza della sezione
d		470	mm	altezza utile della sezione
B		300	mm	larghezza minima della sezione
f_{ck}	Rck 300 (LC2)	25.00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del CLS
f_{cd}	f_{ck} / (γ_c × FC =1.2) =	13.89	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del CLS
f_{yd}	LC 2	311.6	N/mm^2	resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
A_{sw}	n. bracci × A_s =	1.00	cm^2	area dell'armatura trasversale
V_{ED} =		11023	kg	massimo taglio sollecitante
SEZIONE ARMATA A TAGLIO				
V_{Rsd} =	0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} (cotg α + cotg θ) sen α =	16312	kg	taglio resistente lato acciaio solo staffe
		-	kg	taglio resistente lato acciaio staffe+piegati
V_{Rcd} =	0.9 d b_w α_c f'_{cd} [(cotg α + cotg θ) / (1+ cotg^2 θ)] =	30608	kg	taglio resistente lato calcestruzzo
V_{Rd} =	min (V_{Rsd} ; V_{Rcd}) =	16312	kg	taglio resistente solo staffe
		-	kg	taglio resistente staffe + piegati
t.s. =	V_{ED} / V_{RD} =	68%		Verifica soddisfatta

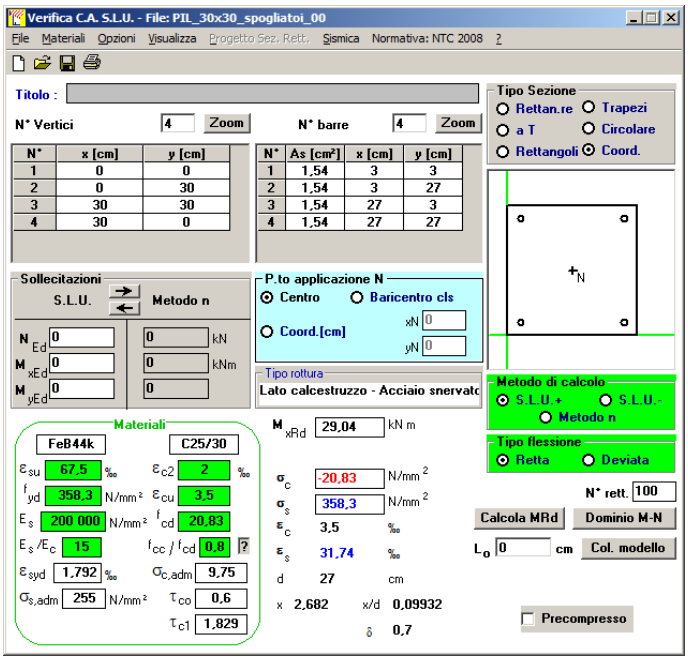
Si esegue la verifica a presso-flessione del pilastro 30x30 degli spogliatoi:

A_s = 4Ø14

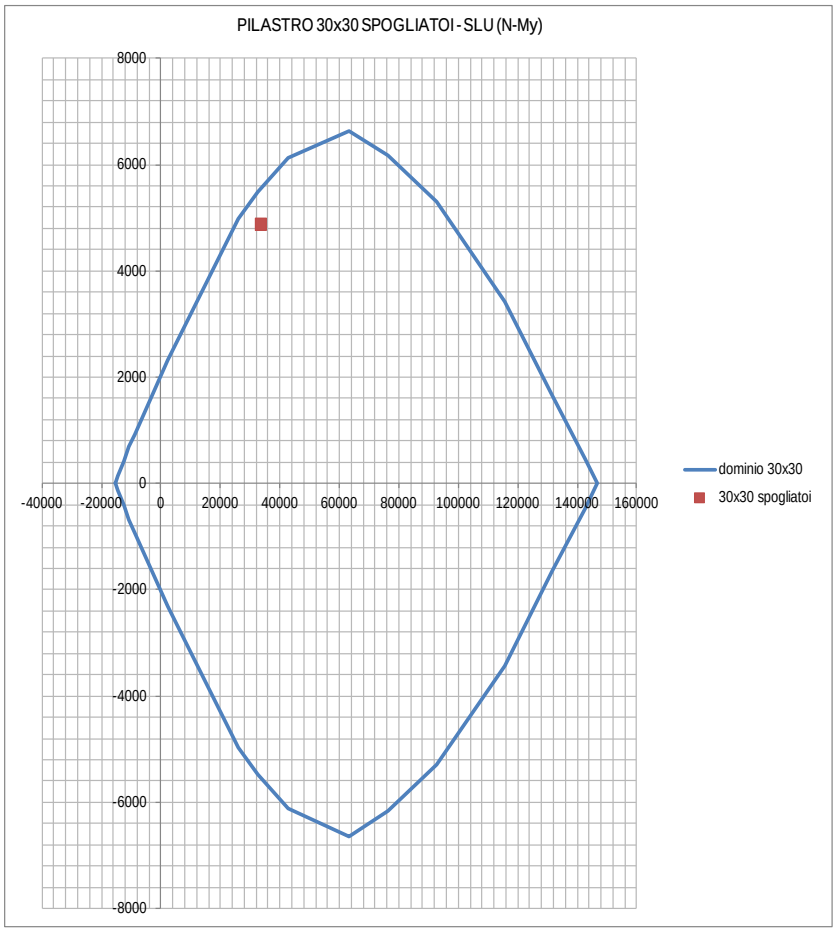
Massime sollecitazioni SLU:

N_{max} = 33207 kg

M_{max} = 4881 kgm



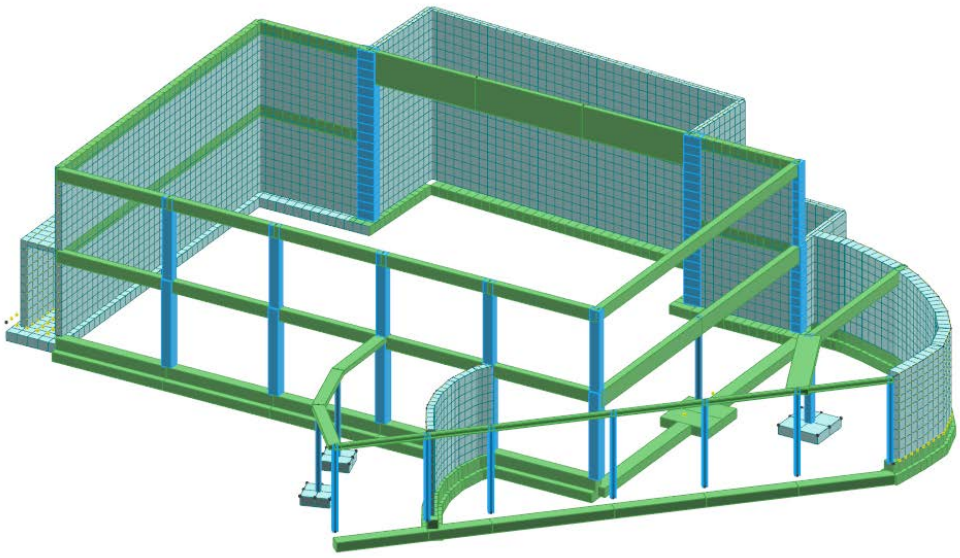
La verifica è risulta soddisfatta come da grafico sottostante:



