



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Ministero dell'Istruzione



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



Provincia di Mantova

COMUNE DI ROVERBELLA

Via Solferino e San Martino, 1

OGGETTO

MISSIONE 4 - ISTRUZIONE E RICERCA - COMPONENTE 1 - POTENZIAMENTO DELL'OFFERTA DEI SERVIZI DI ISTRUZIONE: DAGLI ASILI NIDO ALLE UNIVERSITÀ - INVESTIMENTO 3.3 "PIANO DI MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA SCOLASTICA", FINANZIAMENTO DALL'UNIONE EUROPEA - NEXT GENERATION - EU

PROGETTO ESECUTIVO PER GLI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DELLA SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO UBICATA IN VIA TRENTO E TRIESTE N.2 NEL COMUNE DI ROVERBELLA (MN)



N° ELABORATO

R01.1

ELABORATO

RELAZIONE STRUTTURALE E GEOTECNICA

COMMITTENTE

COMUNE DI ROVERBELLA

Via Solferino e San Martino 1

PROGETTISTA

ING. SIMONE QUAGLIA

Strutture & Progetti Ingegneria



CODIFICA: PD_021-23_R01.1

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO
0	16.06.2023	Prima emissione	A.G.	S.Q.
1	28.07.2023	Seconda emissione – aggiornamento per verifica	A.G.	S.Q.



**STRUTTURE
& PROGETTI
INGEGNERIA**

Via Monte Baldo, 10 c/o Airport Center – Edificio 2
37069 Villafranca di Verona (VR)
T. (+39) 045 861 9343 F. (+39) 045 861 8392
mail info@struttureprogetti.it
web www.struttureprogetti.it

Sommario

1	PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
3	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	10
4	INTERVENTI SULLE STRUTTURE.....	12
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	15
5.1	UNITÀ STRUTTURALE n.1	15
5.2	UNITÀ STRUTTURALE n.2	17
5.3	UNITÀ STRUTTURALE n.3	19
5.4	UNITÀ STRUTTURALE n.5	22
5.5	UNITÀ STRUTTURALE n.6	24
6	ANALISI DEI CARICHI	27
6.1	CARICHI SUI SOLAI.....	27
6.2	NEVE.....	30
6.2.1	ACCUMULO	31
6.3	AZIONE SISMICA ATTESA	32
7	FATTORE DI COMPORTAMENTO	35
8	COEFFICIENTE DI FESSURAZIONE.....	39
9	DESCRIZIONE DEI MODELLI AD ELEMENTI FINITI.....	41
10	UNITÀ STRUTTURALE n°1	46
10.1	STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO STATICO	46
10.2	STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%.....	48
10.3	VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%	52
10.4	VERIFICA DEL NUOVO SOLAIO IN LEGNO-C.A. ALLEGGERITO	62
11	UNITÀ STRUTTURALE n°2	66
11.1	STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%.....	66
11.2	VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA.....	68
11.3	VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN C.A.....	71

11.4	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI OPERATIVITÀ ALLO SLO CON AZIONE SISMICA ATTESA AL 80%	81
11.5	VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%	82
11.6	VERIFICA DELLE TRAVI IN ACCIAIO DI RINFORZO AL SOLAIO	89
11.7	VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE	90
11.7.1	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE CON DOPPIO SETTO	92
11.7.2	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE CON SETTO SINGOLO	95
11.8	VERIFICA STRUTTURALE DELLA SEZIONE DEL MICROPALO	98
11.9	VERIFICA STRUTTURALE DEL GIUNTO FILETTATO MASCHIO - FEMMINA	99
11.10	VALUTAZIONE GIUNTO SISMICO	100
12	UNITÀ STRUTTURALE n°3	102
12.1	STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO STATICO	102
12.1.1	VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA	102
12.1.2	VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA NUOVA	104
12.1.3	VERIFICA DEGLI ELEMENTI PILASTRO IN C.A.	107
12.1.4	VERIFICA DEGLI ELEMENTI TRAVE IN C.A.	110
12.1.5	VERIFICA DELLA TRAVE AD L LATO STRADA	115
12.2	STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%	122
12.3	VERIFICA DEL NUOVO SETTO IN C.A. LATO CORTILE INTERNO	127
12.4	VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%	132
12.5	VERIFICA DELLE NUOVE FONDAZIONI IN C.A.	144
12.6	VERIFICA FONDAZIONI IN C.A. CON ALLARGAMENTO A T	148
12.7	VERIFICA DELLE PRESSIONI AL SUOLO	152
12.8	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI	153
12.9	VALUTAZIONE GIUNTO SISMICO	154
13	UNITÀ STRUTTURALE n°5	155

13.1	STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%.....	155
13.2	VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA.....	157
13.3	VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA NUOVA	161
13.4	VERIFICA DEGLI ELEMENTI PILASTRO IN C.A. ESISTENTI.....	163
13.5	VERIFICA DELL' ELEMENTO PILASTRO IN C.A. NUOVO	166
13.6	VERIFICA DEGLI ELEMENTI TRAVE IN C.A.....	170
13.7	VERIFICA DEI NUOVI ELEMENTI TRAVE E CORDOLO IN C.A.	173
13.8	VERIFICA SOLAI.....	179
13.8.1	SOLAIO LATO STRADA.....	179
13.8.2	SOLAIO LATO CORTILE INTERNO.....	183
13.9	VERIFICA DELLE NUOVE FONDAZIONI IN C.A.	186
13.10	VERIFICA FONDAZIONI IN C.A. CON ALLARGAMENTO.....	189
13.11	VERIFICA DELLE PRESSIONI AL SUOLO.....	193
13.12	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI	194
13.13	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI OPERATIVITÀ ALLO SLO CON AZIONE SISMICA ATTESA AL 80%	195
13.14	VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%.....	196
13.15	VALUTAZIONE GIUNTO SISMICO.....	200
14	UNITÀ STRUTTURALE n°6	201
14.1	STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%.....	201
14.2	VERIFICA DEGLI ELEMENTI PILASTRO IN C.A. ESISTENTE	203
14.3	VERIFICA DEGLI ELEMENTI PILASTRO IN C.A. INGROSSATI	206
14.4	VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN C.A. NUOVI.....	210
14.5	VERIFICA DEGLI ELEMENTI TRAVE IN C.A. NUOVI.....	214
14.6	VERIFICA DEGLI ELEMENTI TRAVE E CONTROVENTO IN ACCIAIO	217
14.7	VERIFICA DEI NODI PIÙ SOLLECITATI COLLEGAMENTO TRAVE – CONTROVENTO – COLONNA	221

14.7.1	NODO INTERMEDIO.....	221
14.7.2	NODO SUPERIORE	236
14.7.3	NODO INFERIORE	247
14.7.4	NODO A CROCE.....	258
14.7.5	COLLEGAMENTO TRAVE ORRIZZONTALE	263
14.8	VERIFICA DEL COLLEGAMENTO TRA LA TRAVE T1 E LA TRAVE ESISTENTE.....	270
14.9	VERIFICA RITEGNI TRA ELEMENTI STRUTTURALI – COLLEGAMENTO TEGOLO- TRAVE	272
14.10	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONI DEI NUOVI PILASTRI E SETTI	282
14.10.1	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE PLINTO CON DOPPIO PILASTRO 284	
14.10.2	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE PLINTO AD L	288
14.10.3	VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE PLINTO CON SINGOLO PILASTRO 293	
14.11	VERIFICA STRUTTURALE DELLA SEZIONE DEL MICROPALO	296
14.12	VERIFICA STRUTTURALE DEL GIUNTO FILETTATO MASCHIO - FEMMINA.....	297
14.13	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI OPERATIVITÀ ALLO SLO CON AZIONE SISMICA ATTESA AL 80%	299
14.14	VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%.....	300
15	QUADRO RIASSUNTIVO	314

1 PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali degli edifici di cui è composto l'istituto scolastico oggetto di studio nella condizione di progetto.

L'istituto è costituito dalle seguenti strutture:

- Unità strutturale n°1 – struttura storica
- Unità strutturale n°2 – struttura di più recente costruzione corpo 1
- Unità strutturale n°3 – struttura di più recente costruzione corpo 2
- Unità strutturale n°4 – atrio
- Unità strutturale n°5 – locali annessi alla palestra, spogliatoi, archivi
- Unità strutturale n°6 – palestra



Ortofoto



Individuazione delle unità strutturali

Individuate le principali carenze strutturali dei manufatti, verranno definiti i principali interventi di rinforzo e miglioramento da attuarsi, al fine di adeguare la struttura e raggiungere un livello di sicurezza strutturale pari al 80% di quello previsto per un edificio di nuova costruzione (capacità / domanda sismica 0,80).

Nella presente relazione non verrà trattata l'unità strutturale n.4 in quanto, come indicato nello studio di vulnerabilità sismica eseguito dall'Ing. Marco Gallotta nell'ottobre 2020, l'edificio risulta avere già un rapporto capacità su domanda maggiore dell'80% e pertanto si ritiene adeguato sismicamente.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento utilizzata per il calcolo delle strutture è la seguente:

- **L.P.R. n° 1086 del 5 novembre 1971:** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **L.P.R. n° 64 del 2 febbraio 1974:** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- **D.P.R. n. 380 del 6 giugno 2001:** “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- **O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003:** Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone;
- **O.P.C.M. n. 3519 del 28 aprile 2006:** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica;
- **L.R. Lombardia n° 33 del 12 ottobre 2015:** “Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”;
- **D.G.R. Lombardia n° 2129 del 14 luglio 2014:** “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)”;
- **UNI EN 1992-1-1:2015:** “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo, parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- **D.M. Min. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare C.S.LL.PP. n° 7 del 21 gennaio 2019:** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

3 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

In accordo con quanto espresso nella “relazione geologica-geotecnica sismica” a cura del Dott. Geologo Cristiano Marconcini datata dicembre 2021, si riporta la tabella della stratigrafia della zona interessata con le caratteristiche dei vari strati:

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria
2.1	17.26	18.44	0.0	0.0	30.5968	4903.33	5176.83	0.0	0.0	0.0
4.2	14.97	19.13	37.63	92.6728	0.0	14219.64	5513.3	0.33	0.0	0.0
3.0	15.37	19.38	37.4	0.0	0.0	15935.81	6218.4	0.32	0.0	0.0
6.0	15.76	19.61	37.18	0.0	0.0	17651.97	6923.5	0.31	0.0	0.0
4.8	19.15	21.69	42.0	0.0	0.0	43639.59	17599.02	0.2	0.0	0.0

Per quanto riguarda lo strato due, che presenta sia l'angolo d'attrito che la coesione, deve essere trattato o solo come terreno sciolto o solo come terreno coesivo.

La falda risulta posizionata ad una profondità di -1,8/-2,0 m dal piano di campagna.

Sempre in accordo con quanto espresso nella “relazione geologica-geotecnica sismica” si utilizza una costante di sottofondazione alla Winkler pari a 1,34 daN/cm³.

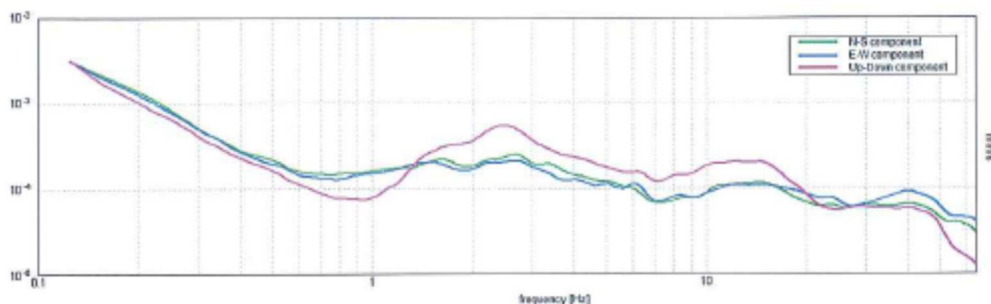
La caratterizzazione sismica del terreno di fondazione è anch'essa desumibile da quanto richiamato nella relazione geologica a firma del Dott. Geol. Cristiano Marconcini.

Le indagini eseguite in situ hanno consentito di catalogare il terreno appartenente alla **categoria**

tipo	PROFILO STRATIGRAFICO	PARAMETRI		
		VS30 m/s	NSPT	cu kPa
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi	> 800		
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	< 800 > 360	> 50	> 50
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza	< 360 > 180	< 50 > 15	< 250 > 70
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di VS30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con VS30 > 800m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 1 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (PI > 40) e contenuto di acqua	< 100		< 20 > 10
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

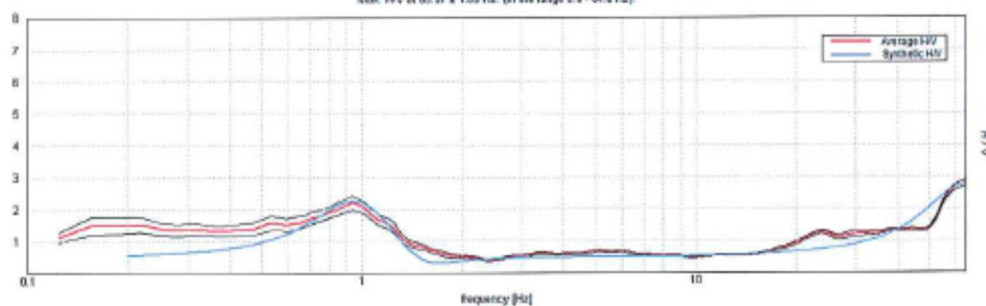
B.

SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



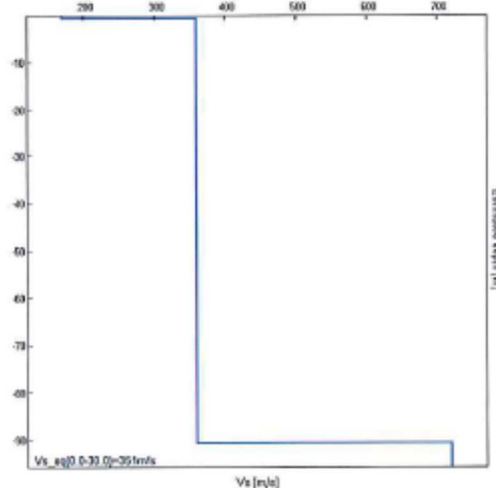
H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. HV at 63.57 a 1.59 Hz. (In the range 0.8 - 64.8 Hz)



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.65	0.65	170	0.42
90.65	90.00	360	0.42
inf.	inf.	720	0.42

Vs_eq(0.0-30.0)=351m/s



Alla luce dell'orografia del territorio, si ritiene che sia da trascurare l'effetto topografico sulla risposta sismica locale, essendo attribuibile ad una **categoria topografica T1** con un coefficiente topografico che si può assumere pari a $S_T = 1$.

4 INTERVENTI SULLE STRUTTURE

Lo studio di vulnerabilità sismica, eseguito dall'Ing. Marco Gallotta nell'ottobre 2020, aveva individuato una serie di criticità strutturali sugli edifici costituenti il complesso scolastico L. Benati, che portano tali strutture, allo stato di fatto, a non raggiungere i livelli di sicurezza statici e sismici secondo le normative vigenti.

Il progetto in oggetto prevede quindi di attuare tutta una serie di interventi, al fine di soddisfare tutte le verifiche statiche evidenziate nella vulnerabilità sismica e raggiungere una capacità strutturale pari all'80% dell'azione sismica prevista dalle attuali norme per le costruzioni.

Al fine di ripristinare valori del rapporto Capacità / Domanda sismica $\zeta_{SLV} = 0,80$ per ciascuna unità strutturale, si ritiene di porre in essere i seguenti interventi strutturali:

Unità strutturale n.1

- **Iniezioni con miscele leganti a base di calce idraulica naturale:** le pareti perimetrali ed interne della struttura vengono rinforzate attraverso iniezioni di miscele legati a bassa pressione che penetrano nei vuoti aumentandone le caratteristiche meccaniche e la rigidità delle pareti.
- **Intonaco armato:** alcune pareti interne e gli angoli interni della struttura vengono rinforzate tramite placcatura con reti in FRP per aumentarne le caratteristiche di resistenza e di duttilità. Lo stesso intervento viene eseguito anche per le fasce sopra e sotto finestra per evitare il distacco in caso di rottura.
- **Realizzazione di piano rigido:** si realizza un nuovo piano rigido sul secondo solaio nella zona corridoio per consentire una migliore redistribuzione delle forze sismiche a tutte le pareti perimetrali della struttura e migliorarne il comportamento sotto tali azioni.
- **Realizzazione di giunto sismico:** allo stato attuale la struttura non presenta un giunto sismico adeguato nella zona di interfacci tra la US1 e la US2. La realizzazione di un nuovo giunto consente di evitare possibili fenomeni di battimento tra le strutture.

Unità strutturale n.2

- **Intonaco armato:** le pareti perimetrali ed interne della struttura vengono rinforzate tramite placcatura con reti in FRP per aumentarne le caratteristiche di resistenza e di duttilità.
- **Realizzazione di nuovi setti in c.a.:** allo stato attualmente la struttura risulta sprovvista di un sistema resistente sismico nella direzione trasversale al suo sviluppo; in fase progettuale tale carenza viene compensata con la realizzazione di alcuni nuovi setti in c.a.

- **Realizzazione di giunto sismico:** allo stato attuale la struttura non presenta un giunto sismico adeguato sia nella zona di interfacci tra la US1 e la US2 sia nella zona di interfacci tra la US2 e la US3. La realizzazione di un nuovo giunto consente di evitare possibili fenomeni di battimento tra le strutture.

Unità strutturale n.3

- **Regolarizzazione dei setti murari tramite scuci-cuci:** nella direzione longitudinale della struttura si eseguono interventi di regolarizzazione dei maschi murari e chiusura delle aperture non utilizzate, per dare una migliore continuità ed uniformare rigidezze e resistenze ai vari piani, ottenendo una migliore regolarità in altezza.
- **Intonaco armato:** le pareti perimetrali ed interne della struttura al piano terra vengono rinforzate tramite placcatura con reti in FRP per aumentarne le caratteristiche di resistenza e di duttilità. Lo stesso intervento viene eseguito anche per le fasce sopra e sotto finestra per evitare il distacco in caso di rottura.
- **Realizzazione di nuovi setti in muratura:** allo stato attualmente la struttura risulta carente sismicamente nella direzione trasversale al suo sviluppo; in fase progettuale tale carenza viene compensato con la realizzazione di alcuni nuovi setti in muratura.
- **Allargamento di alcuni elementi in c.a.:** allargamento previsto per incrementare la resistenza degli elementi e dare continuità in elevazione ai sistemi resistenti esistenti ai piani superiori.
- **Realizzazione di giunto sismico:** allo stato attuale la struttura non presenta un giunto sismico adeguato sia nella zona di interfacci tra la US2 e la US3 sia nella zona di interfacci tra la US3 e la US4. La realizzazione di un nuovo giunto consente di evitare possibili fenomeni di battimento tra le strutture.

Unità strutturale n.5

- **Intonaco armato:** le pareti perimetrali della struttura vengono rinforzate tramite placcatura con reti in FRP per aumentarne le caratteristiche di resistenza e di duttilità.
- **Realizzazione di nuovi setti in muratura:** allo stato attualmente la struttura risulta carente sismicamente nella direzione longitudinale al suo sviluppo; in fase progettuale tale carenza viene compensato con la realizzazione di alcuni nuovi setti in muratura. Inoltre per scollegare l'unità strutturale dalla palestra vendono realizzati dei nuovi setti nella zona di interfaccia per rendere tale struttura indipendente sismicamente.
- **Rinforzo solaio:** al fine di potenziare il solaio per garantire il soddisfacimento della sicurezza sotto i nuovi carichi si incremento le dimensioni dei travetti andando a riempire lo spazio delle pignatte a fasce alterne, aumentandone la capacità sia a flessione che a taglio.

- **Realizzazione di giunto sismico:** allo stato attuale la struttura non presenta un giunto sismico adeguato nella zona di interfacci tra la US5 e la US6. La realizzazione di un nuovo giunto consente di evitare possibili fenomeni di battimento tra le strutture.

Unità strutturale n.6

- **Realizzazione di nuovi setti in c.a. e controventature in acciaio:** allo stato attualmente la struttura non è in grado di sopportare le azioni sismiche nelle due direzioni principali, pertanto si va a realizzare un sistema di controventature in acciaio nella direzione longitudinale ed un notevole potenziamento della sezione dei pilastri in c.a. nella direzione trasversale.
- **Realizzazione di giunto sismico:** allo stato attuale la struttura non presenta un giunto sismico adeguato nella zona di interfacci tra la US5 e la US6. La realizzazione di un nuovo giunto consente di evitare possibili fenomeni di battimento tra le strutture.
- **Posizionamento di elementi di ritenuta per i tegoli prefabbricati di copertura della palestra:** sono previsti degli ancoraggi a piastra metallica per il collegamento dei tegoli prefabbricati di copertura alla trave di bordo, che consentano il movimento traslazionale dell'elemento impedendo la perdita di appoggio;
- **Sistema antiribaltamento delle pareti perimetrali della palestra:** si prevede l'applicazione di un sistema di placcatura localizzata sui lati verticali delle pareti volto a impedire l'attivazione del meccanismo di collasso per ribaltamento.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Alla luce dei riscontri ottenuti dall'esecuzione delle prove sugli elementi in muratura dell'unità strutturale 1 e quanto riportato sulla relazione di vulnerabilità sismica datata 5 ottobre 2020 a firma del Dott. Ing. Marco Gallotta di Tecnoindagini Srl, si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche assunte per i materiali strutturali, ed utilizzate in sede di modellazione numerica. Tali valori vengono ridotti in funzione del livello di conoscenza acquisito, assunto pari a LC2, concordemente con quanto riportato nella relazione di vulnerabilità sopra richiamata.

5.1 UNITÀ STRUTTURALE n.1

MURATURA IN PIETRA

Le murature in pietra rientrano nella categoria “*Murature in pietra disordinata*” proposti dalla circolare 21/01/2019 n°7/C.S.LL.PP nella tabella C8.5.I al paragrafo C8.5.3

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19

prese nei suoi valori medi sia per le resistenze che per le rigidezze (corrispondente al livello di conoscenza tipo LC2):

- $f_m = 1,5 \text{ N/mm}^2 = 15 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 0,025 \text{ N/mm}^2 = 0,25 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 870 \text{ N/mm}^2 = 8700 \text{ daN/cm}^2$
- $p.p. = 19 \text{ kN/m}^3$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza) risultano:

- $f_m = 15 \text{ daN/cm}^2 / 1,20 = 12,5 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 0,25 \text{ daN/cm}^2 / 1,20 = 0,21 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 8700 \text{ daN/cm}^2 / 1,20 = 7250 \text{ daN/cm}^2$

Nello stato di progetto – per gli elementi murari che prevedono degli interventi di consolidamento con iniezioni – si ritiene di poter utilizzare i seguenti valori meccanici di progetto:

- $f_m = 12,5 \text{ daN/cm}^2 \times 2 = 25,0 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 0,21 \text{ daN/cm}^2 \times 2 = 0,42 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 7250 \text{ daN/cm}^2 \times 2 = 14500 \text{ daN/cm}^2$

Nello stato di progetto – per gli elementi murari che prevedono degli interventi di consolidamento con iniezioni ed intonaco armato – si ritiene di poter utilizzare i seguenti valori meccanici di progetto:

- $f_m = 12,5 \text{ daN/cm}^2 \times 3,5 = 43,75 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 0,21 \text{ daN/cm}^2 \times 3,5 = 0,73 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 7250 \text{ daN/cm}^2 \times 2 = 14500 \text{ daN/cm}^2$

MATERIALI PER NUOVA COSTRUZIONE

LEGNO MASSICCIO PER TRAVI E ASSITO

Tipologia di legno massiccio C24

Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione parallela alle fibre $f_{t,0,k} = 14,5 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alle fibre $f_{t,90,k} = 0,4 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a compressione parallela alle fibre $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alle fibre $f_{c,90,k} = 2,5 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k} = 4,0 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio parallelo alle fibre $E_{0,mean} = 11000 \text{ MPa}$

Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre $E_{0,05} = 7400 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre $E_{90,mean} = 370 \text{ MPa}$

Modulo di taglio $G_{mean} = 690 \text{ MPa}$

CALCESTRUZZO ALLEGGERITO PER CAPPA COLLABORANTE

Classe di resistenza LC30/33 ($R_{ck} = 33$) conforme alle NTC 2018

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 33 \text{ MPa}$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctm} = 2,62 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio $E_{cm} = 23219 \text{ MPa}$

Classe di massa per unità di volume D1,7 (UNI EN 206-1)

Classe di consistenza S5 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Classe di esposizione XC2 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

ACCIAIO IN BARRE DA C.A.

Tipo B450C conforme alle NTC 2018

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Modulo elastico $E_y = 210000 \text{ MPa}$

5.2 UNITÀ STRUTTURALE n.2

MATERIALI ESISTENTI

MURATURA IN MATTONI FORATI

Le murature laterizie rientrano nella categoria tipologia “*Muratura in blocchi laterizi semipieni con malta cementizia (foratura ≤40%)*” proposti dalla circolare 21/01/2019 n°7/C.S.LL.PP nella tabella C8.5.I al paragrafo C8.5.3

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ ₀ (N/mm ²)	f _{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

prese nei suoi valori medi sia per le resistenze che per le rigidezze (corrispondente al livello di conoscenza tipo LC2):

- $f_m = 6,5 \text{ N/mm}^2 = 65 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 0,125 \text{ N/mm}^2 = 1,25 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 0,28 \text{ N/mm}^2 = 2,8 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 4550 \text{ N/mm}^2 = 45500 \text{ daN/cm}^2$
- $p.p. = 15 \text{ kN/m}^3$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza) risultano:

- $f_m = 65 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 54,16 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 1,25 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 1,04 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 2,8 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 2,33 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 45500 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 37916,6 \text{ daN/cm}^2$

Nello stato di progetto – a seguito degli interventi di consolidamento delle murature con intonaco armato – si ritiene di poter utilizzare i seguenti valori meccanici di progetto per murature consolidate ambo i lati:

- $f_m = 54,16 \text{ daN/cm}^2 \times 1,30 = 70,41 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 1,04 \text{ daN/cm}^2 \times 1,30 = 1,35 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 2,33 \text{ daN/cm}^2 \times 1,30 = 3,03 \text{ daN/cm}^2$

per murature consolidate solo su un lato:

- $f_m = 54,16 \text{ daN/cm}^2 \times 1,15 = 62,28 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 1,04 \text{ daN/cm}^2 \times 1,15 = 1,20 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 2,33 \text{ daN/cm}^2 \times 1,15 = 2,68 \text{ daN/cm}^2$

MATERIALI PER NUOVA COSTRUZIONE

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Classe di resistenza C25/30 (R_{ck} 30) conforme alle NTC 2018

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30$ MPa

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 25$ MPa

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,79$ MPa

Modulo elastico medio $E_{cm} = 31475$ MPa

Classe di consistenza S4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Classe di esposizione XC2 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Diametro massimo inerte 25 mm

Copriferro 40 mm

ACCIAIO IN BARRE DA C.A.

Tipo B450C conforme alle NTC 2018

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450$ MPa

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540$ MPa

Modulo elastico $E_y = 210000$ MPa

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

profili laminati a caldo classe S275 JR

acciaio conforme alla UNI EN 10025-1 e alla UNI EN 10210-1

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 275$ MPa

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 430$ MPa

Modulo elastico $E_y = 210000$ MPa

Classe di esecuzione EXC2

MISCELA CEMENTIZIA AD ALTA DENSITÀ

Classe di resistenza C25/30 (R_{ck} 30) conforme alle NTC 2018

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30$ MPa

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 25$ MPa

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,79$ MPa

Modulo elastico medio $E_{cm} = 31475$ MPa

Rapporto acqua-cemento 0,5

Additivi: è consentito l'impiego di tutti gli additivi per impasti cementizi previsti dalla norma UNI 934 parti 2-3-4-5

ARMATURA MICROPALI

profili laminati a caldo classe S355 JR

acciaio conforme alla UNI EN 10025-1 e alla UNI EN 10210-1

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 510$ MPa

Modulo elastico $E_y = 210000$ MPa

Classe di esecuzione EXC2

5.3 UNITÀ STRUTTURALE n.3

MURATURA IN MATTONI FORATI

Le murature laterizie rientrano nella categoria tipologia “*Muratura in blocchi laterizi semipieni con malta cementizia (foratura $\leq 40\%$)*” proposti dalla circolare 21/01/2019 n°7/C.S.LL.PP nella tabella C8.5.I al paragrafo C8.5.3

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

prese nei suoi valori medi sia per le resistenze che per le rigidezze (corrispondente al livello di conoscenza tipo LC2):

- $f_m = 6,5 \text{ N/mm}^2 = 65 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 0,125 \text{ N/mm}^2 = 1,25 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 0,28 \text{ N/mm}^2 = 2,8 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 4550 \text{ N/mm}^2 = 45500 \text{ daN/cm}^2$
- $p.p. = 15 \text{ kN/m}^3$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza) risultano:

- $f_m = 65 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 54,16 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 1,25 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 1,04 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 2,8 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 2,33 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 45500 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 37916,6 \text{ daN/cm}^2$

Nello stato di progetto – a seguito degli interventi di consolidamento di alcune murature con intonaco armato – si ritiene di poter utilizzare i seguenti valori meccanici di progetto per murature consolidate ambo i lati:

- $f_m = 54,16 \text{ daN/cm}^2 \times 1,30 = 70,41 \text{ daN/cm}^2$

- $t_0 = 1,04 \text{ daN/cm}^2 \times 1,30 = 1,35 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 2,33 \text{ daN/cm}^2 \times 1,30 = 3,03 \text{ daN/cm}^2$

per murature consolidate solo su un lato:

- $f_m = 54,16 \text{ daN/cm}^2 \times 1,15 = 62,28 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 1,04 \text{ daN/cm}^2 \times 1,15 = 1,20 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 2,33 \text{ daN/cm}^2 \times 1,15 = 2,68 \text{ daN/cm}^2$

CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Come riportato nella relazione di vulnerabilità sopra citata, si ritiene che le opere in c.a. abbiano caratteristiche meccaniche corrispondente alla classe di resistenza C20/25 (**Rck 25**):

- $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 = 250 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2 = 200 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ctk} = 1,54 \text{ N/mm}^2 = 15,4 \text{ daN/cm}^2$
- $E_{cm} = 29961,9 \text{ N/mm}^2 = 299619 \text{ daN/cm}^2$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza LC2) risultano:

- $R_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 208,3 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ck} = 200 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 166,6 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ctk} = 15,4 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 12,83 \text{ daN/cm}^2$
- $E_{cm} = 299619 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 249682,5 \text{ daN/cm}^2$

ACCIAIO IN BARRE DA C.A.

Si ritiene che l'acciaio delle opere in c.a. abbia caratteristiche meccaniche corrispondente al tipo **FeB44k**:

- $f_{yk} \geq 430 \text{ MPa} = 4300 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa} = 5400 \text{ daN/cm}^2$
- $E_y = 210000 \text{ MPa} = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza LC2) risultano:

- $f_{yk} \geq 4300 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 3580 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{tk} \geq 5400 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 4500 \text{ daN/cm}^2$
- $E_y = 2100000 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 1750000 \text{ daN/cm}^2$

ed al tipo **FeB32k**:

- $f_{yk} \geq 315 \text{ MPa} = 3150 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{tk} \geq 490 \text{ MPa} = 4900 \text{ daN/cm}^2$
- $E_y = 210000 \text{ MPa} = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza LC2) risultano:

- $f_{yk} \geq 3150 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 2625 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{tk} \geq 4900 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 4083,3 \text{ daN/cm}^2$
- $E_y = 2100000 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 1750000 \text{ daN/cm}^2$

MATERIALI PER NUOVA COSTRUZIONE

MURATURA IN BLOCCHI LATERIZI SEMIPIENI SP. 30 cm

Blocco laterizio semipieno in categoria I, con peso specifico 800 kg/m^3 conforme alla UNI EN 771

Percentuale di foratura $\leq 45\%$

Resistenza caratteristica in direzione dei carichi verticali $f_{bk} > 8 \text{ MPa}$

Malta a prestazione garantita conforme alla UNI EN 9982 Classe M10

Resistenza a Compressione $f_m \geq 10 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica a compressione della muratura $f_k = 4,5 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica a taglio della muratura $f_{vk0} = 0,3 \text{ MPa}$

modulo elastico normale $E = 4500 \text{ MPa}$

modulo elastico tangenziale $G = 1800 \text{ MPa}$

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} 40$) conforme alle NTC 2018

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 2,11 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio $E_{cm} = 33345 \text{ MPa}$

Classe di consistenza S4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Classe di esposizione XC4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Diametro massimo inerte 25 mm

Copriferro 40 mm

ACCIAIO IN BARRE DA C.A.

Tipo B450C conforme alle NTC 2018

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450$ MPa

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540$ MPa

Modulo elastico $E_y = 210000$ MPa

5.4 UNITÀ STRUTTURALE n.5

MATERIALI ESISTENTI

MURATURA IN MATTONI FORATI

Le murature laterizie rientrano nella categoria tipologia “*Muratura in blocchi laterizi semipieni con malta cementizia (foratura $\leq 40\%$)*” proposti dalla circolare 21/01/2019 n°7/C.S.LL.PP nella tabella C8.5.I al paragrafo C8.5.3

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

prese nei suoi valori medi sia per le resistenze che per le rigidezze (corrispondente al livello di conoscenza tipo LC2):

- $f_m = 6,5 \text{ N/mm}^2 = 65 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 0,125 \text{ N/mm}^2 = 1,25 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 0,28 \text{ N/mm}^2 = 2,8 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 4550 \text{ N/mm}^2 = 45500 \text{ daN/cm}^2$
- p.p. = 15 kN/m^3

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza) risultano:

- $f_m = 65 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 54,16 \text{ daN/cm}^2$
- $t_0 = 1,25 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 1,04 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{v0} = 2,8 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 2,33 \text{ daN/cm}^2$
- $E = 45500 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 37916,6 \text{ daN/cm}^2$

CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Come riportato nella relazione di vulnerabilità sopra citata, si ritiene che le opere in c.a. abbiano caratteristiche meccaniche corrispondente alla classe di resistenza C25/30 (**Rck 30**):

- $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 = 300 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 = 250 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2 = 17,9 \text{ daN/cm}^2$
- $E_{cm} = 31475,8 \text{ N/mm}^2 = 314758 \text{ daN/cm}^2$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza LC2) risultano:

- $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 250 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 208,3 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ctk} = 17,9 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 14,91 \text{ daN/cm}^2$
- $E_{cm} = 314758 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 262298 \text{ daN/cm}^2$

ACCIAIO IN BARRE DA C.A.

Si ritiene che l'acciaio delle opere in c.a. abbia caratteristiche meccaniche corrispondente al tipo **FeB44k**:

- $f_{yk} \geq 430 \text{ MPa} = 4300 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa} = 5400 \text{ daN/cm}^2$
- $E_y = 210000 \text{ MPa} = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza LC2) risultano:

- $f_{yk} \geq 4300 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 3580 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{tk} \geq 5400 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 4500 \text{ daN/cm}^2$
- $E_y = 2100000 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 1750000 \text{ daN/cm}^2$

MATERIALI PER NUOVA COSTRUZIONE

MURATURA IN BLOCCHI LATERIZI SEMIPIENI SP. 25 cm

Blocco laterizio semipieno in categoria I, con peso specifico 800 kg/m^3 conforme alla UNI EN 771

Percentuale di foratura $\leq 45\%$

Resistenza caratteristica in direzione dei carichi verticali $f_{bk} > 8 \text{ MPa}$

Malta a prestazione garantita conforme alla UNI EN 9982 Classe M10

Resistenza a Compressione $f_m \geq 10 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica a compressione della muratura $f_k = 4,5 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica a taglio della muratura $f_{vk0} = 0,3 \text{ MPa}$

modulo elastico normale $E = 4500 \text{ MPa}$

modulo elastico tangenziale $G = 1800 \text{ MPa}$

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} 30$) conforme alle NTC 2018

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,79 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio $E_{cm} = 31475 \text{ MPa}$

Classe di consistenza S4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Classe di esposizione XC2 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Diametro massimo inerte 25 mm

Copriferro 40 mm

ACCIAIO IN BARRE DA C.A.

Tipo B450C conforme alle NTC 2018

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Modulo elastico $E_y = 210000 \text{ MPa}$

5.5 UNITÀ STRUTTURALE n.6

MATERIALI ESISTENTI

CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Come riportato nella relazione di vulnerabilità sopra citata, si ritiene che le opere in c.a. abbiano caratteristiche meccaniche corrispondente alla classe di resistenza C40/50 (**Rck 50**):

- $R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2 = 500 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 = 400 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ctk} = 3,51 \text{ N/mm}^2 = 35,1 \text{ daN/cm}^2$
- $E_{cm} = 35220,4 \text{ N/mm}^2 = 352204 \text{ daN/cm}^2$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza LC2) risultano:

- $R_{ck} = 500 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 416,6 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ck} = 400 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 333,3 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{ctk} = 35,1 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 29,25 \text{ daN/cm}^2$
- $E_{cm} = 352204 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 293503 \text{ daN/cm}^2$

ACCIAIO IN BARRE DA C.A.

Si ritiene che l'acciaio delle opere in c.a. abbia caratteristiche meccaniche corrispondente al tipo

FeB44k:

- $f_{yk} \geq 430 \text{ MPa} = 4300 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa} = 5400 \text{ daN/cm}^2$

- $E_y = 210000 \text{ MPa} = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

I valori finali di calcolo (depurati del fattore di confidenza LC2) risultano:

- $f_{yk} \geq 4300 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 3580 \text{ daN/cm}^2$
- $f_{tk} \geq 5400 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 4500 \text{ daN/cm}^2$
- $E_y = 2100000 \text{ daN/cm}^2 / 1,2 = 1750000 \text{ daN/cm}^2$

MATERIALI PER NUOVA COSTRUZIONE

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

Classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} 30$) conforme alle NTC 2018

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,79 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio $E_{cm} = 31475 \text{ MPa}$

Classe di consistenza S4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Classe di esposizione XC2 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Diametro massimo inerte 31 mm

Copriferro 40 mm

CALCESTRUZZO PER STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} 40$) conforme alle NTC 2018

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 2,11 \text{ MPa}$

Modulo elastico medio $E_{cm} = 33345 \text{ MPa}$

Classe di consistenza S4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Classe di esposizione XC4 (UNI EN 206-1 / UNI 11104)

Diametro massimo inerte 25 mm

Copriferro 40 mm

ACCIAIO IN BARRE DA C.A.

Tipo B450C conforme alle NTC 2018

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Modulo elastico $E_y = 210000 \text{ MPa}$

ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE

profili laminati a caldo, piastre di collegamento classe S275 JR

acciaio conforme alla UNI EN 10025-1 e alla UNI EN 10210-1

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 275$ MPa

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 430$ MPa

Modulo elastico $E_y = 210000$ MPa

Classe di esecuzione EXC3

BULLONATURE

Bulloni classe 8.8

Ai sensi della norma EN 15048-1

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 640$ MPa

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 800$ MPa

Modulo elastico $E_y = 210000$ MPa

MISCELA CEMENTIZIA AD ALTA DENSITÀ

Classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} 30$) conforme alle NTC 2018

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} = 30$ MPa

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione $f_{ck} = 25$ MPa

Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,79$ MPa

Modulo elastico medio $E_{cm} = 31475$ MPa

Rapporto acqua-cemento 0,5

Additivi: è consentito l'impiego di tutti gli additivi per impasti cementizi previsti dalla norma UNI 934 parti 2-3-4-5

ARMATURA MICROPALI

profili laminati a caldo classe S355 JR

acciaio conforme alla UNI EN 10025-1 e alla UNI EN 10210-1

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 355$ MPa

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 510$ MPa

Modulo elastico $E_y = 210000$ MPa

Classe di esecuzione EXC2

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 CARICHI SUI SOLAI

Viene di seguito riportata i carichi permanenti e dei carichi variabili gravanti sugli orizzontamenti del manufatto, desunti dalla relazione di vulnerabilità sismica datata 5 ottobre 2020 a firma del Dott. Ing. Marco Gallotta di Tecnoindagini Srl.

UNITÀ STRUTTURALE 1

Solai esistenti

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di redistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
SOLAIO A	C1	Legno	Piano rigido	12+3+14+13	g ₁	4.00
					g ₂	2.35
					q _i	3.00
SOLAIO B	C1	Legno	Piano rigido	12+3+14+13	g ₁	4.00
					g ₂	2.55
					q _i	3.00
SOLAIO E	H	Legno	Piano rigido	12+3+14	g ₁	4.00
					g ₂	2.55
					q _i	0.50
COPERTURA A	H	Legno	Piano rigido / Copertura non rigida	-	g ₁	1.05
					g ₂	0.60
					q _i	0.50
COPERTURA B	H	Legno	Piano non rigido	-	g ₁	0.50
					g ₂	1.00
					q _i	0.50
SCALE	C	C.A.	-	-	g ₁	4.50
					g ₂	1.50
					q _i	4.00

Solaio nuovo

Identificativo	categoria	Tipologia strutturale	Capacità di redistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
COPERTURA E2	H	Legno – cls alleggerito	Piano rigido	18+2,5+5	g ₁	1,15
					g ₂	1,00
					q _i	0,50

UNITÀ STRUTTURALE 2

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di redistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
SOLAIO C	C1	Laterocemento	Piano rigido	20+4	g ₁	3.05
					g ₂	2.50*
					q _i	3.00
COPERTURA C	H	Laterocemento	Piano rigido	20+5	g ₁	3.05
					g ₂	2.45*
					q _i	0.50

* I valori sono stati calcolati facendo riferimento alle indicazioni contenute nella relazione di calcolo, oltre che le informazioni reperite in sito.

UNITÀ STRUTTURALE 3

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di redistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
SOLAIO D	C1	Laterocemento	Piano rigido	20+4	g ₁	3.05
					g ₂	3.50**
					q _i	3.00
COPERTURA D	H	Laterocemento	Piano rigido	20+5	g ₁	3.05
					g ₂	2.45 *
					q _i	0.50
SCALE	C	C.A.	-	-	g ₁	4.50
					g ₂	1.50
					q _i	4.00

* I valori sono stati calcolati facendo riferimento alle indicazioni contenute nella relazione di calcolo, oltre che le informazioni reperite in sito.

**I valori sono stati desunti dalla relazione di calcolo, con variazione dei carichi relativi alle tramezze incrementati da 0.5kN/m² a 1.0kN/m²

UNITÀ STRUTTURALE 5

Solaio esistente

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di redistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
COPERTURA F	H	Laterocemento	Piano rigido	20+4	g ₁	2.70
					g ₂	2.95
					q _i	0.50

Solaio rinforzato

Identificativo	categoria	Tipologia strutturale	Capacità di redistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m ²]
COPERTURA F2	H	laterocemento	Piano rigido	20+4	g ₁	483,5
					g ₂	2,95

					q _i	0,50
--	--	--	--	--	----------------	------

UNITÀ STRUTTURALE 6

Identificativo	Categoria	Tipologia costruttiva	Capacità di redistribuzione	Spessore [cm]	Tipologia di carico	Peso [kN/m²]
COPERTURA G	H	C.A.	Piano semi-rigido (tegoli a pi-greco)	-	g ₁	4.50
					g ₂	1.60
					q _i	0.50

6.2 NEVE

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia, Olbia, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

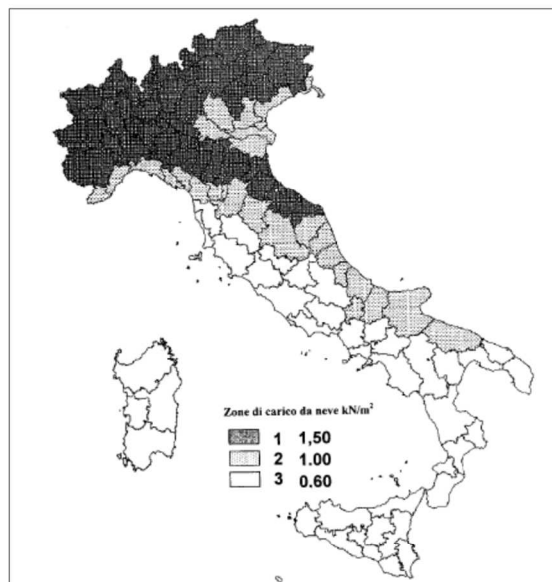
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$
 μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	47
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,00

Coefficiente termico

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



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

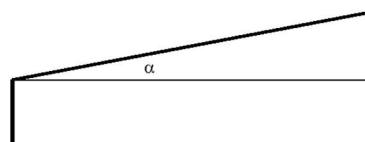
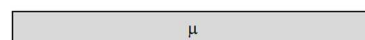
q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,00
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0,8
-------	-----

0,80 kN/mq



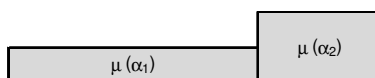
Coefficiente di forma (copertura a due falde)

α_1 (inclinazione falda [°])	15
α_2 (inclinazione falda [°])	15

$\mu(\alpha_1)$	0,8
-----------------	-----

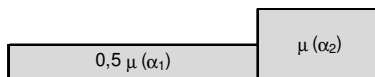
$\mu(\alpha_2)$	0,8
-----------------	-----

(Caso I) 0,80 kN/mq



0,80 kN/mq

(Caso II) 0,40 kN/mq

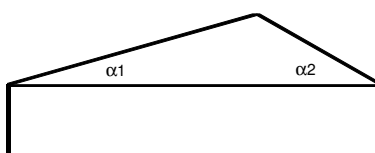


0,80 kN/mq

(Caso III) 0,80 kN/mq

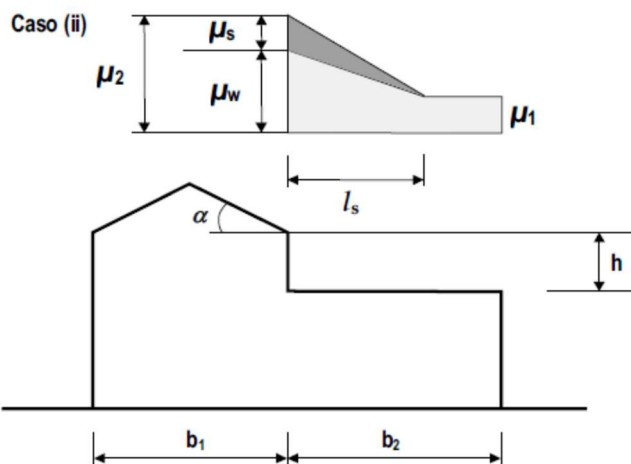


0,40 kN/mq



6.2.1 ACCUMULO

Sulla copertura della struttura denominata US5, a quota inferiore rispetto a quella della struttura US6, il quantitativo di neve da prendere in considerazione per il calcolo del carico deve tenere in considerazione la possibilità che se ne crei un accumulo dovuto al dislivello.



$$b_1 = 31,1 \text{ m}$$

$$b_2 = 23,65 \text{ m}$$

$$h = 5,30 \text{ m}$$

$$\gamma = \text{peso della neve} = 2 \text{ kN/m}^3$$

$$q_{sk} = 1 \text{ kN/mq}$$

$$\mu_s = 0$$

$$\mu_w = \min[4,0; (b_1 + b_2) / 2h; \gamma h / q_{sk}] = \min[4,0; 5,16; 10,6] = 4$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0 + 4 = 4$$

$$l_s = 2h = 10,6 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \mu_2 \cdot q_{sk} = 4 \times 1 = 4,00 \text{ kN/mq}$$

6.3 AZIONE SISMICA ATTESA

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17 gennaio 2018, e successive modifiche ed integrazioni.

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Vita nominale e Classe d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Nel caso in oggetto si considera una **vita nominale $V_N = 50$ anni** ed una **Classe d'uso III**.

Periodo di riferimento

La normativa vigente prescrive un periodo di riferimento V_R valutato come il prodotto tra la vita nominale V_N della struttura e un coefficiente riferito alla classe d'uso della struttura C_U .

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

Il periodo di riferimento inerente il progetto è assunto pari a 75 anni.

AZIONE SISMICA

Le NTC, per ciascun nodo del reticolo di riferimento, forniscono i tre parametri necessari a determinare l'input sismico; per poterli determinare si deve definire la posizione del sito d'interesse:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate

☒ Ricerca per comune

LONGITUDINE
10,7698

REGIONE
Lombardia

LATITUDINE
45,269

PROVINCIA
Mantova

COMUNE
Roverbella

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Considerando la Vita Nominale delle strutture e la Classe d'Uso è possibile definire per ogni opera e per ogni stato limite i fattori a_g (accelerazione orizzontale massima al sito) F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

In accordo con quanto espresso nella relazione "Prospezione sismica M.A.S.W" a cura del Dott. Geologo Stefano Bonfoco datata 29 ottobre 2020, ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, i terreni interessati delle opere possono considerarsi appartenenti alla **categoria C** (vedi Tabella III).

Topograficamente l'intervento è ubicato su terreno pianeggiante.

Trattasi di una **categoria topografica T1** (vedi Tabella IV) contraddistinta dalla presenza di superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

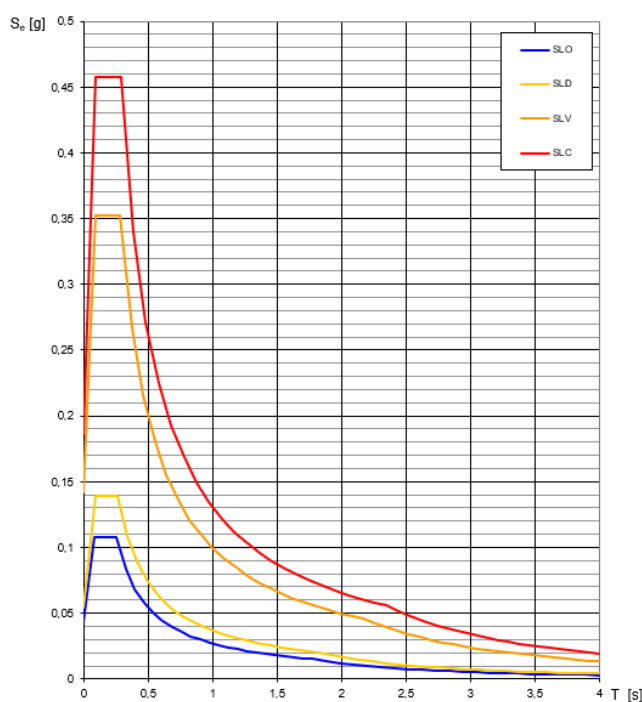
Tabella III – Categorie di sottosuolo (da D.M. 14/01/08)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella IV – Categorie topografiche (da D.M. 14/01/08)

Di seguito si riportano i grafici degli spettri elastici desunti per i quattro stati limite previsti dalla normativa italiana (stato limite di collasso, stato limite di salvaguardia della vita, stato limite di danno e stato limite di operatività).

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Lo spettro fornisce il valore dell'accelerazione al suolo che subisce l'edificio in funzione del periodo proprio della struttura, determinato mediante l'utilizzo dei programmi di calcolo. In seguito, la duttilità strutturale esplicitata tramite il coefficiente di comportamento q previsto dal D.M. 17-01-2018 permetterà di ridurre gli spettri di calcolo sopra riportati.

7 FATTORE DI COMPORTAMENTO

UNITÀ STRUTTURALE n.1

Per l'unità strutturale n.1 si esegue un'analisi pushover e pertanto non è previsto l'uso del fattore di comportamento q .

UNITÀ STRUTTURALE n.2

Per l'unità strutturale n°2 si prevede un comportamento differente nelle due direzioni; in quanto nella direzione longitudinale (direzione X) il sistema resistente principale è la muratura esistente, mentre nella direzione trasversale (direzione Y) il sistema resistente sono i nuovi setti in c.a.

REGOLARITA' IN PIANTA:

a	La distribuzione delle masse e delle rigidezze è approssimativamente simmetrica		NO
b	Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4	$14,6/10,4 = 1,4 < 4$	SI
c	Piani infinitamente rigidi		SI

La condizione a non è soddisfatta pertanto la struttura NON è regolare in pianta.

REGOLARITA' IN ALTEZZA:

d	Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione		SI
e	Massa e rigidezza rimangono costanti variano gradualmente dalla base alla sommità della costruzione		SI
f	Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi		SI
g	Eventuali restringimenti della sezione orizzontale avvengono con continuità da un orizzontamento al successivo		SI

Tutte le condizioni sono soddisfatte pertanto la struttura è regolare in altezza.

Direzione X

Come specificato nel paragrafo C8.5.5.1 della Circ. C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7: è possibile utilizzare lo spettro di progetto assumendo il valore del fattore di comportamento q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame.

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il d.m. 17/01/2018

La costruzione esistente è caratterizzata da una regolarità in altezza e da una non regolarità in pianta.