8.1.3 FONDAZIONI ESISTENTI

Le fondazioni esistenti sono di tipo superficiale e la geometria è stata dedotta dai grafici del progetto originario e dal saggio eseguito come descritto nella relazione sul Processo di Conoscenza allegata al presente progetto.

L'analisi per carichi gravitazionali è stata condotta mediante modello F.E.M. con il software ModeSt:



Modello MODEST822-SBVS_PAL_F_00

La valutazione della sicurezza delle fondazioni esistenti viene effettuata con riferimento al paragrafo 8.3 del D.M. 17.01.2018 dove si riporta:

(...)

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

– nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;

– siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;

– siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

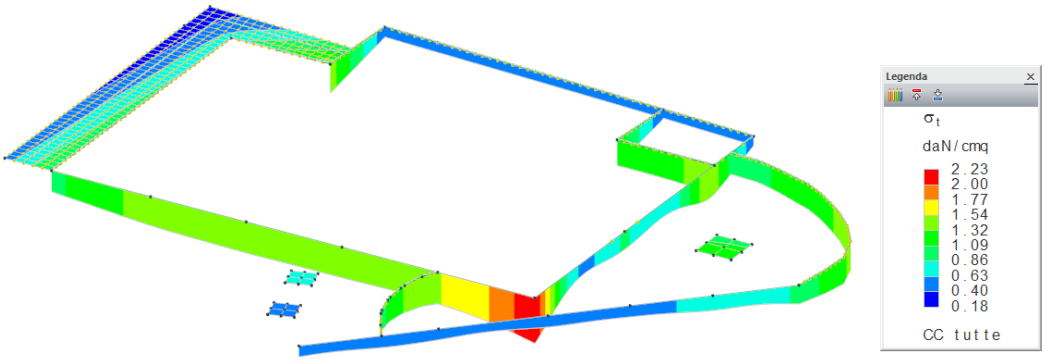
Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e

sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

(...)

Dai rilievi condotti si è potuto appurare l'assenza di dissesti delle strutture in elevazione e l'assenza di fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione.

Si riporta la mappa delle tensioni sul terreno in combinazione SLU



Modello MODEST822-SBVS_PAL_F_00-tensioni sul terreno

Le tensioni agenti risultano inferiori alla capacità portante del terreno (come dettagliato nella Relazione Geotecnica) e pertanto le condizioni di cui al paragrafo 8.3 del D.M. 17.01.2018 si ritengono soddisfatte.

8.2 Analisi per azioni sismiche: analisi statica non lineare

E' stata condotta una modellazione con il software 3Muri di STADATA®.

La valutazione della capacità sismica dell'edificio è eseguita con analisi statica non lineare o analisi *pushover* (analisi di spinta). L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, aventi risultante (taglio alla base) F_b.

In particolare, è necessario applicare due differenti tipologie di distribuzione di forze orizzontali:

- Una distribuzione "modale", proporzionale alle forze laterali compatibili con la distribuzione di forze determinata nell'analisi elastica;
- Una distribuzione "uniforme", basata su forze laterali che sono proporzionali alle masse, trascurando l'altezza (accelerazione di risposta uniforme).

Tali sistemi di forze sono da applicarsi nelle due direzioni della parete in posizione baricentrica rispetto alle masse di ciascun piano. Le forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso della struttura.

Il diagramma F_b - d_c rappresenta la *curva di capacità* della struttura.

Lo *spostamento massimo di capacità* d_u viene assunto convenzionalmente pari a quello per il quale si ottiene un decadimento del taglio resistente pari al 20% di quello massimo registrato durante l'analisi di spinta.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = F_b/\Gamma \qquad\qquad d^* = d_u/\Gamma$$

dove Γ è il fattore di partecipazione modale definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T \cdot M \cdot \tau}{\varphi^T \cdot M \cdot \varphi}$$

con:

τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;

φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$;

M è la matrice di massa del sistema reale.

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico.

La forza di snervamento F^*_y, che rappresenta anche la resistenza ultima del sistema idealizzato, è uguale alla forza di taglio alla base in corrispondenza della formazione del meccanismo plastico. La rigidezza iniziale del sistema idealizzato è determinata in modo tale che le aree sotto le curve forza-deformazione reale e idealizzata siano uguali.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove:

- m^* è la massa del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Noto il periodo della struttura, è possibile valutare lo *spostamento obiettivo* (la domanda) per il sistema analizzato e ci sono due possibilità:

1. Se il periodo elastico della costruzione T^* risulta $T^* \geq T_C$, la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d^*_{max} = d^*_{e,max} = S_{De}(T^*)$$

2. Se il periodo elastico della costruzione T^* risulta $T^* < T_C$, la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d^*_{max} = \frac{d^*_{e,max}}{q^*}\left[1 + (q^* - 1)\,\frac{T_C}{T^*}\right] \geq d^*_{e,max}$$

$$q_u = \frac{S_e\left(T^*\right)\cdot m^*}{F_y^*}$$

con rapporto tra la forza di risposta elastica e quella di snervamento del sistema equivalente. Se risulta $q_u \leq 1$ allora si ha: $d_{max}^* = d_{e,max}^*$

Lo *spostamento obiettivo del sistema reale* (spostamento di domanda) viene ricavato da:

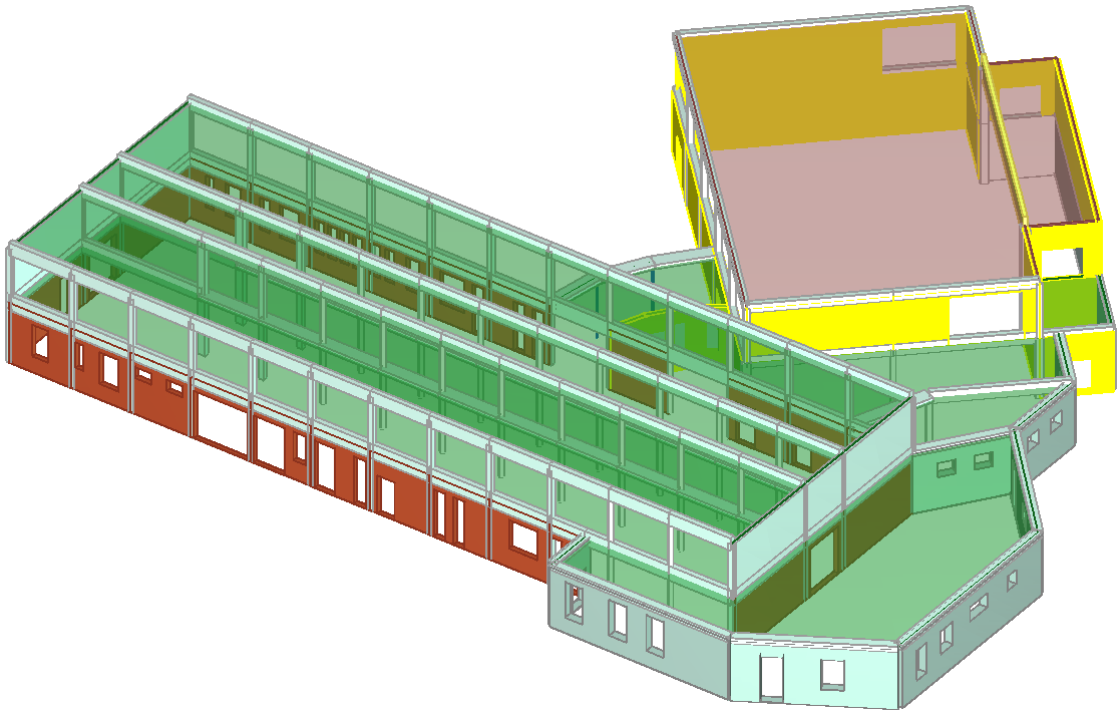
$$d_{max} = d_{max}^* \Gamma$$

Una volta trovata la domanda in spostamento d_{max} per lo stato limite in esame si verifica che:

$$d_{max} \leq d_u$$

La valutazione della capacità sismica dell'edificio allo stato di progetto è stata eseguita tramite il codice di calcolo 3MURI, distribuito da S.T.A. DATA, dotato di solutore (*Frame by macroelements - F.M.E. analysis*) operante nel rispetto della vigente normativa italiana DM 17/01/2018 e relativa Circolare 21/01/2019 n.° 7.

Vista la continuità strutturale tra i corpi di fabbrica, si è condotta una analisi statica non lineare con il software 3Muri dell'intero plesso scolastico allo stato attuale di cui si riporta una vista tridimensionale:



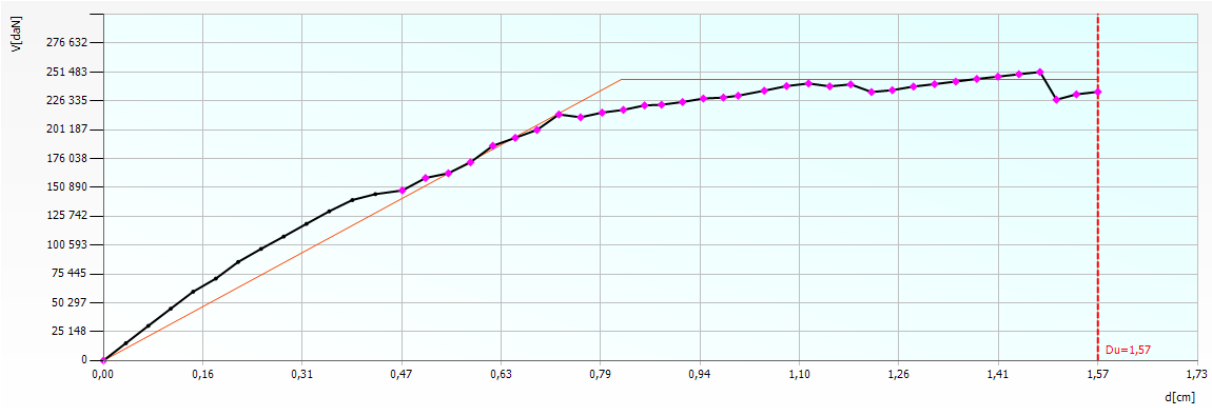
Modello SBVS_08-stato attuale

L'analisi è stata condotta mediante un punto di controllo dello spostamento posizionato sull'edificio della palestra.

Si riporta il riepilogo dei valori dell'indice di sicurezza α_{PGA} (rapporto tra la PGA di capacità e la PGA di domanda) raggiunto per le analisi condotte secondo le due distribuzioni di forze previste dalla Normativa (gruppo 1: distribuzione proporzionale alle forze del I modo; gruppo 2: distribuzione proporzionale alle masse di piano):