I sistemi resistenti sono costituiti da muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15% (elementi semipieni, forati...), pertanto il valore del fattore di comportamento vale:

$$q = 1,75 \times a_u/a_1$$

assumendo un valore di a_u/a_1 pari a 1,5, in assenza di precise valutazioni, e tenendo conto della non regolarità in pianta della struttura si ha:

$$q = 1,75 \times [(a_u/a_1 + 1) / 2] = 1,75 \times 1,25 = 2,18$$

Direzione Y

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il d.m. 17/01/2018

La costruzione, nuova in questa direzione, è caratterizzata da non regolarità in pianta e regolarità in altezza ed è progettata in classe di duttilità media (CD"B").

Sistema costruttivo: calcestruzzo

Tipologia strutturale: strutture a pareti non accoppiate

Valore base fattore $q_0 = 3.000$

Fattore pareti $k_w = 1.000$

Fattore di regolarità $K_R = 1.0$

Fattore dissipativo $q_D = q_0 \cdot k_w \cdot K_R = 3.000$

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 ($q_x = 2,18$; $q_y = 3,0$), 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.

UNITÀ STRUTTURALE n.3

Per l'unità strutturale n.3 si esegue un'analisi pushover e pertanto non è previsto l'uso del fattore di comportamento q .

UNITÀ STRUTTURALE n.5

Come specificato nel paragrafo C8.5.5.1 della Circ. C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7: è possibile utilizzare lo spettro di progetto assumendo il valore del fattore di comportamento q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame.

REGOLARITA' IN PIANTA:

a	La distribuzione delle masse e delle rigidezze è approssimativamente simmetrica		NO
b	Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4	$23,1/18 = 1,3 < 4$	SI
c	Piani infinitamente rigidi		SI

La condizione a non è soddisfatta pertanto la struttura NON è regolare in pianta.

REGOLARITA' IN ALTEZZA:

d	Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione		SI
e	Massa e rigidezza rimangono costanti variano gradualmente dalla base alla sommità della costruzione		SI
f	Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi		SI
g	Eventuali restringimenti della sezione orizzontale avvengono con continuità da un orizzontamento al successivo		SI

Tutte le condizione sono soddisfatte pertanto la struttura è regolare in altezza.

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il d.m. 17/01/2018

La costruzione esistente è caratterizzata da una regolarità in altezza e da una non regolarità in pianta.

I sistemi resistenti sono costituiti da muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura > 15% (elementi semipieni, forati...), pertanto il valore del fattore di comportamento vale:

$$q = 1,75 \times a_u/a_1$$

assumendo un valore di a_u/a_1 pari a 1,5, in assenza di precise valutazioni, e tenendo conto della non regolarità in pianta della struttura si ha:

$$q = 1,75 \times [(a_u/a_1 + 1) / 2] = 1,75 \times 1,25 = 2,18$$

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 (**q = 2,18**), 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.

UNITÀ STRUTTURALE n.6

REGOLARITA' IN PIANTA:

a	La distribuzione delle masse e delle rigidezze è approssimativamente simmetrica		NO
b	Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4	$31,4/27,5 = 1,1 > 4$	SI
c	Piani infinitamente rigidi		NO

Le condizioni b e c non sono soddisfatte pertanto la struttura **NON** è regolare in pianta.

REGOLARITA' IN ALTEZZA:

d	Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione		SI
e	Massa e rigidezza rimangono costanti variano gradualmente dalla base alla sommità della costruzione		SI
f	Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi		-
g	Eventuali restringimenti della sezione orizzontale avvengono con continuità da un orizzontamento al successivo		SI

Tutte le condizioni sono soddisfatte pertanto la struttura è regolare in altezza.

CALCOLO DEI FATTORI DI COMPORTAMENTO SECONDO IL D.M. 17/01/2018

La costruzione, esistente, è caratterizzata da non regolarità in pianta e regolarità in altezza ed è progettata considerando un comportamento non dissipativo (ND).

Parametri fattore in direzione x

Sistema costruttivo: calcestruzzo e acciaio

Fattore dissipativo $q_D = 1.0$

Parametri fattore in direzione y

Sistema costruttivo: calcestruzzo

Fattore dissipativo $q_D = 1.0$

Fattori di comportamento utilizzati

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico, sia per gli elementi/meccanismi “duttili” sia per gli elementi/meccanismi fragili del fattore di comportamento $q=1,0$.

8 COEFFICIENTE DI FESSURAZIONE

Nel rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali all'interno del modello ad elementi finiti si deve tener conto della fessurazione. La circ. LL.PP. 21/01/2019 suggerisce l'utilizzo di due grafici per identificare il fattore da applicare al modulo elastico degli elementi per tenere in considerazione la diminuzione di rigidezza degli elementi in calcestruzzo, in funzione del fattore di comportamento e della sollecitazione assiale che impegna l'elemento stesso.

Per le travi, in quanto sollecitate prevalentemente a flessione, i setti in muratura ed i setti c.a. si è applicato il fattore di fessurazione massimo pari a $\alpha_f = 0,5$.

Per i pilastri, invece, poiché sono sollecitati principalmente da azioni assiali di compressione, il fattore di fessurazione viene calcolato in funzione della sollecitazione assiale media in combinazione sismica (solo forze verticali) e del fattore di comportamento scelto

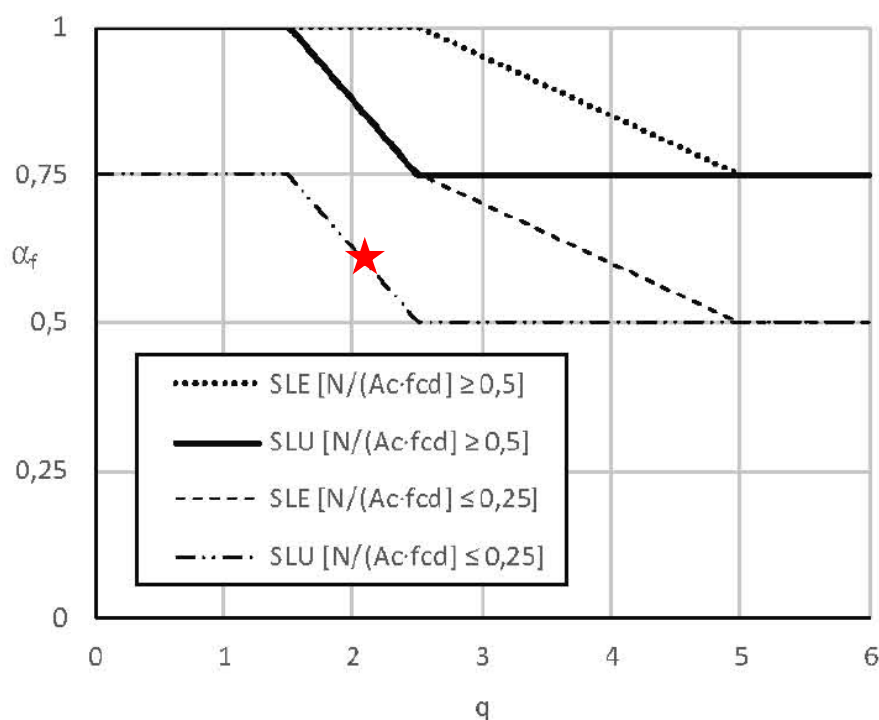
UNITÀ STRUTTURALE n.3

La struttura US3 viene progettata attraverso un'analisi pushover quindi non presenta un fattore di comportamento q . In ogni caso si adotta un coefficiente di fessurazione $\alpha_f = 0,5$ in quanto il sistema resistente della struttura è attribuito alle murature.

UNITÀ STRUTTURALE n.5

Per i pilastri della struttura US5

	Pilastro 30x40 cm	Pilastro 30x60 cm
N_{max}	12920 daN	4030 daN
N_{min}	1133 daN	2214 daN
N_{medio}	7026 daN	3122 daN
$N_{medio} / (A_{cls} \cdot f_{cd})$	0,03	0,01
q	2,18	2,18

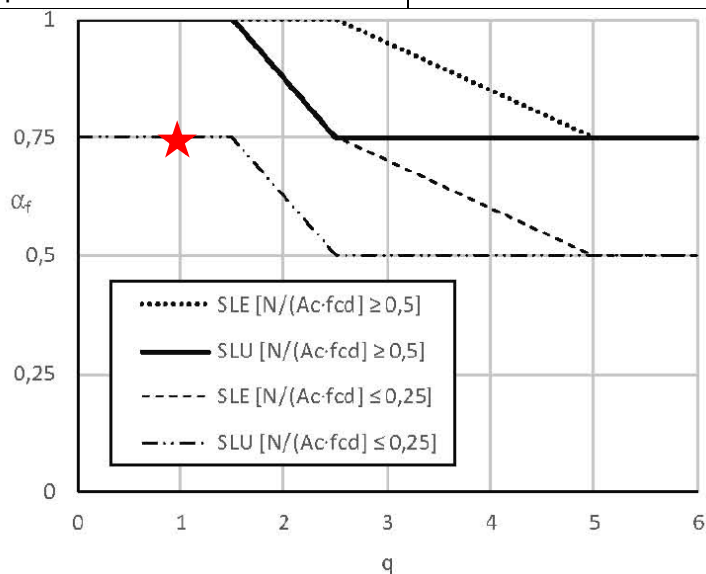


Per i pilastri, a favore di sicurezza, si utilizza un coefficiente pari a $\alpha_f = 0,60$.

UNITÀ STRUTTURALE n.6

Per i pilastri della struttura US6

	Pilastro 40x50 cm	Pilastro 40x160 cm
N_{max}	32340 daN	131300 daN
N_{min}	4570 daN	6065 daN
N_{medio}	18455 daN	68682 daN
$N_{medio} / (A_{cls} \cdot f_{cd})$	0,03	0,06
q	1	1



Per i pilastri, a favore di sicurezza, si utilizza un coefficiente pari a $\alpha_f = 0,75$.

9 DESCRIZIONE DEI MODELLI AD ELEMENTI FINITI

Sono stati implementati 5 modelli ad elementi finiti rappresentativi delle strutture, utilizzando il programma di calcolo denominato PRO_SAP (versione 21.9.1 Licenza PROFESSIONAL build 2021-9-193) dello Studio Software 2S.I. Software e Servizi per l'ingegneria S.r.l. (nella pagina seguente si riporta l'attestato di affidabilità del codice di calcolo rilasciato dal produttore).

DICHIARAZIONE DI AFFIDABILITÀ

Dichiarazione del produttore-distributore di PRO_SAP PROfessional SAP riguardante l'affidabilità del codice (NTC 2018 - Paragrafo 10.2)

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo: PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program

Autore-Produttore: 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara

Affidabilità dei codici

- Inquadramento teorico della metodologia

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi statici.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensiodeformativo indotto da carichi dinamici (tra i quali quelli di tipo sismico).

Gli elementi, lineari e non lineari, utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento TRUSS (asta)

Elemento BEAM (trave)

Elemento MEMBRANE (membrana)

Elemento PLATE (piastra-guscio)

Elemento BRICK (solido)

Elemento CINGHIA

Elemento BOUNDARY (molla)

Elemento STIFFNESS

(matrice di rigidità)

- Casi prova che consentano un riscontro dell'affidabilità

2S.I. ha verificato, in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna e con il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/affidabilita.php>

- Filtri di autodiagnostica

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione.

Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi.

Garanzia di qualità

Dal 1 dicembre 1999 2S.I. ha prodotto un manuale di qualità in funzione dei requisiti della norma di riferimento UNI EN ISO 9001.

Tutte le attività dell'azienda sono regolate dalla documentazione e dalle procedure in esso contenute.

In relazione alla attività di validazione dei prodotti software si dichiara inoltre quanto segue:

- la fase di progetto degli algoritmi è preceduta dalla ricerca di risultati di confronto reperibili in bibliografia o riproducibili con calcoli manuali;

- la fase di implementazione degli algoritmi è continuamente validata con strumenti automatici (tools di sviluppo) e attraverso confronti;

- il software che implementa gli algoritmi è testato, confrontato e controllato anche da tecnici qualificati che non sono intervenuti nelle precedenti fasi.

Nella produzione del solutore FEM 2S.I. implementa componenti sviluppati da CM2 - Computing Objects SARL spin-off dell'École Centrale Paris, France. E' disponibile la documentazione di affidabilità di tali componenti all'indirizzo web:

http://www.2si.it/software/download/manuali/pro_sap_quaderni/Affidabilita/benchmarks_e_sap.zip

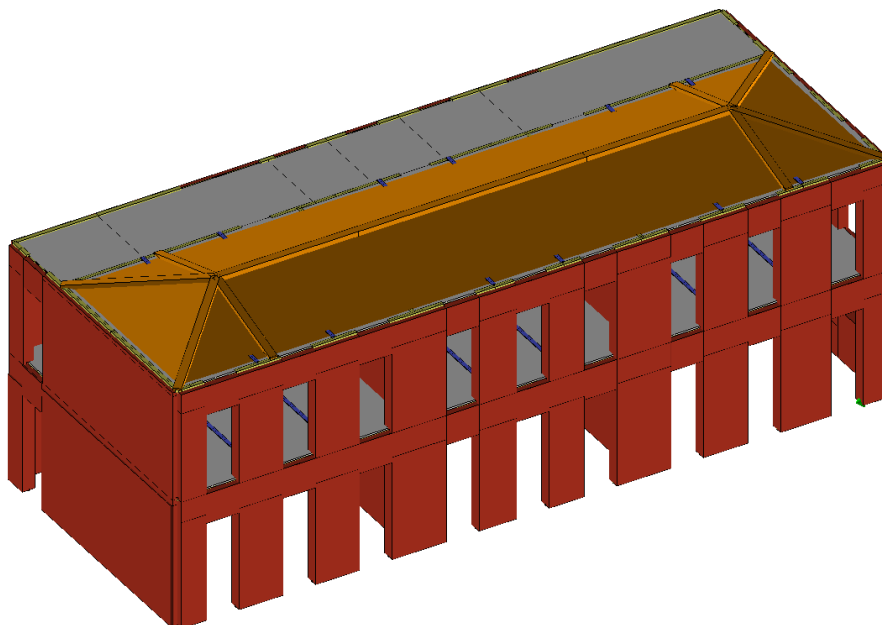
Rev. del 15/03/2018



I modelli si caratterizzano per la loro impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti.

UNITÀ STRUTTURALE n°1

La struttura è stata modellata con il metodo del telaio equivalente e per la realizzazione del modello si sono utilizzati 195 elementi “beam” per la schematizzazione delle travi, delle fasce e dei maschi murari, 332 elementi “beam” per la schematizzazione degli elementi rigide ed offset e 83 elementi di vincolo.

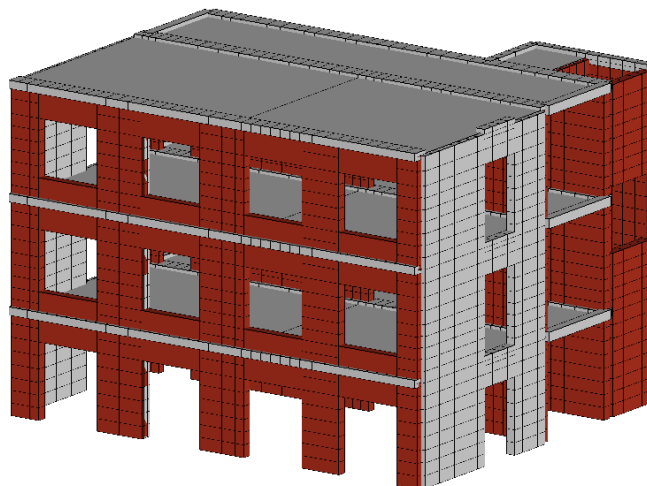


Modello ad elementi finiti

Per lo studio della struttura si è effettuata una analisi non lineare pushover.

UNITÀ STRUTTURALE n°2

Si sono utilizzati 2660 elementi “shell” per la schematizzazione dei setti in muratura, 776 elementi “shell” per la schematizzazione dei setti in c.a., 383 elementi “beam” per la schematizzazione delle travi e 147 elementi di vincolo.

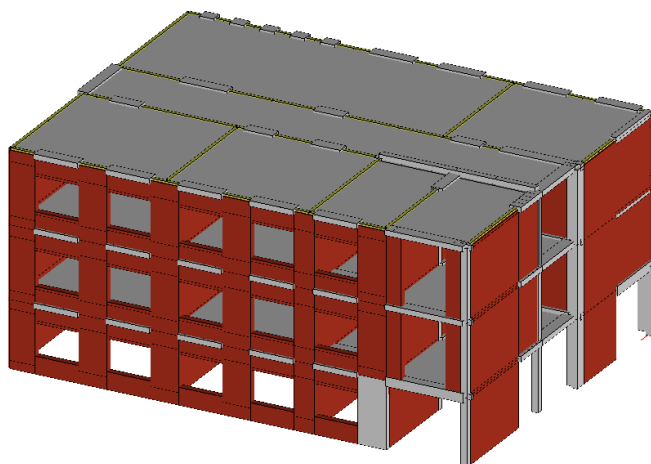


Modello ad elementi finiti

Per lo studio della struttura si è effettuata una analisi dinamica, avendo cura di studiare un numero di modi di vibrare in grado di eccitare almeno l'85% delle masse.

UNITÀ STRUTTURALE n°3

La struttura è stata modellata con il metodo del telaio equivalente e per la realizzazione del modello si sono utilizzati 403 elementi “beam” per la schematizzazione delle travi, dei pilastri, delle fasce e dei maschi murari, 573 elementi “beam” per la schematizzazione degli elementi rigide ed offset e 95 elementi di vincolo.

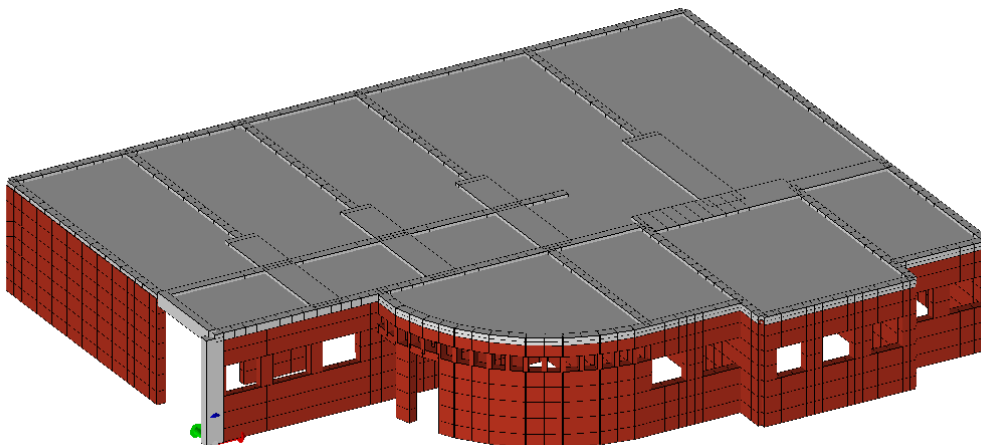


Modello ad elementi finiti

Per lo studio della struttura si è effettuata una analisi non lineare pushover.

UNITÀ STRUTTURALE n°5

Si sono utilizzati 2133 elementi “shell” per la schematizzazione dei setti, 390 elementi “beam” per la schematizzazione delle travi e dei pilastri e 339 elementi di vincolo.

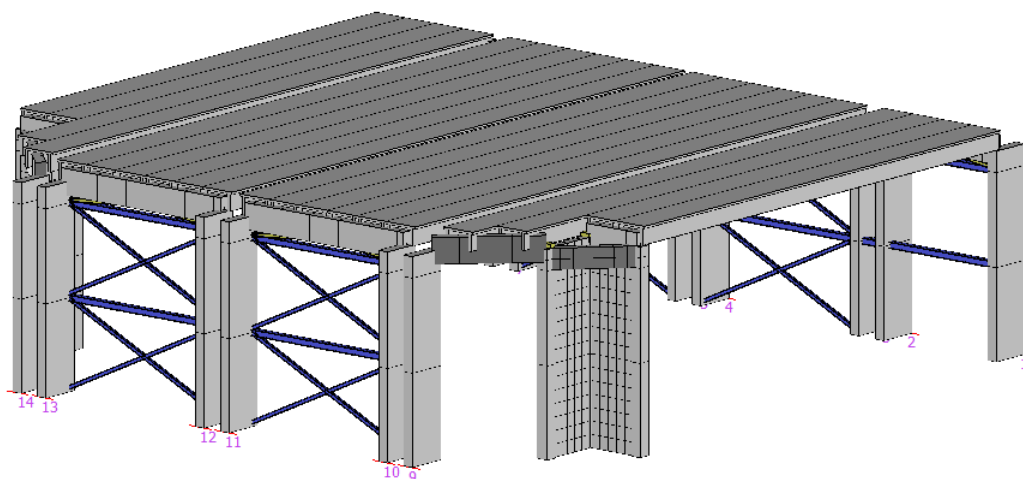


Modello ad elementi finiti

Per lo studio della struttura si è effettuata una analisi dinamica, avendo cura di studiare un numero di modi di vibrare in grado di eccitare almeno l'85% delle masse.

UNITÀ STRUTTURALE n°6

Si sono utilizzati 318 elementi “shell” per la schematizzazione dei setti, 202 elementi “beam” per la schematizzazione delle travi, dei pilastri, dei controventi e dei tegoli e 24 elementi di vincolo.



Modello ad elementi finiti

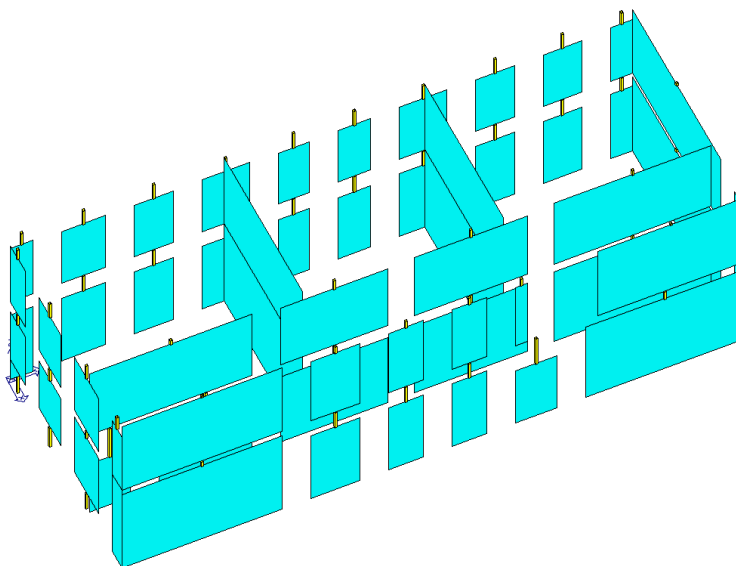
Per lo studio della struttura si è effettuata una analisi dinamica, avendo cura di studiare un numero di modi di vibrare in grado di eccitare almeno l'85% delle masse.

10 UNITÀ STRUTTURALE n°1

10.1 STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO STATICO

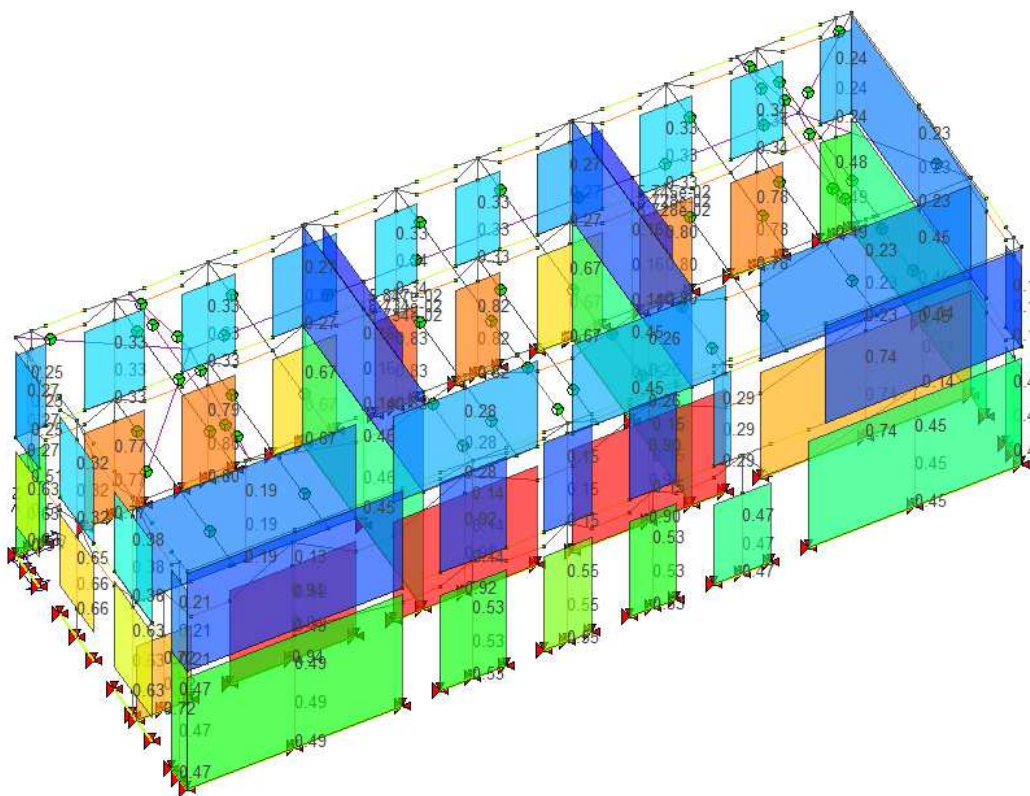
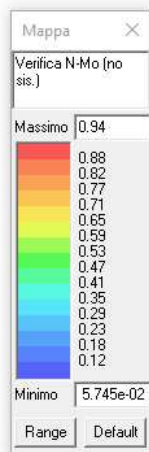
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi sotto in muratura, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

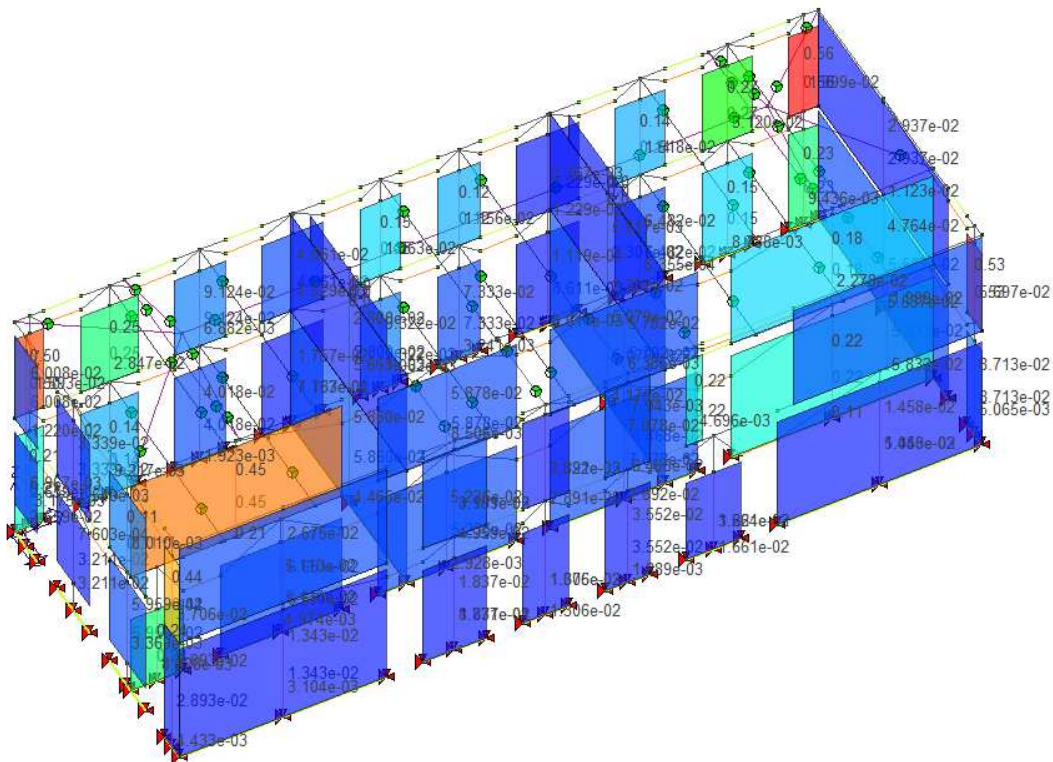
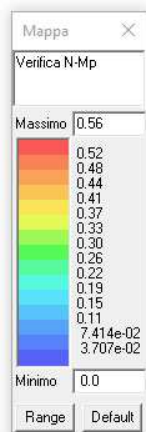


Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

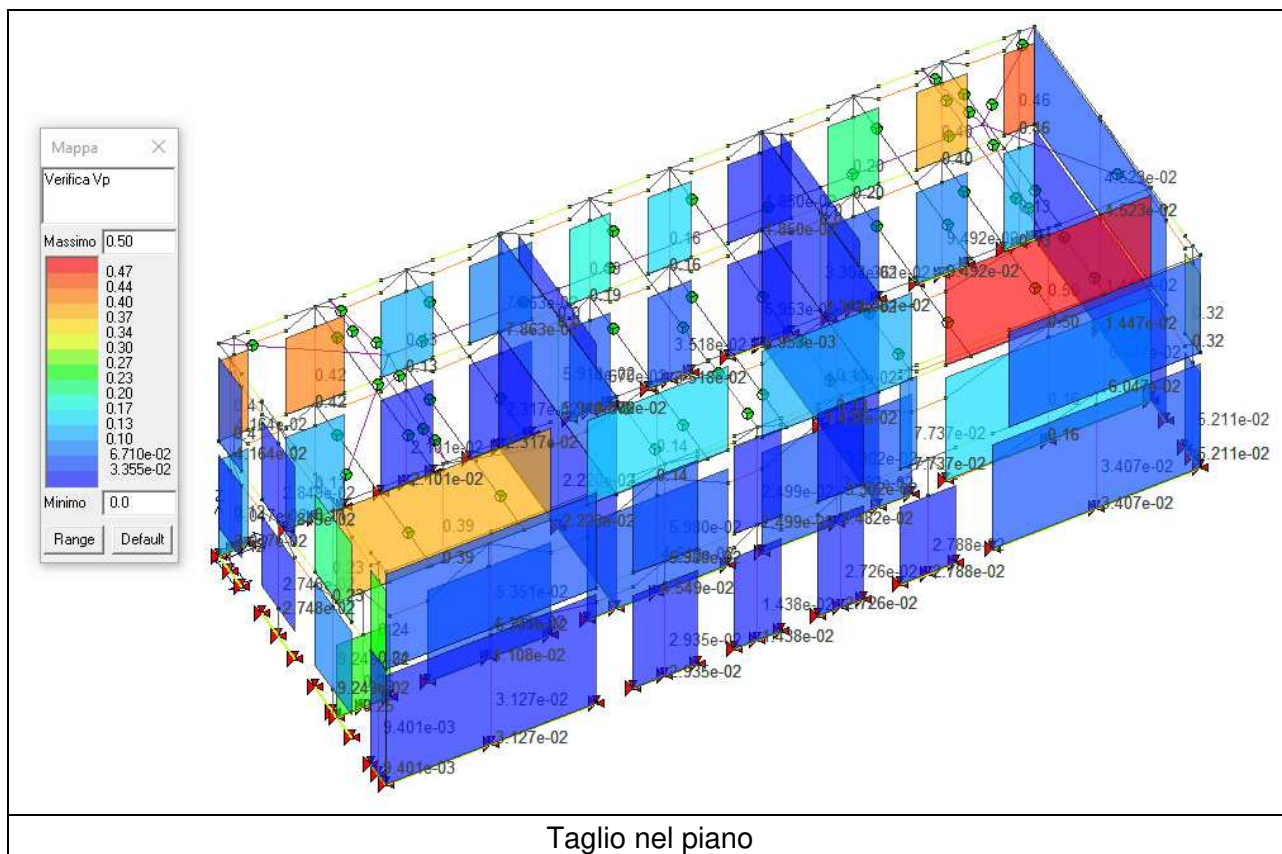
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



Presso flessione ortogonale al piano



Presso flessione nel piano



Tutte le verifiche risultano soddisfatte

10.2 STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 100% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 712 anni.

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Roverbella_US1_PUSH_08
Intestazione del lavoro	Roverbella_US1
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Pushover
Tipo di soluzione	Non lineare a controllo di spostamento con nodo di controllo
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite elastico
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10.0
Tempo di ritorno del sisma (SLV)	712 anni
Localita'	Roverbella
ag/g (SLV)	0.143
F0 (SLV)	2.472
Tc* (SLV)	0.280
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.356
I	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.528 g
Probabilita' di superamento del periodo di riferimento (spettro SLD)	63.0
Probabilita' di superamento del periodo di riferimento (spettro SLO)	81.0

Per ogni stato limite di interesse è riportato una tabella che riassume per ogni combinazione lo stato di verifica, domanda e capacità in spostamento, domanda e capacità in termini di PGA, domanda e capacità in termini di tempi di ritorno e domanda e capacità in termini di probabilità di superamento. Inoltre sono riportato i rapporti tra capacità e domanda in termini di PGA, in termini di tempi di ritorno e in termini di probabilità.

Nelle immagini si ripotano le due combinazioni più significative sia in termini di curva accelerazione spettrale-spostamento spettrale che in termini di verifiche.

Legenda Tabelle	
CMB	Numero della combinazione di carico analizzata
M* x g	Massa dell'oscillatore equivalente
K*	Rigidezza del tratto elastico della curva di capacità bilineare dell'oscillatore equivalente (Circ.n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
T* [sec]	Periodo del tratto elastico della curva di capacità bilineare dell'oscillatore equivalente (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
Gamma	Fattore di partecipazione modale (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
dy	Spostamento limite elastico del sistema equivalente individuato sul diagramma bilineare equivalente (Circ.n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)

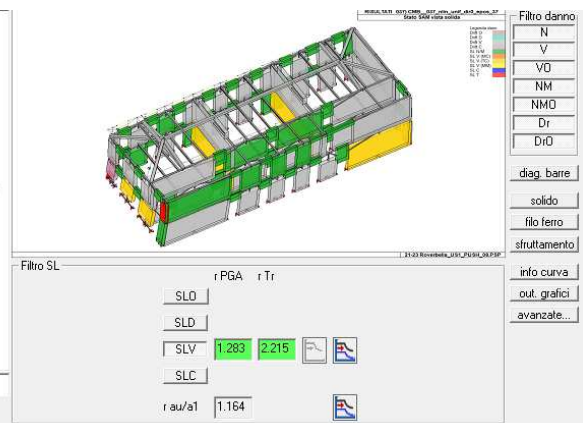
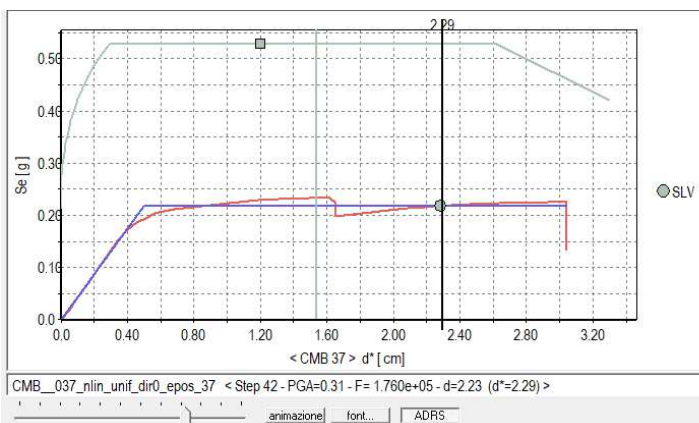
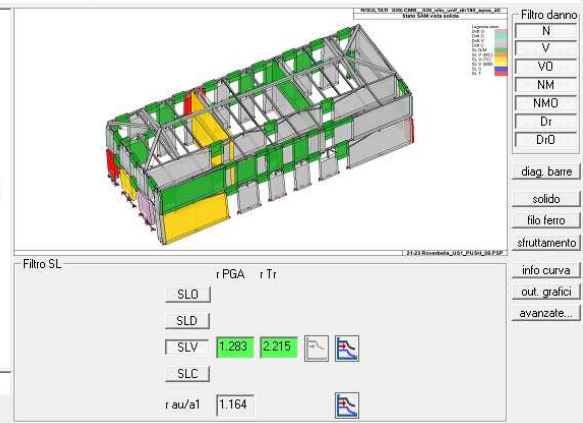
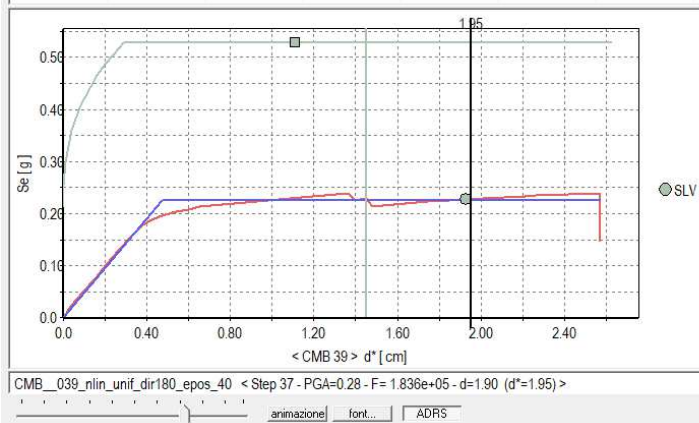
Fy	Forza in corrispondenza dello spostamento limite elastico del sistema equivalente (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
d max	Spostamento massimo dell'oscillatore equivalente (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
Fmax	Forza massima dell'oscillatore equivalente (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
au/a1	Rapporto di sovraresistenza della struttura misurato come rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione.
CMB-SLO	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLO
CMB-SLD	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLD
CMB-SLV	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLV
CMB-SLC	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLC
Stato	Esito della verifica in funzione degli stati limite di interesse (ok = verificato, N.V.= non verificato)
Dom: d	Domanda in termini di spostamento
Cap: d	Capacità in termini di spostamento
Dom: PGA	Domanda in termini di PGA
Cap: PGA	Capacità i in termini di PGA
Dom: Tr	Domanda in termini di tempi di ritorno
Cap: Tr	Capacità in termini di tempi di ritorno
Dom: Pr	Domanda in termini di probabilità di superamento
Cap: Pr	Capacità in termini di probabilità di superamento
Rapp: PGA	Rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA
Rapp: Tr	Rapporto tra capacità e domanda in termini di tempi di ritorno
Rapp: Pr	Rapporto tra capacità e domanda in termini di probabilità di superamento
q*SLV	Rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente allo SLV
q*SLC	Rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente allo SLC

Legenda Solida

id danno	Colorazione istogramma	Tipologia Danneggiamento
drO drOo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drO) oppure in direzione ortogonale (drOo) alla parete allo SLO
drD drDo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drD) oppure in direzione ortogonale (drDo) alla parete allo SLD
drV drVo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drV) oppure in direzione ortogonale (drVo) alla parete allo SLV
drC drCo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drC) oppure in direzione ortogonale (drCo) alla parete allo SLC
NM NMo		superamento resistenza a presso-flessione in direzione longitudinale (NM) oppure in direzione ortogonale (NMo) alla parete
V Vo		superamento resistenza a taglio in direzione longitudinale (V) oppure in direzione ortogonale (Vo) alla parete
N		superamento resistenza a sforzo normale (trazione)
N		superamento resistenza a sforzo normale (compressione)

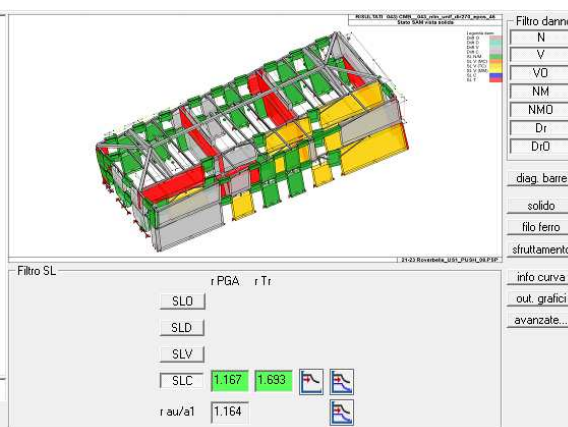
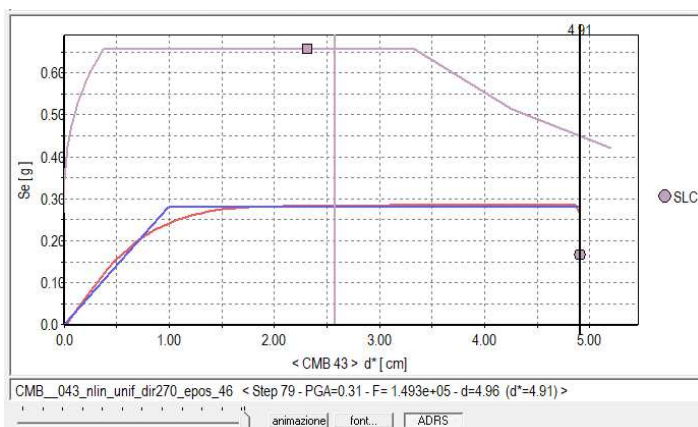
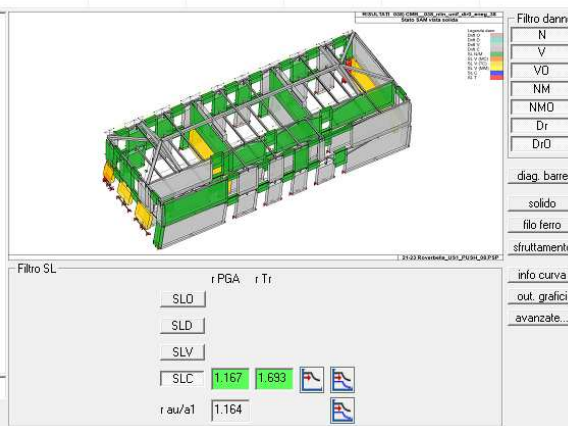
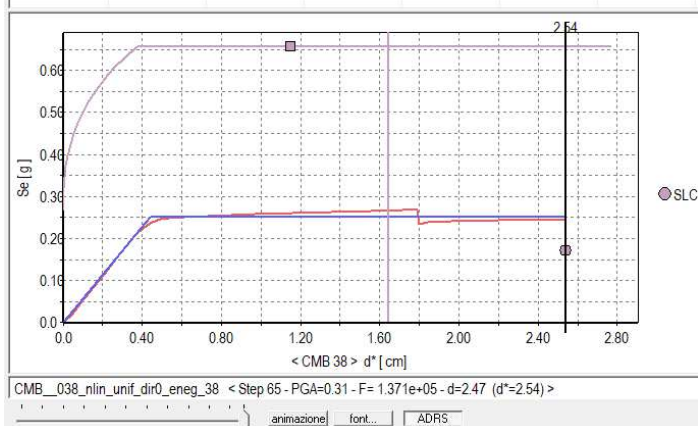
SLV

CMB	m ² x g [daN]	K ⁺ [daN/cm]	T ⁺ [s]	Gamma	dy [cm]	Fy [daN]	au/a1	d SLV [d] [cm]	d SLV [c] [cm]	a PGA V	a Tr V	q ⁺ SLV
CMB 29	8.286e+05	3.312e+05	0.32	0.97	0.51	1.682e+05	1.32	1.60	2.74	1.46	3.48	2.53
CMB 30	8.286e+05	4.362e+05	0.28	0.97	0.46	1.995e+05	1.28	1.29	2.23	1.46	3.48	2.13
CMB 31	8.286e+05	3.529e+05	0.31	0.97	0.53	1.879e+05	1.46	1.51	3.27	1.46	3.48	2.26
CMB 32	8.286e+05	4.685e+05	0.27	0.97	0.45	2.092e+05	1.18	1.22	2.12	1.46	3.48	2.03
CMB 33	8.933e+05	2.724e+05	0.36	1.01	0.80	2.190e+05	3.49	1.96	3.29	1.46	3.48	2.17
CMB 34	8.933e+05	2.366e+05	0.39	1.01	0.96	2.279e+05	3.72	2.17	4.43	1.46	3.48	2.09
CMB 35	8.933e+05	2.250e+05	0.40	1.01	1.05	2.352e+05	4.91	2.24	4.22	1.46	3.48	2.02
CMB 36	8.933e+05	2.081e+05	0.42	1.01	1.03	2.146e+05	4.51	2.38	4.08	1.46	3.48	2.22
CMB 37	8.286e+05	3.634e+05	0.30	0.97	0.49	1.761e+05	1.22	1.50	2.22	1.42	3.17	2.42
CMB 38	8.286e+05	4.731e+05	0.27	0.97	0.43	2.030e+05	1.16	1.22	1.86	1.43	3.19	2.10
CMB 39	8.286e+05	3.939e+05	0.29	0.97	0.46	1.819e+05	1.39	1.41	1.88	1.28	2.22	2.34
CMB 40	8.286e+05	5.073e+05	0.26	0.97	0.42	2.143e+05	1.19	1.15	1.87	1.46	3.48	1.99
CMB 41	8.933e+05	3.069e+05	0.34	1.01	0.77	2.359e+05	3.69	1.79	3.10	1.46	3.48	2.02
CMB 42	8.933e+05	2.688e+05	0.37	1.01	0.90	2.432e+05	2.88	1.96	3.85	1.46	3.48	1.96
CMB 43	8.933e+05	2.532e+05	0.38	1.01	1.00	2.531e+05	5.25	2.04	3.72	1.46	3.48	1.88
CMB 44	8.933e+05	2.350e+05	0.39	1.01	0.98	2.300e+05	4.86	2.17	3.91	1.46	3.48	2.07



SLC

CMB	m ² x g [daN]	K* [daN/cm]	T* [s]	Gamma	d _y [cm]	F _y [daN]	a _{u/a1}	d SLC [d] [cm]	d SLC [c] [cm]	a PGA C	a Tr C	q ² SLC
CMB 29	8.286e+05	3.312e+05	0.32	0.97	0.51	1.682e+05	1.32	2.06	3.66	1.17	1.69	3.14
CMB 30	8.286e+05	4.362e+05	0.28	0.97	0.46	1.995e+05	1.28	1.69	2.98	1.17	1.69	2.65
CMB 31	8.286e+05	3.529e+05	0.31	0.97	0.53	1.879e+05	1.46	1.95	4.36	1.17	1.69	2.81
CMB 32	8.286e+05	4.685e+05	0.27	0.97	0.45	2.092e+05	1.18	1.60	2.82	1.17	1.69	2.53
CMB 33	8.933e+05	2.724e+05	0.36	1.01	0.80	2.190e+05	3.49	2.51	4.39	1.17	1.69	2.70
CMB 34	8.933e+05	2.366e+05	0.39	1.01	0.96	2.279e+05	3.72	2.75	5.91	1.17	1.69	2.60
CMB 35	8.933e+05	2.250e+05	0.40	1.01	1.05	2.352e+05	4.91	2.84	5.62	1.17	1.69	2.51
CMB 36	8.933e+05	2.081e+05	0.42	1.01	1.03	2.146e+05	4.51	3.00	5.44	1.17	1.69	2.76
CMB 37	8.286e+05	3.634e+05	0.30	0.97	0.48	1.761e+05	1.22	1.93	2.96	1.17	1.69	3.00
CMB 38	8.286e+05	4.731e+05	0.27	0.97	0.43	2.030e+05	1.16	1.60	2.47	1.17	1.69	2.61
CMB 39	8.286e+05	3.939e+05	0.29	0.97	0.46	1.819e+05	1.39	1.83	2.50	1.17	1.69	2.91
CMB 40	8.286e+05	5.073e+05	0.26	0.97	0.42	2.143e+05	1.19	1.52	2.49	1.17	1.69	2.47
CMB 41	8.933e+05	3.069e+05	0.34	1.01	0.77	2.359e+05	3.69	2.30	4.14	1.17	1.69	2.51
CMB 42	8.933e+05	2.688e+05	0.37	1.01	0.90	2.432e+05	2.88	2.51	5.13	1.17	1.69	2.43
CMB 43	8.933e+05	2.532e+05	0.38	1.01	1.00	2.531e+05	5.25	2.60	4.96	1.17	1.69	2.34
CMB 44	8.933e+05	2.350e+05	0.39	1.01	0.98	2.300e+05	4.86	2.76	5.22	1.17	1.69	2.57



10.3 VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 80% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 398 anni.

Coefficiente di comportamento: 2,00 [-]

Periodo del modo principale di vibrare (T1): 0,271 [sec]

Coefficiente di partecipazione modale γ : 1,20 [-]

Categoria di sottosuolo: Tipo C

Spettro di Risposta allo SLV

Periodo di ritorno per lo SLV (T_r): 398 [anni]

Probabilità di superamento per lo SLV (P_{ver}): 17 [%]

Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLV (T_{c^*}): 0,278 [sec]

Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLV (a_g): 0,114 [g]

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLV (F_0): 2,49 [-]

Periodo dello spettro T_b : 0,15 [sec]

Periodo dello spettro T_c : 0,45 [sec]

Periodo dello spettro T_d : 2,06 [sec]

Coefficiente di sottosuolo S : 1,50 [-]

Spettro di Risposta allo SLD

Periodo di ritorno per lo SLD (T_r): 46 [anni]

Probabilità di superamento per lo SLD (P_{ver}): 80 [%]

Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLD (T_{c^*}): 0,255 [sec]

Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLD (a_g): 0,044 [g]

Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLD (F_0): 2,51 [-]

Periodo dello spettro T_b : 0,14 [sec]

Periodo dello spettro T_c : 0,42 [sec]

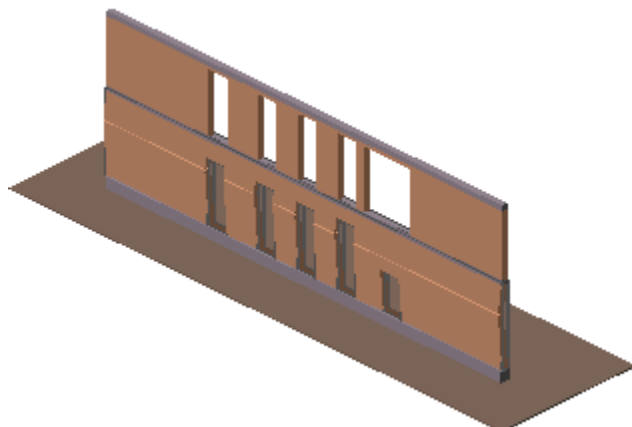
Periodo dello spettro T_d : 1,77 [sec]

Coefficiente di sottosuolo S : 1,50 [-]

Vengono sotto riportate le verifiche delle due pareti più gravose.