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	a SLC	a SLV	a SLD	a SLO
1	☑	+X	Uniforme	0,00	2,16	2,10	2,44	1,71	1,58	2,05	0,59	0,62	0,48	0,41	0,976	0,935	1,049	0,862
2	☑	+X	Forze statiche	0,00	2,51	3,92	2,63	2,01	2,94	2,21	0,74	0,63	0,59	0,42	1,484	1,356	0,859	0,706
3	☑	-X	Uniforme	0,00	2,42	2,99	2,45	1,93	2,24	2,05	0,70	0,66	0,57	0,44	1,202	1,135	0,949	0,779
4	☑	-X	Forze statiche	0,00	3,02	3,76	2,61	2,44	2,82	2,19	0,97	0,89	0,79	0,59	1,222	1,139	0,921	0,757
5	☑	+Y	Uniforme	0,00	2,82	3,09	3,11	2,27	2,32	2,61	0,87	0,56	0,67	0,37	1,084	1,017	0,685	0,562
6	☑	+Y	Forze statiche	0,00	3,27	4,10	3,28	2,66	3,07	2,76	1,08	0,70	0,84	0,47	1,218	1,088	0,680	0,559
7	☑	-Y	Uniforme	0,00	3,18	2,19	3,08	2,58	1,64	2,58	1,03	0,66	0,81	0,44	0,715	0,672	0,667	0,548
8	☑	-Y	Forze statiche	0,00	3,67	1,60	3,88	2,99	1,20	3,26	1,27	0,67	1,01	0,44	0,465	0,433	0,545	0,448
9	☑	+X	Uniforme	279,90	1,99	3,11	2,17	1,56	2,33	1,82	0,54	0,55	0,44	0,37	1,448	1,376	1,025	0,842
10	☑	+X	Uniforme	-279,90	2,33	2,41	2,92	1,86	1,81	2,45	0,67	0,55	0,51	0,37	1,029	0,974	0,877	0,721
11	☑	+X	Forze statiche	279,90	2,34	4,04	2,35	1,86	3,03	1,98	0,67	0,64	0,55	0,43	1,612	1,513	0,958	0,787
12	☑	+X	Forze statiche	-279,90	2,69	3,43	3,00	2,17	2,58	2,52	0,83	0,67	0,64	0,45	1,245	1,165	0,853	0,701
13	☑	-X	Uniforme	279,90	2,26	2,93	2,15	1,79	2,19	1,81	0,66	0,66	0,53	0,44	1,243	1,180	1,009	0,829
14	☑	-X	Uniforme	-279,90	2,56	2,77	2,75	2,06	2,08	2,31	0,76	0,69	0,60	0,46	1,070	1,008	0,932	0,766
15	☑	-X	Forze statiche	279,90	2,90	4,01	2,27	2,34	3,01	1,90	0,94	0,93	0,76	0,62	1,337	1,248	0,996	0,818
16	☑	-X	Forze statiche	-279,90	3,08	3,49	2,93	2,49	2,62	2,46	1,01	0,80	0,80	0,53	1,123	1,045	0,811	0,667
17	☑	+Y	Uniforme	254,54	2,86	3,02	3,11	2,31	2,27	2,61	0,89	0,58	0,68	0,39	1,049	0,984	0,688	0,565
18	☑	+Y	Uniforme	-254,54	2,81	3,19	2,99	2,27	2,39	2,51	0,87	0,63	0,67	0,42	1,117	1,048	0,766	0,629
19	☑	+Y	Forze statiche	254,54	3,28	4,37	3,37	2,66	3,28	2,83	1,08	0,65	0,85	0,43	1,188	1,062	0,625	0,514
20	☑	+Y	Forze statiche	-254,54	3,26	3,65	3,06	2,65	2,73	2,57	1,07	0,81	0,84	0,54	1,107	1,029	0,785	0,645
21	☑	-Y	Uniforme	254,54	3,17	3,52	3,24	2,57	2,64	2,72	1,03	0,65	0,80	0,43	1,101	1,025	0,661	0,543
22	☑	-Y	Uniforme	-254,54	3,11	3,52	3,00	2,52	2,64	2,52	1,00	0,65	0,78	0,43	1,118	1,043	0,671	0,551
23	☑	-Y	Forze statiche	254,54	3,74	1,57	3,93	3,05	1,18	3,30	1,30	0,65	1,03	0,43	0,447	0,416	0,518	0,426
24	☑	-Y	Forze statiche	-254,54	3,56	1,95	3,77	2,90	1,47	3,17	1,22	0,65	0,96	0,43	0,574	0,534	0,555	0,456

Si riporta la curva push-over dell'analisi più gravosa (analisi 23, α_{PGA}**=0.416**, SLV):

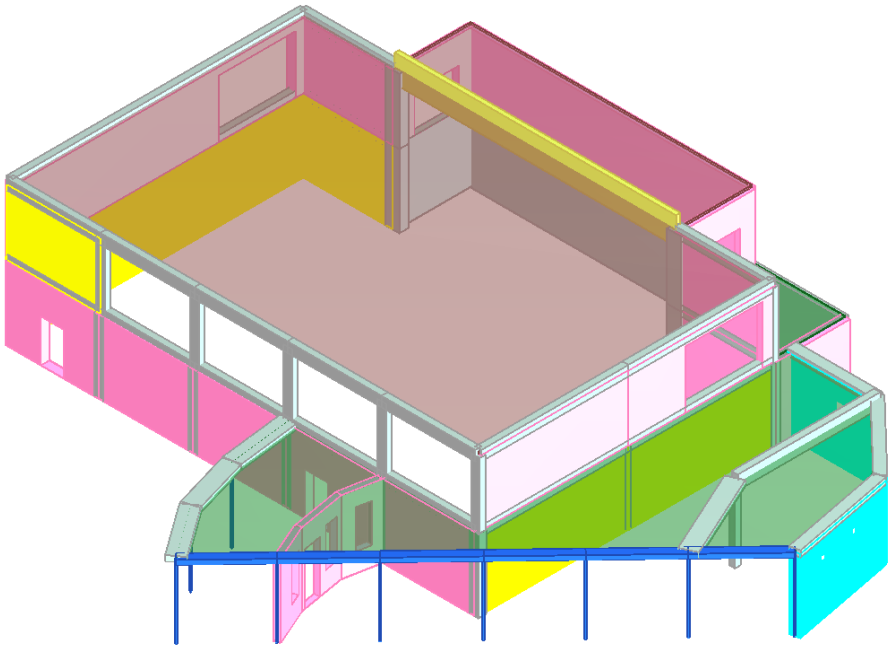


Come si vede dai risultati numerici, i valori dell'indice di sicurezza sono minori dell'unità per la maggior parte delle analisi condotte con un valore minimo pari a 0.416 e pertanto le verifiche di sicurezza allo stato attuale risultano non soddisfatte.

9 ANALISI ALLO STATO DI PROGETTO PALESTRA

9.1 Analisi per azioni sismiche: analisi statica non lineare

Si è condotta una analisi statica non lineare con il software 3Muri del corpo di fabbrica della palestra con annessi spogliatoi allo stato di progetto dopo la realizzazione del giunto con la struttura della scuola.



Modello PAL_06

L'intervento prevede la realizzazione di una nuova parete sul fronte sud al piano terreno realizzata in blocchi forati portanti con relativo cordolo di fondazione. Inoltre, in corrispondenza del giunto con la scuola sarà inserito un nuovo telaio metallico con profilati a sezione aperta della serie HEB 200 che verranno fondati con nuovi cordoli in calcestruzzo armato collegati con le fondazioni esistenti della scuola. Le pareti portanti della palestra saranno inoltre consolidate con due tipi di intervento:

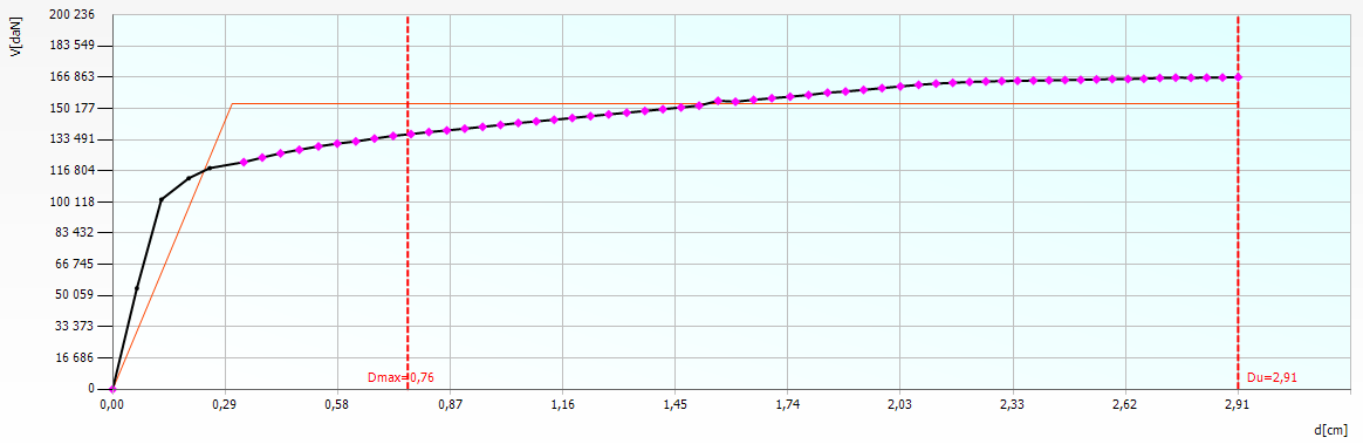
1. placcaggio con betoncino armato, per gli allineamenti esistenti in blocchi forati;
2. iniezioni di miscele leganti per la parete a geometria curvilinea in pietrame degli spogliatoi.

Infine si prevede la chiusura di una delle finestrature sul prospetto ovest al fine di creare un campo murario resistente in direzione parallela al lato lungo della pianta.

Si riporta il riepilogo dei valori dell'indice di sicurezza α_{PGA} (rapporto tra la PGA di capacità e la PGA di domanda) raggiunto per le analisi condotte secondo le due distribuzioni di forze previste dalla Normativa (gruppo 1: distribuzione proporzionale alle forze del I modo; gruppo 2: distribuzione proporzionale alle masse di piano):

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	☑	+X	Uniforme	0,00	0,14	2,55	0,73	0,12	1,92	0,62	0,06	0,19	0,05	0,12	4,924	4,728	3,288	2,661
2	☑	+X	Forze statiche	0,00	0,23	2,67	0,85	0,20	2,01	0,72	0,10	0,24	0,08	0,16	3,788	3,647	2,487	2,010
3	☑	-X	Uniforme	0,00	0,21	2,69	0,70	0,18	2,01	0,59	0,09	0,26	0,07	0,18	4,220	4,091	3,048	2,464
4	☑	-X	Forze statiche	0,00	0,33	2,98	0,80	0,28	2,23	0,68	0,14	0,38	0,11	0,25	3,510	3,396	2,740	2,213
5	☑	+Y	Uniforme	0,00	0,25	1,89	0,88	0,21	1,42	0,75	0,10	0,28	0,08	0,19	2,941	2,868	2,738	2,212
6	☑	+Y	Forze statiche	0,00	0,40	2,54	1,00	0,33	1,90	0,85	0,15	0,39	0,13	0,26	2,795	2,714	2,529	2,078
7	☑	-Y	Uniforme	0,00	0,29	3,23	1,06	0,22	2,42	0,90	0,11	0,24	0,09	0,16	3,772	3,317	2,264	1,829
8	☑	-Y	Forze statiche	0,00	0,81	3,06	1,48	0,59	2,29	1,25	0,21	0,36	0,17	0,24	2,608	2,407	1,724	1,417
9	☑	+X	Uniforme	142,00	0,12	2,46	0,73	0,10	1,84	0,62	0,05	0,17	0,04	0,11	5,068	4,847	3,314	2,682
10	☑	+X	Uniforme	-142,00	0,18	2,70	0,79	0,16	2,02	0,67	0,08	0,23	0,06	0,16	4,376	4,204	3,058	2,473
11	☑	+X	Forze statiche	142,00	0,19	2,53	0,83	0,17	1,90	0,71	0,08	0,23	0,07	0,15	3,993	3,842	2,878	2,327
12	☑	+X	Forze statiche	-142,00	0,27	2,72	0,86	0,23	2,04	0,73	0,11	0,32	0,09	0,21	3,529	3,405	2,805	2,266
13	☑	-X	Uniforme	142,00	0,17	2,53	0,70	0,14	1,90	0,59	0,07	0,24	0,06	0,16	4,502	4,354	3,447	2,788
14	☑	-X	Uniforme	-142,00	0,27	3,72	0,77	0,23	2,79	0,66	0,11	0,30	0,09	0,20	4,689	4,477	2,749	2,221
15	☑	-X	Forze statiche	142,00	0,29	2,44	0,75	0,25	1,83	0,64	0,12	0,34	0,10	0,23	3,286	3,214	2,828	2,284
16	☑	-X	Forze statiche	-142,00	0,38	4,24	0,85	0,32	3,18	0,72	0,16	0,41	0,13	0,27	4,251	4,045	2,636	2,166
17	☑	+Y	Uniforme	168,63	0,25	1,99	0,93	0,22	1,50	0,80	0,11	0,23	0,09	0,15	2,959	2,870	2,194	1,773
18	☑	+Y	Uniforme	-168,63	0,24	2,10	0,83	0,21	1,58	0,71	0,10	0,29	0,08	0,19	3,246	3,155	2,890	2,335
19	☑	+Y	Forze statiche	168,63	0,37	2,35	1,03	0,30	1,76	0,88	0,14	0,34	0,12	0,23	2,764	2,665	2,412	1,982
20	☑	+Y	Forze statiche	-168,63	0,58	2,76	0,95	0,49	2,07	0,79	0,23	0,62	0,18	0,41	2,526	2,476	2,706	2,223
21	☑	-Y	Uniforme	168,63	0,29	3,12	1,08	0,21	2,34	0,92	0,10	0,23	0,08	0,15	3,701	3,255	2,222	1,795
22	☑	-Y	Uniforme	-168,63	0,25	3,09	1,03	0,19	2,32	0,88	0,10	0,22	0,08	0,15	3,894	3,424	2,338	1,889
23	☑	-Y	Forze statiche	168,63	0,85	3,20	1,45	0,61	2,40	1,22	0,23	0,40	0,18	0,27	2,620	2,465	1,766	1,451
24	☑	-Y	Forze statiche	-168,63	0,76	2,91	1,53	0,54	2,18	1,29	0,18	0,30	0,15	0,20	2,610	2,332	1,670	1,372