PARETE LONGITUDINALE LATO CORTILE INTERNO

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo:0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$:0,000 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 1506,979 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 1031,932 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 :0,685 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* :0,571 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* :93,844 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* :0,999 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,115 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD:**VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **NON RICHIESTO**

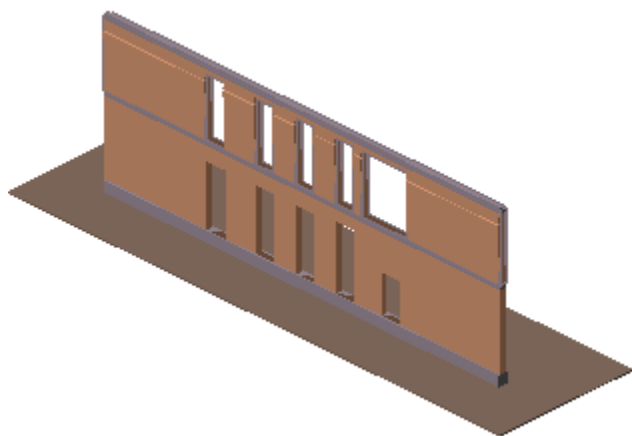
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,150 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: NON RICHIESTO

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,541 [-]

Momento Ribaltante M_{rib} : 1176,275 [kN*m]

Momento Stabilizzante M_{st} : 348,528 [kN*m]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,296 [-]

accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,247 [g]

Massa partecipante al cinematismo M^* : 70,299 [kN/g]

Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 0,999 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,107 [g]

Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,265 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,433 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: VERIFICATO

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV} S$)/ q_{SLV} : 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,138 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,346 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,560 [-]

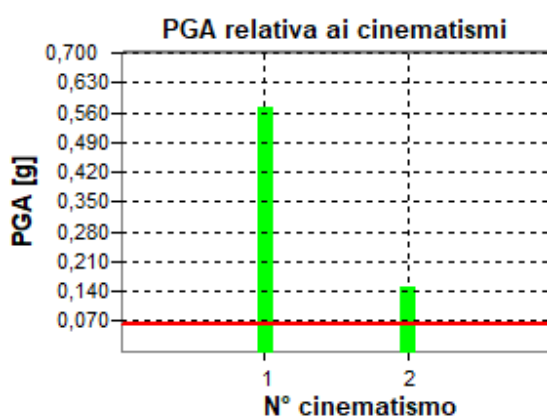
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: VERIFICATO

Risultati della verifica con analisi cinematica Non lineare allo SLD

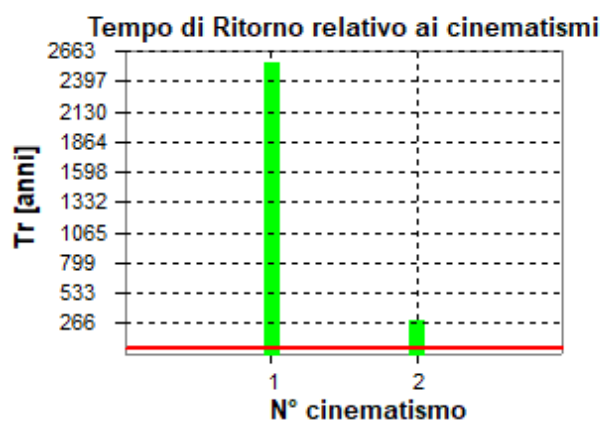
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD ($a_{g,SLD} S$)/ q_{SLD} : 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,107 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,265 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,433 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: VERIFICATO

Confronto PGA in sito e PGA meccanismi di collasso locali



Confronto PGA SLD



Confronto TR SLD

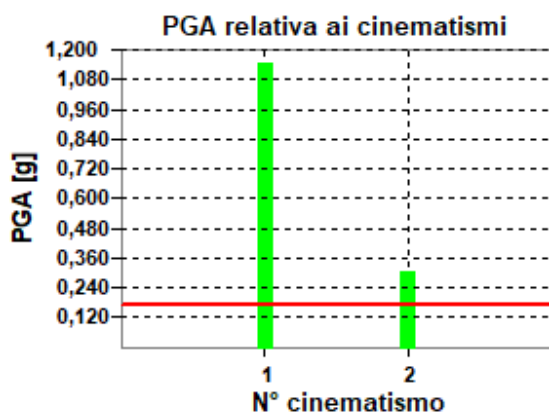
Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,5711 [g]

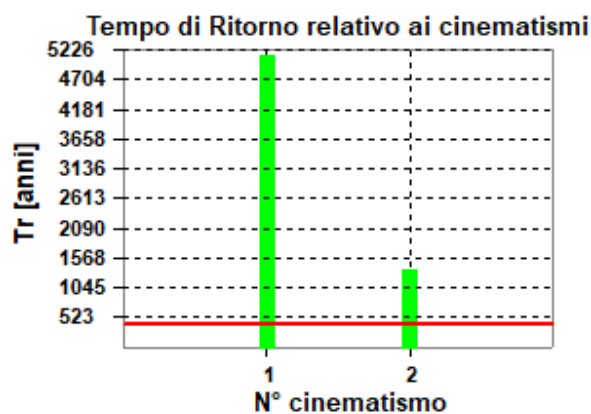
Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 2563 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 8,7323 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 55,1558 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,1510 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 300 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 2,3087 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 6,4565 [-]



Confronto PGA SLV



Confronto TR SLV

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

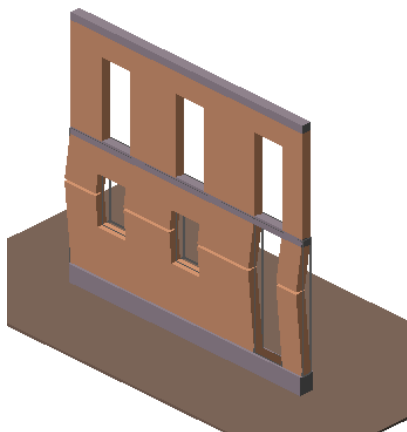
Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 398 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 1,1422 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 5126 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 6,6853 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 12,8634 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 398 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 0,3050 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 1369 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 1,7853 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 3,4351 [-]

PARETE TRASVERSALE LATO CORTILE INTERNO

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,000 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 501,360 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 362,211 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,722 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,602 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 34,109 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,109 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **NON RICHIESTO**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV} S$)/ q_{SLV} : 0,085 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: Non Richiesto

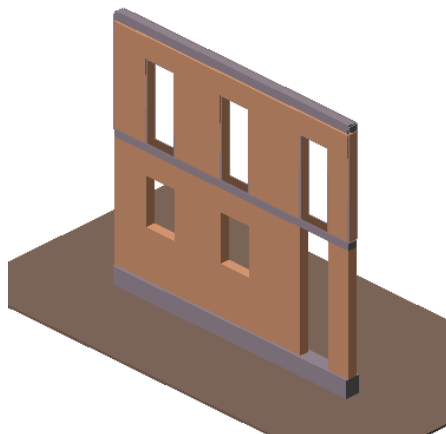
Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,142 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLV: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: **VERIFICATO**

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: **NON RICHIESTO**

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,541 [-]

Momento Ribaltante M_{rib} : 595,317 [kN*m]

Momento Stabilizzante M_{st} : 117,310 [kN*m]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,197 [-]

accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,164 [g]

Massa partecipante al cinematismo M^* : 26,937 [kN/g]

Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD ($a_{g,SLD}$ S)/ $q_{,SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{,SLD}$: 0,107 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,398 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,652 [-]

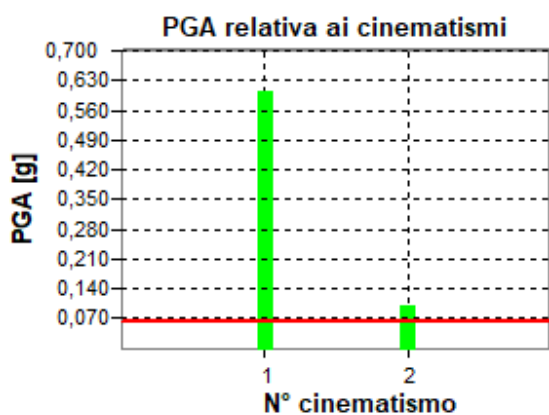
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **VERIFICATO**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

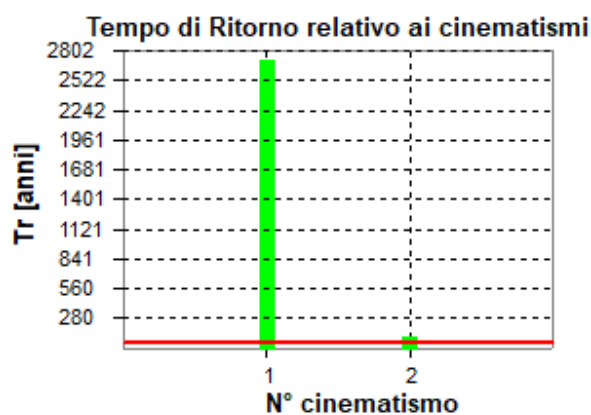
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV}$ S)/ $q_{,SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{,SLV}$: 0,138 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,520 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,843 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: **VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: **VERIFICATO**

Confronto PGA in sito e PGA meccanismi di collasso locali



Confronto PGA SLD



Confronto TR SLD

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,6020 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 2702 [anni]

Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 9,2056 [-]

Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 58,1454 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]

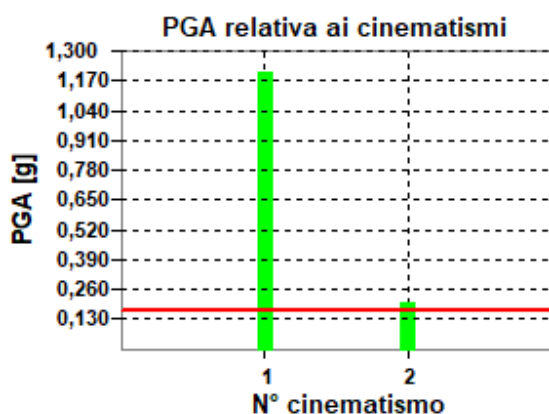
Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,1003 [g]

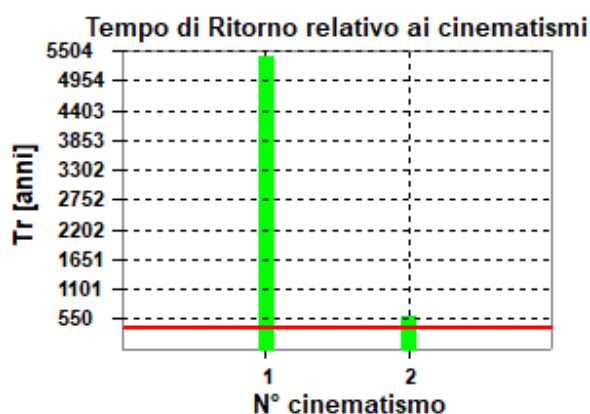
Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 117 [anni]

Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 1,5340 [-]

Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 2,5173 [-]



Confronto PGA SLV



Confronto TR SLV

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]

Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 1,2041 [g]

Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 5404 [anni]

Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 7,0477 [-]

Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 13,5606 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]

Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 398 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 0,2027 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 608 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 1,1862 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 1,5258 [-]

10.4 VERIFICA DEL NUOVO SOLAIO IN LEGNO-C.A. ALLEGGERITO

Al piano sottotetto nella zona del corridoio non è presente nessun piano rigido, pertanto si realizza un solaio in legno-calcestruzzo alleggerito con travi in legno lamellare di sezione 14x18 cm, assito da 2,5 cm e soletta in calcestruzzo alleggerito CL30/33 di spessore 5 cm, che permettere alla struttura di collaborare ridistribuendo al meglio le sollecitazioni sismiche.

Viene realizzato un solaio composto con luce di 2,90 m con schema statico appoggio-appoggio.

DATI SOLAIO						
luce del solaio	L	290 cm				
base della trave lignea	B	14 cm				
altezza della trave lignea	H	18 cm				
interasse travi	i	70 cm				
spessore assito	sp _{ass}	2,5 cm				
spessore soletta in cls	sp _{sol}	5 cm				
diametro dei connettori	∅	10 mm				
profondità di infissione nella trave	l _w	80 mm				
MATERIALI						
calcestruzzo per la soletta	LC30/33	acciaio dei connettori		B450C		
legno della trave	C24	k _{mod}	0,9	k _{def} 0,6		
SOLLECITAZIONI E CARICHI						
M _{sd,slu,max}	259,77 daNm	M _{sd,rara,max}	194,16 daNm	M _{sd,qp,max} 157,37 daNm		
V _{sd,slu,max}	358,30 daN	V _{sd,rara,max}	267,81 daN	V _{sd,qp,max} 217,06 daN		
NUMERO DI SEGMENTI PER META' CAMPATA DELLA TRAVE LIGNEA						
segmenti	n. 5	I	II	III	IV	V
passo connettori	cm	20	20	20	20	20
taglio massimo sul segmento	daN	358,30	286,64	214,98	143,32	71,66

TEMPO $t=0$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SOLETTA				CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE			
area	A_1	35000 mm ²		A_2	25200 mm ²		
mom. di inerzia	J_1	7291667 mm ⁴		J_2	68040000 mm ⁴		
modulo elastico	E_1	23219,66 N/mm ²		E_2	11600 N/mm ²		
PARAMETRI GENERALI DELLA SEZIONE COMPOSTA							
passo massimo dei connettori				s_{max}	200 mm		
passo minimo dei connettori				s_{min}	200 mm		
passo equivalente				s_{eq}	200 mm		
modulo di scorrimento			SLU	K_u	4294,2 N/mm		
distanze tra i baricentri			SLE	a_1	132 mm		
				a_2	8 mm		
				K_{ser}	6441,4 N/mm		
				a_1	128 mm		
				a_2	12 mm		
rigidezze	SLU	$(EJ)_0$	9,59E+11 Nmm ²	$(EJ)_\infty$	5,17E+12 Nmm ²		
		$(EA)_0$	2,15E+08 Nmm ²	$(EJ)_{eff}$	1,29E+12 Nmm ²		
	SLE	$(EJ)_{eff}$	1,44E+12 Nmm ²				
efficienza del sistema di connessione				η	0,08 POCO PRIGIDO		

VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE SLU

σ_{max} soletta	1,31 N/mm ²	<	f_{cd}	17,00 N/mm ²	VERIFICATA
σ_{max} trave	2,29 N/mm ²	<	$f_{m,d}$	14,40 N/mm ²	VERIFICATA
σ_1	0,14 N/mm ²		$\sigma_{m,1}$	1,17 N/mm ²	
$\sigma_{1,c}$	1,31 N/mm ²	<	f_{cd}	17,00 N/mm ²	VERIFICATA
$\sigma_{1,t}$	1,03 N/mm ²	<	f_{ctd}	1,04 N/mm ²	VERIFICATA
σ_2	0,19 N/mm ²		$\sigma_{m,2}$	2,10 N/mm ²	
$\sigma_2/f_{t,0d} + \sigma_{m,2}/f_{m,y,d}$	0,17	<	1		VERIFICATA
VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE SLU					
$\tau_{2,max}$	0,16 N/mm ²	<	$f_{v,d}$	2,40 N/mm ²	VERIFICATA

VERIFICA A TAGLIO DEI CONNETTORI

resistenza a rifollamento del legno	$f_{h,k}$	28,04 N/mm ²
profondità di infissione	l_w	80 mm
diametro efficace	d_{eff}	10 mm
momento caratteristico di snervamento connettore	$M_{y,k}$	64493,4 Nmm

$$R_k = \begin{cases} \frac{f_{h,k} * l_w * d_{eff}}{2,3 \sqrt{M_{y,k} * f_{h,k} * d_{eff}}} \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,k} * d_{eff} * l_w^2}} - 1 \right] \\ f_{h,k} * d_{eff} * l_w \end{cases}$$

resistenza del connettore

 $R_{k,I}$ 22435,20 N

 $R_{k,II}$ 10413,28 N

 $R_{k,III}$ 9781,50 N

VALORI DI RESISTENZA DEL CONNETTORE

resistenza minima del connettore	$R_{d,min}$	5868,9 N	$R_{d,min} = k_{mod} * R_{k,min} / \gamma_m$				
segmento		I	II	III	IV	V	
taglio sollecitante sul connettore con s_{eq}	N	1312,3	1049,8	787,4	524,9	262,5	
verificata		si	si	si	si	si	
taglio sollecitante sul connettore con s_i	N	1312,3	1049,8	787,4	524,9	262,5	
verificata		si	si	si	si	si	

VERIFICA DELLA DEFORMATA SLE

$u_{g,ist}$	1,1 mm	= L/ 2745			
$u_{q,ist}$	0,2 mm	= L/ 11742			
$u_{tot,ist}$	1,3 mm	= L/ 2225	<	L/ 500	VERIFICATA

TEMPO $t=\infty$

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SOLETTA				CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE	
modulo elastico	E_1	7739,887 N/mm ²		E_2	7250 N/mm ²
PARAMETRI GENERALI DELLA SEZIONE COMPOSTA					
modulo di scorrimento	SLU	K_u	2683,9 N/mm		
distanze tra i baricentri		a_1	132 mm		
		a_2	8 mm		
	SLE	K_{ser}	4025,8 N/mm		
		a_1	129 mm		
rigidezze		a_2	11 mm		
	SLU	$(EJ)_0$	5,50E+11 Nmm ²	$(EJ)_\infty$	2,69E+12 Nmm ²
		$(EA)_0$	1,09E+08 Nmm ²	$(EJ)_{eff}$	7,53E+11 Nmm ²
	SLE	$(EJ)_{eff}$	8,40E+11 Nmm ²		
efficienza del sistema di connessione		η	0,09	POCO PRIGIDO	



**STRUTTURE
& PROGETTI
INGEGNERIA**



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Ministero dell'Istruzione



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA



VERIFICA A FLESSIONE DELLA SEZIONE SLU

σ_{\max} soletta	0,81 N/mm ²	<	f_{cd}	17,00 N/mm ²	VERIFICATA
σ_{\max} trave	2,45 N/mm ²	<	$f_{m,d}$	14,40 N/mm ²	VERIFICATA
σ_1	0,14 N/mm ²		$\sigma_{m,1}$	0,67 N/mm ²	
$\sigma_{1,c}$	0,81 N/mm ²	<	f_{cd}	17,00 N/mm ²	VERIFICATA
$\sigma_{1,t}$	0,52 N/mm ²	<	f_{ctd}	1,04 N/mm ²	VERIFICATA
σ_2	0,20 N/mm ²		$\sigma_{m,2}$	2,25 N/mm ²	
$\sigma_2/f_{t,0d} + \sigma_{m,2}/f_{m,y,d}$	0,17	<	1		VERIFICATA

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE SLU

$\tau_{2,\max}$	0,17 N/mm ²	<	$f_{v,d}$	2,40 N/mm ²	VERIFICATA
-----------------	------------------------	---	-----------	------------------------	------------

VERIFICA A TAGLIO DEI CONNETTORI

resistenza minima del connettore	$R_{d,\min}$	5868,9 N			$R_{d,\min} = k_{\text{mod}} * R_{k,\min} / \gamma_m$	
segmento		I	II	III	IV	V
taglio sollecitante sul connettore con s_{eq}	N	1379,7	1103,8	827,8	551,9	275,9
verificata		si	si	si	si	si
taglio sollecitante sul connettore con s_i	N	1379,7	1103,8	827,8	551,9	275,9
verificata		si	si	si	si	si

VERIFICA DELLA DEFORMATA SLE

$u_{g,ist}$	1,8 mm	= L/ 1607			
$u_{q,ist}$	0,4 mm	= L/ 6872			
$u_{tot,ist}$	1,8 mm	= L/ 1607	<	L/ 500	VERIFICATA

11 UNITÀ STRUTTURALE n°2

11.1 STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 80% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 398 anni.

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unità di misura delle forze	kg
Unità di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2018

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Luogo	Roverbella - (MN)
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*
SLV	398	0.114	2.485	0.278

Comportamento strutturale Dissipativo

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	5%
Numero di frequenze	20
Fattore q di comportamento per sisma orizzontale in X	qor=2,18
Fattore q di comportamento per sisma orizzontale in y	qor=3,0
Periodo proprio T1 in direzione X	0.26
Periodo proprio T1 in direzione Y	0.21

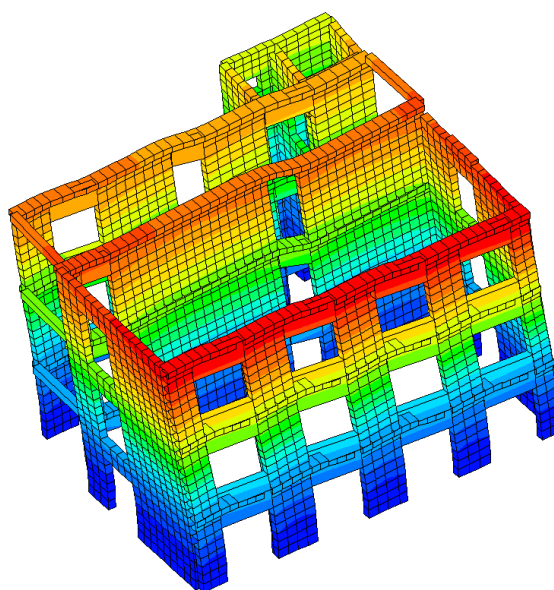
PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
--	---

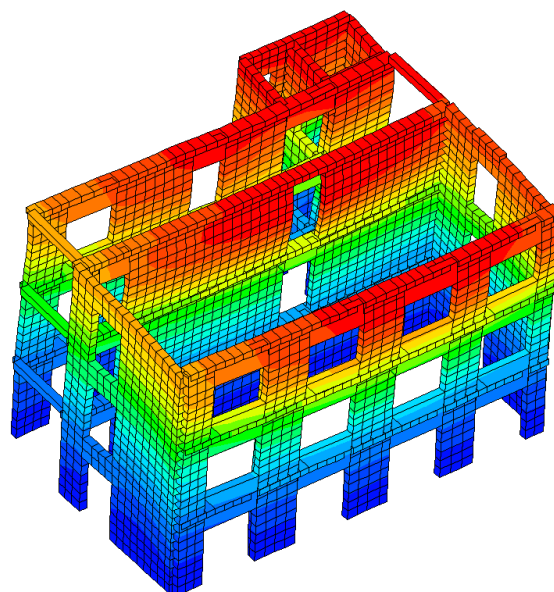
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

ANALISI DEI MODI DI VIBRARE

L'analisi dinamica modale ha consentito di determinare i due principali modi di vibrare della struttura; di seguito se ne riportano le rappresentazioni grafiche con il loro valore numerico.



Primo modo di vibrare significativo - traslazionale nella direzione parallela al lato lungo

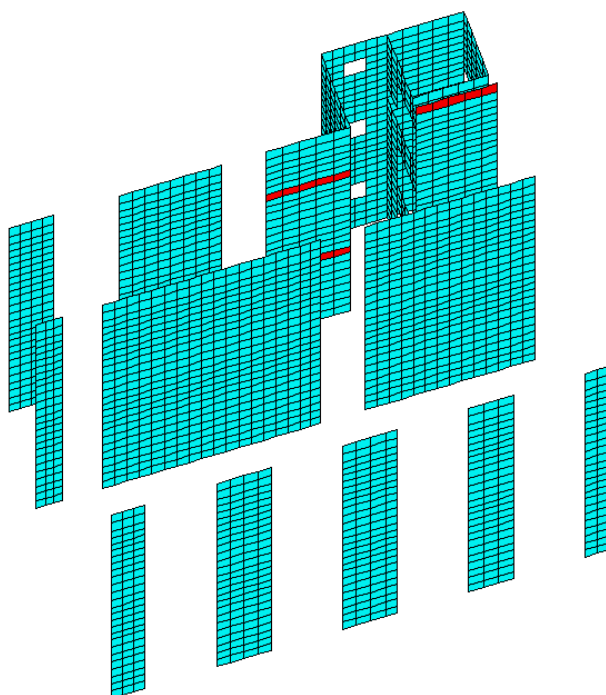


Secondo modo di vibrare significativo - traslazionale nella direzione parallela al lato corto

11.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA

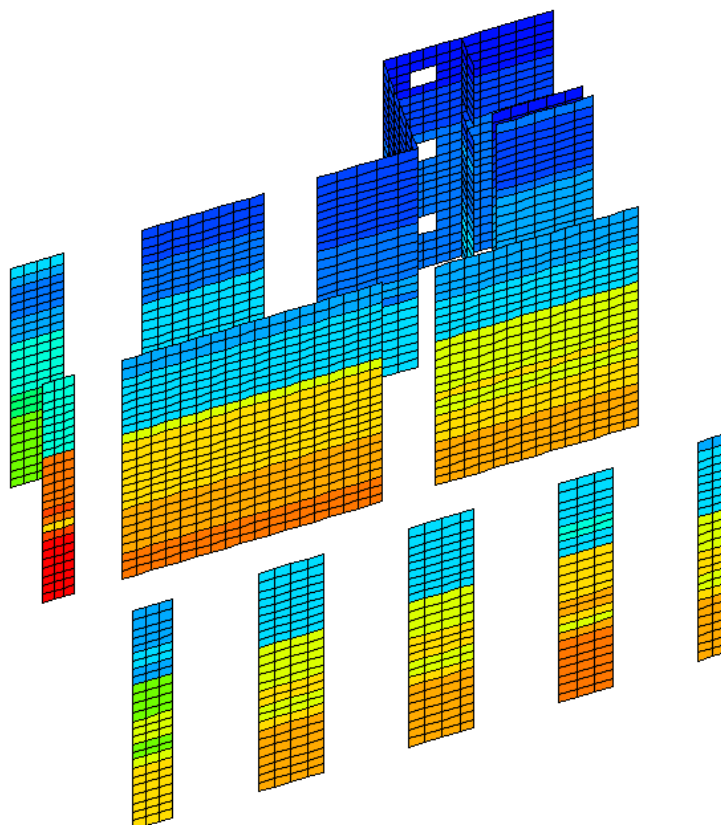
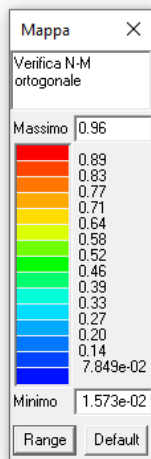
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi setto in muratura, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

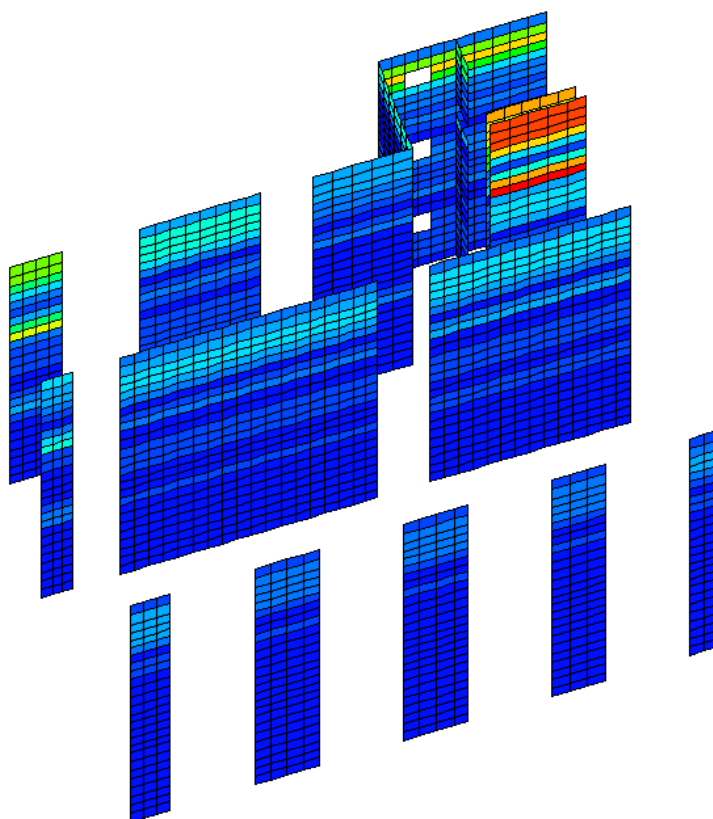
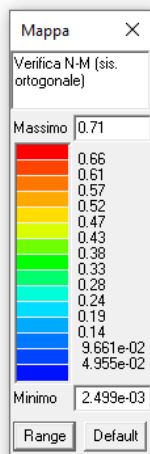


Come si può apprezzare dalla figura soprastante alcuni elementi allo stato di progetto non soddisfano tutte le verifiche previste. Tali verifiche in alcuni casi non sono soddisfatte a causa di concentrazioni di sforzo date dalla modellazione FEM e pertanto si possono ritenere trascurabili; mentre in altri casi la verifica non è soddisfatta per insufficiente capacità del materiale.

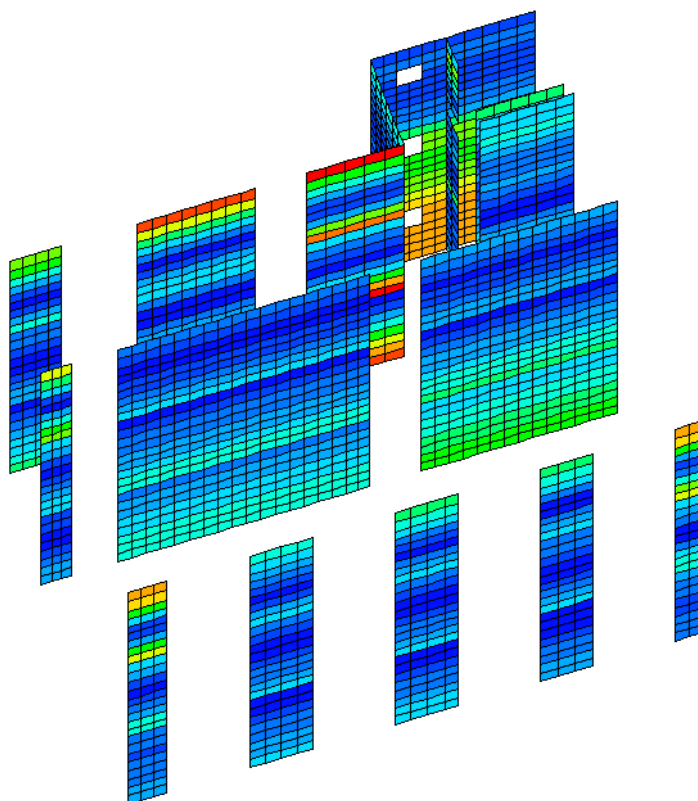
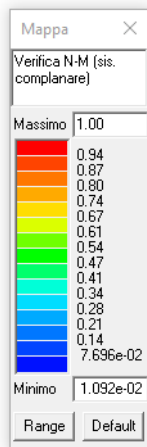
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità. Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



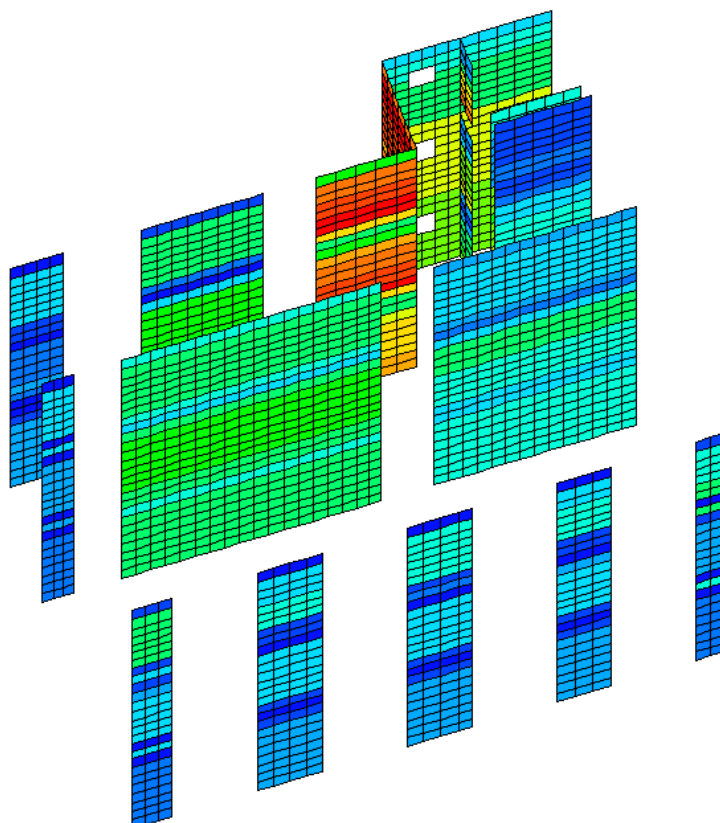
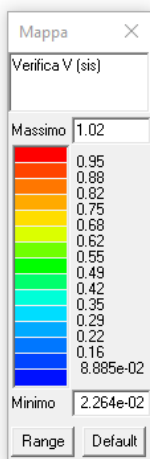
Presso flessione ortogonale al piano (statica)



Presso flessione ortogonale al piano (sismica)



Presso flessione nel piano



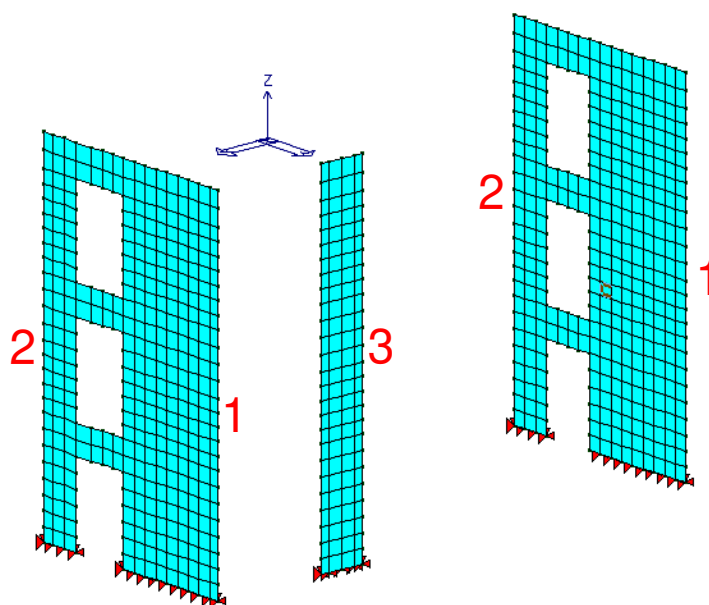
Taglio nel piano

Come già detto alcuni elementi non soddisfano tutte le verifiche, infatti, come si osserva dalle immagini sovrastanti, le verifiche a taglio presentano indici superiori all'unità. Essendo tali elementi di ridotta entità ed hanno un valore di verifica inferiore al 1,1 si può ritenere la verifica soddisfatta.

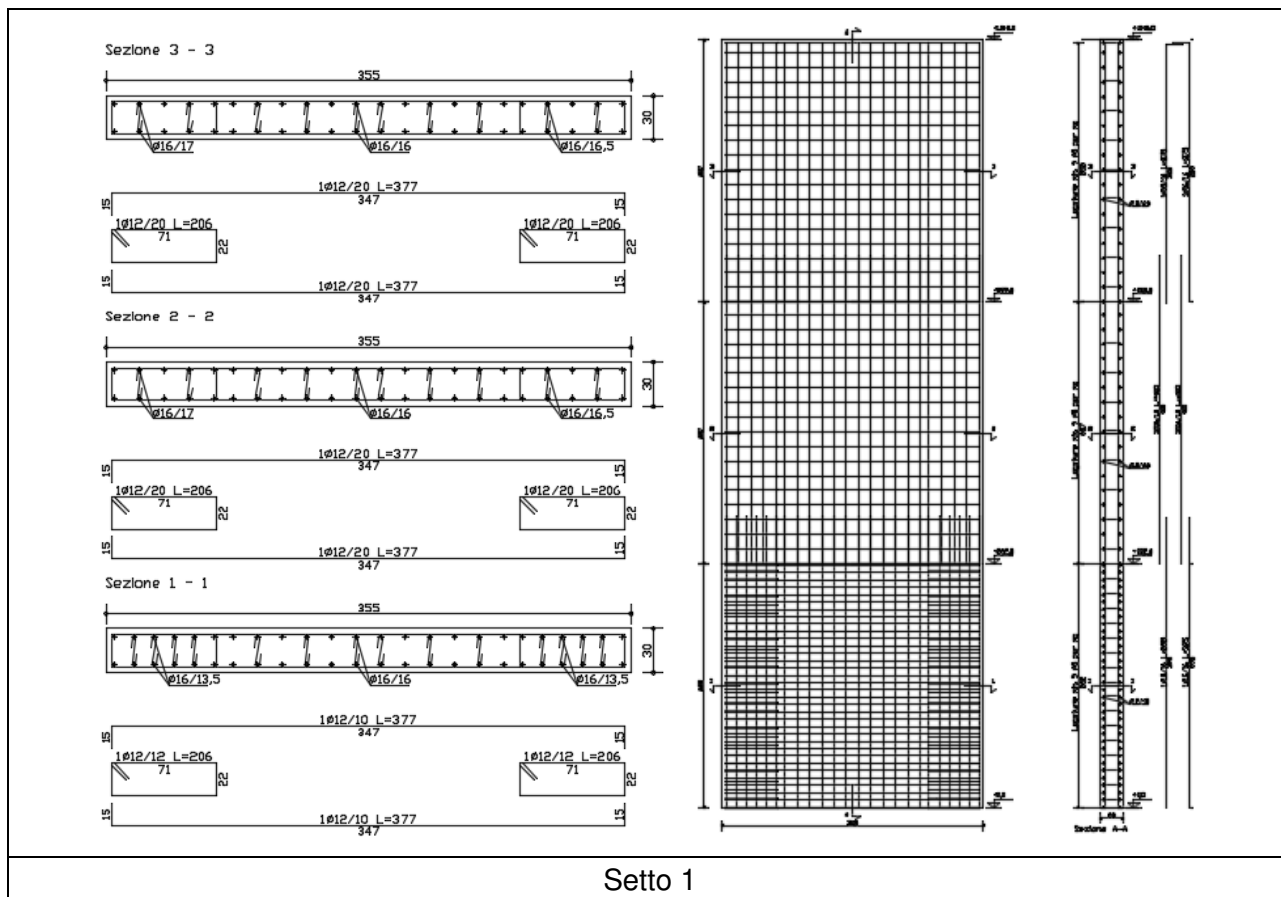
11.3 VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN C.A.

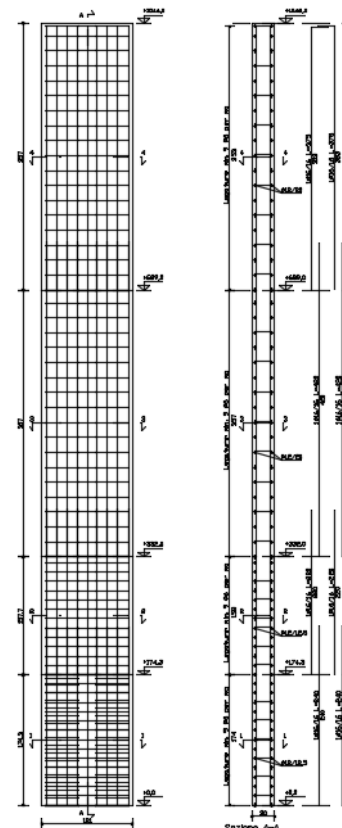
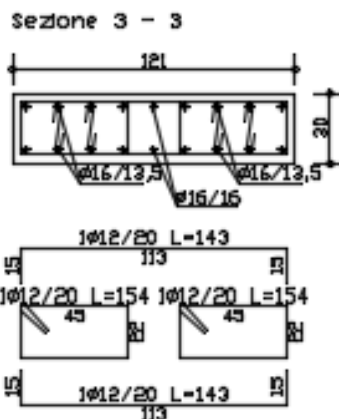
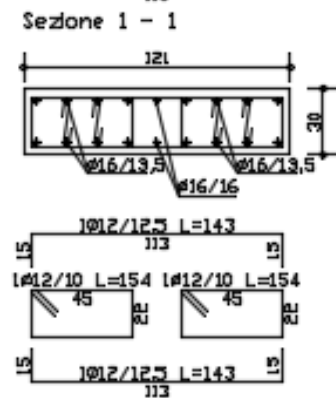
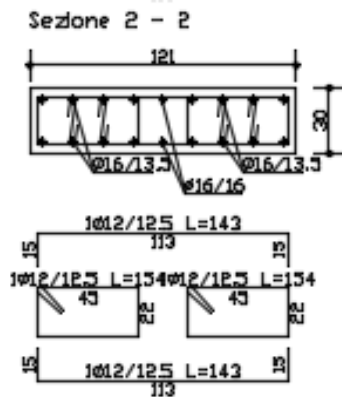
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi setto in c.a., che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

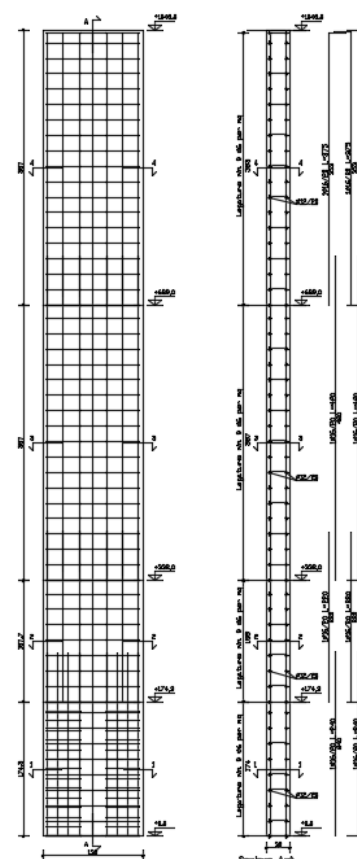
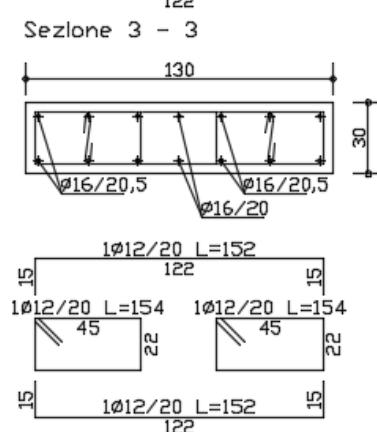
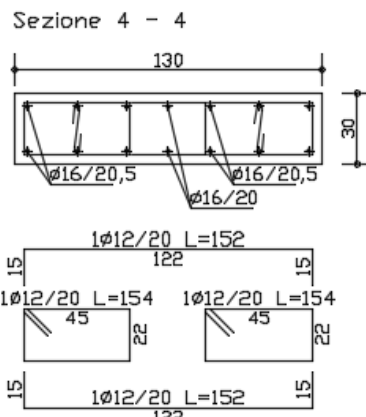
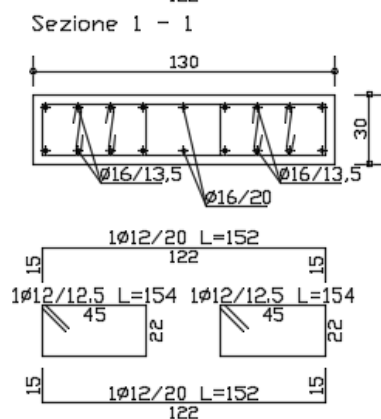
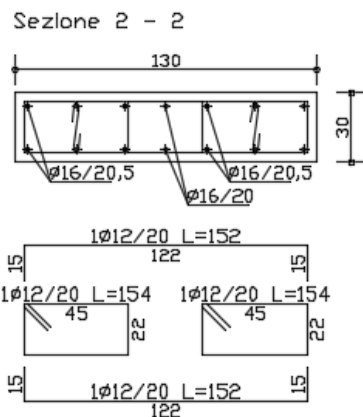


ARMATURE SETTI E FASCE





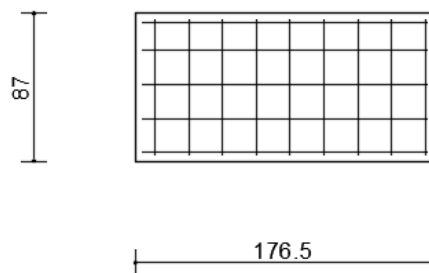
Setto 2



Setto 3

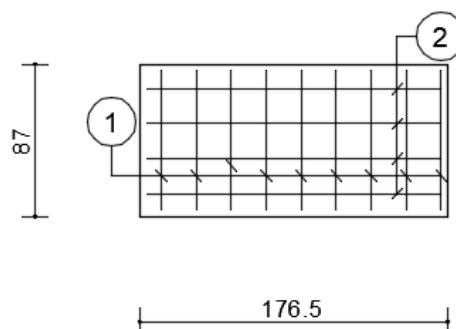
dir. 1
1Ø 12/ 20
5.7 cmq/m

dir. 2
1Ø 12/ 20
5.7 cmq/m



Armatura integrativa

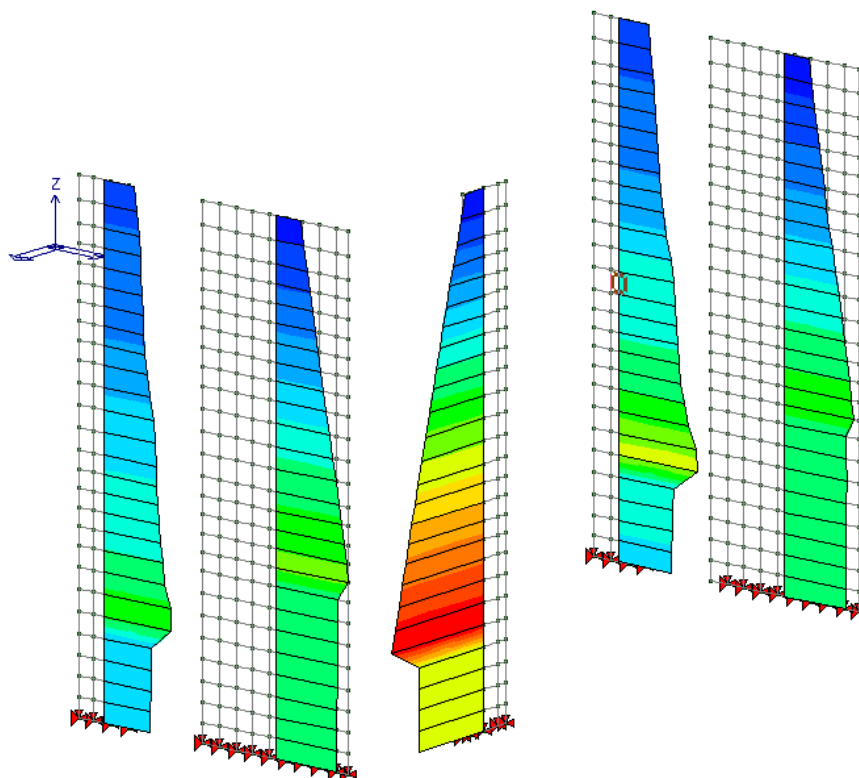
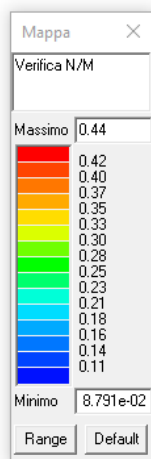
Pos.	Dir.	Diam./Passo
1	1	Ø 12 / 20
2	2	Ø 12 / 20



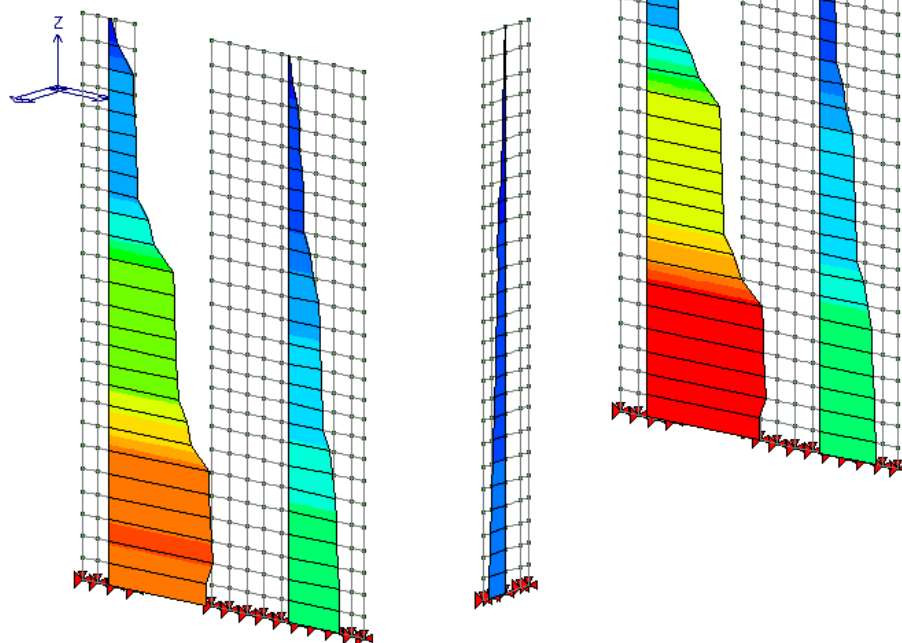
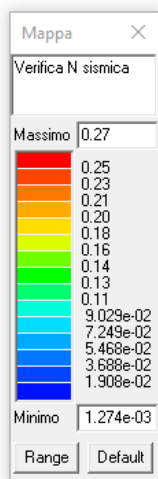
Trave di collegamento maggiormente sollecitata

Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

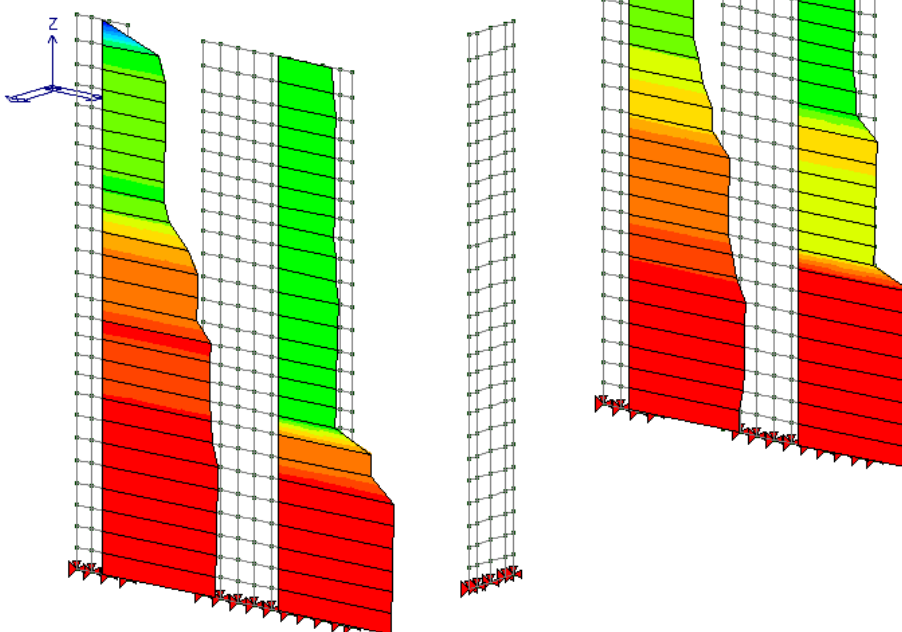
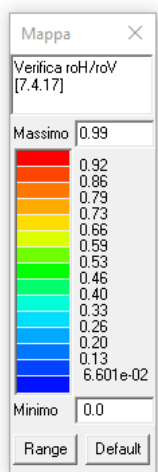
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative o al valore indicato nella didascalia.