Si riporta la curva push-over dell'analisi più gravosa (analisi 24, α_{PGA}**=1.372**, SLO):



Come si vede dai risultati numerici, i valori dell'indice di sicurezza sono maggiori dell'unità per tutte le verifiche condotte nei vari stati limite (SLV, SLD e SLO) e pertanto l'edificio risulta simicamente adeguato.

9.1.1 FONDAZIONI ESISTENTI

Le fondazioni esistenti sono di tipo superficiale e la geometria è stata dedotta dai grafici del progetto originario e dal saggio eseguito come descritto nella relazione sul Processo di Conoscenza allegata al presente progetto.

La valutazione della sicurezza delle fondazioni esistenti viene effettuata con riferimento al paragrafo 8.3 del D.M. 17.01.2018 dove si riporta:

(...)

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

– nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;

– siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;

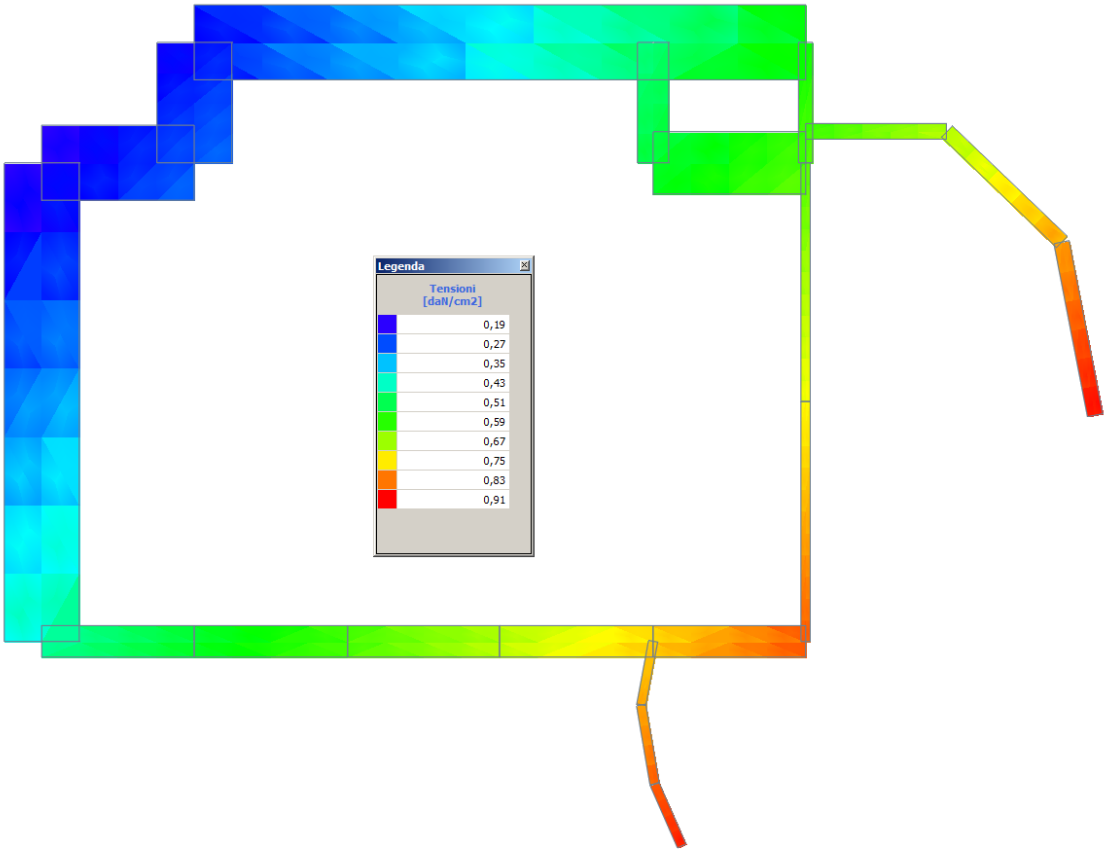
– siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti.

(...)

Dai rilievi condotti si è potuto appurare l'assenza di dissesti delle strutture in elevazione e l'assenza di fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione.

Si riportano le tensioni sul terreno allo SLV (inviluppo):



Modello PAL_06-tensioni sul terreno (inviluppo SLV)

Le tensioni agenti risultano inferiori alla capacità portante del terreno (come dettagliato nella Relazione Geotecnica) e pertanto le condizioni di cui al paragrafo 8.3 del D.M. 17.01.2018 si ritengono soddisfatte.