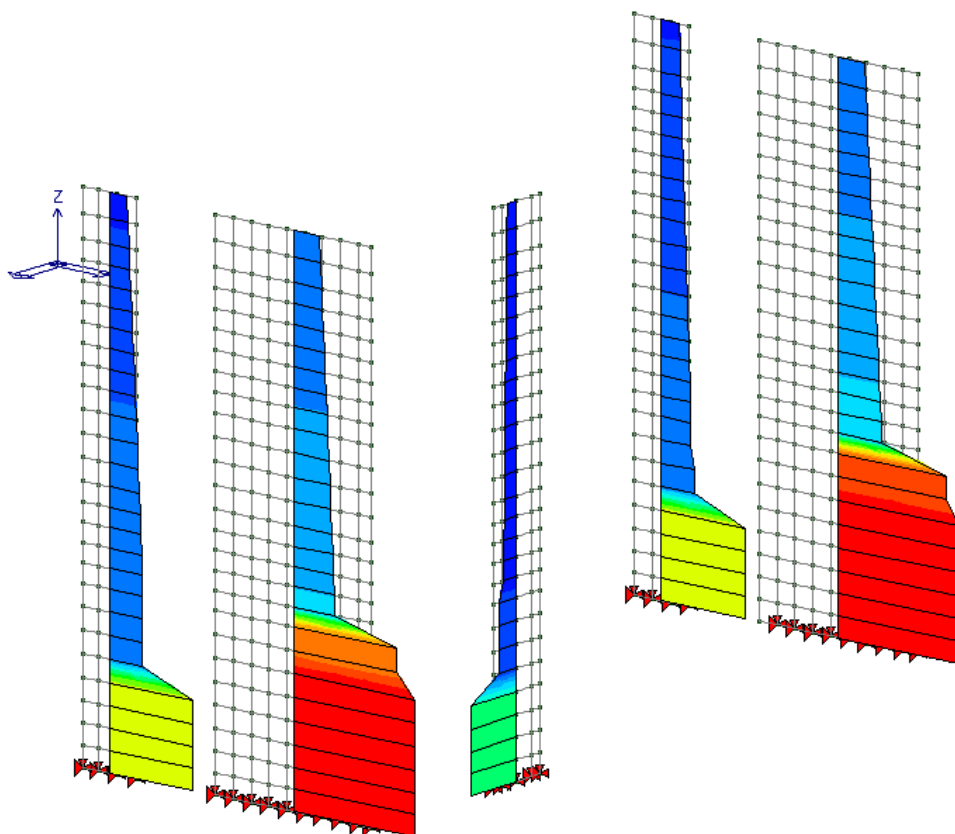
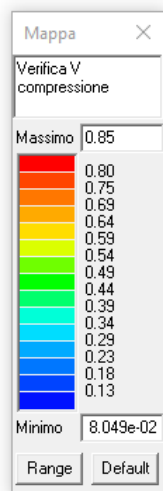
Presso flessione (parete sismica)



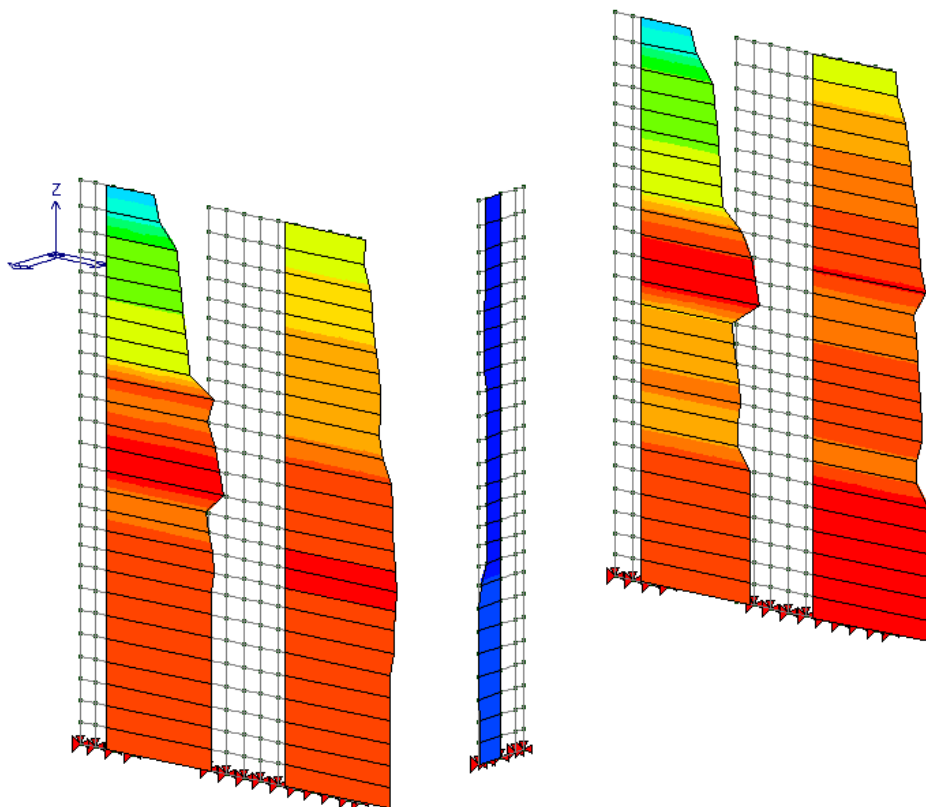
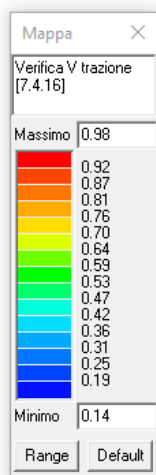
Verifiche a compressione sismica



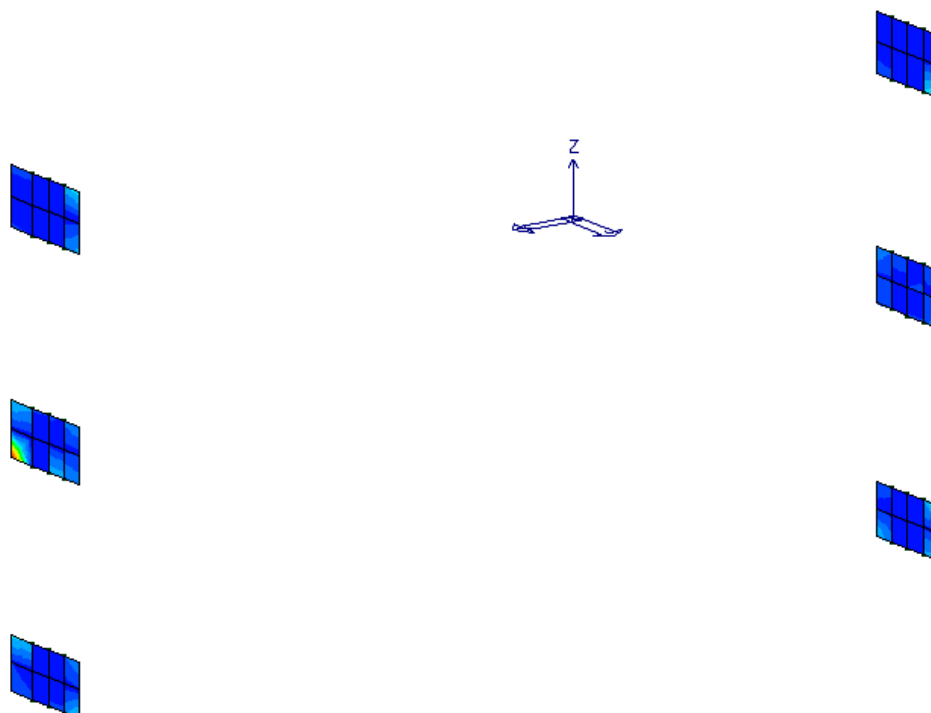
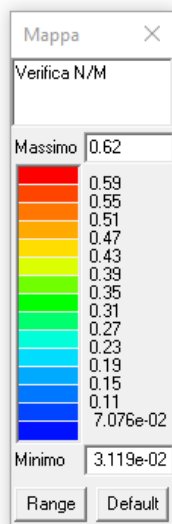
Verifica Rapporto ρ_H/ρ_V



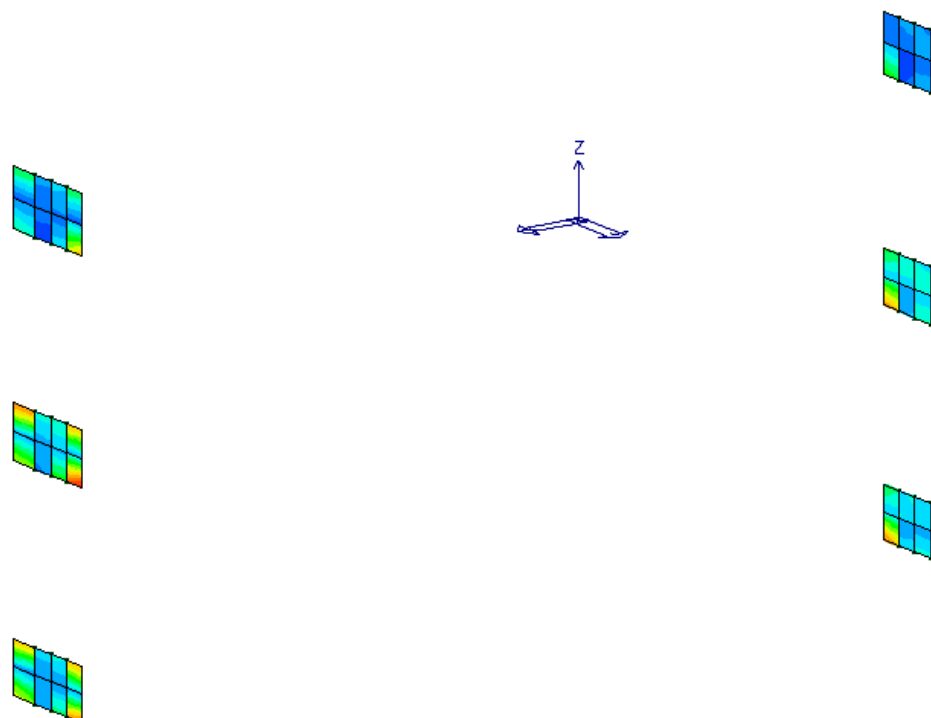
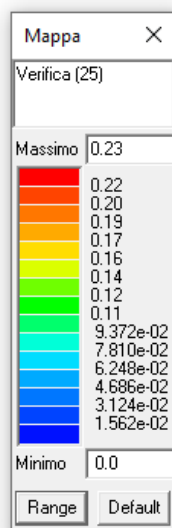
Taglio - compressione



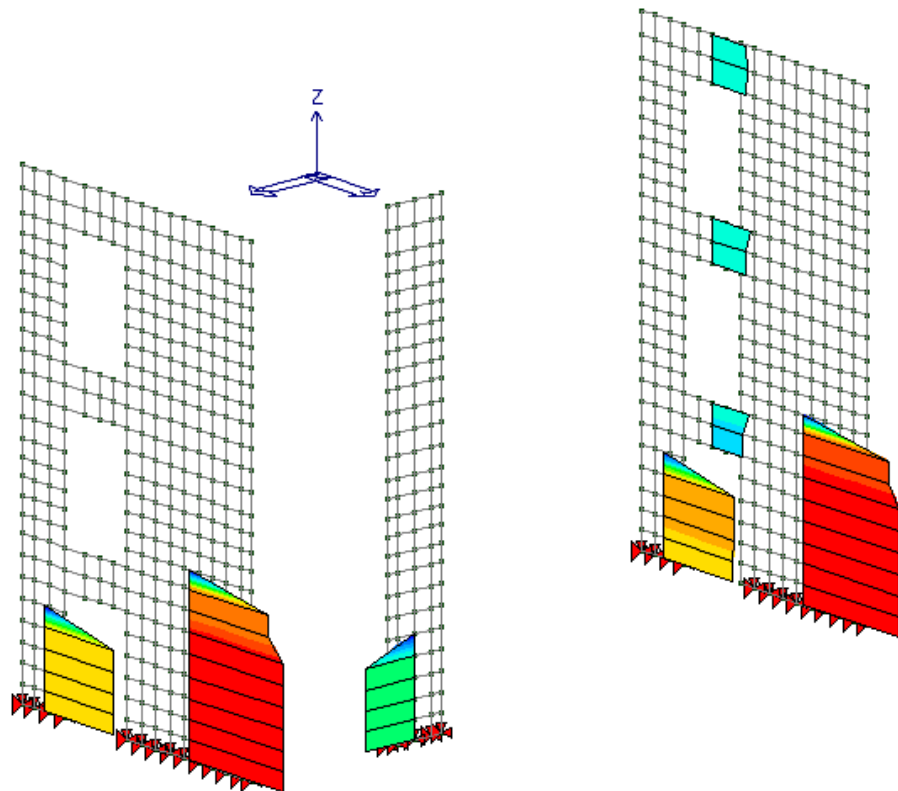
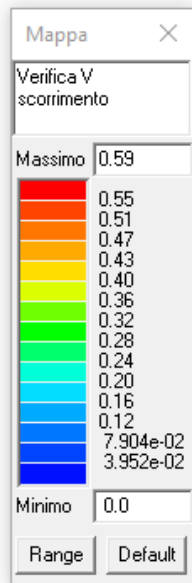
Taglio - trazione



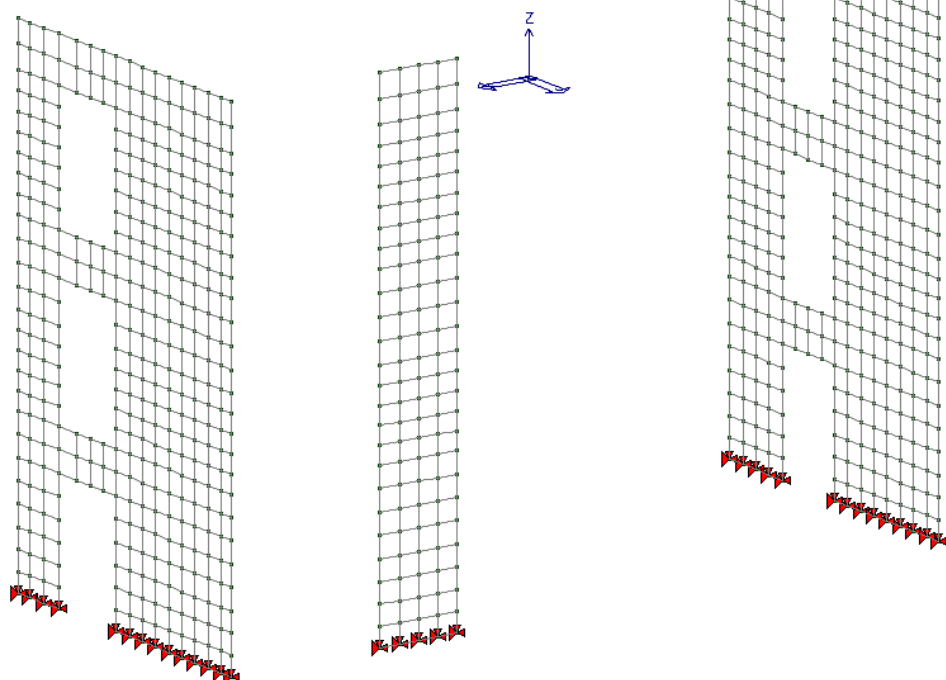
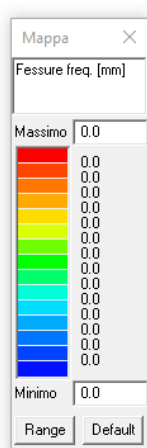
Presso flessione (travi di collegamento)



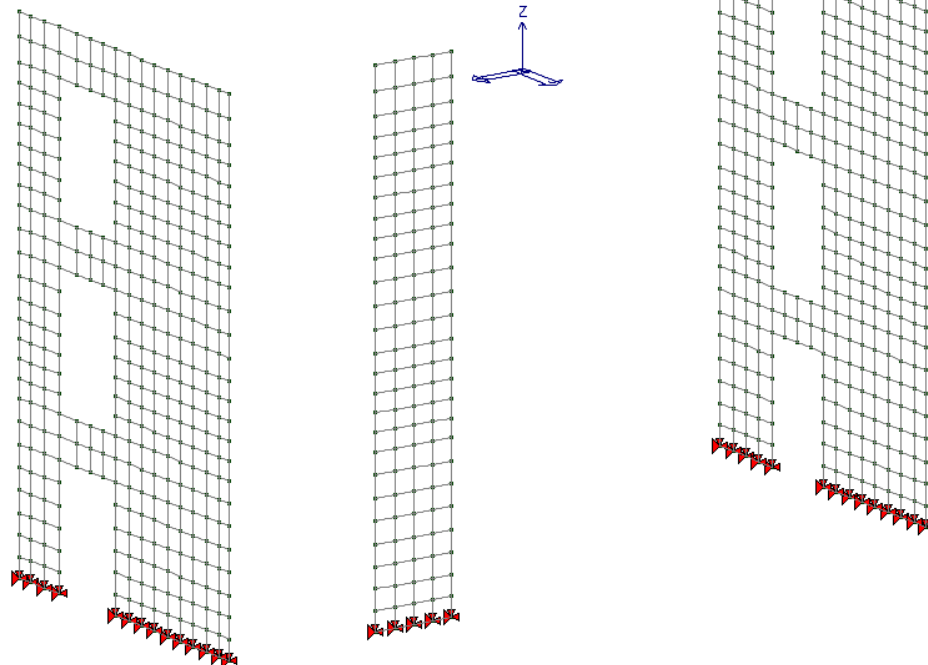
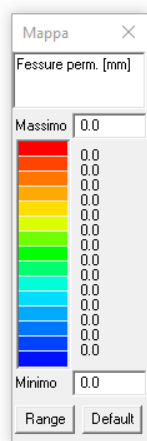
Verifiche a compressione con riduzione del 25% di fcd (travi di collegamento)



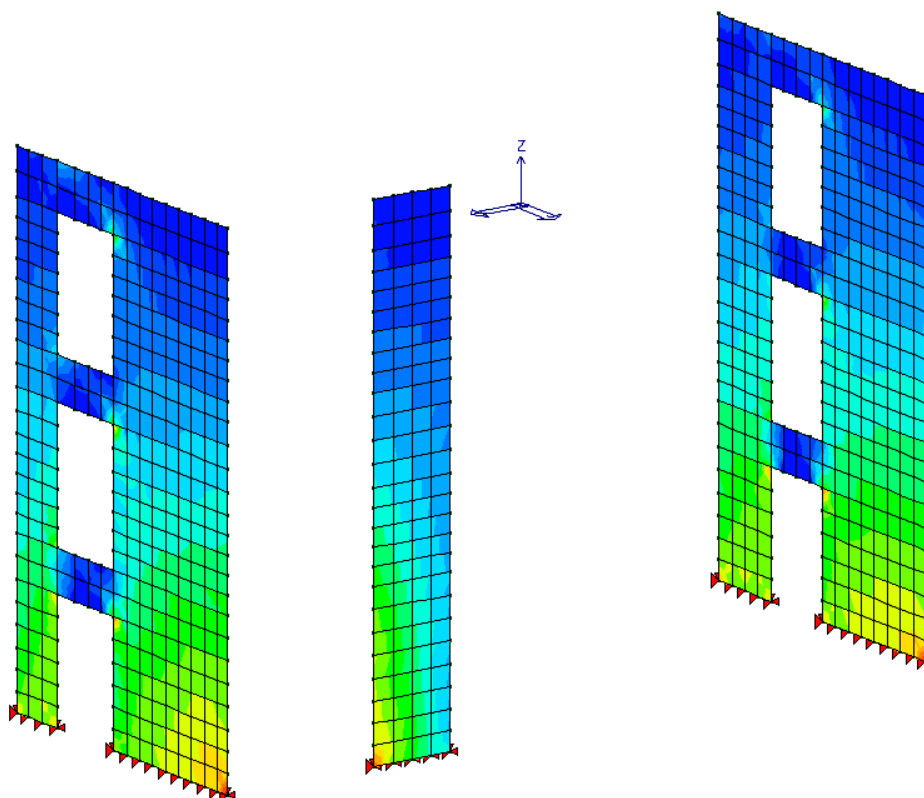
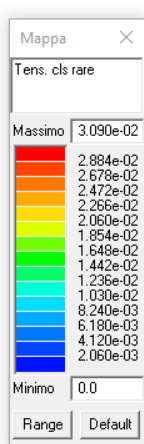
Taglio – scorrimento



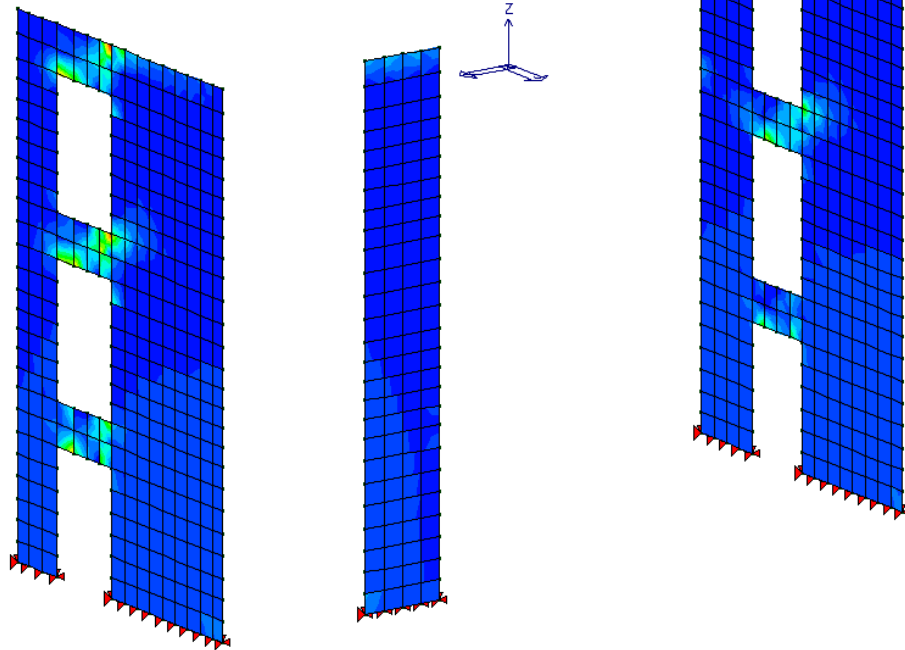
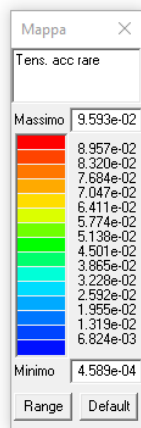
Fessurazione frequente ($\leq 0,40$ mm)



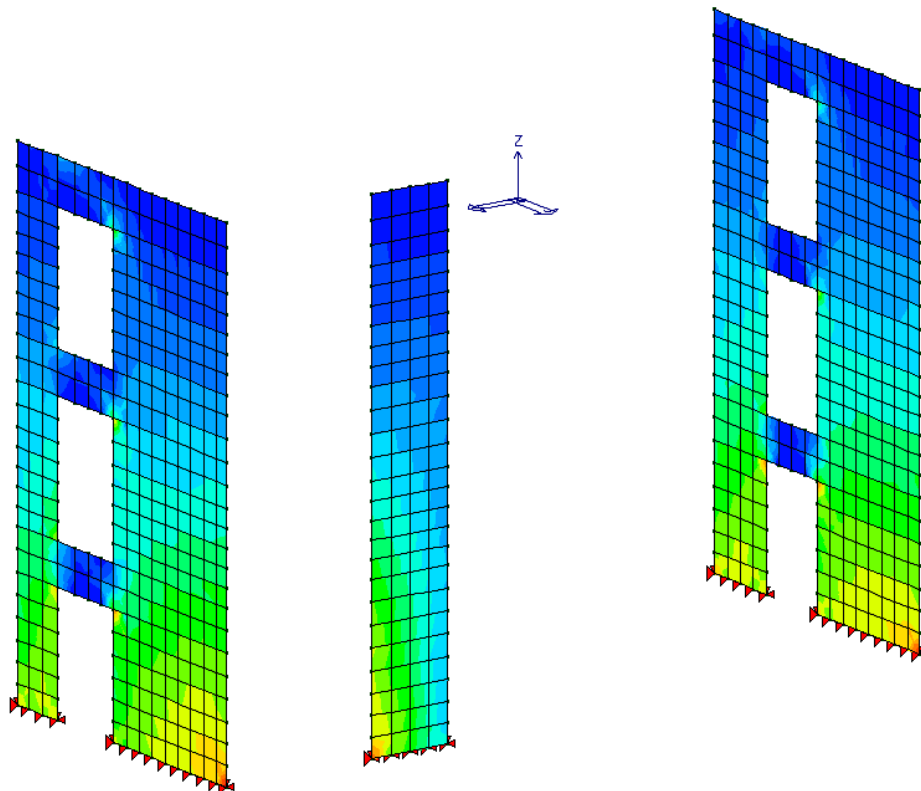
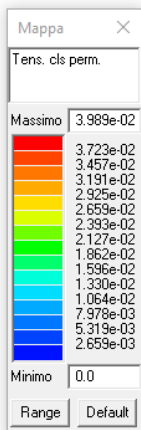
Fessurazione quasi permanente ($\leq 0,30$ mm)



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara



Tensione del cls quasi permanente

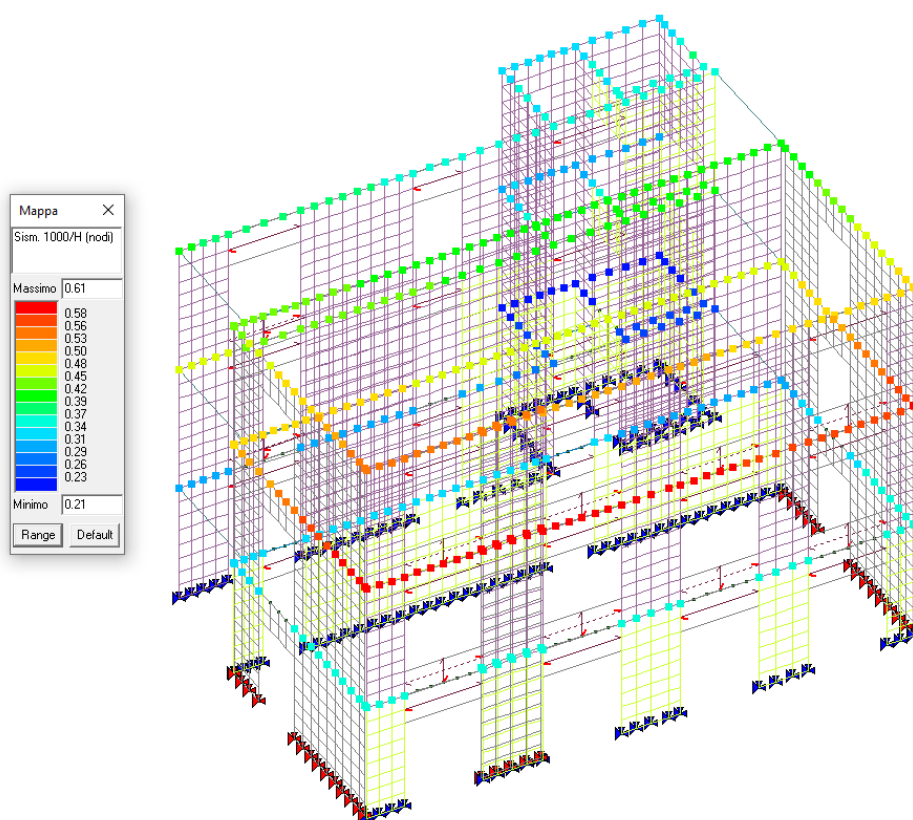
Tutte le verifiche risultano soddisfatte

11.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI OPERATIVITÀ ALLO SLO CON AZIONE SISMICA ATTESA AL 80%

Di seguito si riportano gli spostamenti massimi, per il sisma di progetto calcolati agli SLO, degli elementi strutturali. Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, deve risultare che:

$$d_{p \max} < (0,002 h) \times 2/3 \quad \text{con } h \text{ altezza della struttura}$$

Sisma: $E_x + \lambda E_y$ (combinazione sismica con spostamento di interpiano massimo)



Nell'immagine vengono riportati gli spostamenti normalizzati, ottenendo un valore massimo di 0,61

$$i_{\max} = 0,61 < (0,002 h) / (0,001 h) \cdot 2/3 = 1,33$$

pertanto la verifica è soddisfatta con azione sismica pari a quella attesa in riferimento ai parametri dettati dalle NTC 2018 ridotta all'80%.

11.5 VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 80% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 398 anni.

Coefficiente di struttura: 2,00 [-]
 Periodo del modo principale di vibrare (T1): 0,291 [sec]
 Coefficiente di partecipazione modale γ : 1,29 [-]
 Categoria di sottosuolo: Tipo C

Spettro di Risposta allo SLV

Periodo di ritorno per lo SLV (Tr): 398 [anni]
 Probabilità di superamento per lo SLV (Pver): 17 [%]
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLV (Tc*): 0,278 [sec]
 Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLV (ag): 0,114 [g]
 Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLV (F0): 2,49 [-]
 Periodo dello spettro Tb: 0,15 [sec]
 Periodo dello spettro Tc: 0,45 [sec]
 Periodo dello spettro Td: 2,06 [sec]
 Coefficiente di sottosuolo S: 1,50 [-]

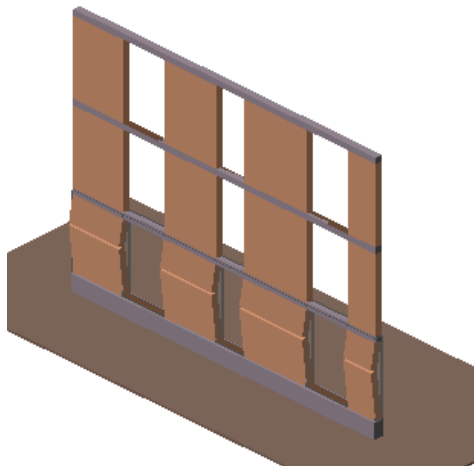
Spettro di Risposta allo SLD

Periodo di ritorno per lo SLD (Tr): 46 [anni]
 Probabilità di superamento per lo SLD (Pver): 80 [%]
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLD (Tc*): 0,255 [sec]
 Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLD (ag): 0,044 [g]
 Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLD (F0): 2,51 [-]
 Periodo dello spettro Tb: 0,14 [sec]
 Periodo dello spettro Tc: 0,42 [sec]
 Periodo dello spettro Td: 1,77 [sec]
 Coefficiente di sottosuolo S: 1,50 [-]

Vengono sotto riportate le verifiche delle due pareti più gravose.

PARETE LONGITUDINALE LATO CORTILE INTERNO

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,000 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 140,574 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 441,384 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 3,140 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 2,617 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 14,321 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,025 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **NON RICHiesto**

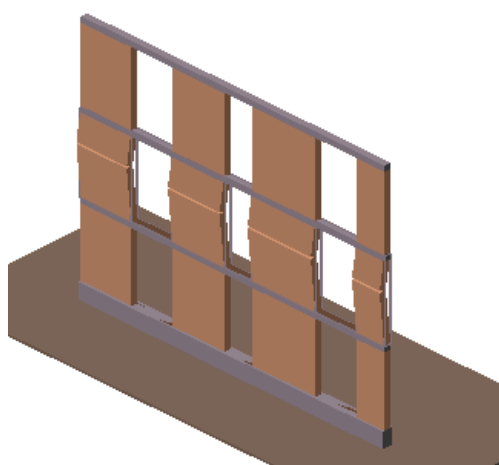
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,033 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: **VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: **NON RICHiesto**

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,317 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 166,315 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 283,602 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 1,705 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 1,421 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 15,400 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,067 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,046 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,047 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: VERIFICATO

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV} S$)/ q_{SLV} : 0,085 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,087 [g]

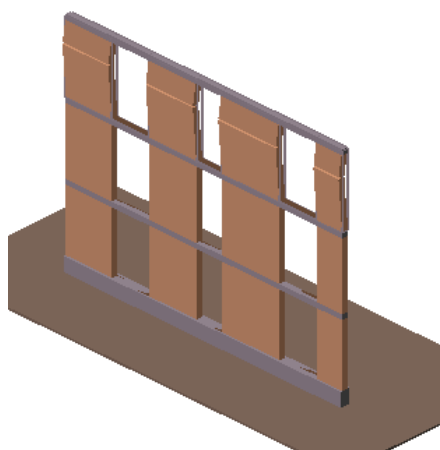
Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,060 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,061 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: VERIFICATO

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,659 [-]

Momento Ribaltante M_{rib} : 181,141 [kN*m]

Momento Stabilizzante M_{st} : 121,755 [kN*m]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,672 [-]

accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,560 [g]

Massa partecipante al cinematismo M^* : 15,400 [kN/g]

Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD ($a_{g,SLD}$ S)/ q_{SLD} : 0,065 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,140 [g]

Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,117 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,249 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **VERIFICATO**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV}$ S)/ q_{SLV} : 0,085 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,181 [g]

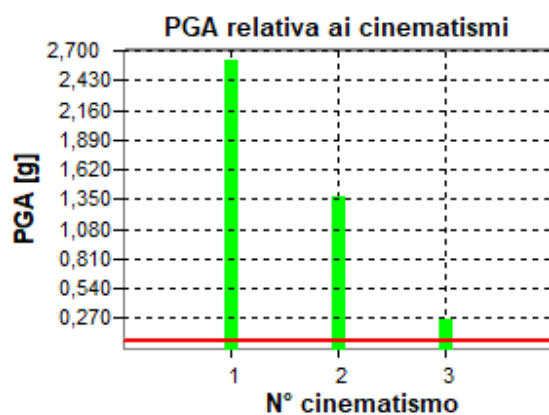
Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,153 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,323 [-]

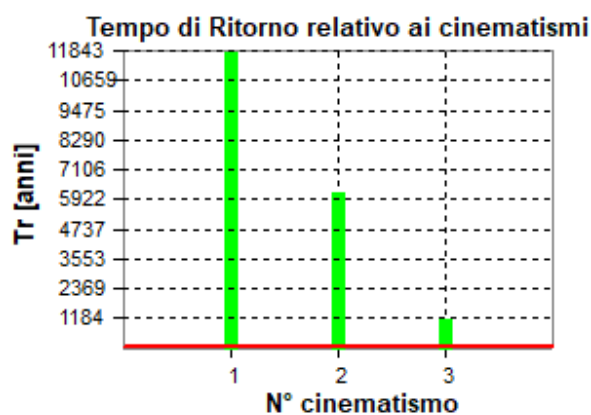
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: **VERIFICATO**

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: **VERIFICATO**

Confronto PGA in sito e PGA meccanismi di collasso locali



Confronto PGA SLD



Confronto TR SLD

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]

Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 2,6166 [g]

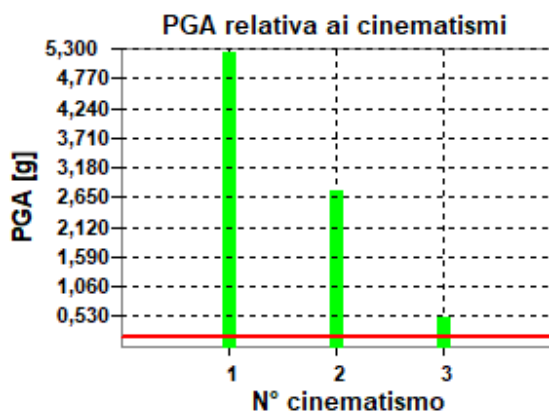
Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 11743 [anni]
Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 40,0086 [-]
Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 252,7059 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

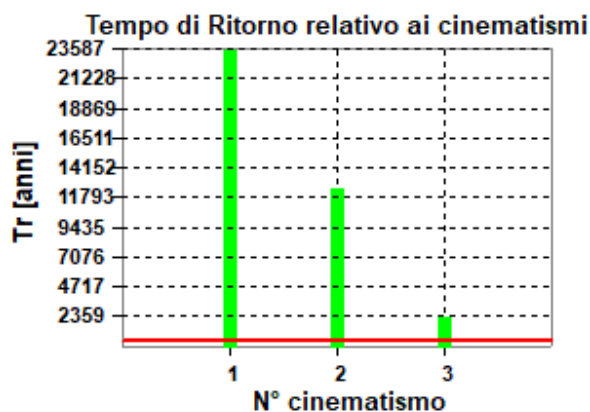
Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 1,3801 [g]
Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 6194 [anni]
Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 21,1027 [-]
Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 133,2905 [-]

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,2621 [g]
Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 1176 [anni]
Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 4,0082 [-]
Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 25,3168 [-]



Confronto PGA SLV



Confronto TR SLV

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 398 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 5,2331 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 23486 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 30,6300 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 58,9358 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 2,7880 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 12513 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 16,3184 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 31,3986 [-]

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

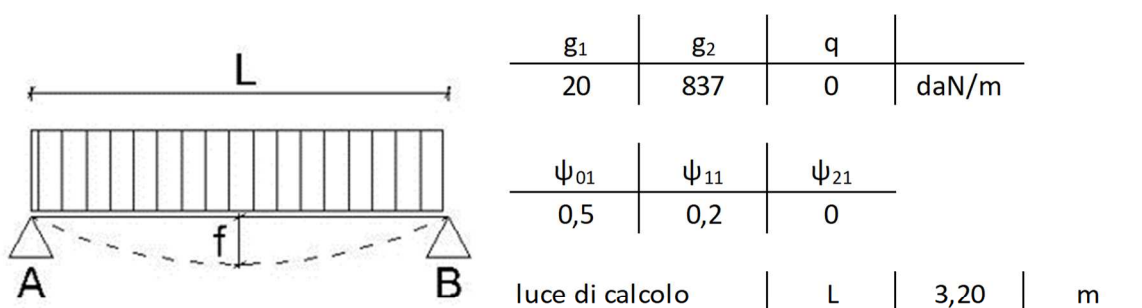
Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 0,5295 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 2377 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 3,0995 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 5,9638 [-]

11.6 VERIFICA DELLE TRAVI IN ACCIAIO DI RINFORZO AL SOLAIO

Per completare la struttura al secondo piano è necessario tamponare il corridoio in corrispondenza dell'US1. Tale muratura viene posata direttamente sul solaio il quale viene rinforzato localmente con due profili in acciaio.

Si considera gravante sui due profili in acciaio S275 HEA120 il carico della nuova tamponatura e della parte di solaio sopra le putrelle.

- Muratura 450 daN/mq;
- Solaio 305+250 daN/mq (da analisi dei carichi).



		SLU	SLE rara	SLE freq.	SLE q.p.	
carico distribuito	q	1114,10	857,00	857,00	857,00	daN/m
momento massimo	M_{Ed}	1426,05	1096,96	1096,96	1096,96	daNm
taglio massimo	V_{Ed}	1782,56	1371,20	1371,20	1371,20	daN

momento di inerzia	J	606,2	cm ⁴
modulo elastico	E	210000	MPa

freccia massima	f	-	9,19	9,19	9,19	mm
	L/f	-	348	348	348	

modulo di resistenza	W	106,3	cm ³
area a taglio	Av	8,46	cm ²
resistenza caratt. acciaio S275	f _{yk}	275	MPa

Resistenze di progetto			
momento	M_{Rd}	2784,05	daNm
taglio	V_{Rd}	12792,43	daN

indici di verifica		
i_M	0,512	verificato
i_V	0,139	verificato

11.7 VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T portanza totale del palo

Q_P portanza di base del palo

Q_L portanza per attrito laterale del palo

W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int s_{T_a} ds$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$T_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

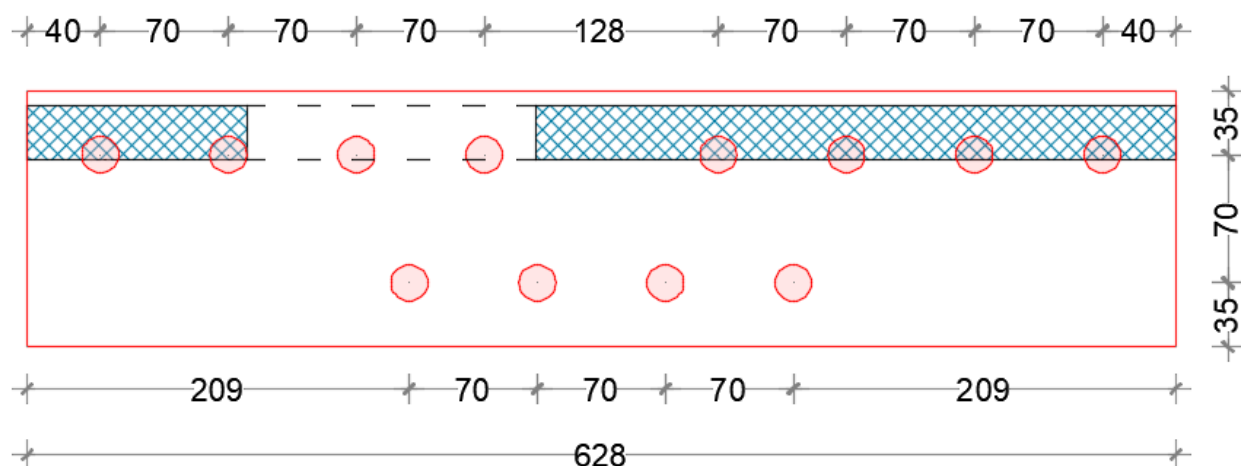
Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{\max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che

assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

11.7.1 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE CON DOPPIO SETTO

Si esegue la verifica dei pali di fondazione della fondazione più sollecitata riguardanti la struttura, considerando una disposizione dei pali come riportato nella figura sottostante.



Tipologie pali

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia
Descrizione	Descrizione tipologia
Geometria	Geometria tipologia (Pali in c.a o Pali in acciaio)
Armatura	Tipologia armatura per pali in c.a.
Portanza	Aliquote contributi portanza (solo Punta, solo Laterale, Entrambe)
Vincolo	Grado di vincolo alla testa del palo (Incastro o Cerniera)
TC	Tipologia costruttiva del palo (Trivellato o Infisso)
Mat	Indice materiale tipologia palo
Pt	Pressione quota testa palo, espressa in [kg/cm ²]

n°	Descrizione	Geometria	Armatura	Portanza	Vincolo	TC	Mat	Pt [kg/cm ²]
1	Tipologia 1	Pali circolari in c.a.	Armatura tubolare	Entrambe	Cerniera	Trivellato	1	0,00

Caratteristiche pali

Simbologia adottata

n°	Indice palo
X	Ascissa palo, espressa in [m]

Y Ordinata palo, espressa in [m]
 d Diametro palo, espresso in [cm]
 l Lunghezza palo, espressa in [m]
 nodo Indice nodo su cui è posizionato il palo
 lt Indice tipologia palo

n°	X	Y	D	L	Nodo	lt
	[m]	[m]	[cm]	[m]		
1	0,35	0,40	20,00	12,00	2	1
2	0,35	1,10	20,00	12,00	10	1
3	0,35	5,20	20,00	12,00	66	1
4	0,35	5,90	20,00	12,00	77	1
5	1,05	2,80	20,00	5,00	38	1
6	1,05	3,50	20,00	5,00	48	1
7	0,35	1,80	20,00	12,00	20	1
8	0,35	4,50	20,00	12,00	59	1
9	1,05	2,10	20,00	5,00	29	1
10	1,05	4,20	20,00	5,00	56	1
11	0,35	2,50	20,00	12,00	31	1
12	0,35	3,80	20,00	12,00	47	1

I micropali sono armati con un tubolare DN 114.3x8 mm.

Condizioni di carico

Si riportano sotto le condizioni di carico applicate sulla fondazione estrapolate dal modello ad elementi finiti nella combinazione più sfavorevole, applicata sia in direzione negativa che positiva.

Carichi concentrati

Simbologia adottata

Ic Indice carico
 X Ascissa carico espressa in [m]
 Y Ordinata carico espressa in [m]
 N Carico verticale espresso in [kg]
 Mx Momento intorno all'asse X espresso in [kgm]
 My Momento intorno all'asse Y espresso in [kgm]
 Tx Forza orizzontale in direzione X espressa in [kg]
 Ty Forza orizzontale in direzione Y espressa in [kg]

Si riportano sotto le condizioni di carico applicate sulla fondazione estrapolate dal modello ad elementi finiti nella combinazione più sfavorevole, applicata sia in direzione negativa che positiva.

Condizione n° 1 - Condizione 1

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	0,35	0,40	24560,0	14510,0	0,0	8910,0	0,0
Piastra	0,35	4,50	68880,0	183800,0	0,0	44770,0	0,0

Condizione n° 2 - Condizione 2

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	0,35	0,40	24560,0	-14510,0	0,0	-8910,0	0,0
Piastra	0,35	4,50	68880,0	-183800,0	0,0	-44770,0	0,0

VERIFICHE GEOTECNICHE

Portanza verticale pali

Metodo calcolo portanza: Bustamante-Doix

Percentuale portanza di punta (aliquota portanza laterale) 15.00%

Portanza trasversale pali

Costante di Winkler: da strato

Carico limite Pali

Simbologia adottata

n° Indice palo

Oggetto Oggetto di appartenenza del palo (Piastra, Plinto o Trave)

N Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kg]

Pd Portanza di progetto, espresso in [kg]

FS_v Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

T Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kg]

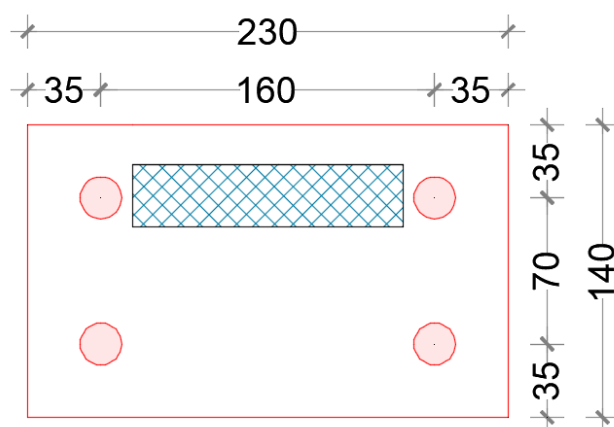
Td Portanza trasversale di progetto, espresso in [kg]

FS_o Fattore di sicurezza (V_d/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	Oggetto	N	Pd	FS_v	T	Td	FS_o
		[kg]	[kg]		[kg]	[kg]	
1	Piastra 1	28339	41078	1.450 (2)	669	2678	4.000 (1)
2	Piastra 1	24288	41078	1.691 (2)	799	2678	3.349 (1)
3	Piastra 1	27834	41078	1.476 (4)	1536	2678	1.743 (1)
4	Piastra 1	33076	41078	1.242 (4)	1648	2678	1.625 (1)
5	Piastra 1	3285	10772	3.279 (1)	1079	2632	2.439 (1)
6	Piastra 1	3401	10772	3.167 (3)	1201	2632	2.192 (1)
7	Piastra 1	20294	41078	2.024 (2)	930	2678	2.878 (1)
8	Piastra 1	22664	41078	1.812 (4)	1422	2678	1.884 (1)
9	Piastra 1	4669	10772	2.307 (1)	957	2632	2.749 (1)
10	Piastra 1	5236	10772	2.057 (3)	1322	2632	1.991 (1)
11	Piastra 1	16350	41078	2.512 (2)	1062	2678	2.522 (1)
12	Piastra 1	17336	41078	2.370 (4)	1304	2678	2.054 (1)

11.7.2 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE CON SETTO SINGOLO

Si esegue la verifica dei pali di fondazione della fondazione più sollecitata riguardanti la struttura, considerando una disposizione dei pali come riportato nella figura sottostante.



Tipologie pali

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia
Descrizione	Descrizione tipologia

Geometria	Geometria tipologia (Pali in c.a o Pali in acciaio)
Armatura	Tipologia armatura per pali in c.a.
Portanza	Aliquote contributi portanza (solo Punta, solo Laterale, Entrambe)
Vincolo	Grado di vincolo alla testa del palo (Incastro o Cerniera)
TC	Tipologia costruttiva del palo (Trivellato o Infisso)
Mat	Indice materiale tipologia palo
Pt	Pressione quota testa palo, espressa in [kg/cm ²]

n°	Descrizione	Geometria	Armatura	Portanza	Vincolo	TC	Mat	Pt
								[kg/cm ²]
1	Tipologia 1	Pali circolari in c.a.	Armatura tubolare	Entrambe	Cerniera	Trivellato	1	0,00

Caratteristiche pali

Simbologia adottata

n°	Indice palo
X	Ascissa palo, espressa in [m]
Y	Ordinata palo, espressa in [m]
d	Diametro palo, espresso in [cm]
l	Lunghezza palo, espressa in [m]
nodo	Indice nodo su cui è posizionato il palo
It	Indice tipologia palo

n°	X	Y	D	L	Nodo	It
	[m]	[m]	[cm]	[m]		
1	0,35	0,35	20,00	10,00	2	1
2	0,35	1,05	20,00	10,00	10	1
3	1,95	0,35	20,00	10,00	26	1
4	1,95	1,05	20,00	10,00	27	1

I micropali sono armati con un tubolare DN 114.3x8 mm.

Condizioni di carico

Si riportano sotto le condizioni di carico applicate sulla fondazione estrapolate dal modello ad elementi finiti nella combinazione più sfavorevole, applicata sia in direzione negativa che positiva.

Carichi concentrati

Simbologia adottata

Ic	Indice carico
X	Ascissa carico espressa in [m]

Y	Ordinata carico espressa in [m]
N	Carico verticale espresso in [kg]
Mx	Momento intorno all'asse X espresso in [kgm]
My	Momento intorno all'asse Y espresso in [kgm]
Tx	Forza orizzontale in direzione X espressa in [kg]
Ty	Forza orizzontale in direzione Y espressa in [kg]

Si riportano sotto le condizioni di carico applicate sulla fondazione estrapolate dal modello ad elementi finiti nella combinazione più sfavorevole, applicata sia in direzione negativa che positiva.

Condizione n° 1 - Condizione 1

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	1,15	1,05	13169,0	0,0	33202,0	9943,0	0,0

Condizione n° 2 - Condizione 2

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	1,15	1,05	13169,0	0,0	-33202,0	-9943,0	0,0

VERIFICHE GEOTECNICHE

Portanza verticale pali

Metodo calcolo portanza: Bustamante-Doix

Percentuale portanza di punta (aliquota portanza laterale) 15.00%

Portanza trasversale pali

Costante di Winkler: da strato

Carico limite Pali

Simbologia adottata

n° Indice palo

Oggetto Oggetto di appartenenza del palo (Piastra, Plinto o Trave)

N Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kg]

Pd Portanza di progetto, espresso in [kg]
FS_v Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.
T Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kg]
Td Portanza trasversale di progetto, espresso in [kg]
FS_o Fattore di sicurezza (Vd/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	Oggetto	N	Pd	FS _v	T	Td	FS _o
		[kg]	[kg]		[kg]	[kg]	
1	Piastra 1	11377	31109	2.734 (3)	589	2446	4.155 (1)
2	Piastra 1	18473	31109	1.684 (4)	737	2446	3.321 (1)
3	Piastra 1	11373	31109	2.735 (2)	589	2446	4.155 (1)
4	Piastra 1	18479	31109	1.683 (2)	737	2446	3.321 (1)

11.8 VERIFICA STRUTTURALE DELLA SEZIONE DEL MICROPALO

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: [cm]
 Raggio interno: [cm]
 N° barre uguali:
 Diametro barre: [cm]
 Copri ferro (baric.): [cm]

N° barre **Zoom**

N°	A _s [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	26,7	0	0

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☒ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

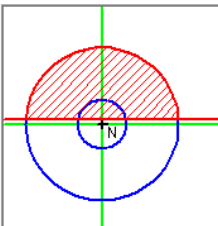
☒ Retta ☐ Deviata

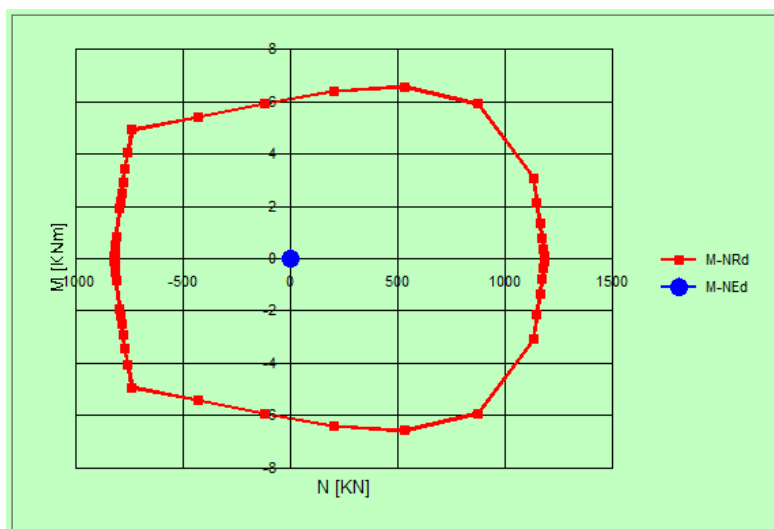
Vertici: N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

Materiali

S355 C25/30
 E_{su} ‰ E_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ




 $N_{Rd,compressione} = 1184 \text{ kN} = 118400 \text{ daN} > 28339 \text{ daN}$
 $N_{Rd,trazione} = 824 \text{ kN} = 82400 \text{ daN} > 8360 \text{ daN}$

11.9 VERIFICA STRUTTURALE DEL GIUNTO FILETTATO MASCHIO - FEMMINA

				fyk	355 N/mm ²	
Ø _{ext}	114,3 mm					
sp.	8 mm					
Ø _{int}	98,3 mm					
Atot	2671,6 mm ²		NRd	903258,8 N		90325,88 daN
Giunto maschio						
Ø _{ext}	107,5 mm					
hfiletto	1,8 mm					
Ø _{ext} resistente	103,9 mm					
Ø _{int}	98,3 mm					
Atot	889,3 mm ²		NRd	300675,5 N		30067,55 daN
Giunto femmina						
Ø _{ext}	114,3 mm					
hfiletto	1,8 mm					
Ø _{int} resistente	107,5 mm					
Atot	1184,6 mm ²		NRd	400497,1 N		40049,71 daN

MASCHIO E FEMMINA						
A TUBO / SPESORE	Filetto quadro maschio		Filetto quadro femmina			Profondità filetto in mm. F ± 0,05
	Ø B -0,30	C -0,5	Ø B +0,3	D ± 0,2	E ± 0,5	
60 x 6/7	55,6 x 4 fil"	50	55,6 x 4 fil"	52,0	50	1,8
60 x 8/10	53,5 x 4 fil"	50	53,5 x 4 fil"	49,9	50	1,8
73 x 6/7	68,6 x 4 fil"	50	68,6 x 4 fil"	63,0	50	1,8
73 x 8/10	66,4 x 4 fil"	50	66,4 x 4 fil"	62,8	50	1,8
89 x 6/7	84,4 x 4 fil"	50	84,4 x 4 fil"	80,9	50	1,8
89 x 8/10	82,2 x 4 fil"	50	82,2 x 4 fil"	78,6	50	1,8
89 x 11/13	79,5 x 4 fil"	50	79,5 x 4 fil"	75,5	50	1,8
101 x 6/7	97,1 x 4 fil"	50	97,1 x 4 fil"	93,5	50	1,8
101 x 8/10	94,8 x 4 fil"	50	94,8 x 4 fil"	91,2	50	1,8
101 x 11/13	92,2 x 4 fil"	50	92,2 x 4 fil"	88,6	50	1,8
114 x 6/7	109,8 x 4 fil"	50	109,8 x 4 fil"	106,2	50	1,8
114 x 8/10	107,5 x 4 fil"	50	107,5 x 4 fil"	103,9	50	1,8
114 x 11/13	104,8 x 4 fil"	60	104,8 x 4 fil"	101,2	60	1,8
127 x 6/7	122,5 x 4 fil"	50	122,5 x 4 fil"	118,9	50	1,8
127 x 8/10	120,2 x 4 fil"	50	120,2 x 4 fil"	116,6	50	1,8
127 x 11/13	117,4 x 4 fil"	60	117,4 x 4 fil"	113,8	60	1,8
139 x 6/7	135,2 x 4 fil"	50	135,2 x 4 fil"	131,6	50	1,8
139 x 8/10	132,8 x 4 fil"	50	132,8 x 4 fil"	129,2	50	1,8
139 x 11/13	130,1 x 4 fil"	60	130,1 x 4 fil"	126,5	60	1,8
152 x 6/7	147,8 x 4 fil"	50	147,8 x 4 fil"	144,2	50	1,8
152 x 8/10	145,4 x 4 fil"	50	145,4 x 4 fil"	141,8	50	1,8
159 x 6/7	154,7 x 4 fil"	50	154,7 x 4 fil"	150,5	50	1,8
159 x 8/10	152,5 x 4 fil"	50	152,5 x 4 fil"	148,5	50	1,8
168 x 6/7	163,7 x 4 fil"	50	163,7 x 4 fil"	160,1	50	1,8
168 x 8/10	161,3 x 4 fil"	50	161,3 x 4 fil"	157,7	50	1,8
168 x 11/13	158,5 x 4 fil"	60	158,5 x 4 fil"	154,9	60	1,8
175 x 6/7	173,2 x 4 fil"	50	173,2 x 4 fil"	169,6	50	1,8
175 x 8/10	170,8 x 4 fil"	50	170,8 x 4 fil"	167,2	50	1,8
175 x 11/13	168,0 x 4 fil"	60	168,0 x 4 fil"	164,4	60	1,8
191 x 6/7	183,7 x 4 fil"	50	183,7 x 4 fil"	180,1	50	1,8
191 x 8/10	181,3 x 4 fil"	50	181,3 x 4 fil"	177,7	50	1,8
191 x 11/13	178,5 x 4 fil"	60	178,5 x 4 fil"	174,9	60	1,8
216 x 6/7	213,5 x 4 fil"	50	213,5 x 4 fil"	209,9	50	1,8
216 x 8/10	211,1 x 4 fil"	50	211,1 x 4 fil"	207,6	50	1,8
244 x 6/7	237,4 x 4 fil"	60	237,4 x 4 fil"	233,8	60	1,8
244 x 11/13	234,6 x 4 fil"	60	234,6 x 4 fil"	231,2	60	1,8

$N_{Rd,min, trazione, parte filettata} = 30067 \text{ daN} > 8360 \text{ daN}$

11.10 VALUTAZIONE GIUNTO SISMICO

Si valuta lo spostamento massimo della struttura (paragrafo 7.2.1 NTC 2018):

$$\Delta = 1/100 \cdot h \cdot a_g \cdot S / g$$

$$a_g = 0,114 g$$

$$S = 1,5$$

Dimensione minima giunto

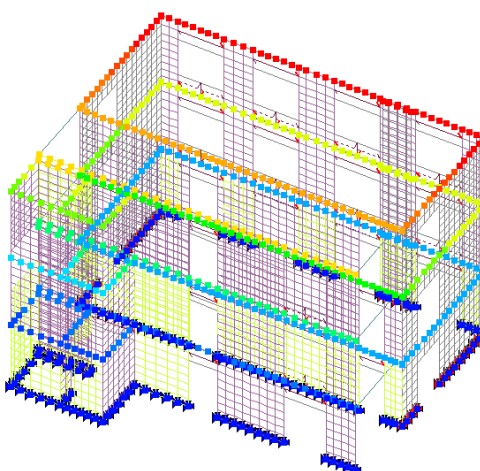
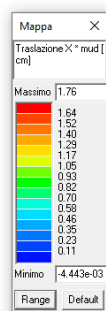
$$X = \Delta \cdot 2$$

Tra US1 ed US2			Tra US2 ed US3		
h [m]	Δ [cm]	X [cm]	h [m]	Δ [cm]	X [cm]
3,45	0,59	1,18	3,45	0,59	1,18
6,90	1,18	2,36	6,90	1,18	2,36
9,50	1,62	3,25	10,35	1,77	3,54

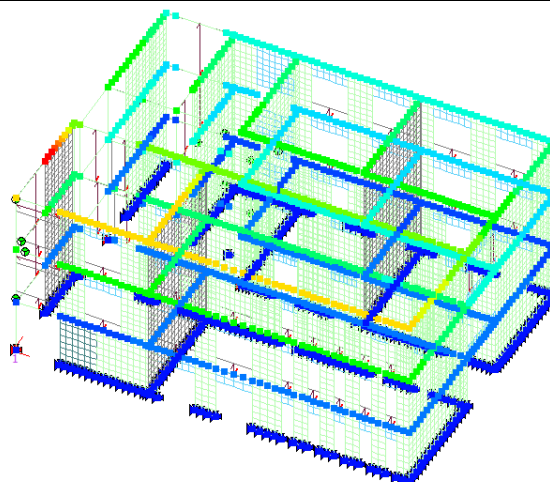
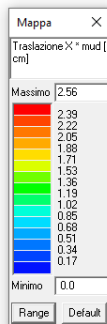
Valutazione dello spostamento delle strutture

CMB	m ² x g [daN]	K [*] [daN/cm]	T [*] [s]	Gamma	d _p [cm]	F _p [daN]	au/a1	d SLV (d) [cm]	d SLV (c) [cm]	a PGA V	a Tr V	q [*] SLV
CMB 29	8.286e+05	3.312e+05	0.32	0.97	0.51	1.682e+05	1.32	1.60	2.74	1.46	3.48	2.53
CMB 30	8.286e+05	4.362e+05	0.28	0.97	0.46	1.935e+05	1.29	1.29	2.23	1.46	3.48	2.13
CMB 31	8.286e+05	3.529e+05	0.31	0.97	0.53	1.879e+05	1.46	1.51	3.27	1.46	3.48	2.26
CMB 32	8.286e+05	4.685e+05	0.27	0.97	0.45	2.092e+05	1.18	1.22	2.12	1.46	3.48	2.03
CMB 33	8.933e+05	2.724e+05	0.36	1.01	0.80	2.190e+05	3.49	1.96	3.29	1.46	3.48	2.17
CMB 34	8.933e+05	2.366e+05	0.39	1.01	0.96	2.279e+05	3.72	2.17	4.43	1.46	3.48	2.09
CMB 35	8.933e+05	2.250e+05	0.40	1.01	1.05	2.352e+05	4.91	2.24	4.22	1.46	3.48	2.02
CMB 36	8.933e+05	2.081e+05	0.42	1.01	1.03	2.146e+05	4.51	2.38	4.08	1.46	3.48	2.22
CMB 37	8.286e+05	3.634e+05	0.30	0.97	0.48	1.761e+05	1.22	1.50	2.22	1.42	3.17	2.42
CMB 38	8.286e+05	4.731e+05	0.27	0.97	0.43	2.030e+05	1.16	1.22	1.86	1.43	3.19	2.10
CMB 39	8.286e+05	3.939e+05	0.29	0.97	0.46	1.819e+05	1.39	1.41	1.88	1.28	2.22	2.34
CMB 40	8.286e+05	5.073e+05	0.26	0.97	0.42	2.143e+05	1.19	1.15	1.87	1.46	3.48	1.99
CMB 41	8.933e+05	3.069e+05	0.34	1.01	0.77	2.359e+05	3.69	1.79	3.10	1.46	3.48	2.02
CMB 42	8.933e+05	2.688e+05	0.37	1.01	0.90	2.432e+05	2.88	1.96	3.85	1.46	3.48	1.96
CMB 43	8.933e+05	2.532e+05	0.38	1.01	1.00	2.531e+05	5.25	2.04	3.72	1.46	3.48	1.88
CMB 44	8.933e+05	2.350e+05	0.39	1.01	0.98	2.300e+05	4.86	2.17	3.91	1.46	3.48	2.07

Spostamento massimo della struttura US1 in direzione di US2



Spostamento massimo della struttura US2 in direzione di US1 e US3



Spostamento massimo della struttura US3 in direzione di US2

	Tra US1 ed US2			Tra US2 ed US3		
	Δ [cm] US1	Δ [cm] US2	X min [cm]	Δ [cm] US2	Δ [cm] US3	X min [cm]
1 solaio		0,46		0,46	0,68	1,14
2° solaio		1,07		1,07	1,42	2,49
3° solaio/ copertura	4,43	1,76	6,19	1,76	2,56	4,32

12 UNITÀ STRUTTURALE n°3

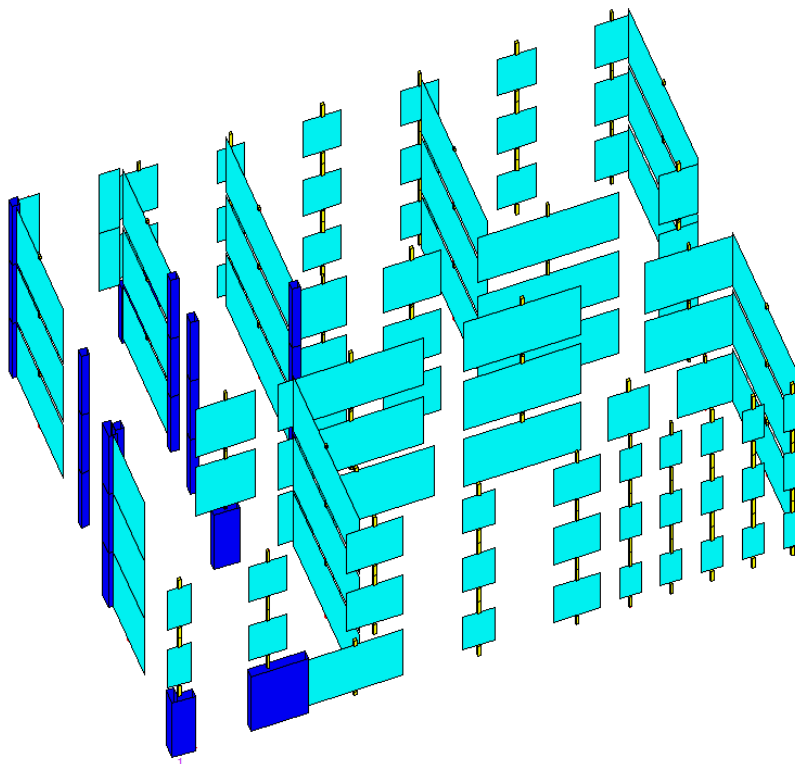
12.1 STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO STATICO

12.1.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi setto in muratura, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

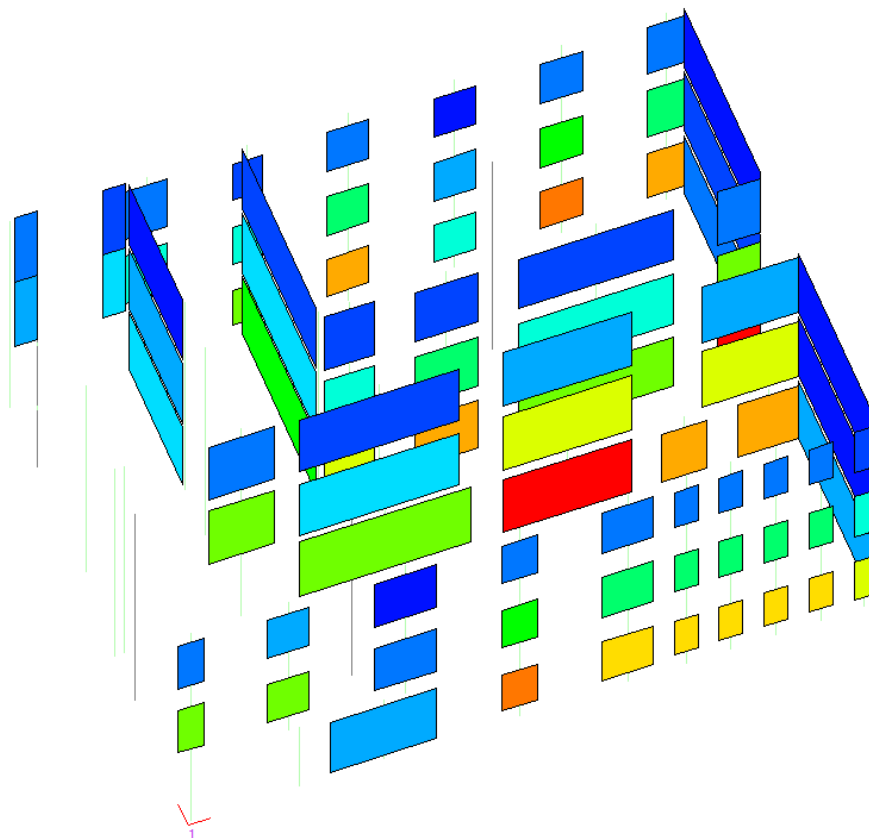
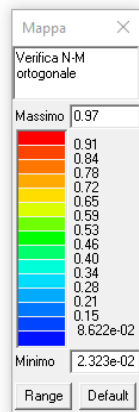
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

Gli elementi che hanno un materiale differente da quello di verifica vengono indicati in blu.

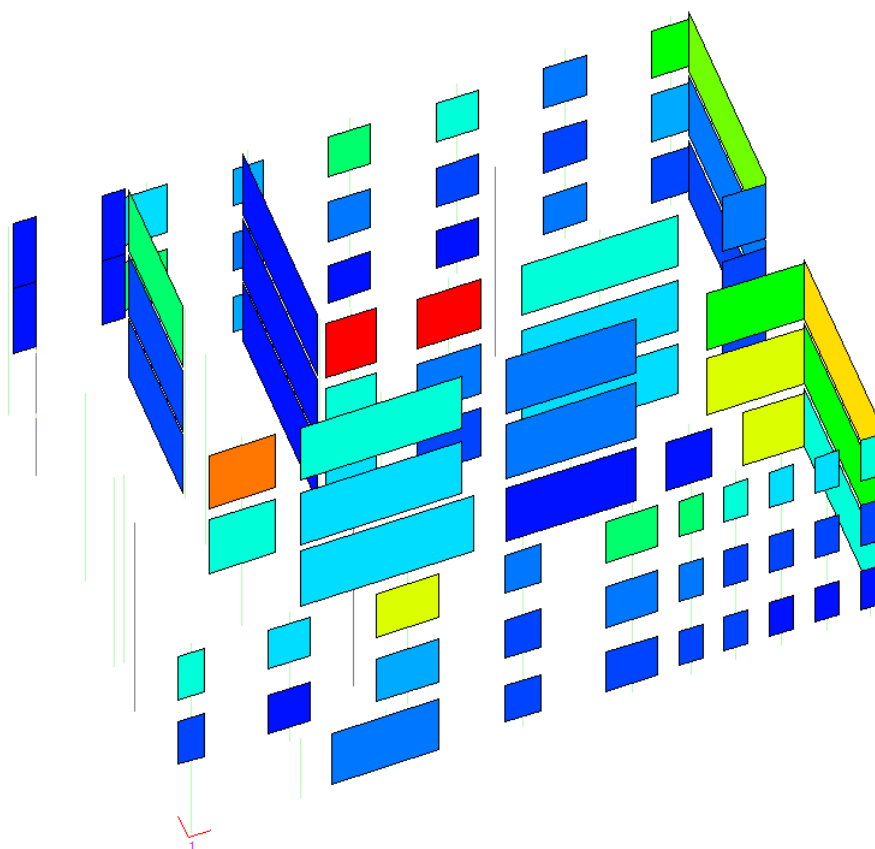
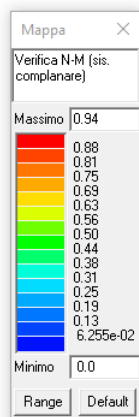


Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

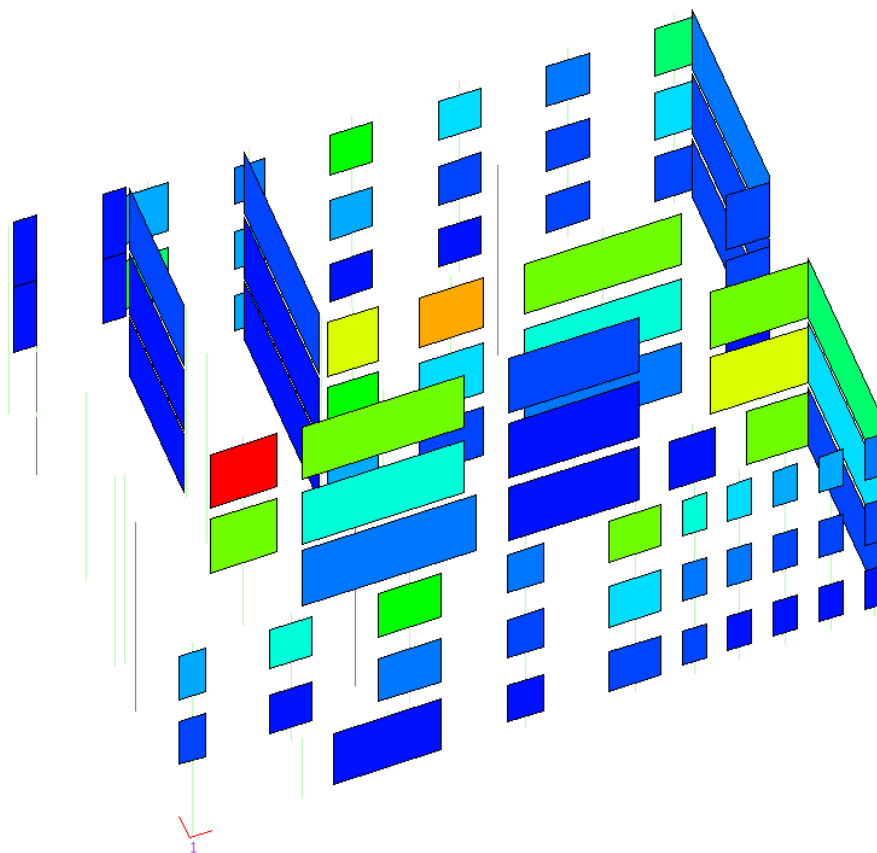
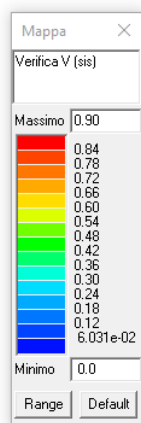
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



Presso flessione ortogonale al piano



Presso flessione nel piano



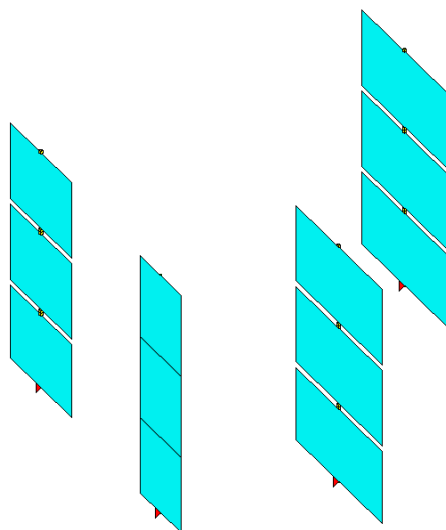
Taglio nel piano

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

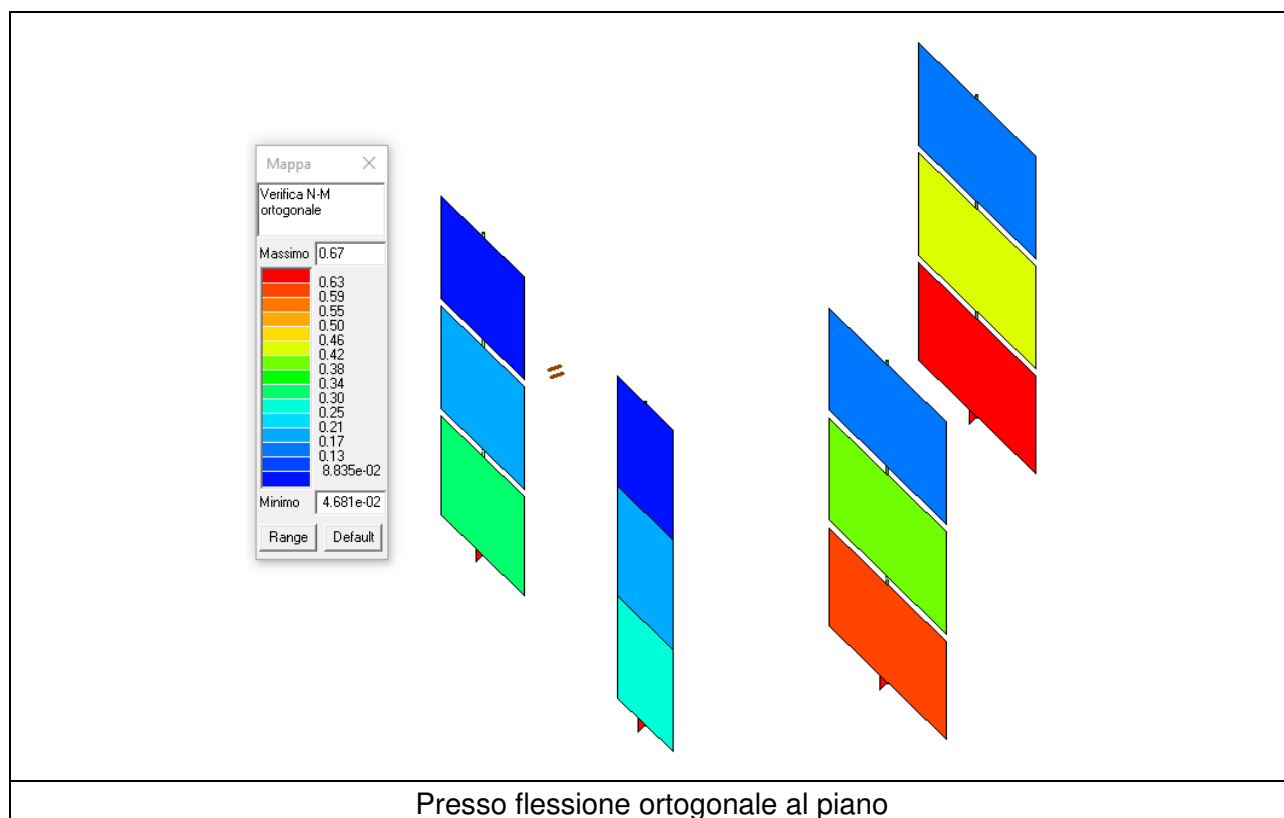
12.1.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA NUOVA

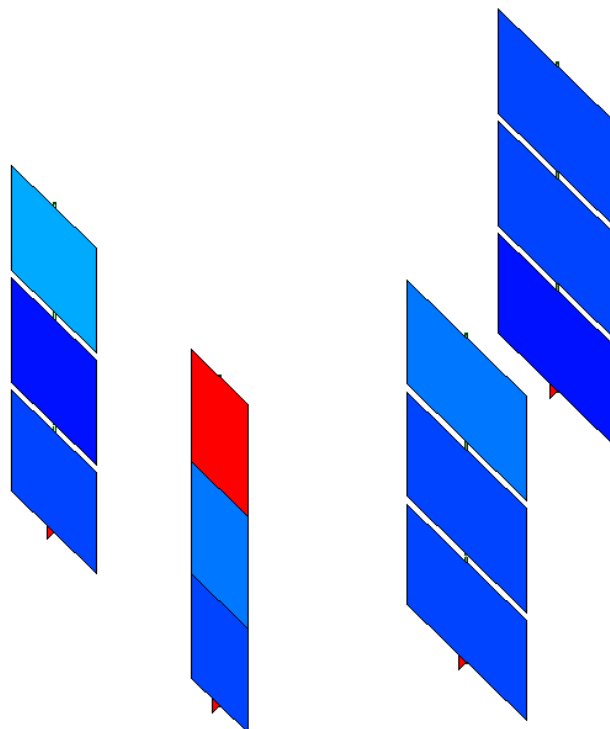
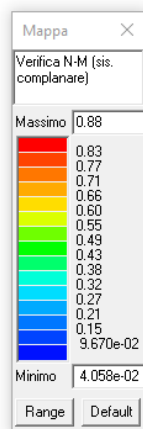
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza dei nuovi elementi setto in muratura, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

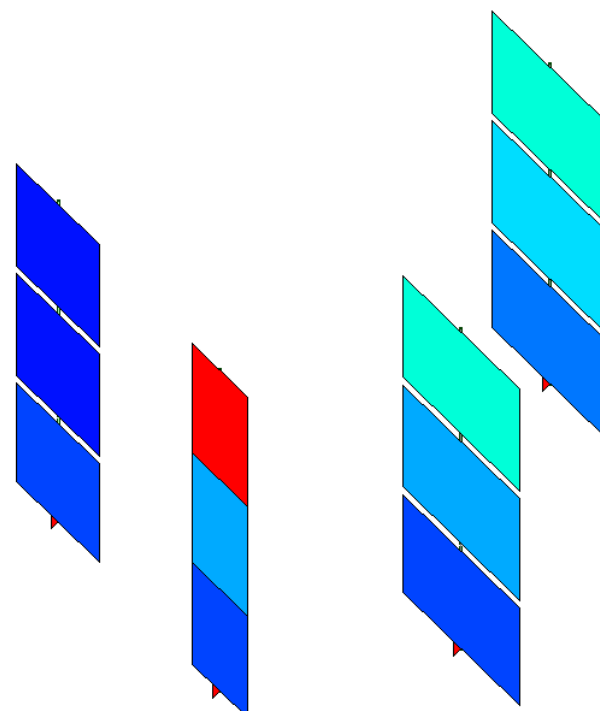
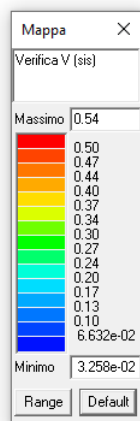


Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.





Presso flessione nel piano



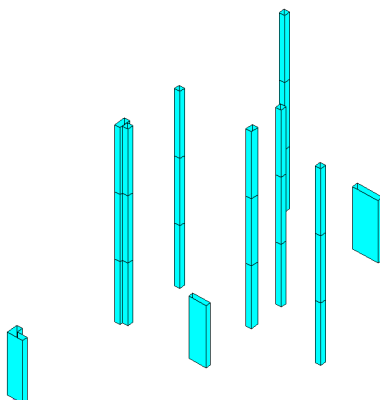
Taglio nel piano

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

12.1.3 VERIFICA DEGLI ELEMENTI PILASTRO IN C.A.

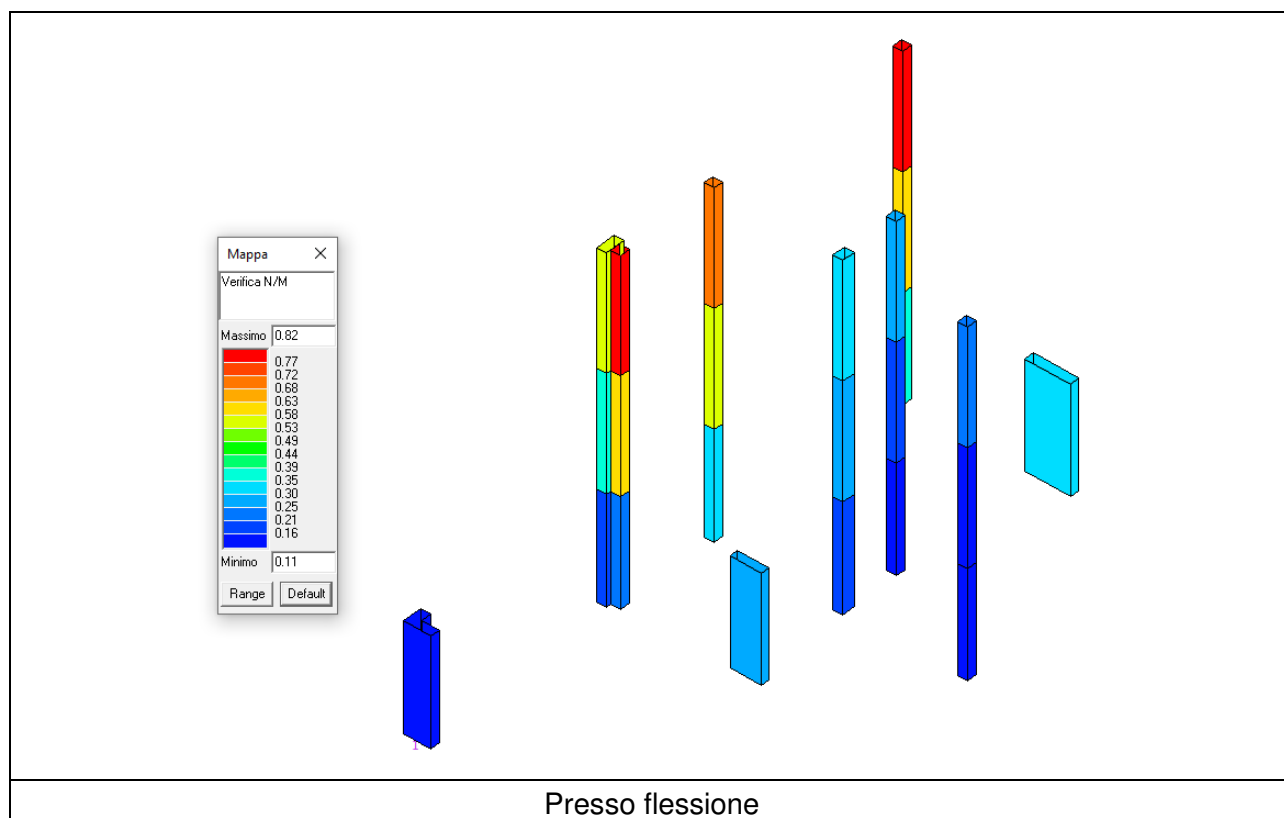
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi pilastro in c.a., che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

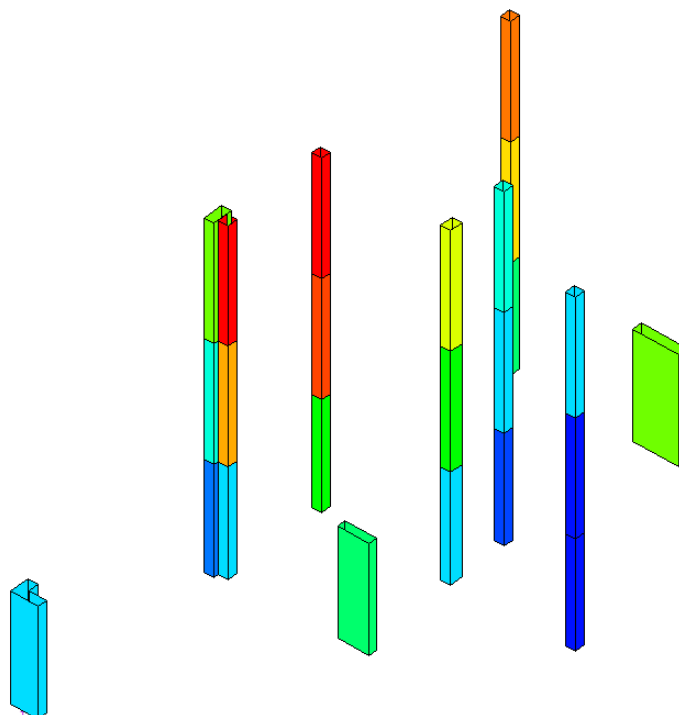
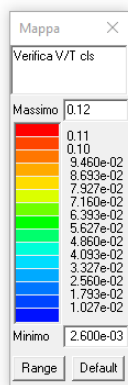
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



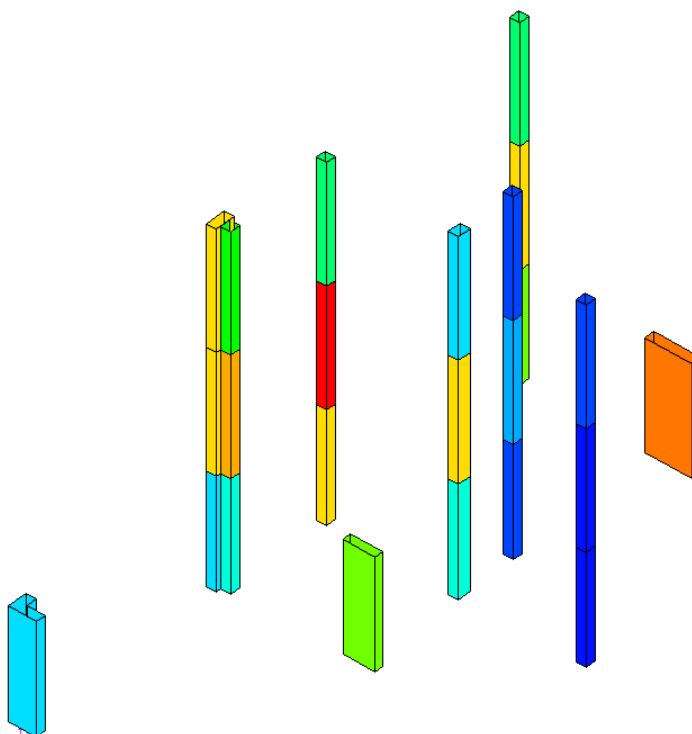
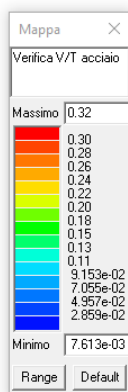
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

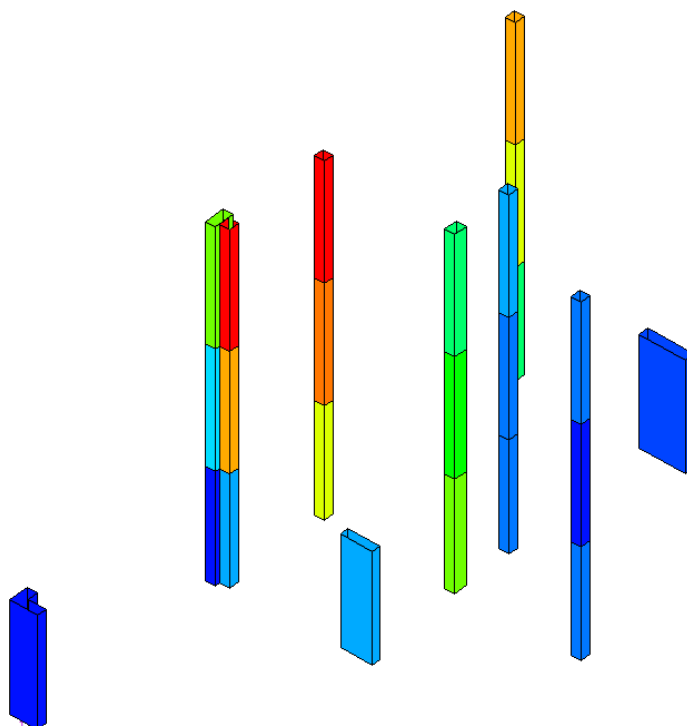
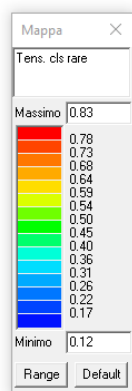




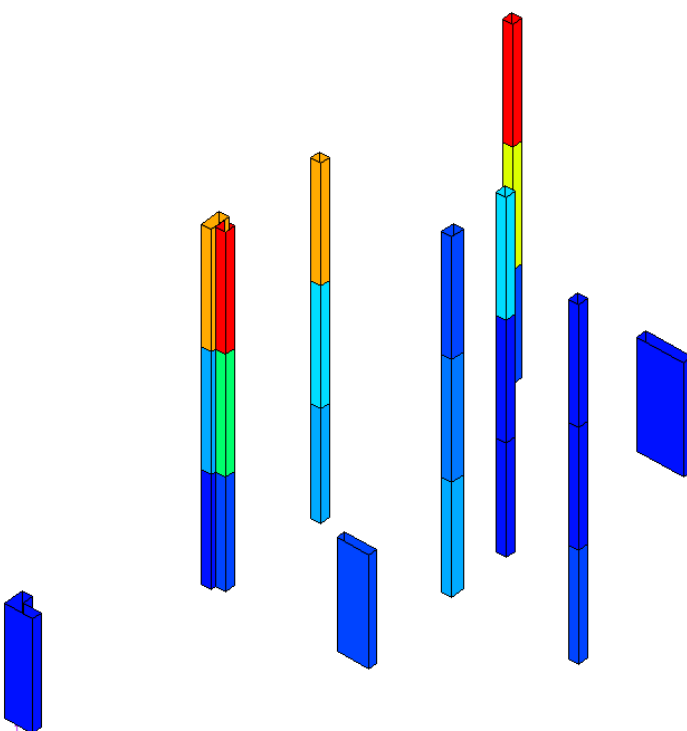
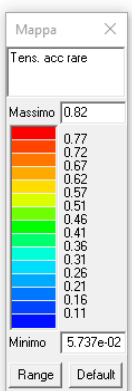
Taglio lato cls



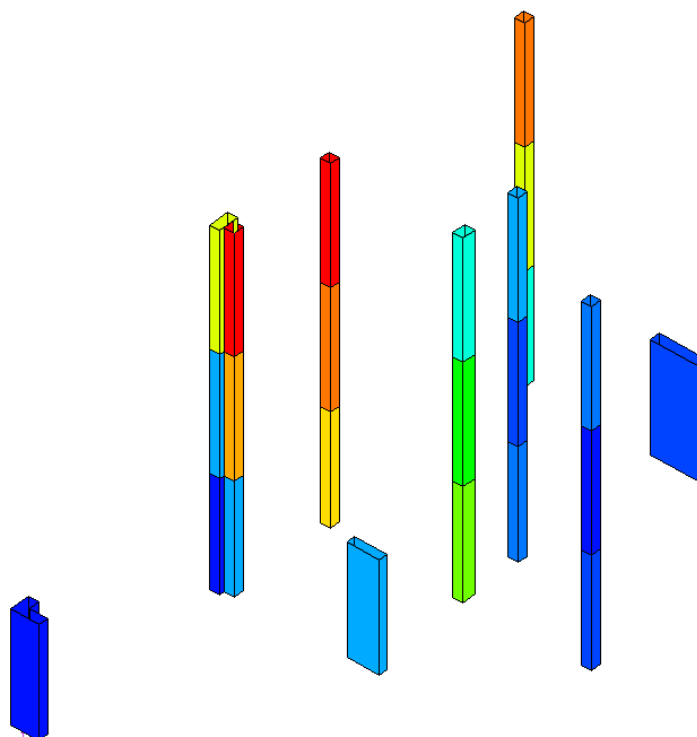
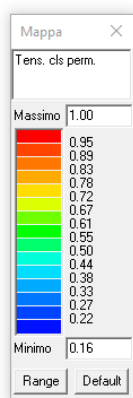
Taglio lato acciaio



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara



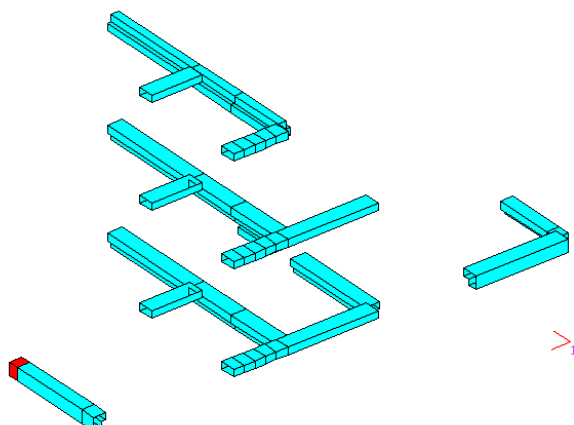
Tensione del cls quasi permanente

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

12.1.4 VERIFICA DEGLI ELEMENTI TRAVE IN C.A.

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi trave in c.a., che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

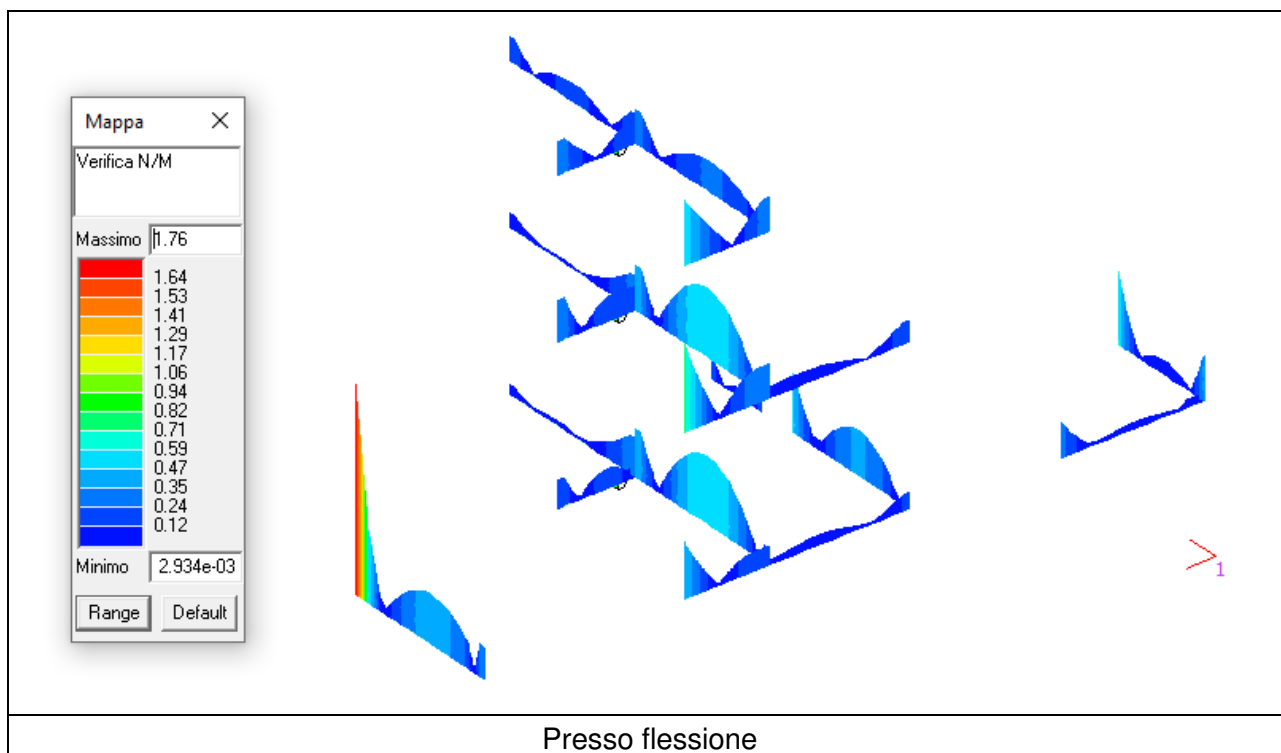
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

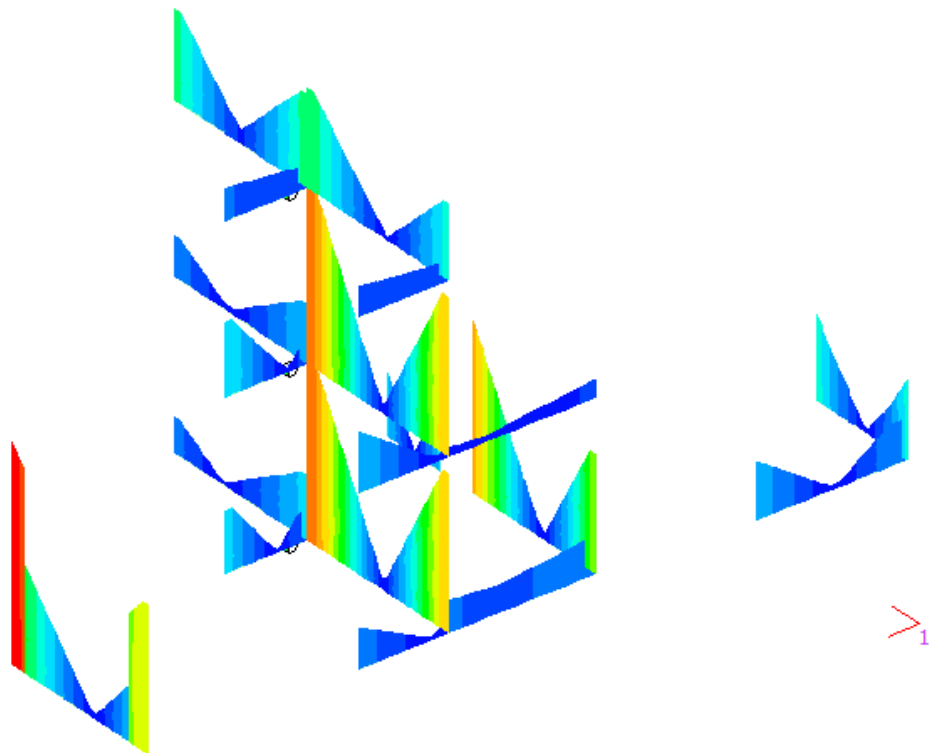
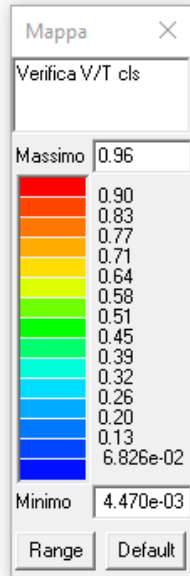


Come si può apprezzare dalla figura soprastante alcuni elementi allo stato di progetto non soddisfano tutte le verifiche previsti. Tali verifiche non sono soddisfatte per insufficiente capacità della sezione resistente.

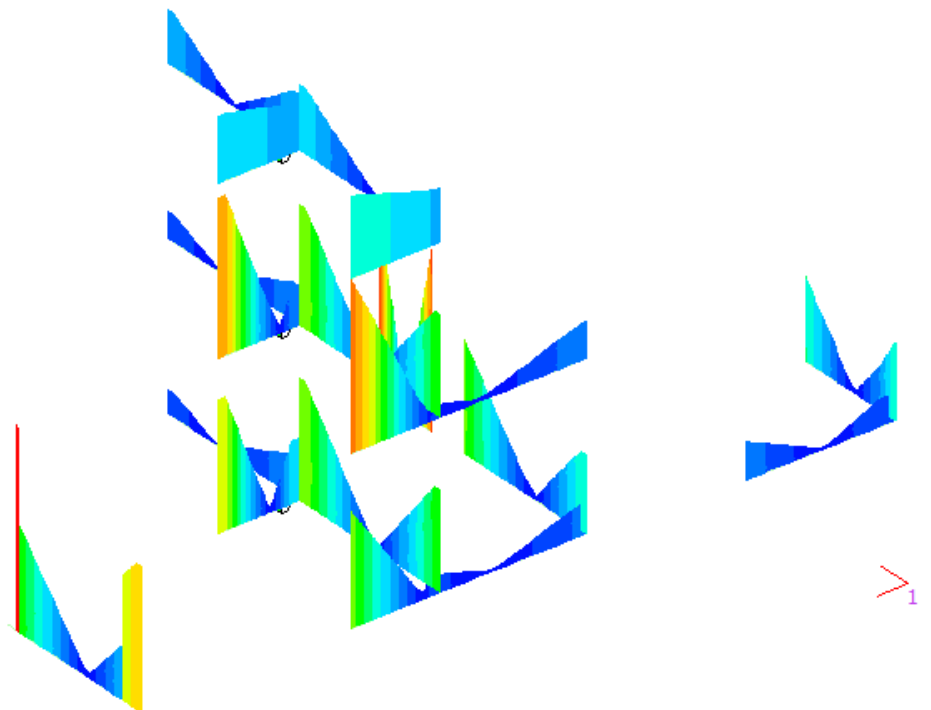
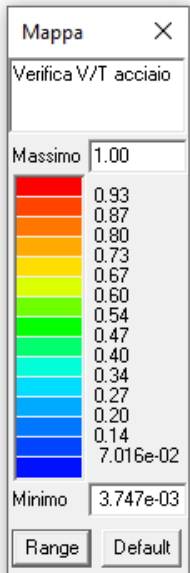
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità o al valore indicato nella didascalia.

Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

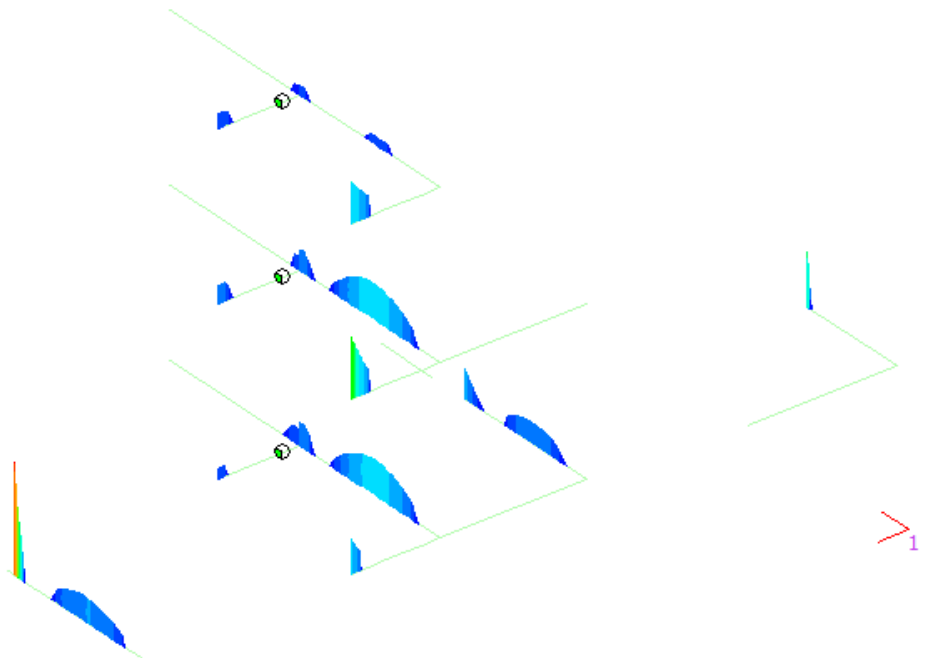
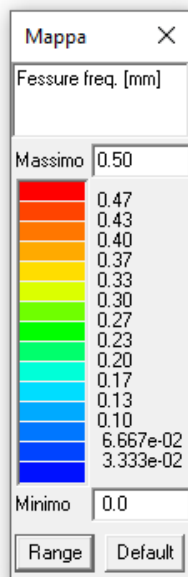




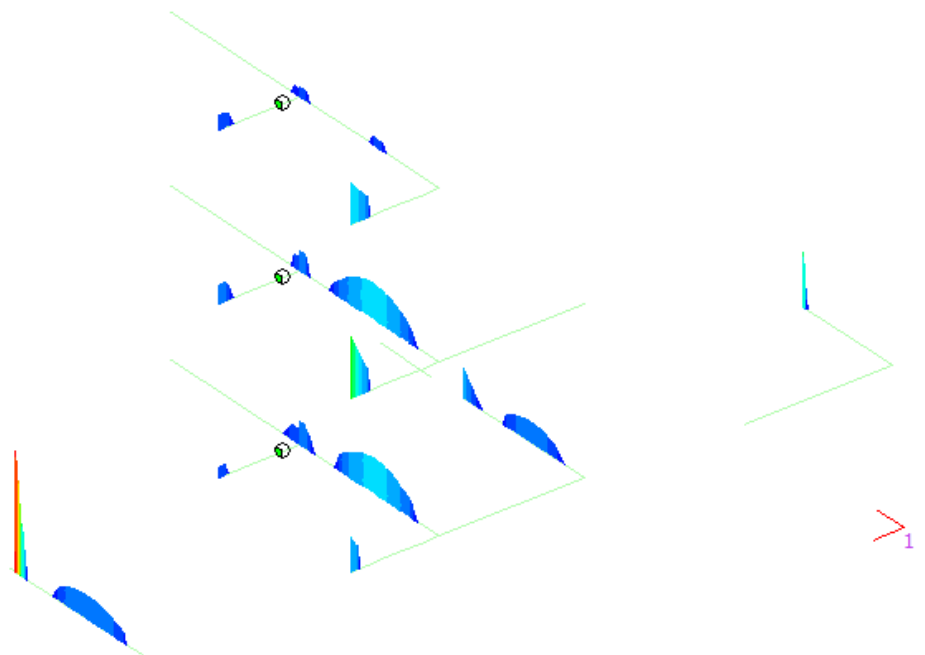
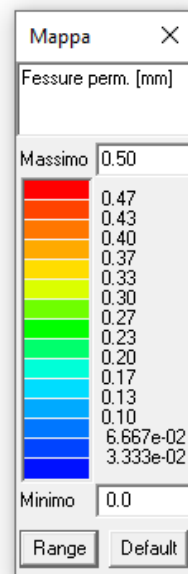
Taglio torsione lato cls



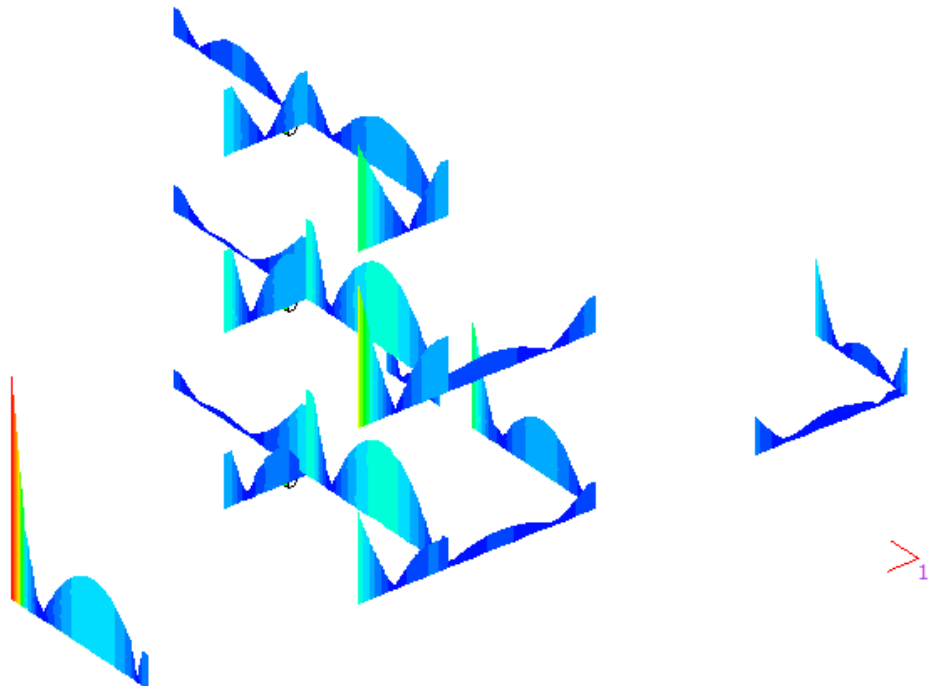
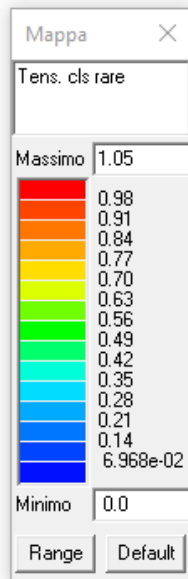
Taglio torsione lato acciaio



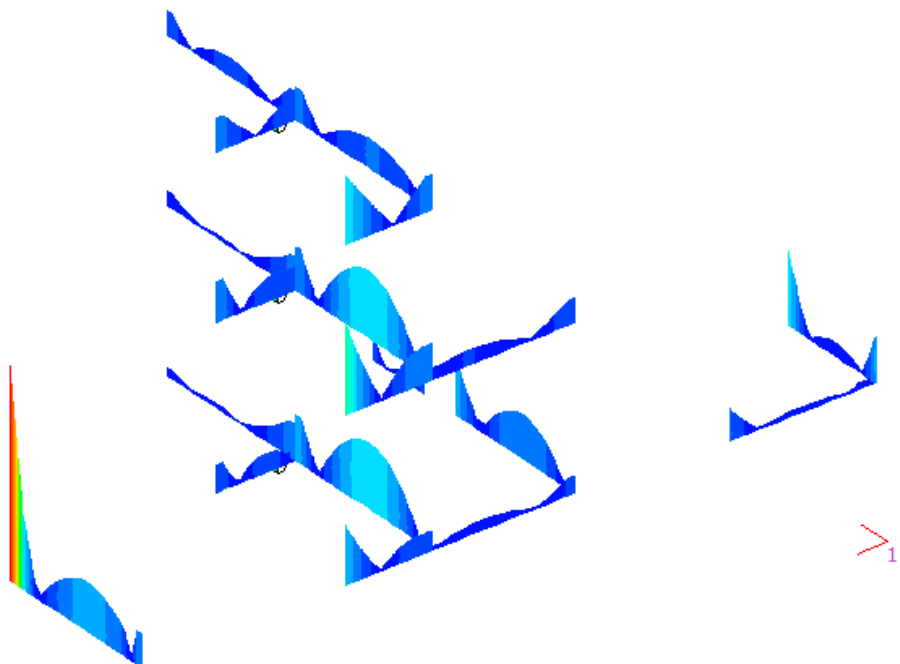
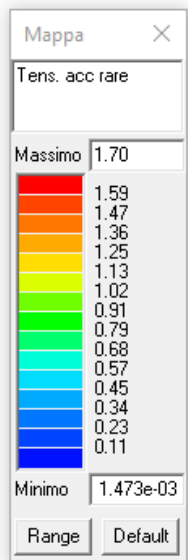
Fessurazione frequente ($\leq 0,40$ mm)



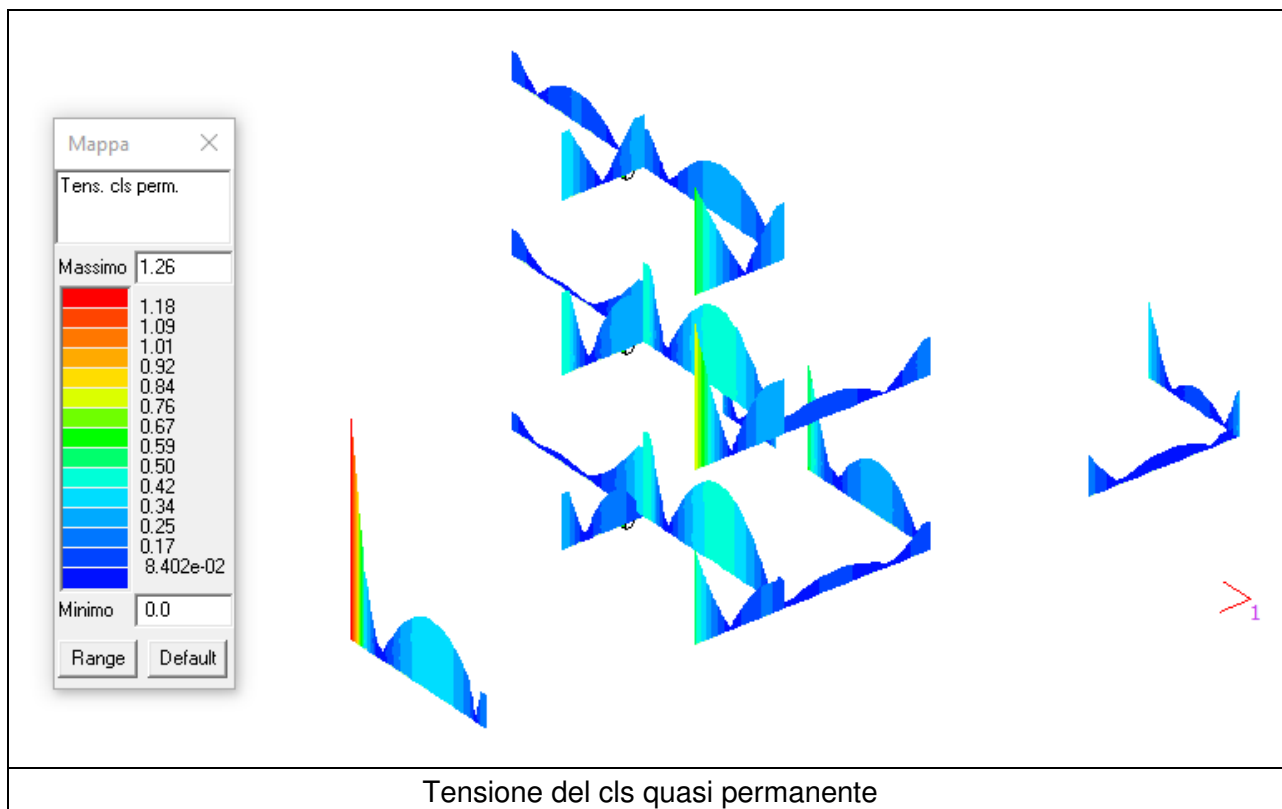
Fessurazione quasi permanente ($\leq 0,30$ mm)



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara

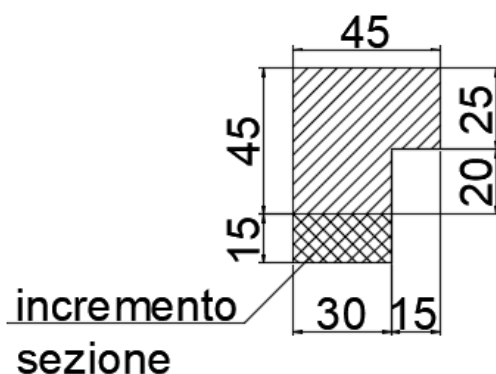


Come si può notare dalle immagini la trave che è posta all'ingresso della struttura non soddisfa tutte le verifiche previste dalla normativa e viene rinforzata adeguatamente come riportato nel capitolo successivo.

Per quanto riguarda tutti gli altri elementi le verifiche risultano soddisfatte.

12.1.5 VERIFICA DELLA TRAVE AD L LATO STRADA

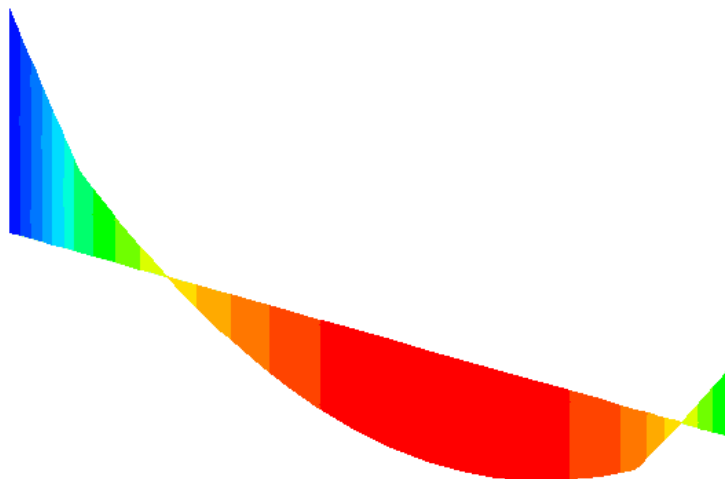
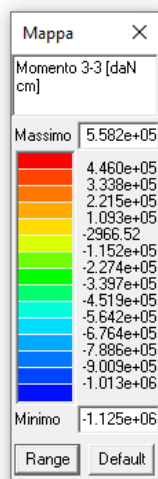
La trave ad L prospiciente la strada posta al di sopra del portale di ingresso non soddisfa tutte le verifiche previste con l'attuale sezione, pertanto si interviene incrementando l'altezza della trave aumentando la capacità resistente della stessa.



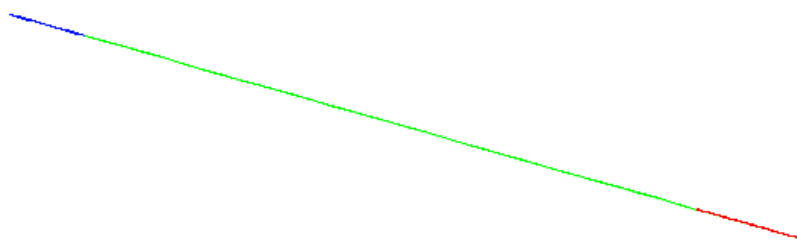
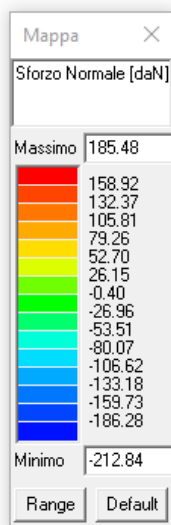
Di seguito si riportano le verifiche che la trave non soddisfa allo stato di fatto.

SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE

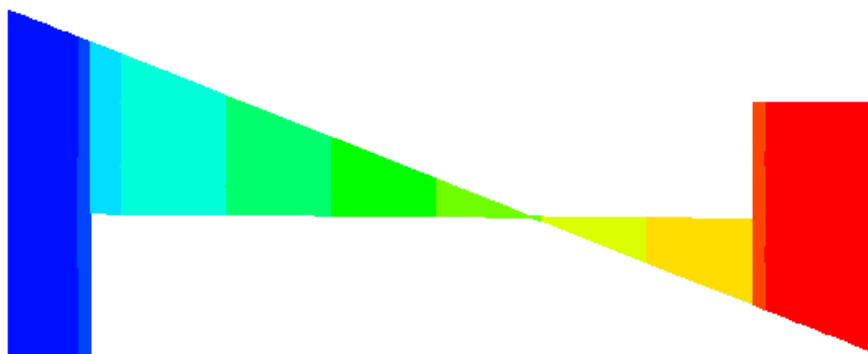
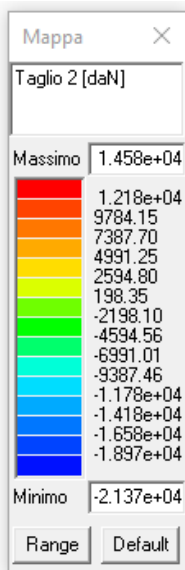
Di seguito si riportano le sollecitazioni più gravose per ogni tipologia di verifica



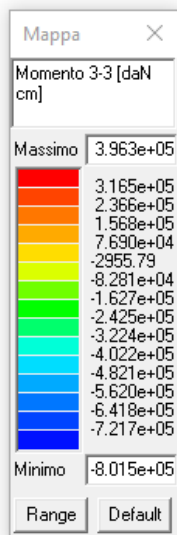
Momento flettente SLU



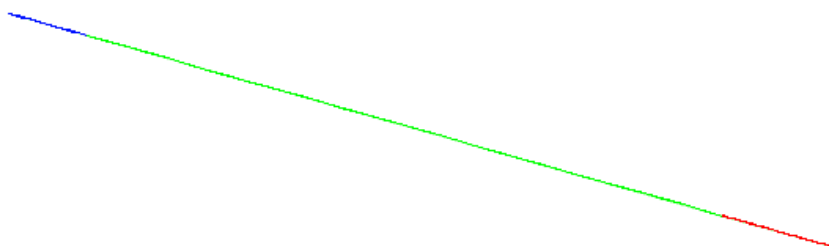
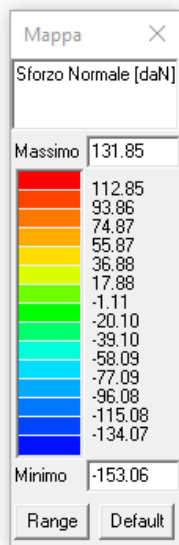
Sforzo normale SLU



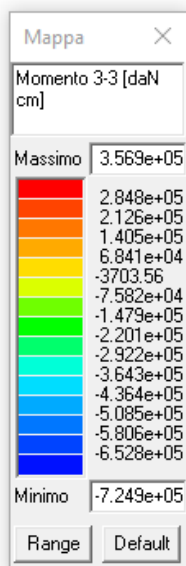
Taglio SLU



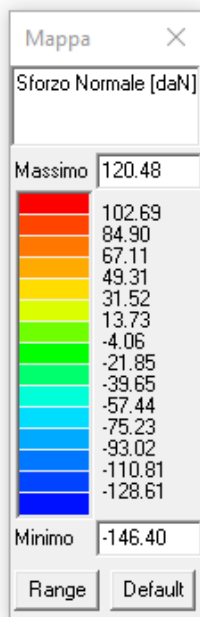
Momento flettente SLE rara



Sforzo normale SLE rara



Momento flettente SLE quasi permanente



Sforzo normale SLE quasi permanente

VERIFICA SLU

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	60
3	45	60
4	45	35
5	30	35
6	30	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	22.5	55.8
2	1.13	22.5	39.2
3	10.05	15	19.4
4	6.03	15	6

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 2.12 0 kN
M_{Ed} -112.5 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k C32/40
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 358.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.792 ‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{Rd} -151.5 kN m
σ_s -18.13 N/mm²
σ_c 358.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 17.34 ‰
d 55.8 cm
x 9.37 x/d 0.1679
ξ 0.7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

$$M_{rd} = 148,3 \text{ kN/m} > M_{ed} = 112,5 \text{ kN/m}$$

VERIFICATO

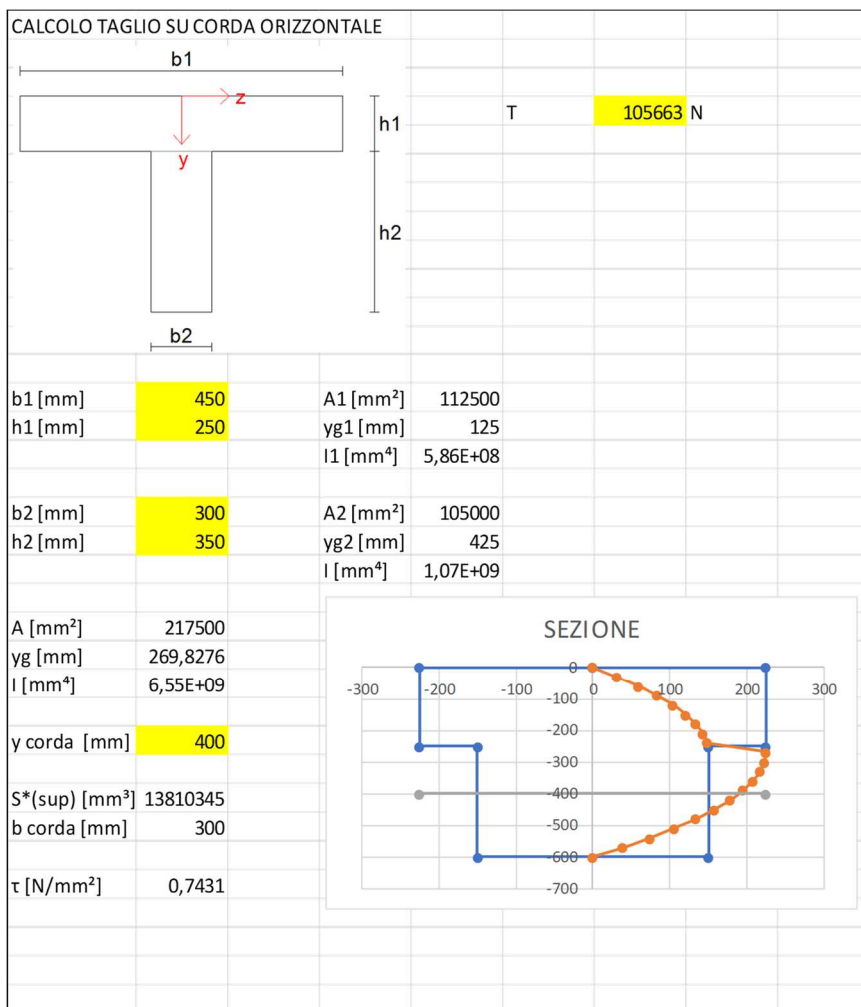
VERIFICA DELLA SEZIONE DI INTERFACCIA

La trave per essere totalmente collaborante deve resistere alla sollecitazione tagliante all'interfaccia. Tale sollecitazione verrà sopportata per metà con l'aderenza tra il nuovo cls e le barre di armature esistenti, che verranno fatte affiorare demolendo il cls esistente, e per metà dalle staffe inghisate.

SOLLECITAZIONE MEDIA

Si prende per una lunghezza di 1m agli appoggi la sollecitazione media di taglio

$$V_{Ed,med} = 10566,3 \text{ daN}$$



Considerando all'appoggio un'area di lunghezza 1 m

$$V_{Ed,interfaccia} = 0,743 \cdot 300 \cdot 1000 = 222930 \text{ N} = 22293 \text{ daN}$$

ADERENZA BARRE ESISTENTI

La trave inferiormente è armata con 5 barre Ø16 e a favore di sicurezza si considera solo un terzo della superficie delle armature ben esposto e capace di offrire aderenza al cls.

$$A = \text{Superficie armature} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot L \cdot n^\circ = 2 \cdot \pi \cdot 8 \cdot 1000 \cdot 5 = 251200 \text{ mm}^2$$

$$A / 3 = 251200 / 3 = 83733 \text{ mm}^2$$

$$r = 8,0 \text{ mm}$$

$$L = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Aderenza acciaio} - \text{cls} = f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 1,88 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} = 2,82 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta_1 = 0,7 \quad \eta_2 = 1$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{Rd, \text{aderenza}} = A \cdot f_{bd} = 157418 \text{ N} = 15741,8 \text{ daN} > V_{Ed, \text{interfaccia}} / 2 = 11146,5 \text{ daN}$$

BARRE INGHISATE

Per sopperire ad una parte dello sforzo tagliante all'interfaccia vengono inghisate alla trave delle barre di armatura Ø12 piegate ad U ogni 15 cm (due bracci)

Resistenza a taglio delle barre:

$$V_{Rd,c} = A \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma) = 12 \cdot 113 \cdot 450 / (\sqrt{3} \cdot 1,15) = 255289 \text{ N} = 25529 \text{ daN}$$

$$V_{Rd,c} > V_{Ed, \text{interfaccia}} / 2 = 11146,5 \text{ daN}$$

Resistenza data dall'effetto spinotto:

$$V'_{dd} = 1,3 \cdot (113 \cdot 12) \cdot \sqrt{(25 \times 0,85 / 1,5 / 1,2) \cdot (450 / 1,15)} = 117290 \text{ N} = 11729 \text{ daN}$$

$$V''_{dd} = 0,25 \cdot (450 / 1,15) \cdot (113 \cdot 12) = 132652 \text{ N} = 13265 \text{ daN}$$

$$V_{dd} = 11729 \text{ daN} > V_{Ed, \text{interfaccia}} / 2 = 11146,5 \text{ daN}$$

VERIFICA SLE RARA

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	60
3	45	60
4	45	35
5	30	35
6	30	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4,52	22,5	55,8
2	1,13	22,5	39,2
3	10,05	15	19,4
4	6,03	15	6

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 1,53 kN
M_{Ed} -80,15 kNm
M_{yEd} 0

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

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

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

Materiali
FeB44k C32/40
ε_{su} 67,5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 358,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 %
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,792 % σ_{c,adm} 12,25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 N/mm²
τ_{c1} 2,114 N/mm²

σ_c -12,89 N/mm²
σ_s 297,4 N/mm²
ε_s 1,487 %
d 49,4 cm
x 19,47 x/d 0,394
ξ 0,9325

Verifica
N° iterazioni:
☐ Precompresso

$$\sigma_c = 12,89 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \times 32 \text{ N/mm}^2 = 19,2 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICATO

$$\sigma_s = 297,4 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \times 430 \text{ N/mm}^2 = 344 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICATO

VERIFICA SLE QUASI PERMANENTE

Titolo : _____

N° Vertici: Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	60
3	45	60
4	45	35
5	30	35
6	30	0

N° barre: Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4,52	22,5	55,8
2	1,13	22,5	39,2
3	10,05	15	19,4
4	6,03	15	6

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1,46 kN

M_{Ed} -72,49 kNm

M_{yEd} 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Materiali

FeB44k		C32/40	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	358,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	18,13 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,792 ‰	σ _{c,adm}	12,25 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

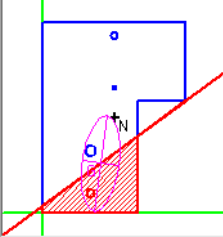
Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☒ Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

☐ Precompresso



σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

$$\sigma_c = 11,66 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \times 32 \text{ N/mm}^2 = 14,4 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICATO

12.2 STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 80% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 398 anni.

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Roverbella_US3_PUSH_12
Intestazione del lavoro	Roverbella_US3
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Pushover
Tipo di soluzione	Non lineare a controllo di spostamento con nodo di controllo
Unita' di misura delle forze	daN
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Spettro di risposta	Stato limite elastico
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	17.16
Tempo di ritorno del sisma (SLV)	398 anni
Localita'	Roverbella
ag/g (SLV)	0.114
F0 (SLV)	2.485
Tc* (SLV)	0.278
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.264
I	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.425 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.425
Probabilita' di superamento del periodo di riferimento (spettro SLD)	80.1
Probabilita' di superamento del periodo di riferimento (spettro SLO)	91.8









Per ogni stato limite di interesse è riportato una tabella che riassume per ogni combinazione lo stato di verifica, domanda e capacità in spostamento, domanda e capacità in termini di PGA, domanda e capacità in termini di tempi di ritorno e domanda e capacità in termini di probabilità di superamento. Inoltre sono riportato i rapporti tra capacità e domanda in termini di PGA, in termini di tempi di ritorno e in termini di probabilità.

Nelle immagini si ripotano le due combinazioni più significative sia in termini di curva accelerazione spettrale-spostamento spettrale che in termini di verifiche.

Legenda Tabelle	
CMB	Numero della combinazione di carico analizzata
M* x g	Massa dell'oscillatore equivalente
K*	Rigidezza del tratto elastico della curva di capacità bilineare dell'oscillatore equivalente (Circ.n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
T* [sec]	Periodo del tratto elastico della curva di capacità bilineare dell'oscillatore equivalente (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
Gamma	Fattore di partecipazione modale (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
dy	Spostamento limite elastico del sistema equivalente individuato sul diagramma bilineare equivalente (Circ.n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)

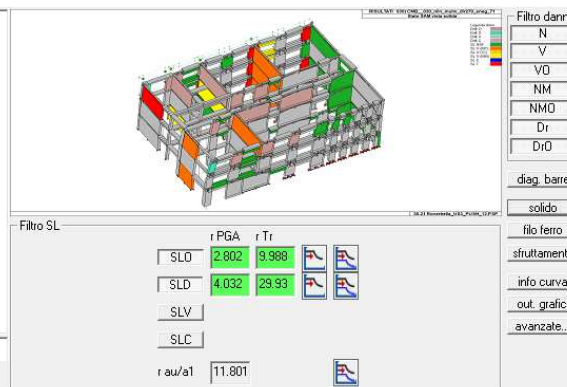
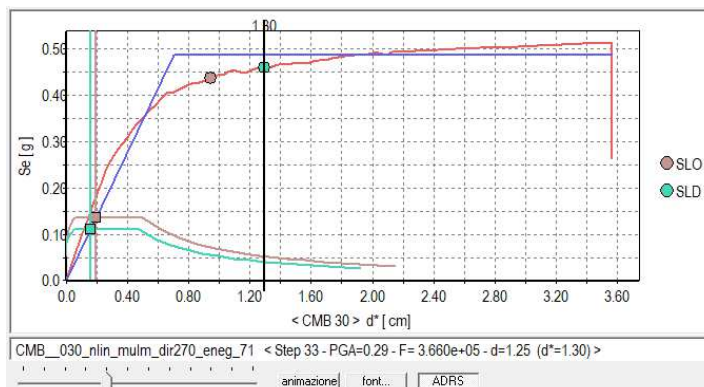
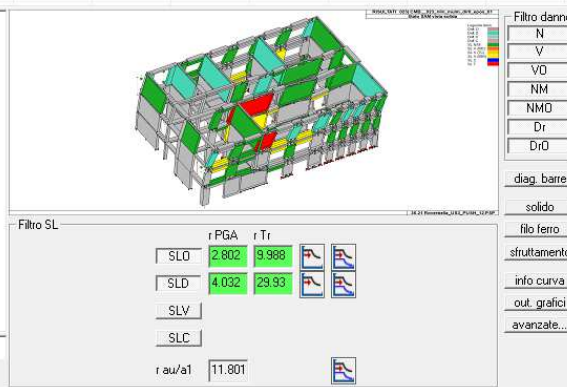
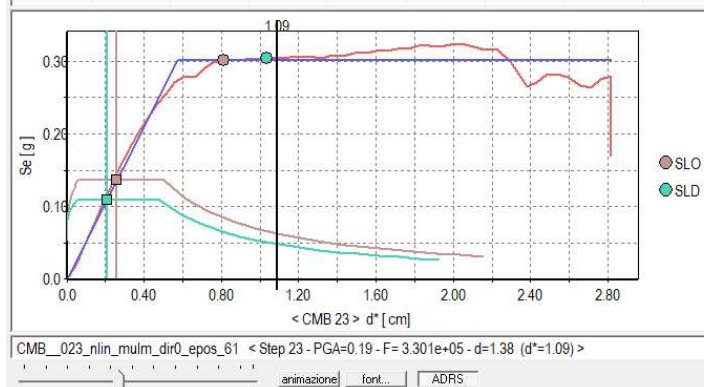
Fy	Forza in corrispondenza dello spostamento limite elastico del sistema equivalente (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
d max	Spostamento massimo dell'oscillatore equivalente (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
Fmax	Forza massima dell'oscillatore equivalente (Circ .n°7 21/01/2019 C7.3.4.2)
au/a1	Rapporto di sovraresistenza della struttura misurato come rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione.
CMB-SLO	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLO
CMB-SLD	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLD
CMB-SLV	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLV
CMB-SLC	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLC
Stato	Esito della verifica in funzione degli stati limite di interesse (ok = verificato, N.V.= non verificato)
Dom: d	Domanda in termini di spostamento
Cap: d	Capacità in termini di spostamento
Dom: PGA	Domanda in termini di PGA
Cap: PGA	Capacità i in termini di PGA
Dom: Tr	Domanda in termini di tempi di ritorno
Cap: Tr	Capacità in termini di tempi di ritorno
Dom: Pr	Domanda in termini di probabilità di superamento
Cap: Pr	Capacità in termini di probabilità di superamento
Rapp: PGA	Rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA
Rapp: Tr	Rapporto tra capacità e domanda in termini di tempi di ritorno
Rapp: Pr	Rapporto tra capacità e domanda in termini di probabilità di superamento
q*SLV	Rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente allo SLV
q*SLC	Rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente allo SLC

Legenda Solida

id danno	Colorazione istogramma	Tipologia Danneggiamento
drO drOo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drO) oppure in direzione ortogonale (drOo) alla parete allo SLO
drD drDo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drD) oppure in direzione ortogonale (drDo) alla parete allo SLD
drV drVo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drV) oppure in direzione ortogonale (drVo) alla parete allo SLV
drC drCo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drC) oppure in direzione ortogonale (drCo) alla parete allo SLC
NM NMo		superamento resistenza a presso-flessione in direzione longitudinale (NM) oppure in direzione ortogonale (NMo) alla parete
V Vo		superamento resistenza a taglio in direzione longitudinale (V) oppure in direzione ortogonale (Vo) alla parete
N		superamento resistenza a sforzo normale (trazione)
N		superamento resistenza a sforzo normale (compressione)

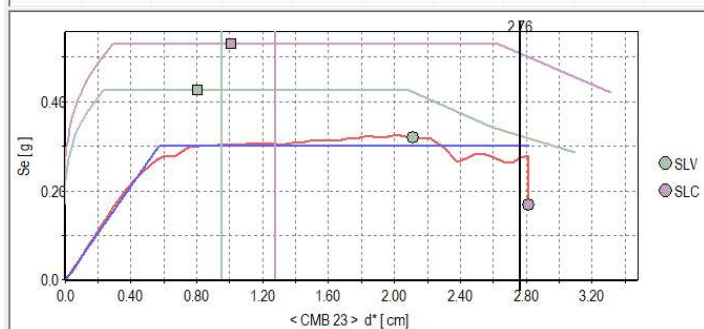
SLO ed SLD

CMB	m ² x g	K*	T* [sec]	Gamma	dy	Fy	au/a1	d SLO [d]	d SLO [c]	a PGA D	a Tr D	d SLD [d]	d SLD [c]	a PGA D	a Tr D
CMB 15	8.561e+05	4.418e+05	0.28	1.27	0.72	3.198e+05	13.34	0.33	1.05	2.80	9.99	0.27	1.27	4.03	29.93
CMB 16	8.561e+05	4.272e+05	0.28	1.27	0.77	3.282e+05	13.70	0.35	1.08	2.82	10.10	0.28	1.31	4.08	31.05
CMB 17	8.561e+05	4.389e+05	0.28	1.27	0.79	3.470e+05	11.80	0.34	1.03	2.80	10.01	0.27	1.49	4.66	48.83
CMB 18	8.561e+05	4.223e+05	0.29	1.27	0.82	3.477e+05	11.87	0.35	1.07	2.82	10.12	0.28	1.48	4.55	44.90
CMB 19	8.231e+05	5.423e+05	0.25	0.97	0.70	3.779e+05	14.72	0.20	1.11	4.75	41.92	0.16	1.53	4.78	53.26
CMB 20	8.231e+05	4.477e+05	0.27	0.97	0.81	3.643e+05	14.09	0.24	0.89	3.84	18.63	0.19	1.31	4.78	53.26
CMB 21	8.231e+05	6.137e+05	0.23	0.97	0.61	3.788e+05	12.71	0.18	1.01	4.78	42.89	0.14	1.74	4.78	53.26
CMB 22	8.231e+05	5.690e+05	0.24	0.97	0.66	3.727e+05	12.77	0.19	0.90	4.23	28.86	0.15	1.21	4.78	53.26
CMB 23	8.561e+05	4.493e+05	0.28	1.27	0.73	3.261e+05	13.82	0.33	1.03	2.80	9.99	0.26	1.31	4.21	34.61
CMB 24	8.561e+05	4.341e+05	0.28	1.27	0.77	3.330e+05	14.06	0.34	1.06	2.82	10.12	0.27	1.35	4.25	35.59
CMB 25	8.561e+05	4.432e+05	0.28	1.27	0.81	3.568e+05	12.11	0.33	1.06	2.92	11.00	0.27	1.45	4.63	47.81
CMB 26	8.561e+05	4.262e+05	0.28	1.27	0.84	3.576e+05	12.19	0.35	1.05	2.82	10.12	0.28	1.51	4.68	49.62
CMB 27	8.231e+05	5.450e+05	0.25	0.97	0.71	3.858e+05	15.01	0.20	1.09	4.74	41.66	0.16	1.44	4.78	53.26
CMB 28	8.231e+05	4.508e+05	0.27	0.97	0.83	3.728e+05	14.38	0.24	0.84	3.56	17.58	0.19	1.32	4.78	53.26
CMB 29	8.231e+05	6.190e+05	0.23	0.97	0.62	3.849e+05	12.98	0.17	0.99	4.78	42.76	0.14	1.47	4.78	53.26
CMB 30	8.231e+05	5.688e+05	0.24	0.97	0.68	3.865e+05	13.15	0.19	0.91	4.33	31.09	0.15	1.25	4.78	53.26



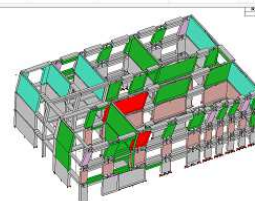
SLV ed SLC

CMB	m³ x g	K*	T* [sec]	Gamma	d _y	F _y	au/a1	d SLV [d]	d SLV [c]	a PGA V	a Tr V	q ⁿ SLV	d SLC [d]	d SLC [c]	a PGA C	a Tr C	q ⁿ SLC
CMB 15	8.561e+05	4.418e+05	0.28	1.27	0.72	3.198e+05	13.34	1.23	2.61	1.83	6.21	1.44	1.65	3.48	1.46	3.44	1.80
CMB 16	8.561e+05	4.272e+05	0.28	1.27	0.77	3.282e+05	13.70	1.25	2.68	1.83	6.21	1.40	1.68	3.58	1.46	3.44	1.75
CMB 17	8.561e+05	4.389e+05	0.28	1.27	0.79	3.470e+05	11.80	1.20	2.05	1.52	3.29	1.33	1.62	2.73	1.46	3.44	1.66
CMB 18	8.561e+05	4.223e+05	0.29	1.27	0.82	3.477e+05	11.87	1.24	2.10	1.51	3.25	1.33	1.67	2.80	1.46	3.44	1.65
CMB 19	8.231e+05	5.423e+05	0.25	0.97	0.70	3.773e+05	14.72	0.62	3.07	1.83	6.21	0.89	0.84	4.09	1.46	3.44	1.11
CMB 20	8.231e+05	4.477e+05	0.27	0.97	0.81	3.643e+05	14.09	0.75	2.84	1.83	6.21	0.93	1.02	3.78	1.46	3.44	1.16
CMB 21	8.231e+05	6.137e+05	0.23	0.97	0.61	3.768e+05	12.71	0.55	3.18	1.83	6.21	0.90	0.75	4.24	1.46	3.44	1.12
CMB 22	8.231e+05	5.690e+05	0.24	0.97	0.66	3.727e+05	12.77	0.59	2.45	1.83	6.21	0.91	0.81	3.26	1.46	3.44	1.13
CMB 23	8.561e+05	4.493e+05	0.28	1.27	0.73	3.251e+05	13.82	1.21	2.68	1.83	6.21	1.41	1.62	3.57	1.46	3.44	1.76
CMB 24	8.561e+05	4.341e+05	0.28	1.27	0.77	3.330e+05	14.06	1.23	2.54	1.80	5.85	1.38	1.65	3.38	1.46	3.44	1.73
CMB 25	8.561e+05	4.432e+05	0.28	1.27	0.81	3.563e+05	12.11	1.18	2.04	1.53	3.38	1.29	1.59	2.73	1.46	3.44	1.61
CMB 26	8.561e+05	4.262e+05	0.28	1.27	0.84	3.576e+05	12.19	1.22	2.10	1.53	3.39	1.29	1.64	2.80	1.46	3.44	1.61
CMB 27	8.231e+05	5.450e+05	0.25	0.97	0.71	3.858e+05	15.01	0.62	3.09	1.83	6.21	0.87	0.83	4.11	1.46	3.44	1.09
CMB 28	8.231e+05	4.508e+05	0.27	0.97	0.83	3.728e+05	14.38	0.75	2.95	1.83	6.21	0.91	1.00	3.93	1.46	3.44	1.13
CMB 29	8.231e+05	6.190e+05	0.23	0.97	0.62	3.849e+05	12.98	0.55	3.25	1.83	6.21	0.88	0.73	4.34	1.46	3.44	1.09
CMB 30	8.231e+05	5.688e+05	0.24	0.97	0.68	3.865e+05	13.15	0.59	2.58	1.83	6.21	0.87	0.79	3.44	1.46	3.44	1.09



CMB_023_nlin_mulm_dir0_epos_61 < Step 52 - PGA=0.31 - F= 2.985e+05 - d=3.50 (d*=2.76) >

animazione font... ADRS



Filtro danno
N
V
VO
NM
NMO
Dr
DrD

diag_barre

solido

filo ferro

struttamento

info curva

out_grafici

avanzate...

Filtro SL

r PGA r Tr

SLO

SLD

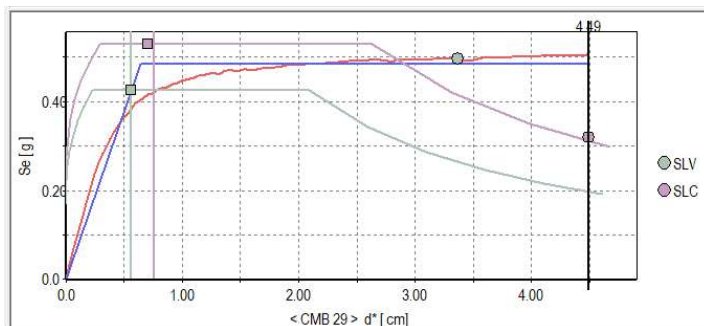
SLV

SLC

1.511 3.248

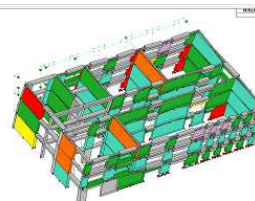
1.458 3.443

11.801



CMB_029_nlin_mulm_dir270_epos_70 < Step 120 - PGA=0.31 - F= 2.539e+05 - d=4.34 (d*=4.49) >

animazione font... ADRS



Filtro danno
N
V
VO
NM
NMO
Dr
DrD

diag_barre

solido

filo ferro

struttamento

info curva

out_grafici

avanzate...

Filtro SL

r PGA r Tr

SLO

SLD

SLV

SLC

1.511 3.248

1.458 3.443

11.801

12.3 VERIFICA DEL NUOVO SETTO IN C.A. LATO CORTILE INTERNO

Per garantire la continuità dello scarico a terra dei maschi murari al piano primo e al piano secondo si aumentano le dimensioni del pilastro presente al piano terra creando un nuovo setto in c.a.

Il setto viene realizzato inglobando il pilastro all'interno come rappresentato nella figura sottostante.

Piano primo e secondo

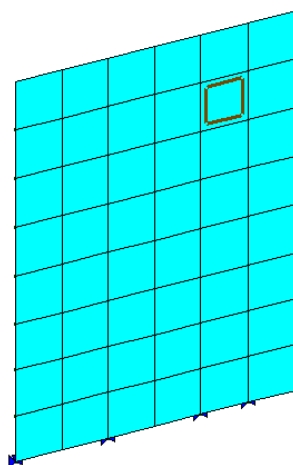


Piano terra

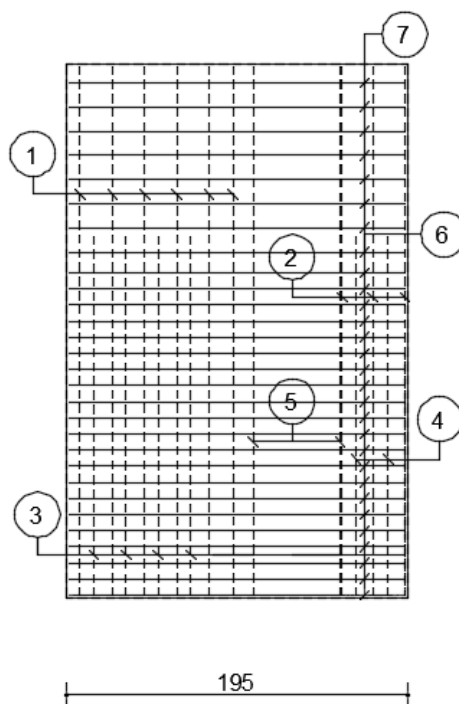


Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi setto in c.a., che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



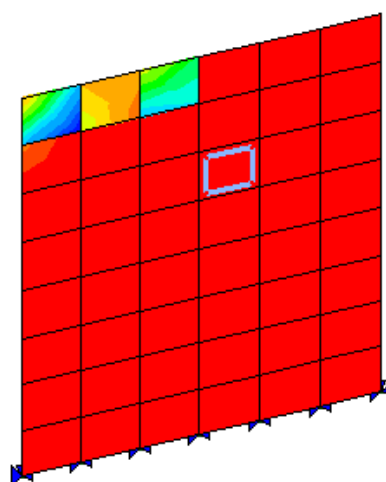
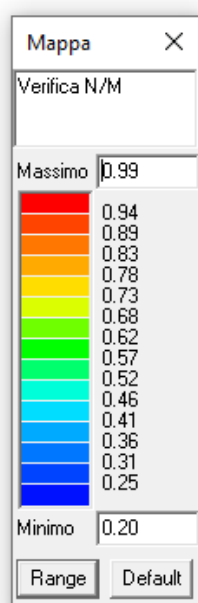
Pos.	Dir.	Diam./Passo
1	1	Ø 20 / 20
2	1	Ø 20 / 20
3	1	Ø 20 / 20
4	1	Ø 20 / 40
5	1	Ø 20 / 60
6	2	Ø 12 / 10
7	2	Ø 12 / 15



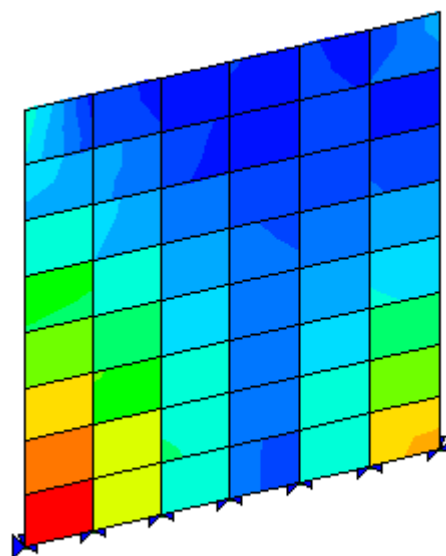
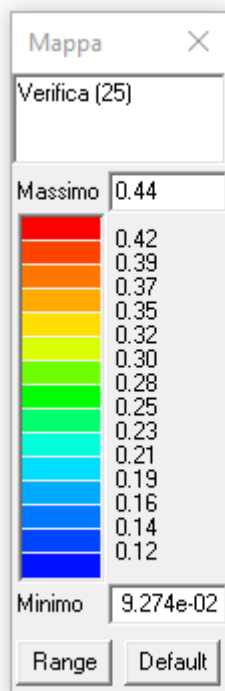
Armature setto

Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità o al valore indicato nella didascalia.

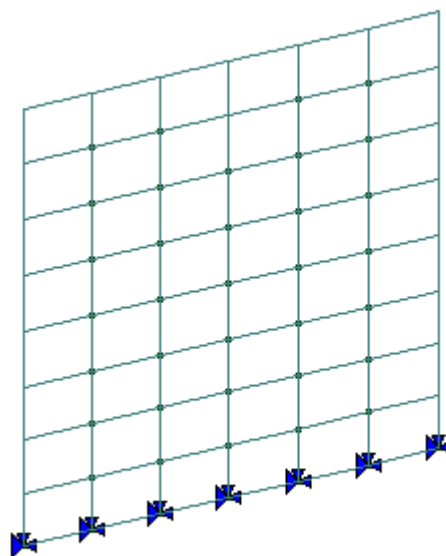
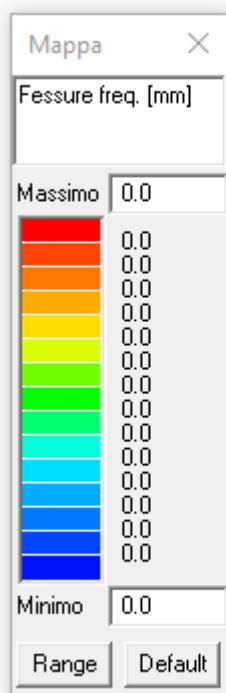
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



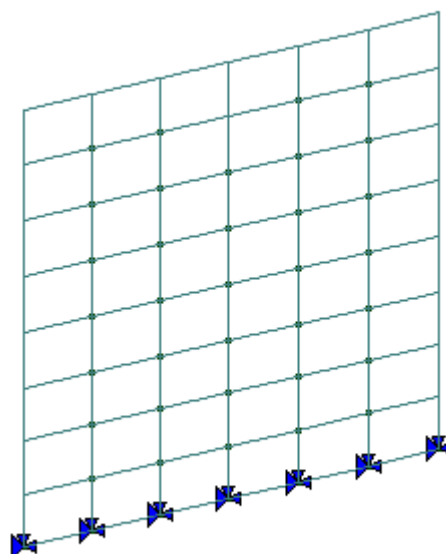
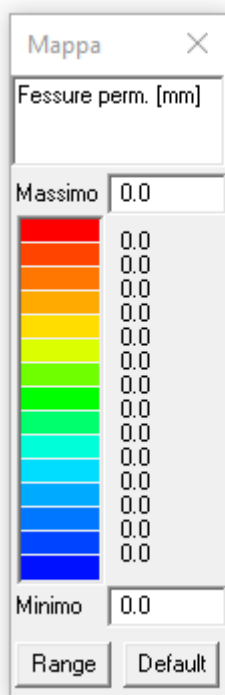
Presso flessione



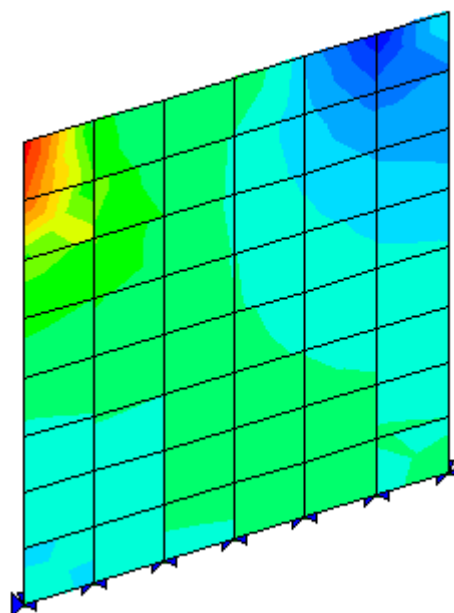
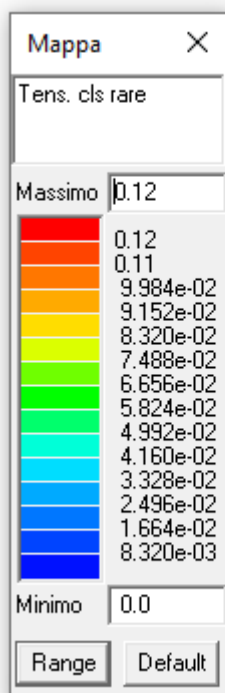
Verifiche a compressione con riduzione del 25% di fcd



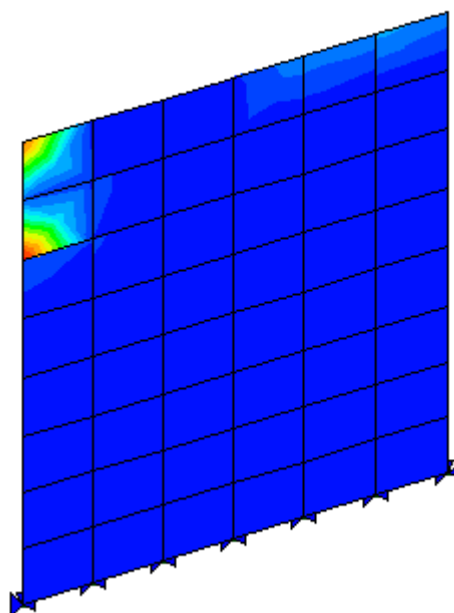
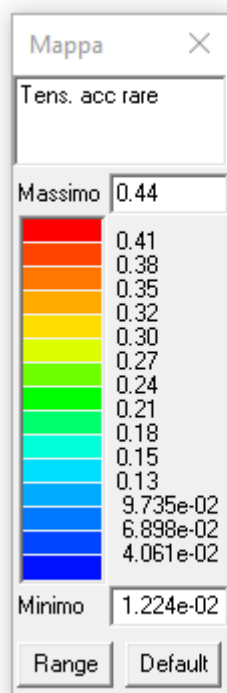
Fessurazione frequente ($\leq 0,40$ mm)



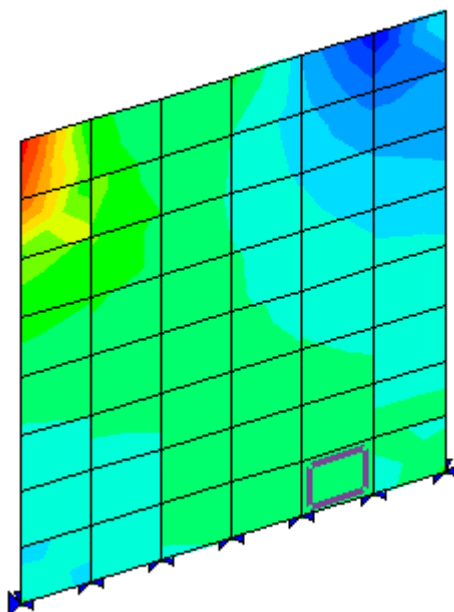
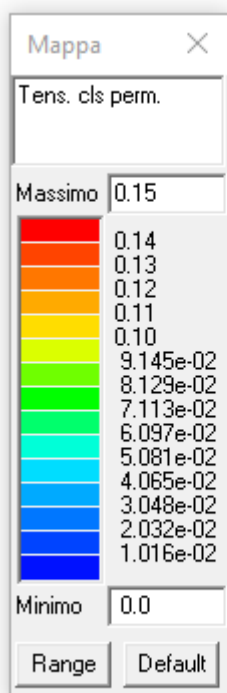
Fessurazione quasi permanente ($\leq 0,30$ mm)



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara



Tensione del cls quasi permanente

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

12.4 VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 80% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 398 anni.

Coefficiente di struttura: 2,00 [-]
 Periodo del modo principale di vibrare (T1): 0,291 [sec]
 Coefficiente di partecipazione modale γ : 1,29 [-]
 Categoria di sottosuolo: Tipo C

Spettro di Risposta allo SLV

Periodo di ritorno per lo SLV (Tr): 398 [anni]
 Probabilità di superamento per lo SLV (Pver): 17 [%]
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLV (Tc*): 0,278 [sec]
 Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLV (ag): 0,114 [g]
 Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLV (F0): 2,49 [-]
 Periodo dello spettro Tb: 0,15 [sec]
 Periodo dello spettro Tc: 0,45 [sec]
 Periodo dello spettro Td: 2,06 [sec]
 Coefficiente di sottosuolo S: 1,50 [-]

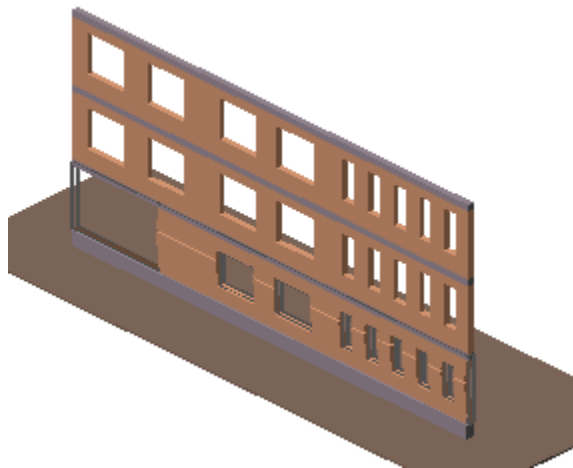
Spettro di Risposta allo SLD

Periodo di ritorno per lo SLD (Tr): 46 [anni]
 Probabilità di superamento per lo SLD (Pver): 80 [%]
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLD (Tc*): 0,255 [sec]
 Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLD (ag): 0,044 [g]
 Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLD (F0): 2,51 [-]
 Periodo dello spettro Tb: 0,14 [sec]
 Periodo dello spettro Tc: 0,42 [sec]
 Periodo dello spettro Td: 1,77 [sec]
 Coefficiente di sottosuolo S: 1,50 [-]

Vengono sotto riportate le verifiche delle due pareti più gravose.