9.1.2 GIUNTO SCUOLA-PALESTRA

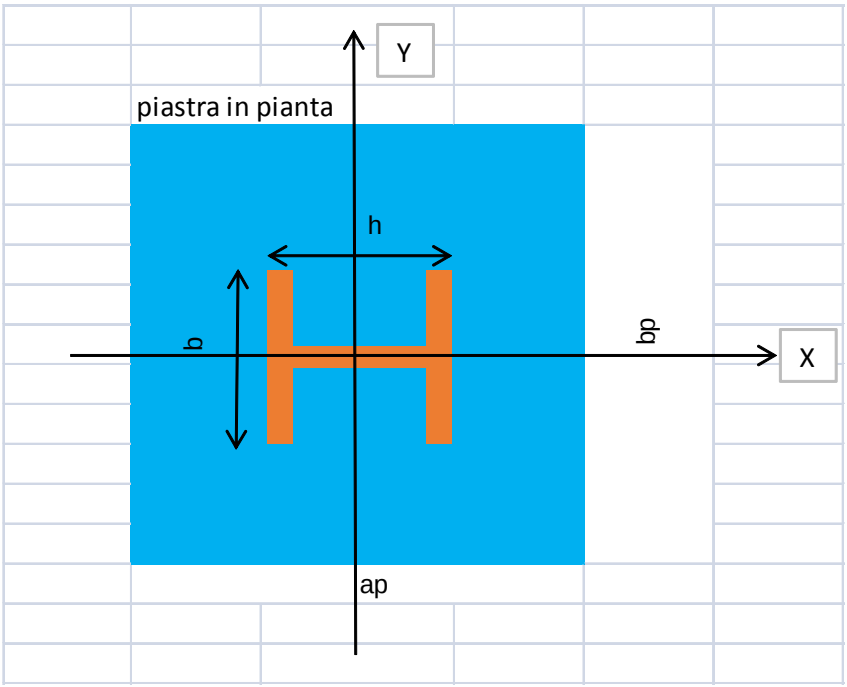
Il giunto tra la palestra e la scuola viene realizzato mediante un nuovo telaio metallico con profilati HEB 200. Le verifiche di sicurezza del telaio incastrato alla base, sono state condotte in fase di analisi push-over in quanto il modello eseguito comprende anche il telaio.

Si riporta la verifica in campo statico della trave di luce maggiore calcolata con schema di semplice appoggio.

TRAVE HEB 200 (telaio giunto scuola/palestra)						
Luce netta L_n=	4.60	m				
Luce di calcolo L_c=1.05*L_n=	4.83	m				
Fascia d'influenza b=	1.93	m	LUCE MASSIMA SOLAIO INGRESSO			
carichi a metro quadrato						
carico permanente G_1=	248	kg/m^2	γ_{G1}=1.3			
carico permanente portato G_2=	160	kg/m^2	γ_{G2}=1.5			
carico variabile Q_k=	226	kg/m^2	γ_Q=1.5			
carichi a metro lineare						
Peso proprio longarina p_p=	61.3	kg/m	γ_{G1}=	1.3	(HEB 200)	
carico permanente G_1=	477	kg/m	γ_{G1}=	1.3		
carico permanente portato G_2=	308	kg/m	γ_{G2}=	1.5		
carico variabile Q_k=	435	kg/m	γ_Q=	1.5		
Carico Totale						
q_{SLU}=	1815	kg/m				
$q_{SLE,rara}$=	1282	kg/m				
profilo						
acciaio classe S275						
tensione snervamento f_{yk}=	2750	kg/cm^2				
modulo elastico E=	2100000	kg/cm^2				
coefficiente parziale γ_{M0}=	1.05					
profilo	HEB 200					
altezza h=	200	mm				
base b=	200	mm				
spessore anima t_w=	9	mm				
spessore ali t_f=	15	mm				
raggio di raccordo r=	10	mm				
area A=	78.1	cm^2	n. profili	1		
momento inerzia J_x=	5696	cm^4	$J_{x,tot}$	5696	cm^4	
modulo inerzia W_x=	570	cm^3	$W_{x,tot}$	570	cm^3	
area a taglio A_V=	22.45	cm^2	$A_{V,tot}$	22.45	cm^2	
verifiche SLU						
momento massimo M_{max}=q*L_c^2/8	5292	kgm				
taglio massimo V_{max}=q*L_c/2	4383	kg				
verifica a taglio						
taglio resist. $V_{c,Rd}$=A_V*f_{yk}/**(radq3*γ_{M0})**=	33947	kg	>	V_{max}=	4383	kg
verifica a flessione						
Il taglio massimo è inferiore al 50% del taglio resistente,						
quindi non c'è nessuna riduzione sul momento resistente						
mom. resist. $M_{c,Rd}$=W_x*f_{yk}/γ_{M0}=	14929	kgm	>	M_{max}=	5292	kgm
verifiche SLE						
freccia max f_{max}=(5/384)*(q*L_c^4)/(E*J_x)=	0.76	cm				
freccia max acc. $f_{max,acc}$=(5/384)*(q_{acc}*L_c^4)/(E*J_x)=	0.26	cm				
verifica di deformabilità						
freccia limite f_{lim}=L_c/500=	0.92	cm	>	f_{max}=	0.76	cm
freccia limite acc. $f_{lim,acc}$=L_c/500=	0.92	cm	>	$f_{max,acc}$=	0.26	cm

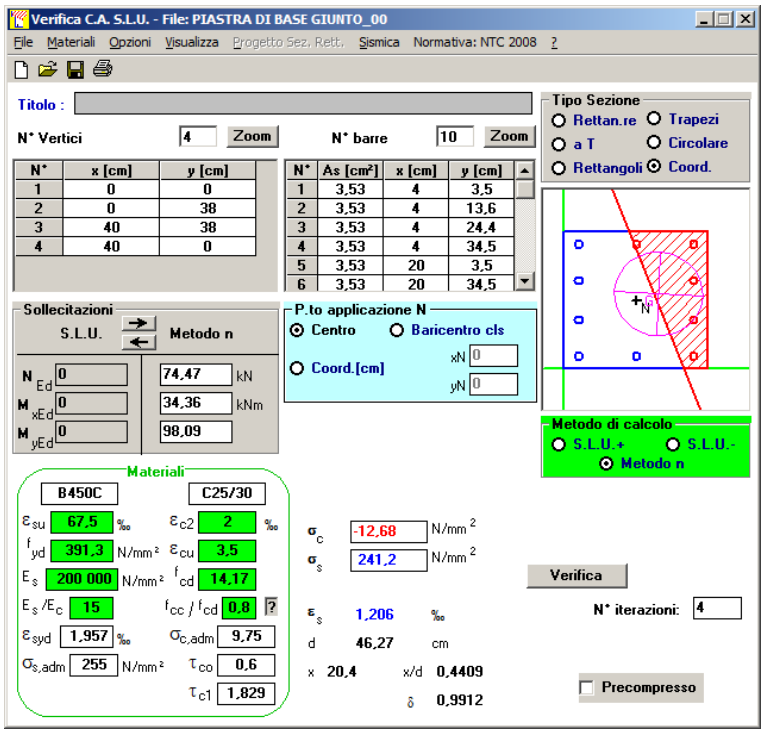
Si esegue il calcolo del nodo di base nella condizione più gravosa allo SLV. Si prevedono 10 tirafondi Ø24 di lunghezza 25 cm annegati nel getto della platea ed ancorati con piastre.

Lo schema di calcolo è il seguente:



Si effettua il calcolo delle tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nei tirafondi mediante il software VcaSLU nelle condizioni più gravose.

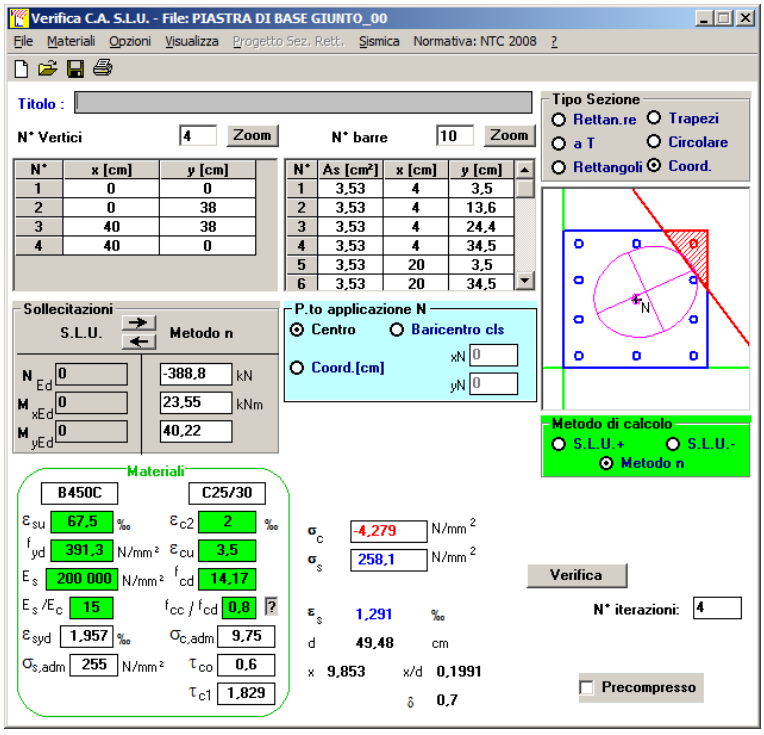
	analisi 2 (X)	analisi 20 (Y)
N	-74.47 kN	388 kN
Mx	98.09 kNm	40.22 kNm
My	34.36 kNm	23.55 kNm



SLV – analisi 2

$\sigma_{c,max}$ = 12.68 N/mm² massima compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{s,max}$ = 241.2 N/mm²massima trazione nei tirafondi



SLV – analisi 20

$\sigma_{c,max}$ = 4.27 N/mm² massima compressione nel calcestruzzo

$\sigma_{s,max}$ = 258.1 N/mm²massima trazione nei tirafondi

PROGETTO PIASTRA DI FONDAZIONE IN ACCIAIO - HEB 200 - SLV

MATERIALI

Acciaio	S275		Rck Cls	30		Classe tirafondi		8.8

VERIFICA TENSIONI DI CALCOLO (VCA_SLU)

LATO a_p								
Cls	$\sigma_{c,max}$ [N/mm^2]	12.68			Tirafondi	$\sigma_{s,max}$ [N/mm^2]	241.20	
	f_{cd} [N/mm^2]	14.11	**OK!**			f_{ybd} [N/mm^2]	564	**OK!**
LATO b_p								
Cls	$\sigma_{c,max}$ [N/mm^2]	4.27			Tirafondi	$\sigma_{s,max}$ [N/mm^2]	258.10	
	f_{cd} [N/mm^2]	14.11	**OK!**			f_{ybd} [N/mm^2]	564	**OK!**

CARATTERISTICHE DI PIASTRA, PROFILO DI BASE E TIRAFONDI

Dimensioni piastra				Profilato	HEB200		Tirafondi	
a_p [cm]	b_p [cm]	s_p [cm]		b [cm]	h [cm]		n.	Ø [mm]
40	38	2		20	20		10	24

VERIFICA DELLA PIASTRA

LATO a_p (rispetto alla pianta della piastra, a_p è il lato orizzontale)

Sollecitazioni

Zona compressa					Zona tesa		$n_{tir,tesi}$	3
M_{ed}					M_{ed}			
[kNm]		**TS**			[kNm]		**TS**	
20.54		**0.69**	**OK!**		22.99		**0.77**	**OK!**

Sezione resistente

Irrigidimenti								
s_c [cm]	1.5	1.5						
h_c [cm]	10	10						
A	S_x	y_G	I_G	$W_{el,inf}$	$M_{Rd,inf}$	$W_{el,sup}$	$M_{Rd,sup}$	**M_{Rd}**
[cm^2]	[cm^3]	[cm]	[cm^4]	[cm^3]	[kNm]	[cm^3]	[kNm]	**[kNm]**
110	290	2.64	1062	402.87	105.51	113.43	29.71	**29.71**

LATO b_p (rispetto alla pianta della piastra, b_p è il lato verticale)

Sollecitazioni

Zona compressa					Zona tesa		$n_{tir,tesi}$	4
M_{ed}					M_{ed}			
[kNm]		**TS**			[kNm]		**TS**	
8.11		**0.19**	**OK!**		36.44		**0.86**	**OK!**

Sezione resistente

Irrigidimenti								
s_c [cm]	1.5	1.5	1.5					
h_c [cm]	10	10	10					
A	S_x	y_G	I_G	$W_{el,inf}$	$M_{Rd,inf}$	$W_{el,sup}$	$M_{Rd,sup}$	**M_{Rd}**
[cm^2]	[cm^3]	[cm]	[cm^4]	[cm^3]	[kNm]	[cm^3]	[kNm]	**[kNm]**
121	391	3.23	1418	438.77	114.92	161.70	42.35	**42.35**

VERIFICA DEI TIRAFONDI

Taglio-trazione							
$F_{v,Ed}$	$F_{t,Ed}$	$F_{v,Rd}$	$F_{t,Rd}$		**NTC18**		
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		**f. (4.2.71)**		
1.88	91.11	135.55	203.33	**OK!**	0.33	**OK!**	

Luglio, 2020

I Progettisti

Ing. Claudio Consorti

Ing. Alessio Consigli