PARETE LONGITUDINALE LATO CORTILE INTERNO

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,000 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 187,905 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 1207,675 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 6,427 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 5,357 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 21,456 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,012 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **NON RICHIESTO**

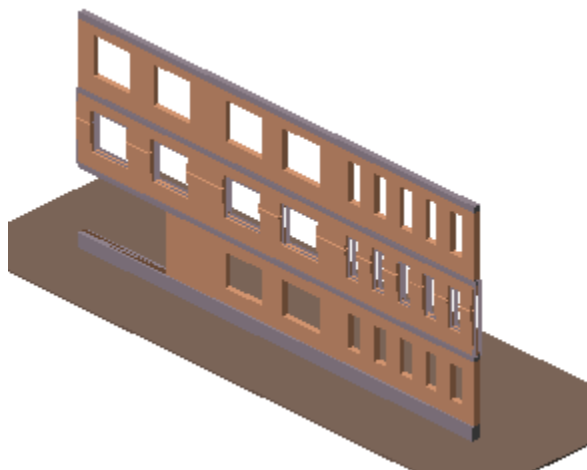
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: Non Richiesto

Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,016 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: NON RICHIESTO

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,317 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 240,598 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 756,919 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 3,146 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 2,622 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 27,096 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,067 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,025 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,026 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: VERIFICATO

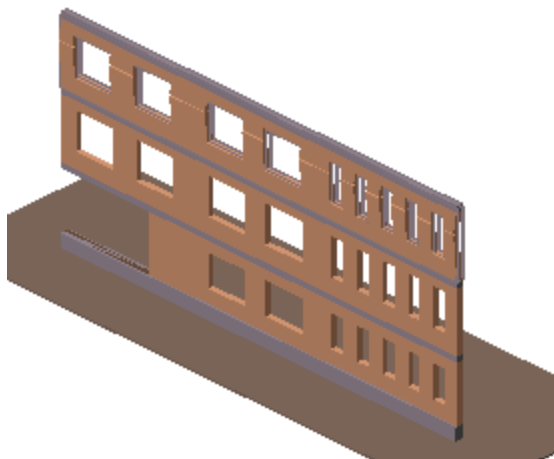
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,087 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,033 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,033 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: VERIFICATO

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi(z)$: 0,659 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 254,866 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 314,940 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 1,236 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 1,030 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 27,093 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,140 [g]

Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,063 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,136 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **VERIFICATO**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV} S$)/ q_{SLV} : 0,085 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,181 [g]

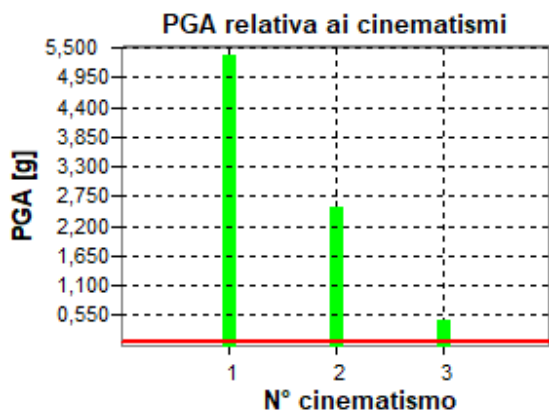
Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,083 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,175 [-]

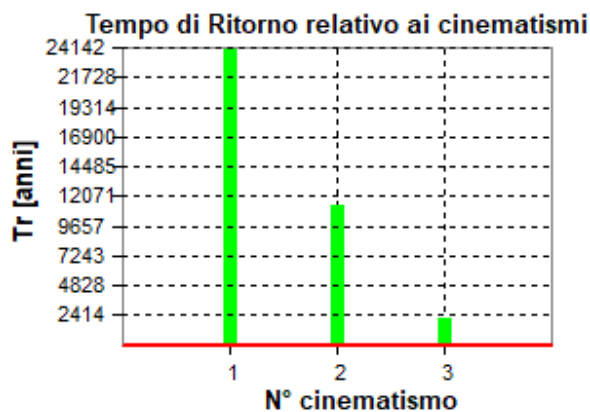
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: **VERIFICATO**

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: **VERIFICATO**

Confronto PGA in sito e PGA meccanismi di collasso locali



Confronto PGA SLD



Confronto TR SLD

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]

Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 5,3570 [g]

Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 24042 [anni]

Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 81,9114 [-]

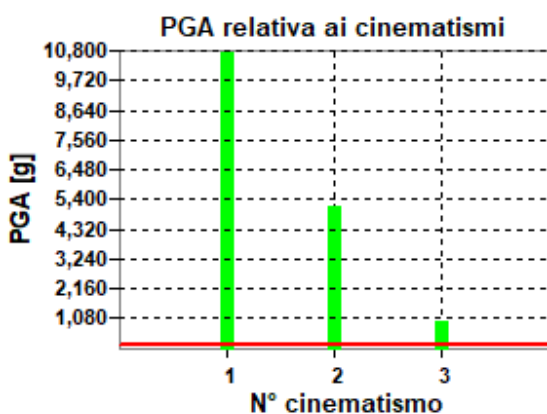
Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 517,3758 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

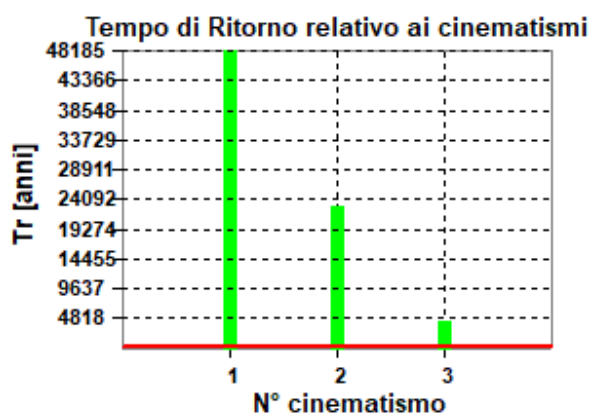
Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 2,5469 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 11431 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 38,9438 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 245,9804 [-]

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,4821 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 2164 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 7,3717 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 46,5615 [-]



Confronto PGA SLV



Confronto TR SLV

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 10,7140 [g]

Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 48085 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 62,7100 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 120,6617 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

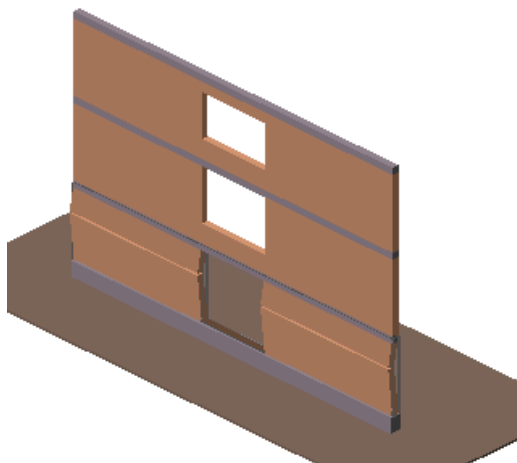
Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 5,1451 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 23091 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 30,1147 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 57,9444 [-]

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 0,9739 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 4371 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 5,7004 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 10,9683 [-]

PARETE TRASVERSALE LATO US4

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,000 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 204,721 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 332,708 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 1,625 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 1,354 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 20,187 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,048 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: Non Richiesto

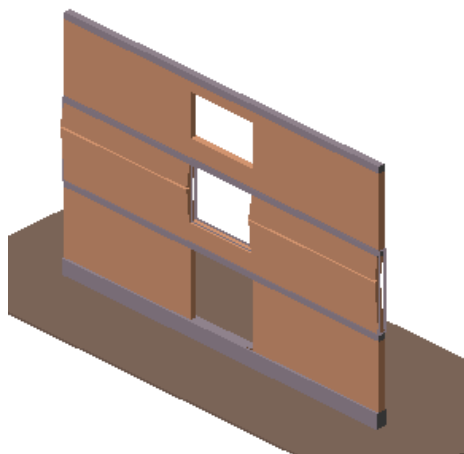
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: NON RICHIESTO

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,063 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: NON RICHIESTO

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,317 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 251,116 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 224,162 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,893 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,744 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 22,960 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 0,999 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD ($a_{g,SLD} S$)/ q_{SLD} : 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,067 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,088 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,090 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **VERIFICATO**

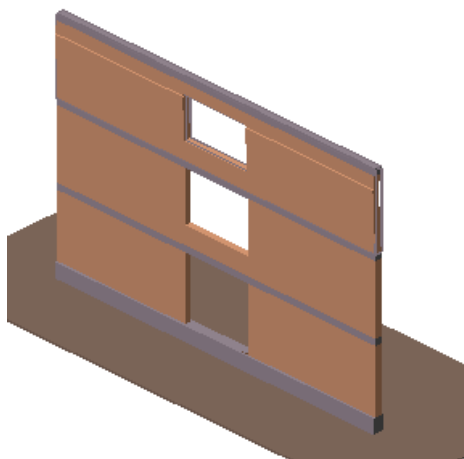
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV} S$)/ q_{SLV} : 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,087 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,115 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,117 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: VERIFICATO

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,659 [-]

Momento Ribaltante M_{rib} : 312,538 [kN*m]

Momento Stabilizzante M_{st} : 108,448 [kN*m]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,347 [-]

accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,289 [g]

Massa partecipante al cinematismo M^* : 24,088 [kN/g]

Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,140 [g]

Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,226 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,483 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: VERIFICATO

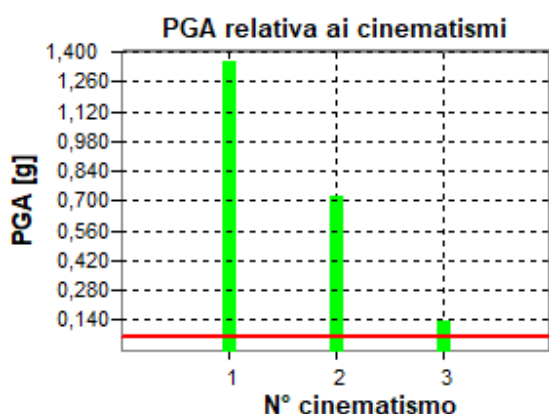
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,181 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,295 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,625 [-]

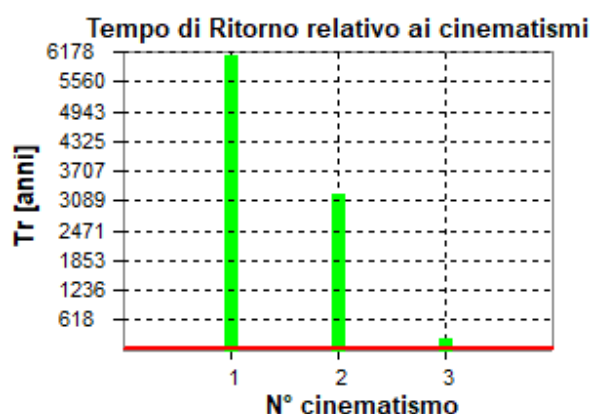
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: VERIFICATO

Confronto PGA in sito e PGA meccanismi di collasso locali



Confronto PGA SLD



Confronto TR SLD

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 1,3543 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 6078 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 20,7082 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 130,7986 [-]

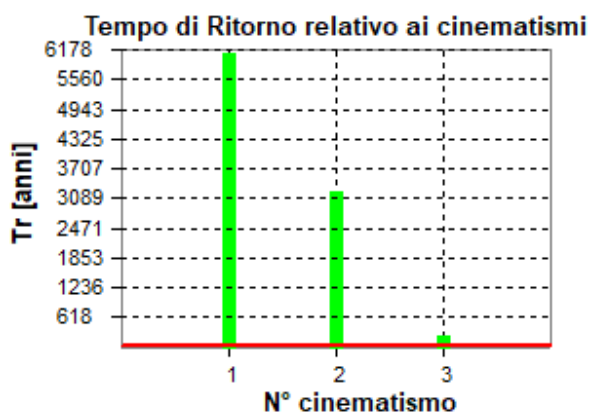
Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,7230 [g]

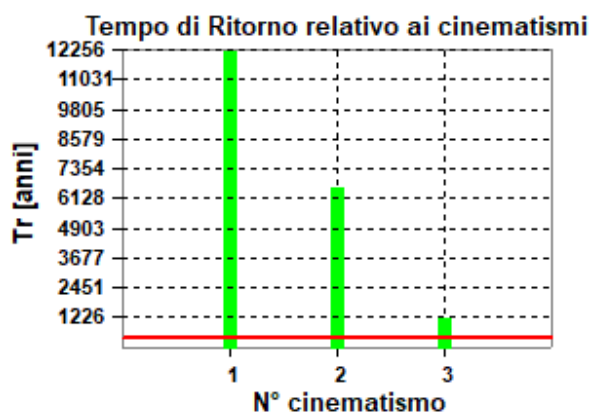
Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 3245 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 11,0543 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 69,8223 [-]

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,1354 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 233 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 2,0697 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 5,0232 [-]



Confronto PGA SLV



Confronto TR SLV

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 2,7086 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 12156 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 15,8538 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 30,5047 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]

Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 1,4605 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 6555 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 8,5481 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 16,4477 [-]

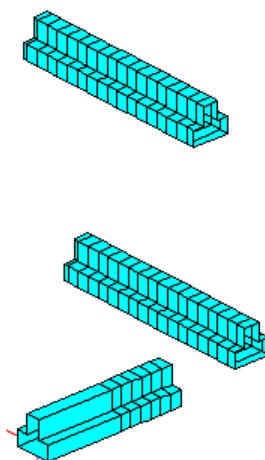
Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 0,2734 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 1227 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 1,6005 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 3,0795 [-]

12.5 VERIFICA DELLE NUOVE FONDAZIONI IN C.A.

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi trave rovescia di fondazione, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

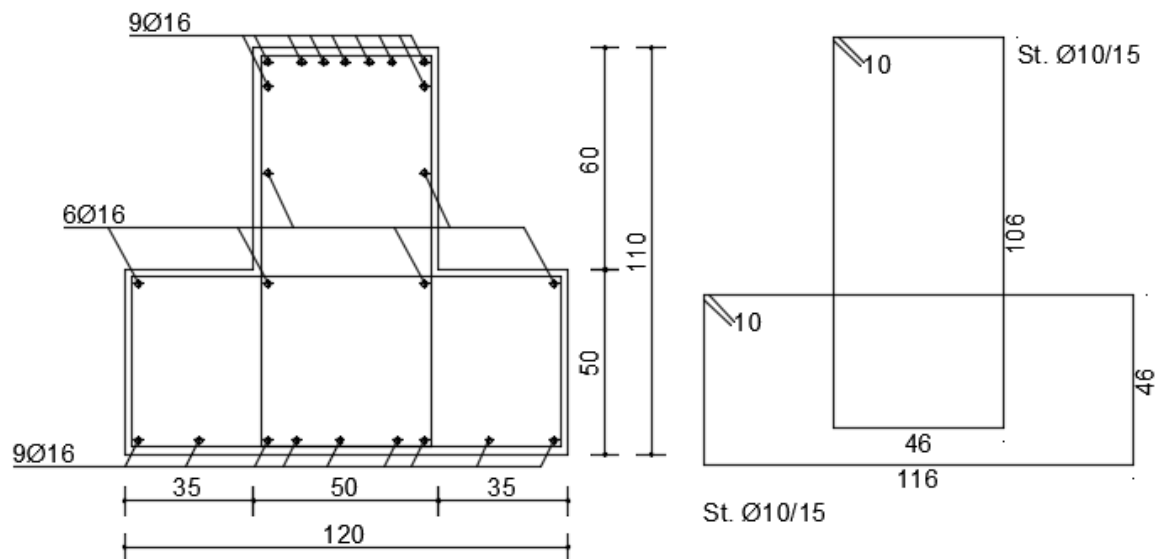
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



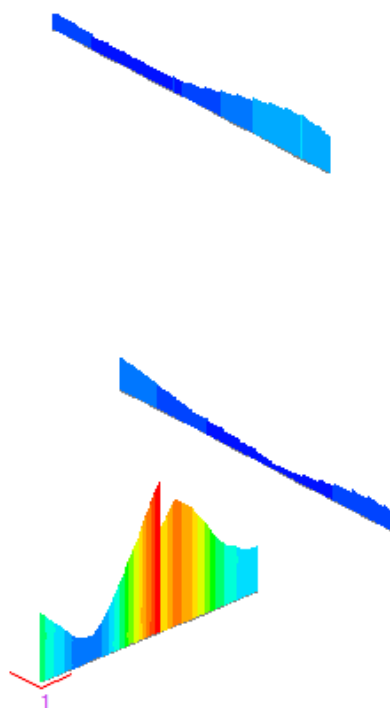
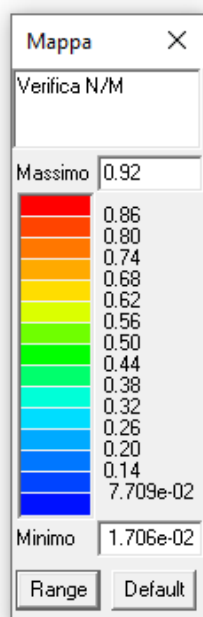
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

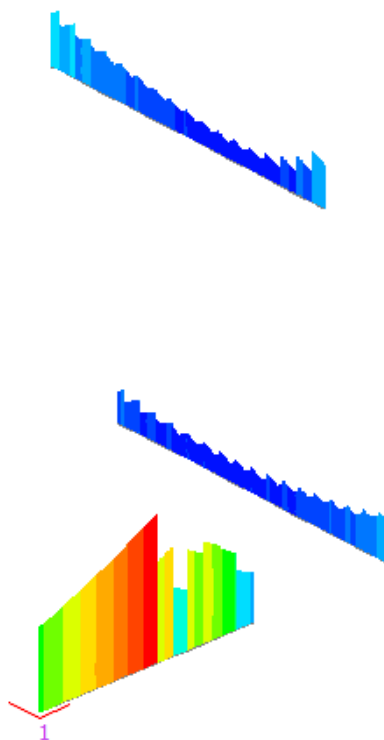
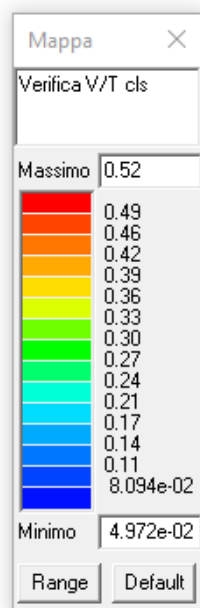
Armature trave di fondazione



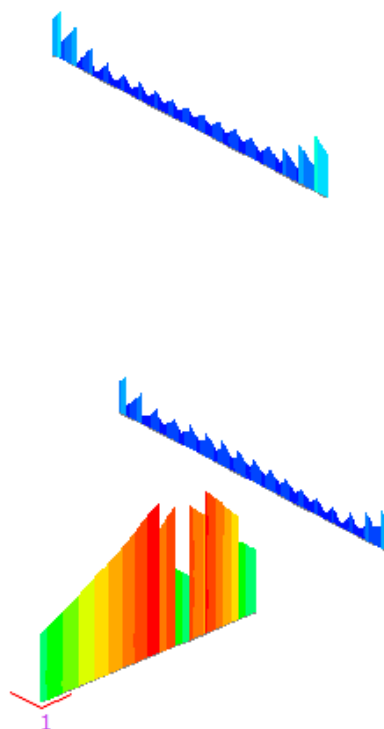
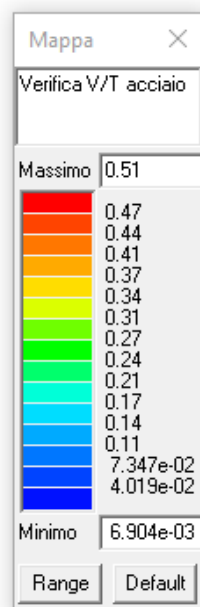
Trave di fondazione



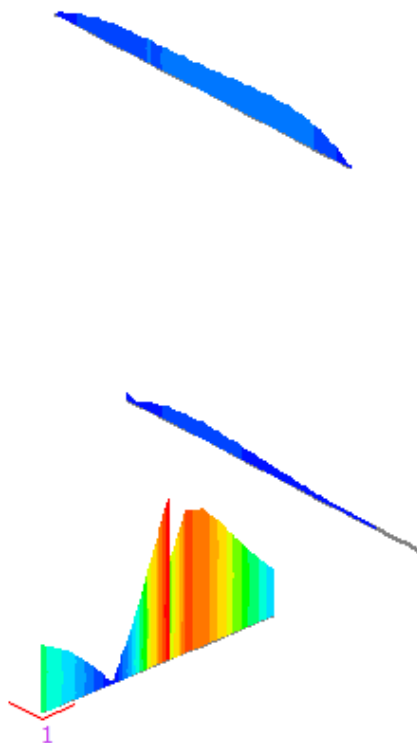
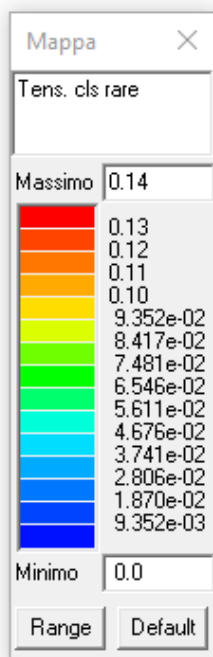
Presso flessione



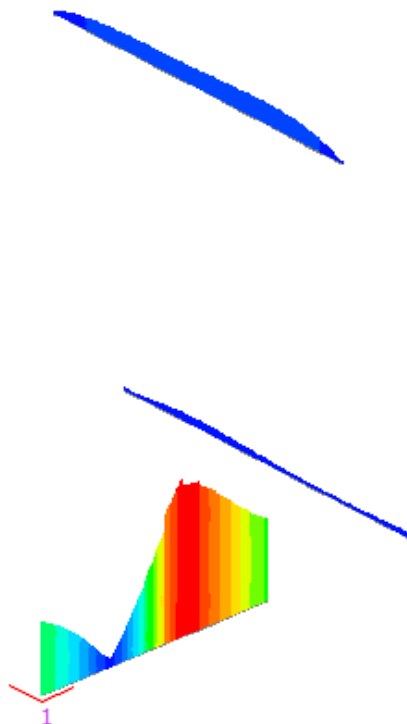
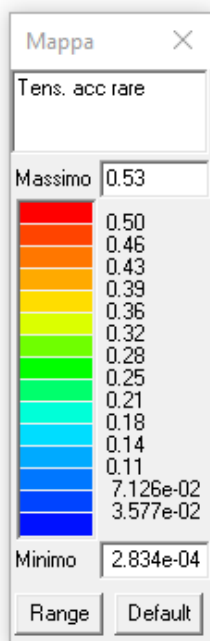
Taglio torsione lato cls



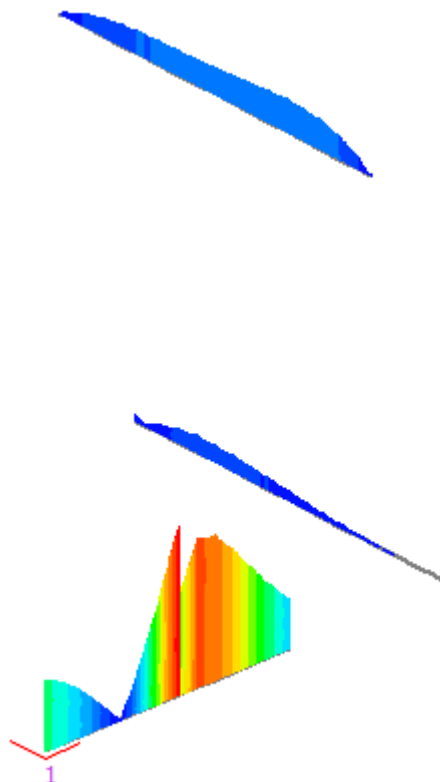
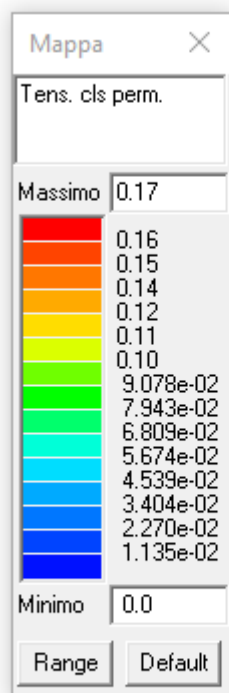
Taglio torsione lato acciaio



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara

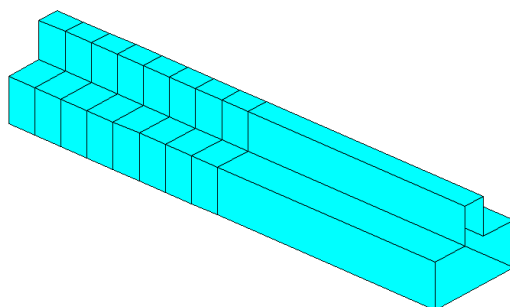


Tensione del cls quasi permanente

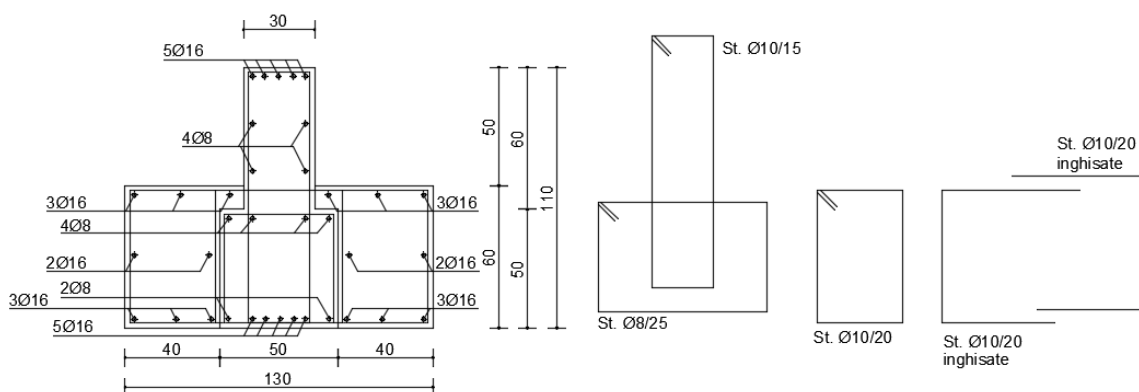
12.6 VERIFICA FONDAZIONI IN C.A. CON ALLARGAMENTO A T

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi trave rovescia di fondazione allargata, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



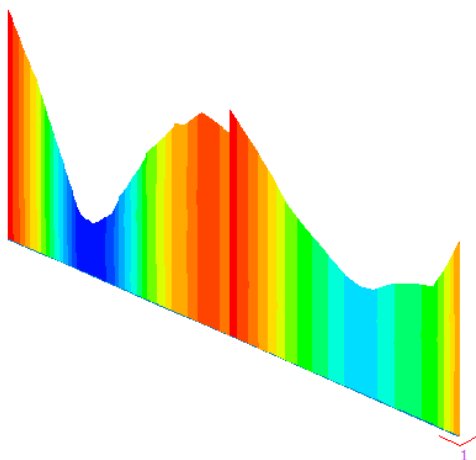
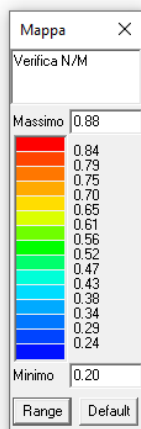
Armature trave di fondazione



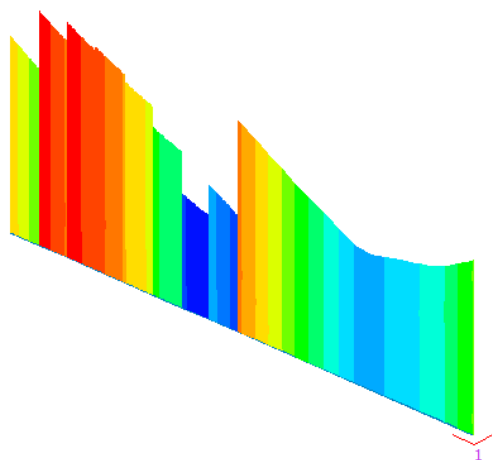
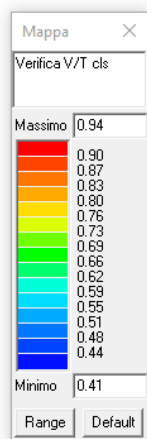
Trave di fondazione

Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

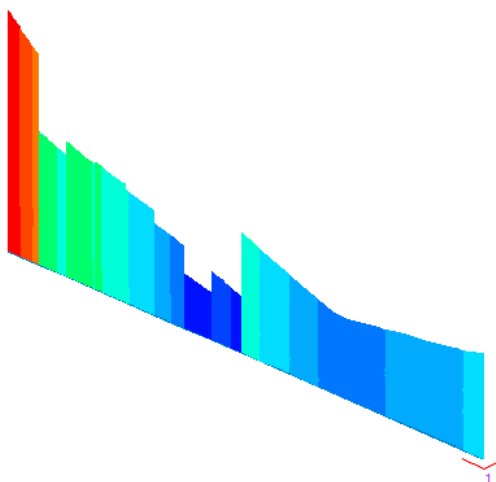
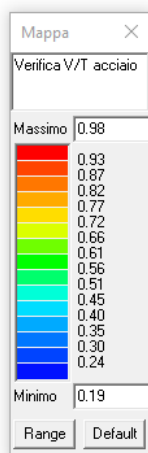
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



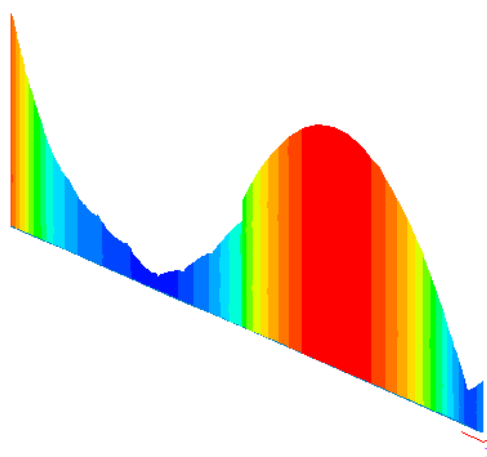
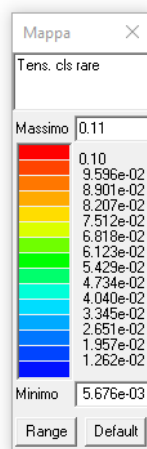
Presso flessione



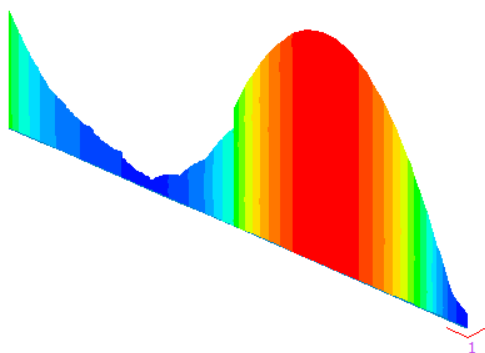
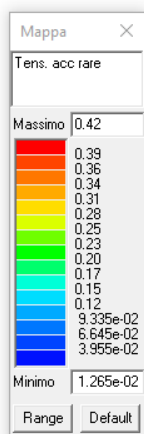
Taglio torsione lato cls



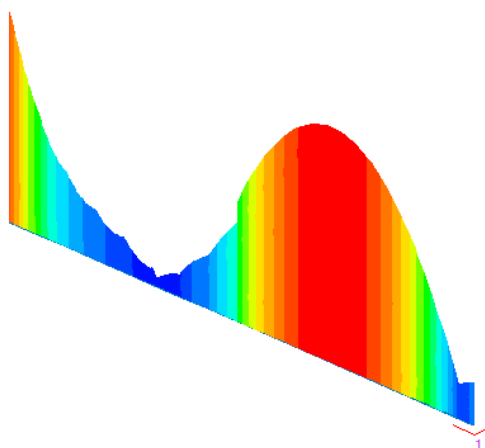
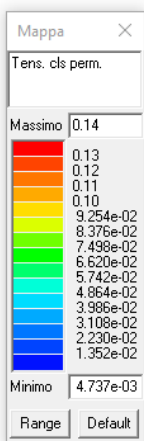
Taglio torsione lato acciaio



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara

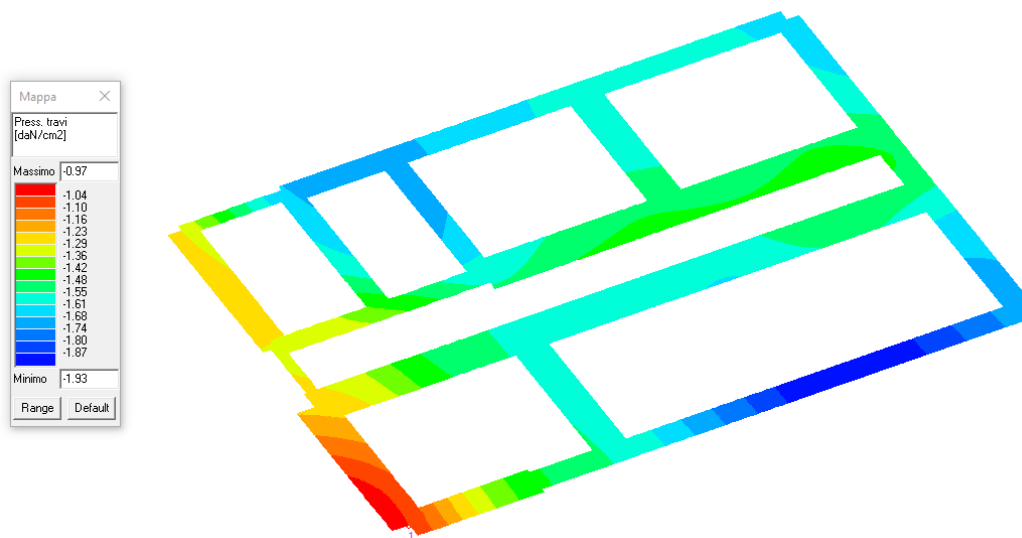


Tensione del cls quasi permanente

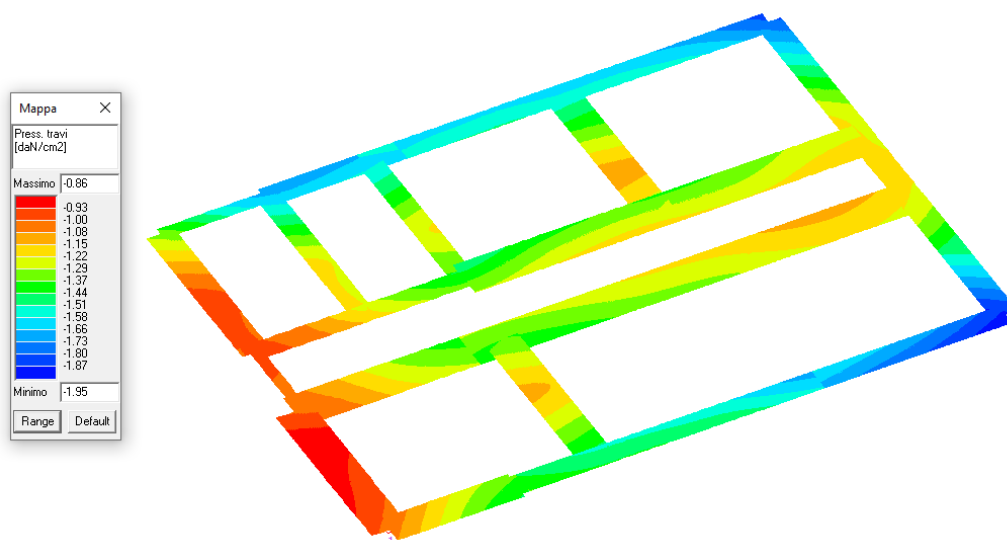
12.7 VERIFICA DELLE PRESSIONI AL SUOLO

Si procede ora con la verifica delle pressioni al suolo della struttura, calcolando la portanza limite del terreno di fondazione in accordo con i parametri riportati nella relazione “relazione-geotecnico” a cura del Dott. Geol. Cristiano Marconcini.

PRESSIONI AL SUOLO



Pressioni al suolo per la combinazione statica SLU più sfavorevole

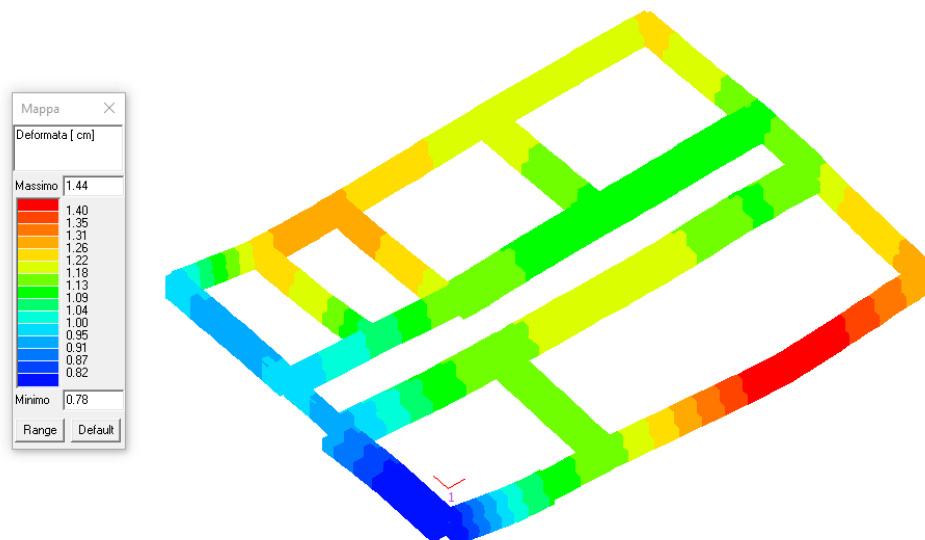


Pressioni al suolo per la combinazione sismica SLV più sfavorevole

Le pressioni si ritengono adeguate per la tipologia di terreno di appoggio e la larghezza della fondazione.

12.8 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Si riporta per la struttura US3 il grafico dei cedimenti nella combinazione peggiore:



Cedimenti per la combinazione statica SLU più sfavorevole

Come si può notare dal grafico soprastante la struttura ha un cedimento differenziale pari a:

$$w = 1,44 \text{ cm} - 0,78 \text{ cm} = 0,66 \text{ cm} < 1,00 \text{ cm}$$

essendo il valore inferiore ad 1 cm si ritiene accettabile.

12.9 VALUTAZIONE GIUNTO SISMICO

Si valuta lo spostamento massimo della struttura (paragrafo 7.2.1 NTC 2018):

$$\Delta = 1/100 \cdot h \cdot a_g \cdot S / g$$

$$a_g = 0,114 g$$

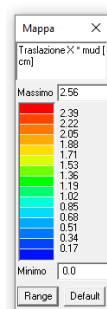
$$S = 1,5$$

Dimensione minima giunto

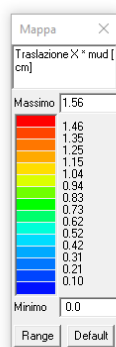
$$X = \Delta \cdot 2$$

Tra US3 ed US4		
h [m]	Δ [cm]	X [cm]
3,45	0,59	1,18

Valutazione dello spostamento delle strutture



Spostamento massimo della struttura US3 in direzione di US4



Spostamento massimo della struttura US4 in direzione di US3

Tra US3 ed US4			
	Δ [cm] US3	Δ [cm] US4	X min [cm]
1 solaio	0,68	1,56	2,24

13 UNITÀ STRUTTURALE n°5

13.1 STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 80% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 398 anni.

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unità di misura delle forze	kg
Unità di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2018

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Luogo	Roverbella - (MN)
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*
SLV	398	0.114	2.485	0.278

Comportamento strutturale Dissipativo

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	5%
Numero di frequenze	20
Fattore q di comportamento per sisma orizzontale	qor=2,18
Periodo proprio T1 in direzione X	0.12
Periodo proprio T1 in direzione Y	0.08

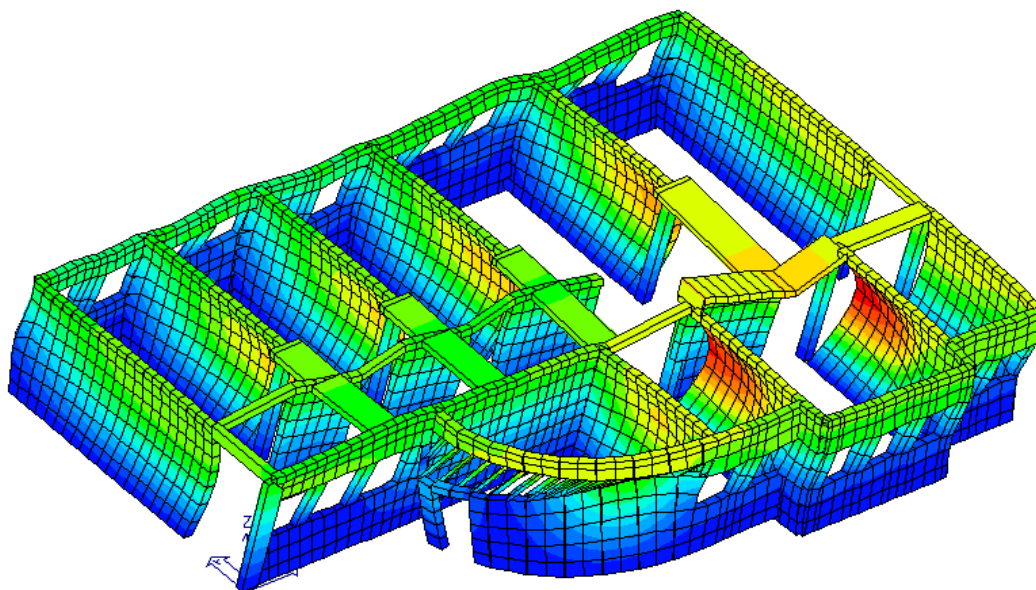
PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente

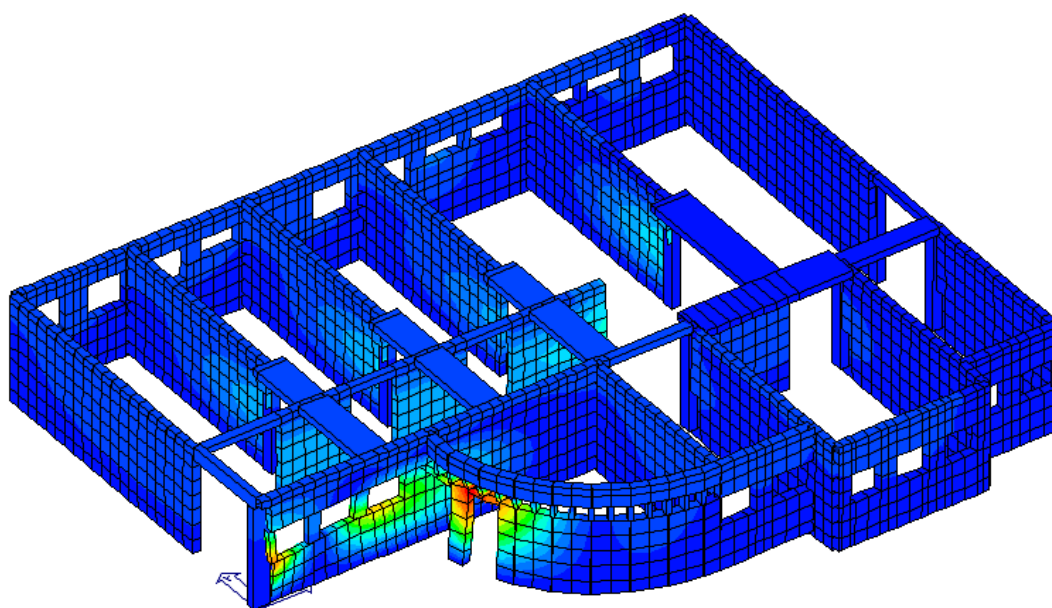
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

ANALISI DEI MODI DI VIBRARE

L'analisi dinamica modale ha consentito di determinare i due principali modi di vibrare della struttura; di seguito se ne riportano le rappresentazioni grafiche con il loro valore numerico.



Primo modo di vibrare significativo - traslazionale nella direzione parallela al lato lungo



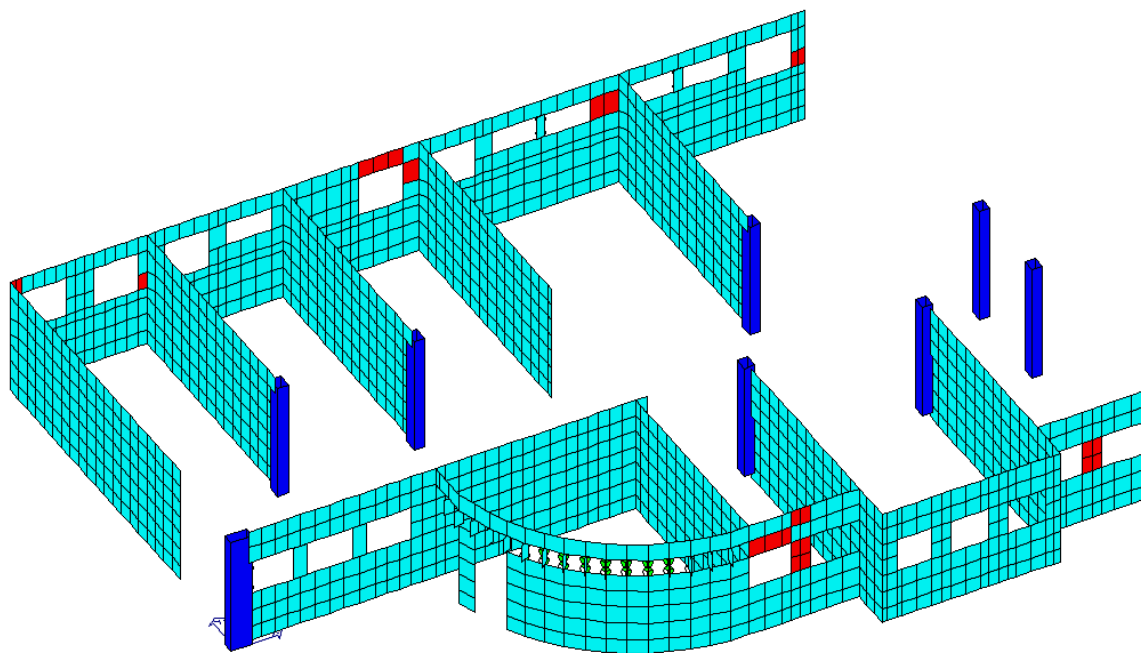
Secondo modo di vibrare significativo - traslazionale nella direzione parallela al lato corto

13.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi setto in muratura, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

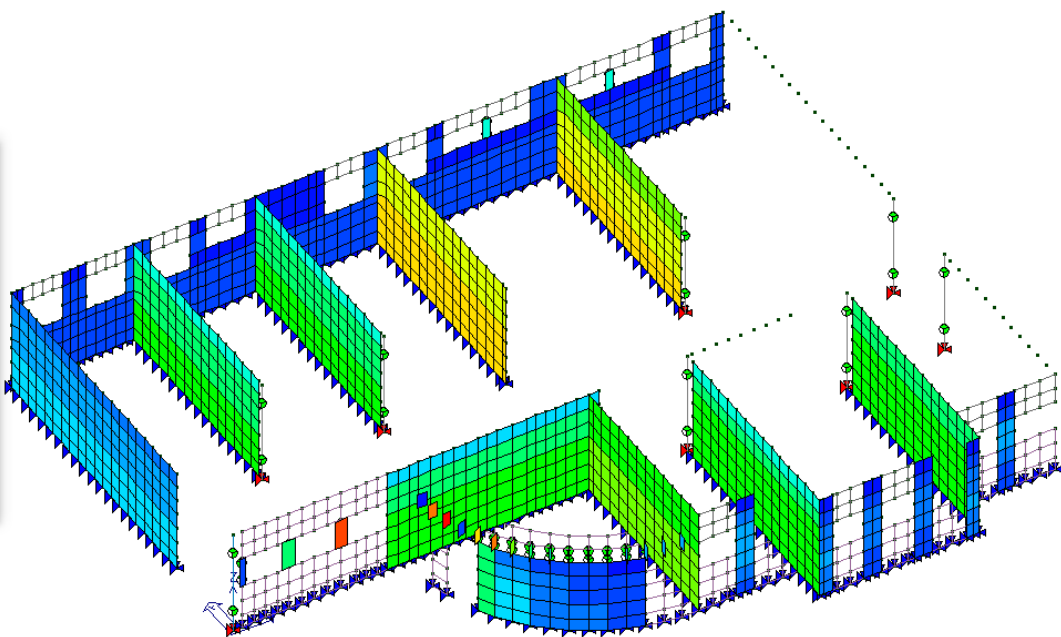
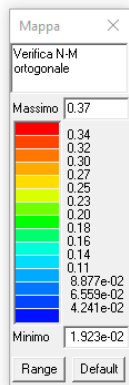
Gli elementi che hanno un materiale differente da quello di verifica vengono indicati in blu.



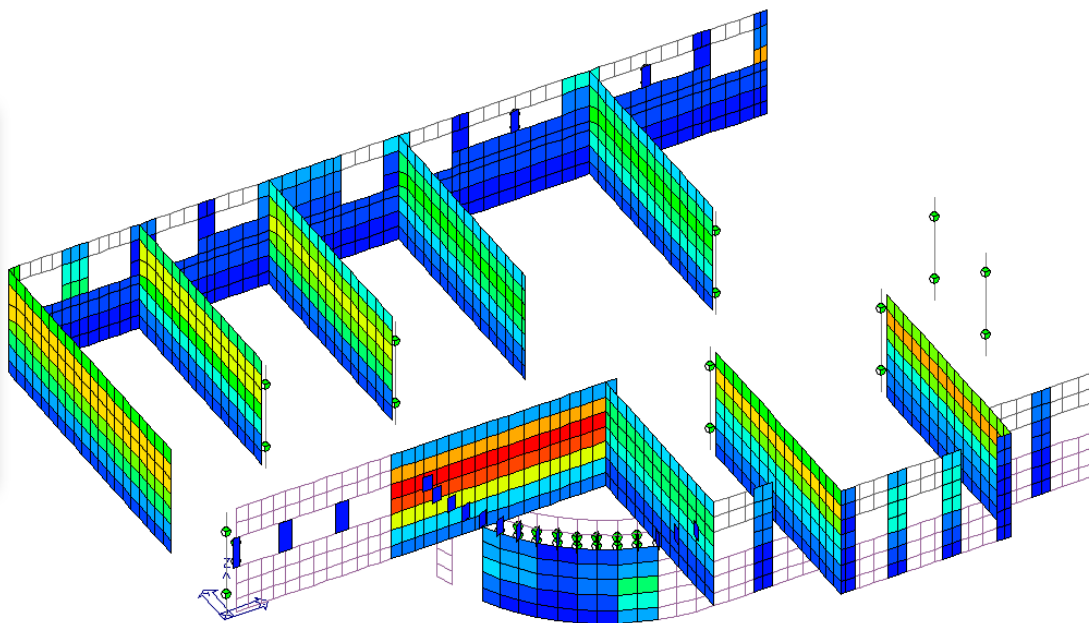
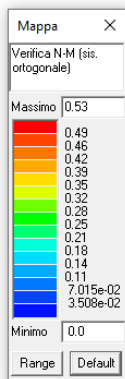
Come si può apprezzare dalla figura soprastante alcuni elementi allo stato di progetto non soddisfano tutte le verifiche previste. Tali verifiche in alcuni casi non sono soddisfatte a causa di concentrazioni di sforzo date dalla modellazione FEM e pertanto si possono ritenere trascurabili; mentre in altri casi la verifica non è soddisfatta per insufficiente capacità del materiale.

Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

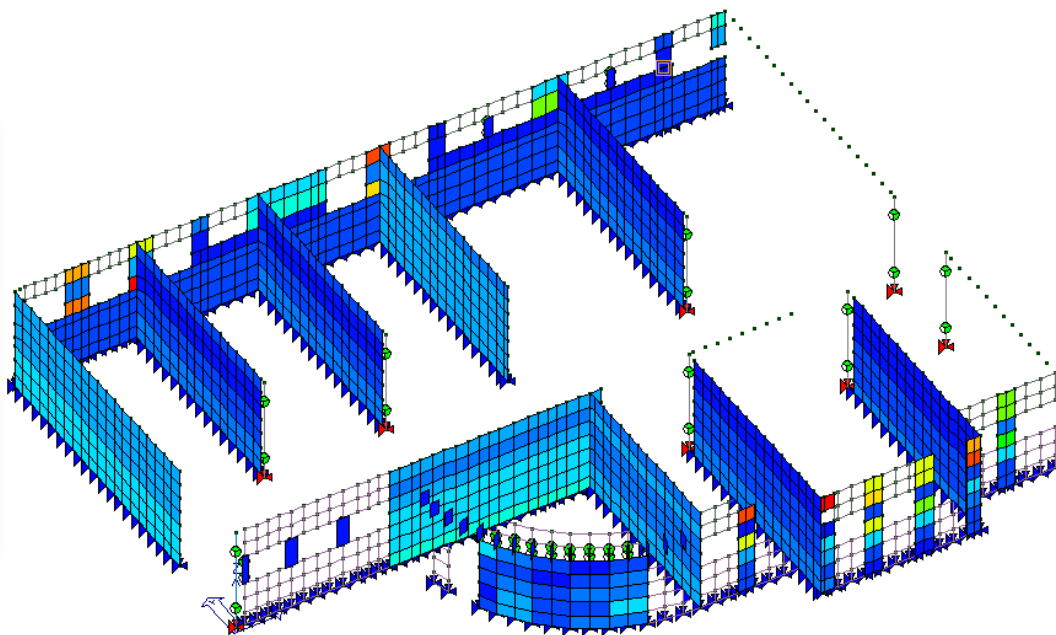
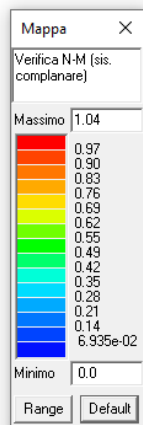
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



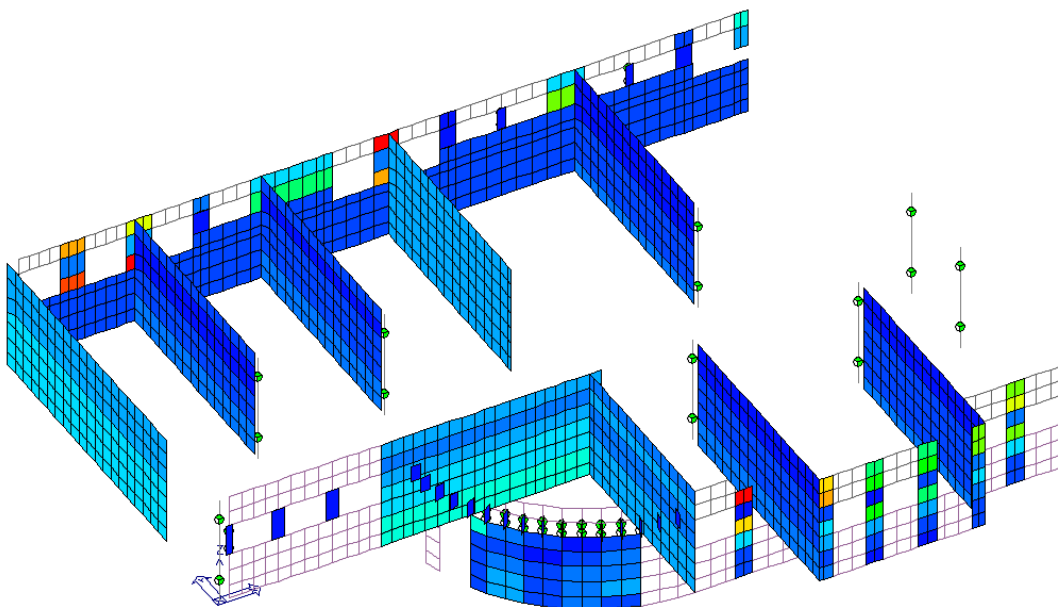
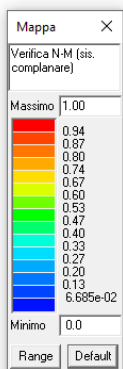
Presso flessione ortogonale al piano (statica)



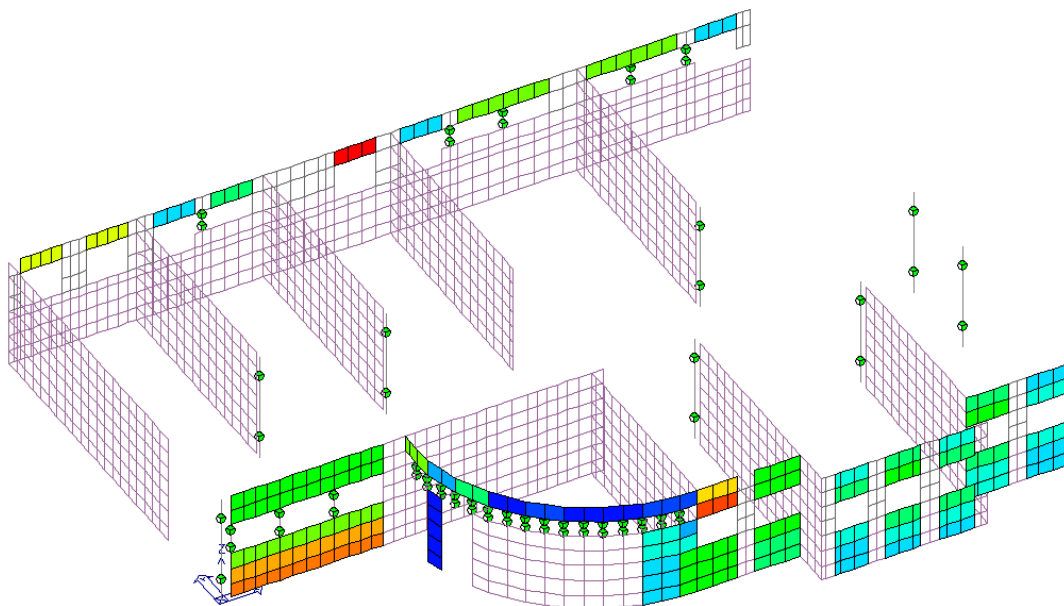
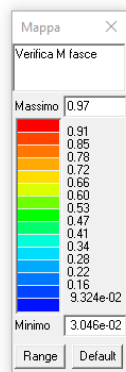
Presso flessione ortogonale al piano (sismica)



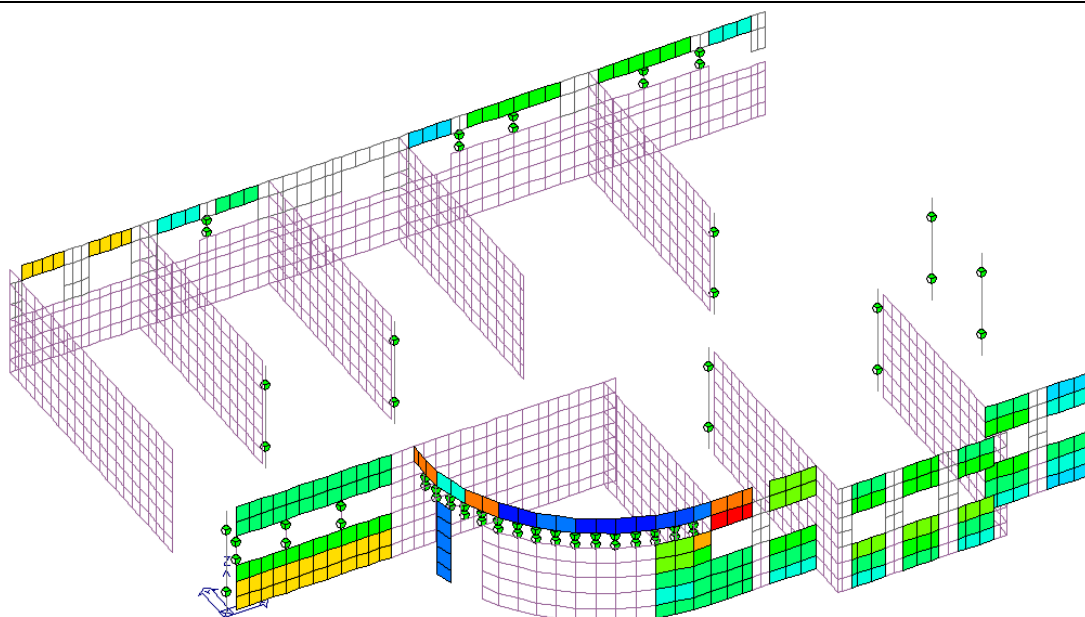
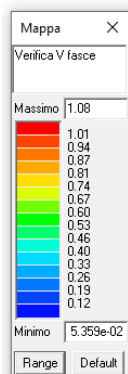
Presso flessione nel piano



Taglio nel piano



Fomento flettente (fasce)



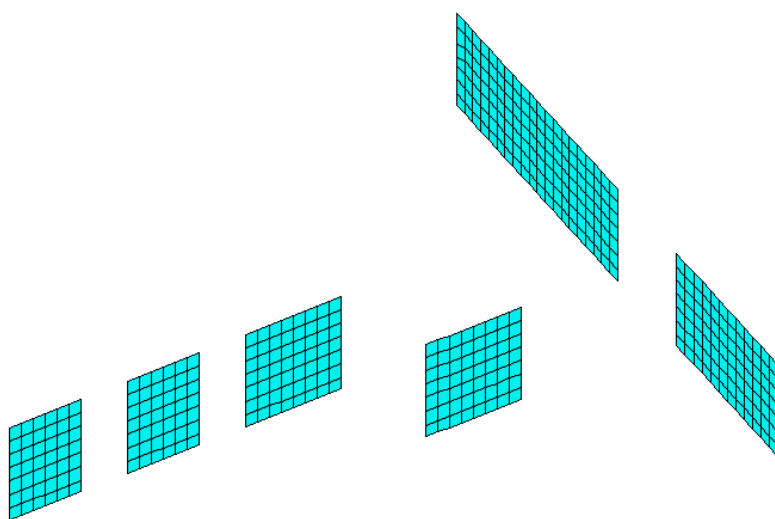
Taglio (fasce)

Come già detto alcuni elementi non soddisfano tutte le verifiche, infatti, come si osserva dalle immagini sovrastanti (nelle quali sono stati eliminati i punti di concentrazione di sforzo), le verifiche a presso flessione nel piano e a taglio presentano indici superiori all'unità. Essendo tali elementi di ridotta entità ed hanno un valore di verifica inferiore al 1,1 si può ritenere la verifica soddisfatta.

13.3 VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN MURATURA NUOVA

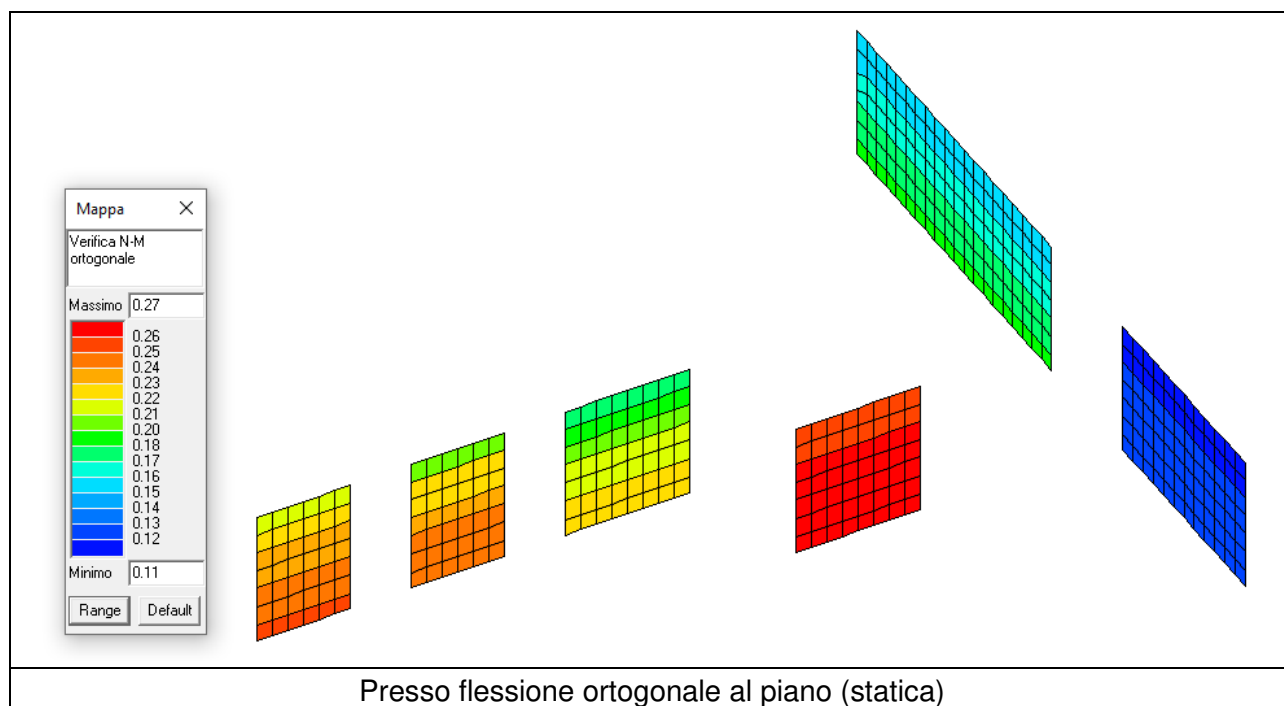
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza dei nuovi elementi setto in muratura, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

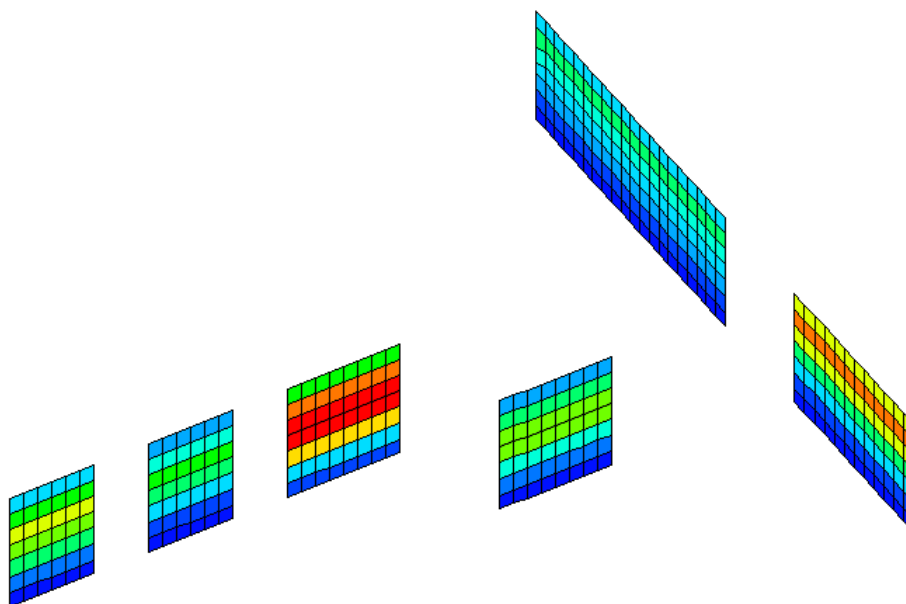
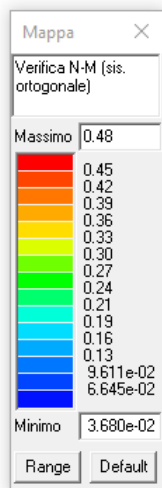
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



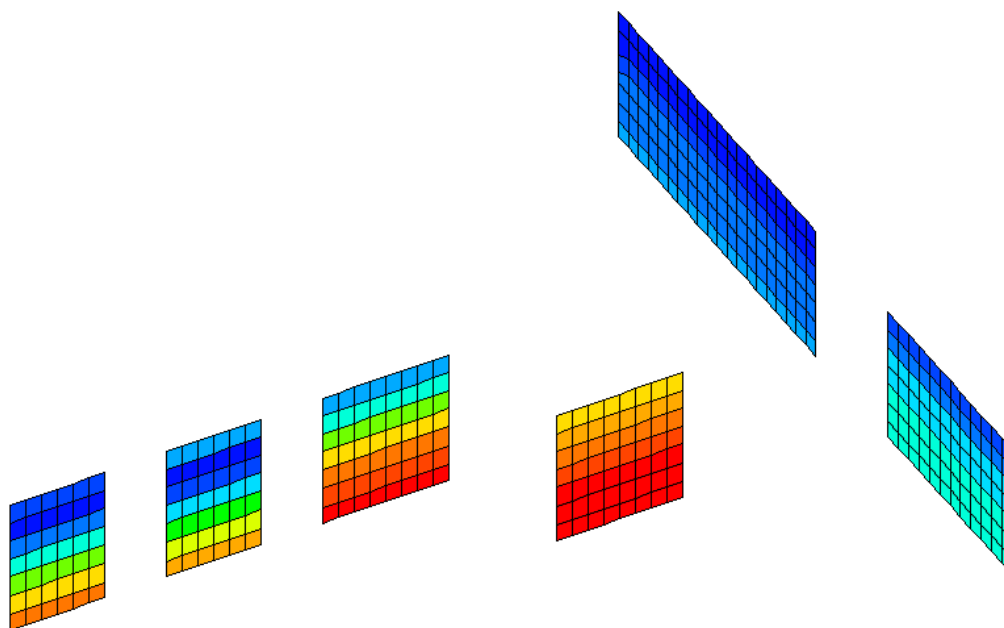
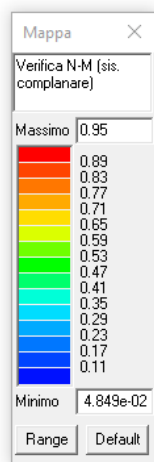
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

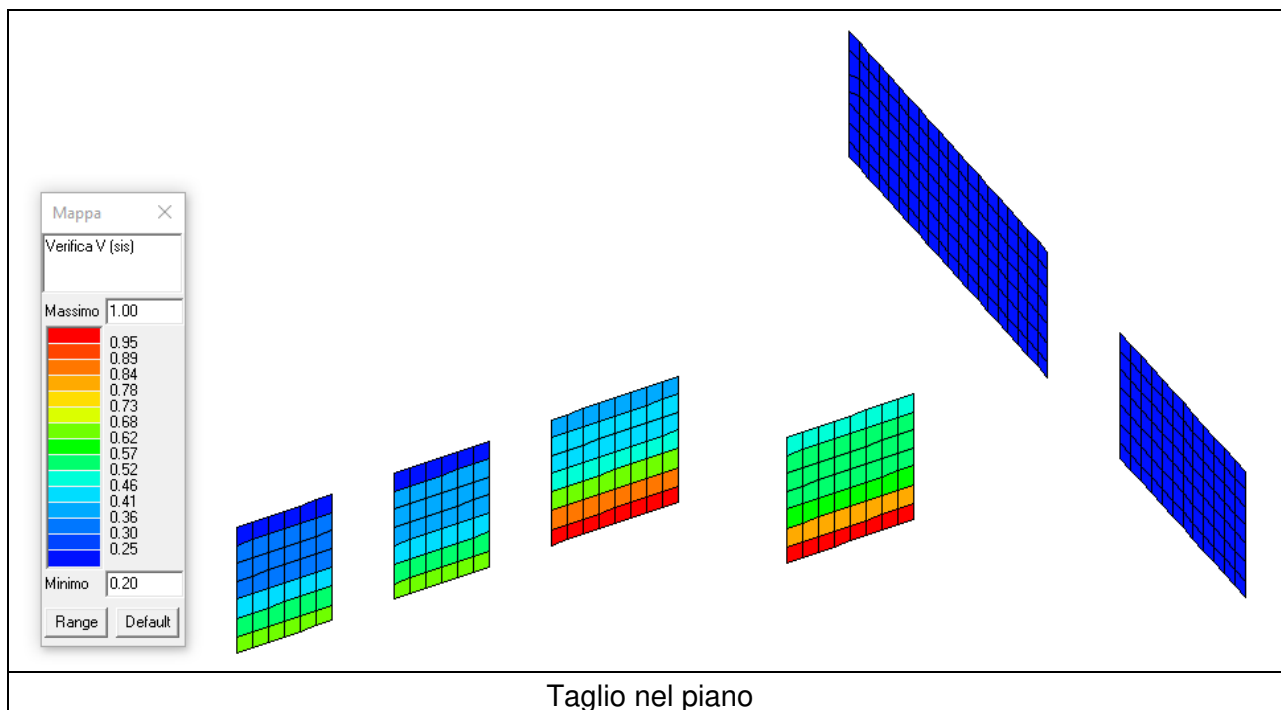




Presso flessione ortogonale al piano (sismica)



Presso flessione nel piano



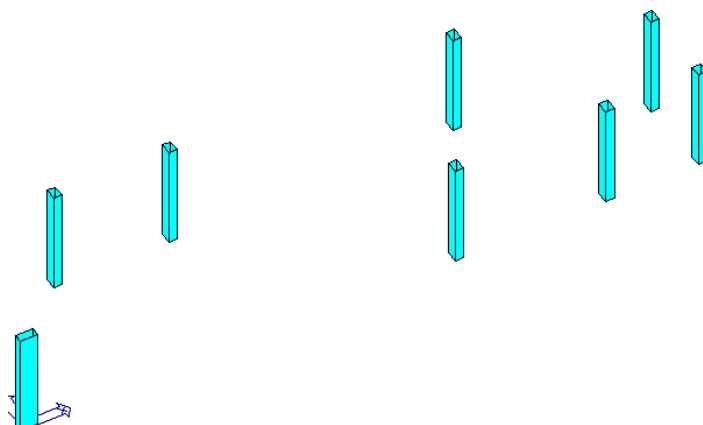
Tutte le verifiche risultano soddisfatte

13.4 VERIFICA DEGLI ELEMENTI PILASTRO IN C.A. ESISTENTI

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi pilastro in c.a., che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

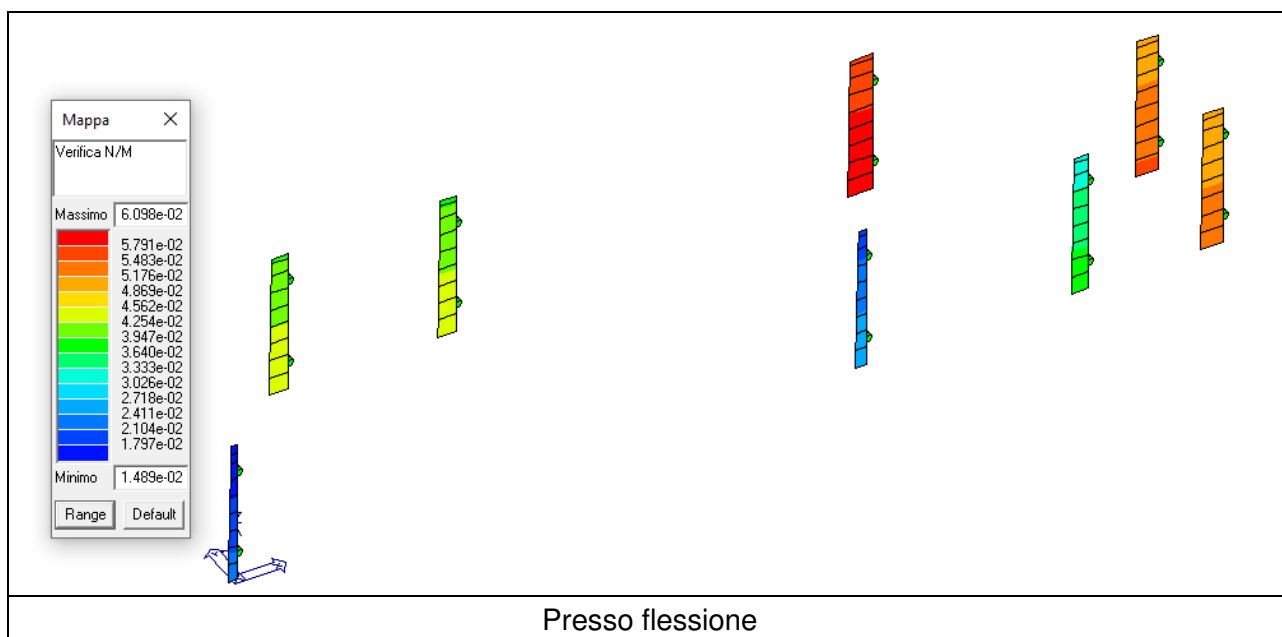
Nel modello ad elementi finiti i pilastri sono modellati come bielle, in quanto si ritiene trascurabile il loro contributo all'assorbimento delle forze orizzontali, vista la loro modesta rigidezza se confrontata a quella delle pareti.

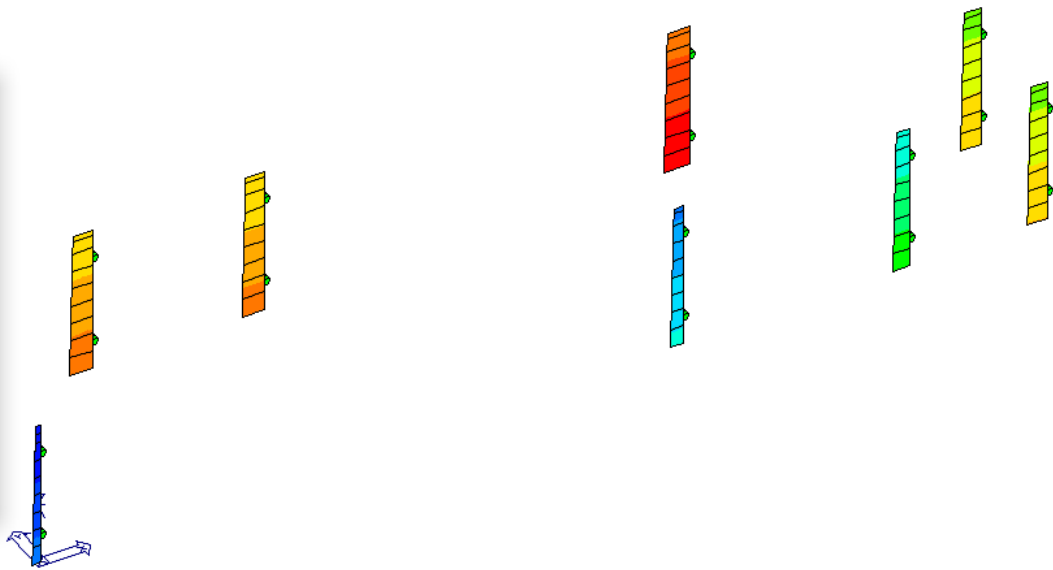
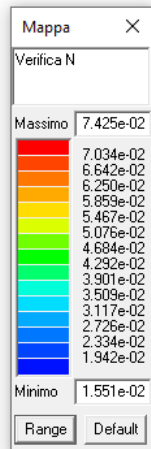
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfanno le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfanno le verifiche (rosso).



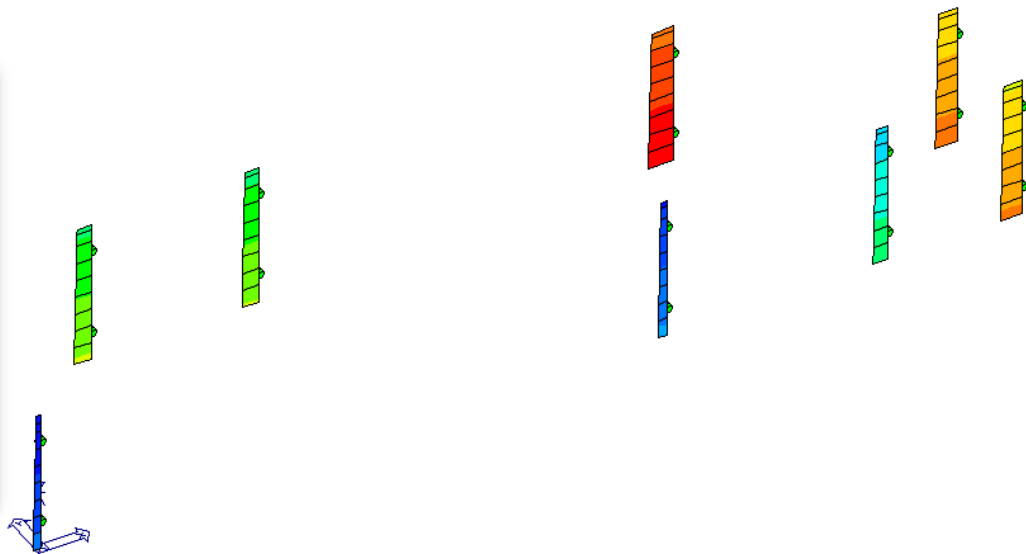
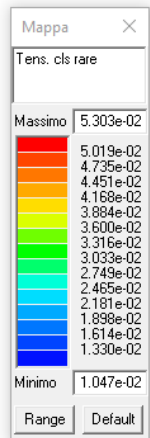
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

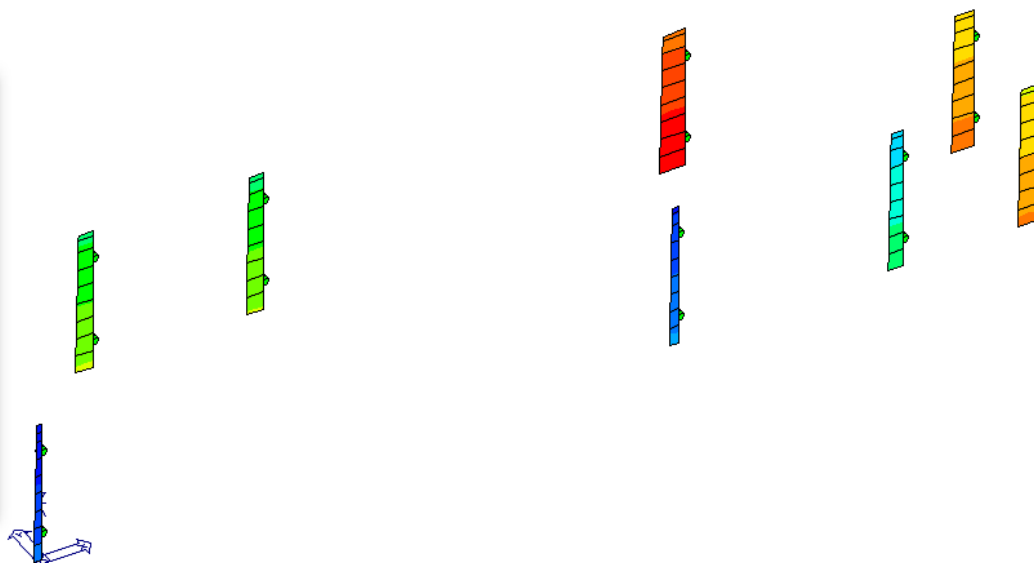
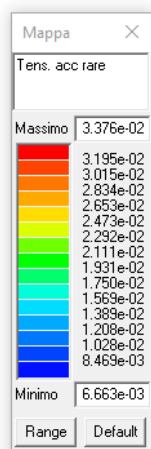




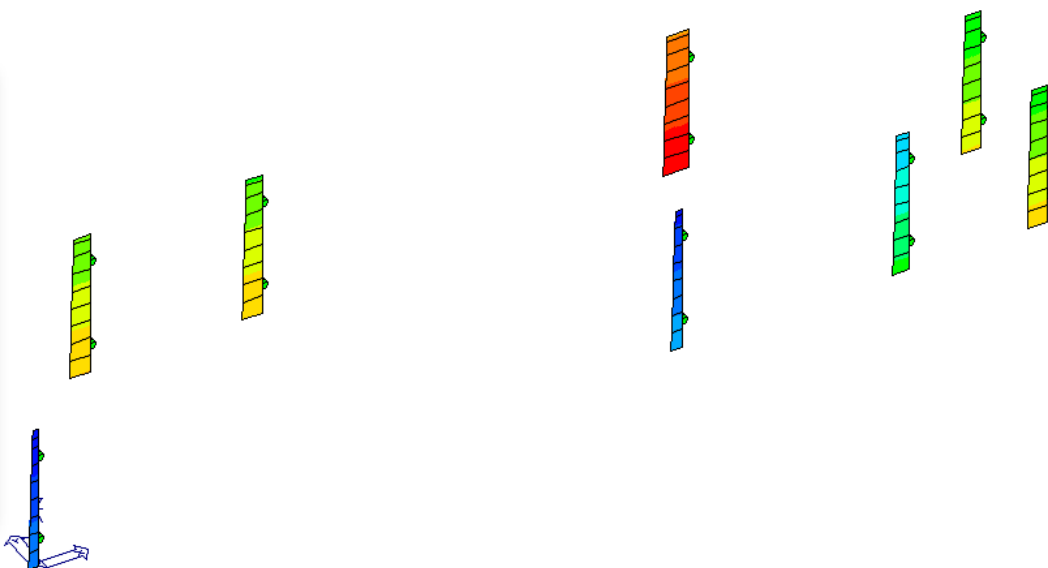
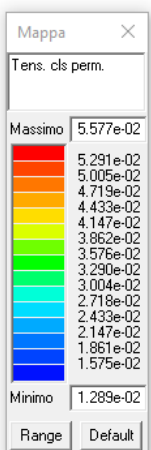
Compressione (sismica)



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara



Tensione del cls quasi permanente

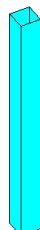
Tutte le verifiche risultano soddisfatte

13.5 VERIFICA DELL' ELEMENTO PILASTRO IN C.A. NUOVO

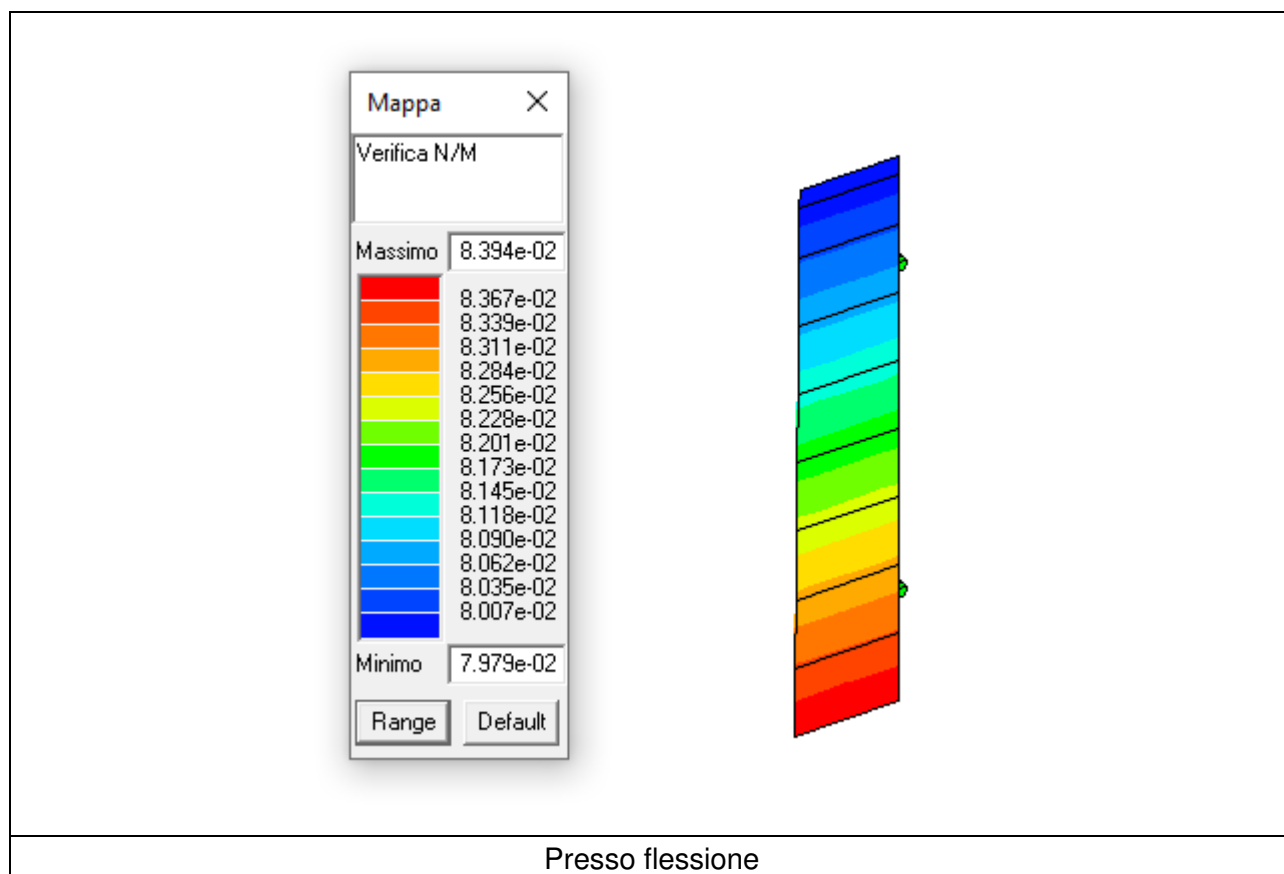
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza dell'elemento pilastro in c.a. di nuova realizzazione, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

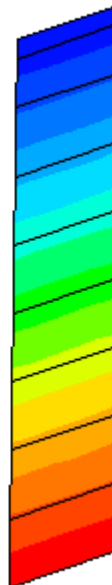
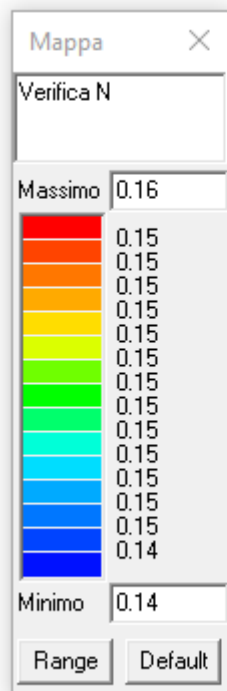
Nel modello ad elementi finiti il pilastro è modellato come bielle, in quanto si ritiene trascurabile il contributo all'assorbimento delle forze orizzontali, vista la modesta rigidezza se confrontata a quella delle pareti.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

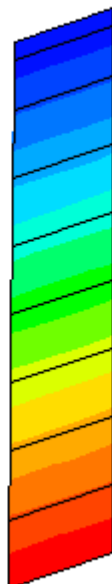
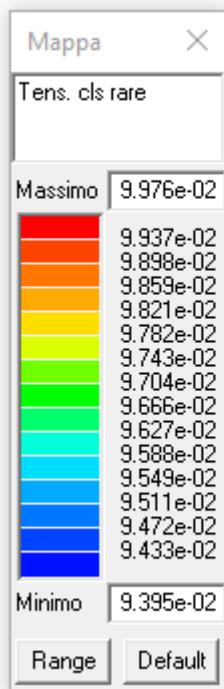


Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

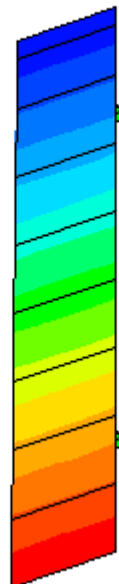
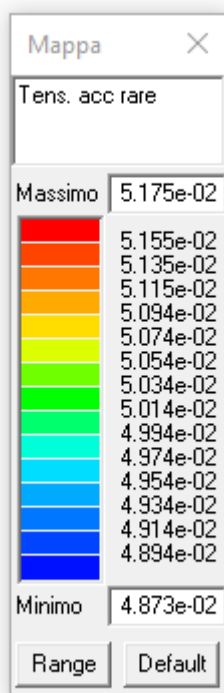




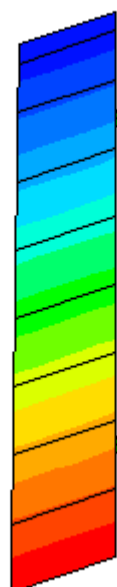
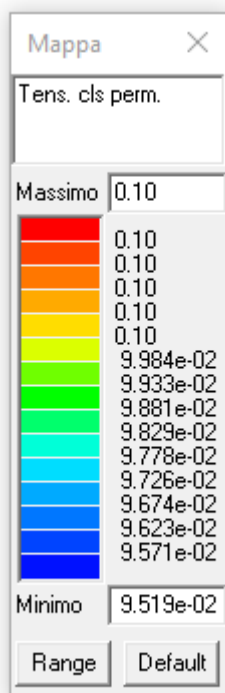
Compressione (sismica)



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara



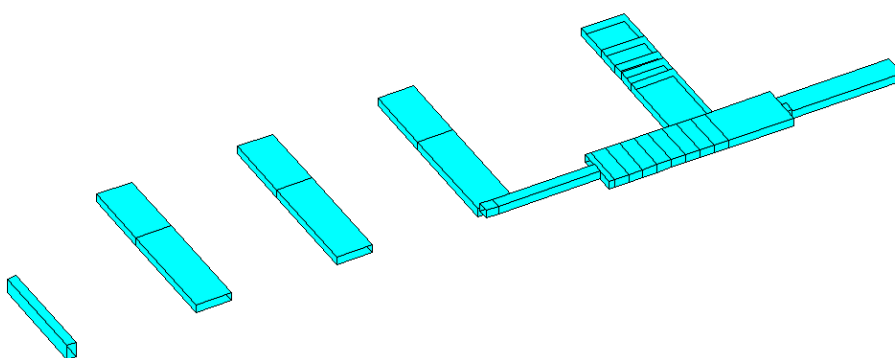
Tensione del cls quasi permanente

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

13.6 VERIFICA DEGLI ELEMENTI TRAVE IN C.A.

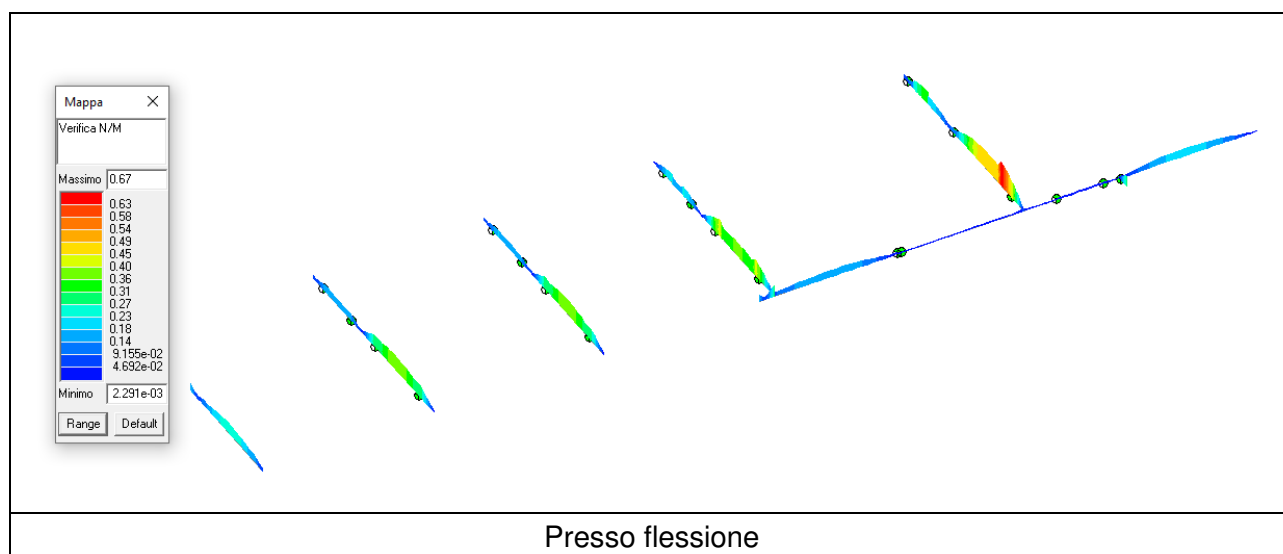
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi trave in c.a., che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

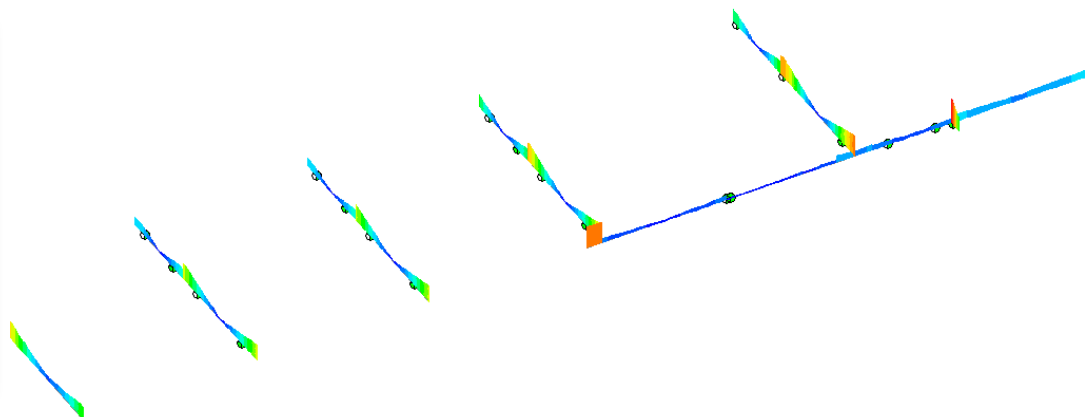
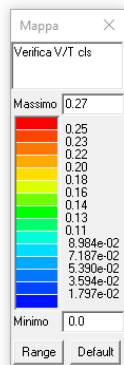
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



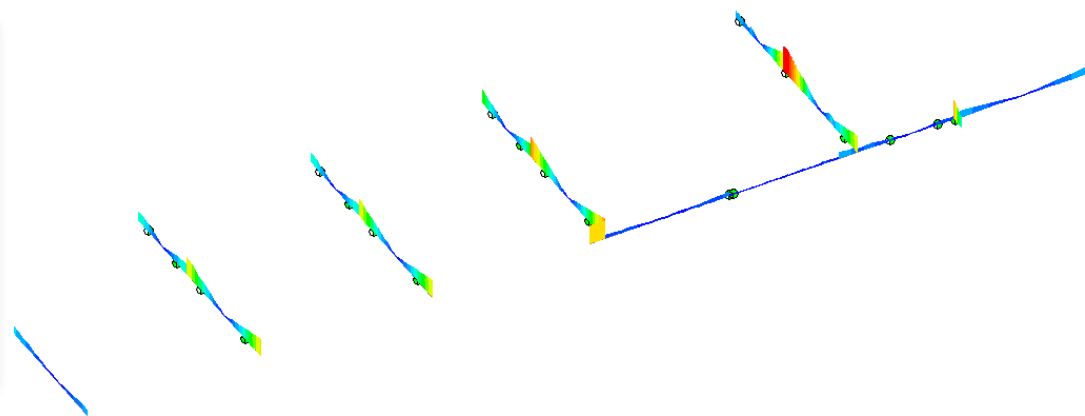
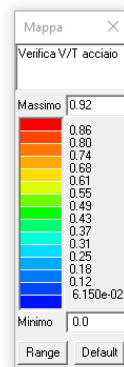
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità o al valore indicato nella didascalia.

Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

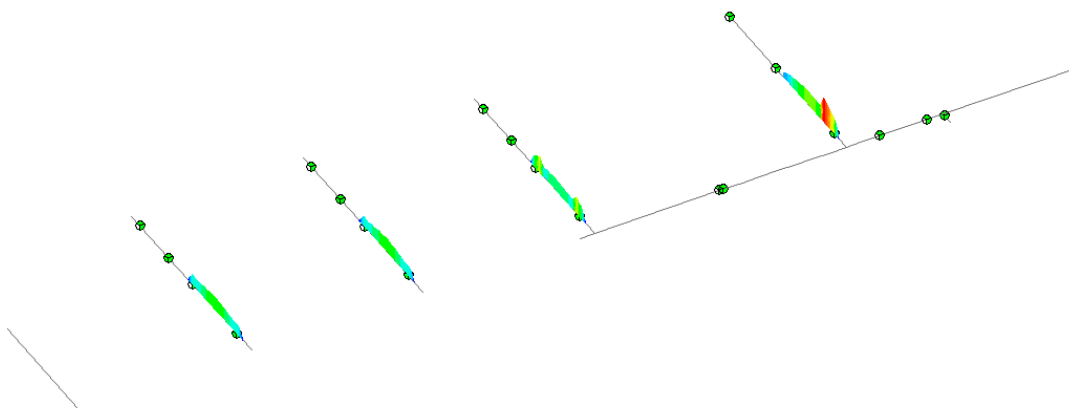
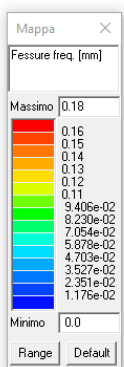




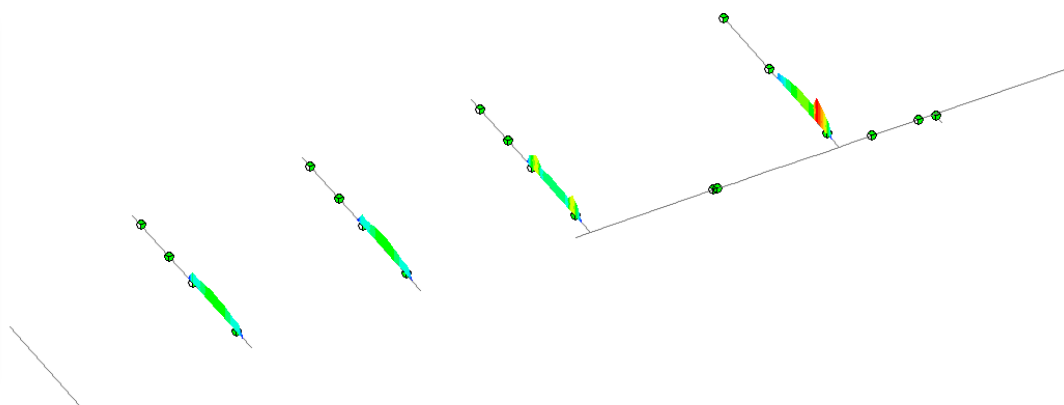
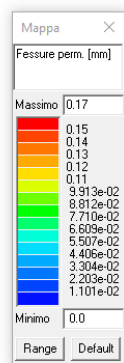
Taglio torsione lato cls



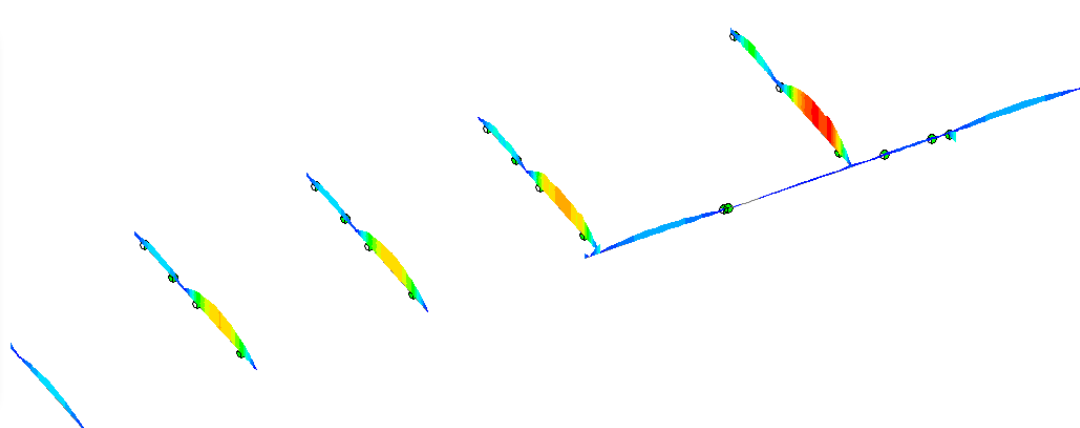
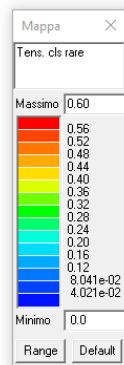
Taglio torsione lato acciaio



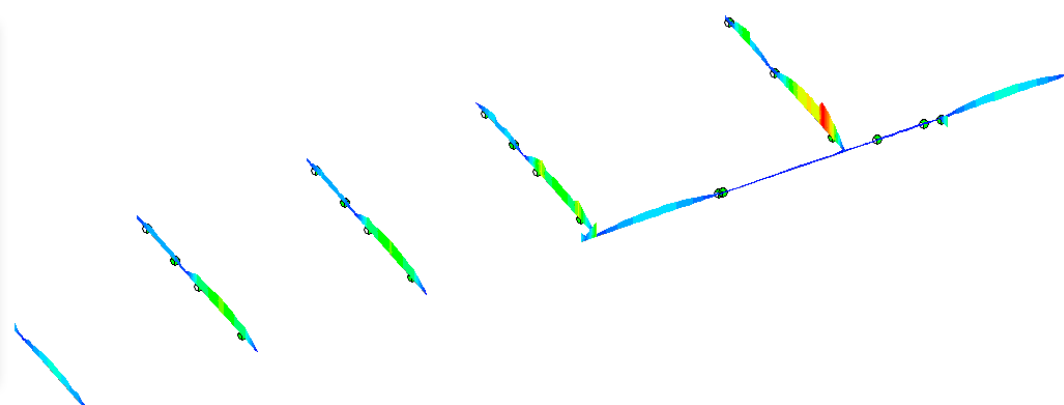
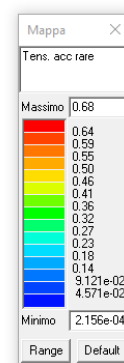
Fessurazione frequente ($\leq 0,40$ mm)



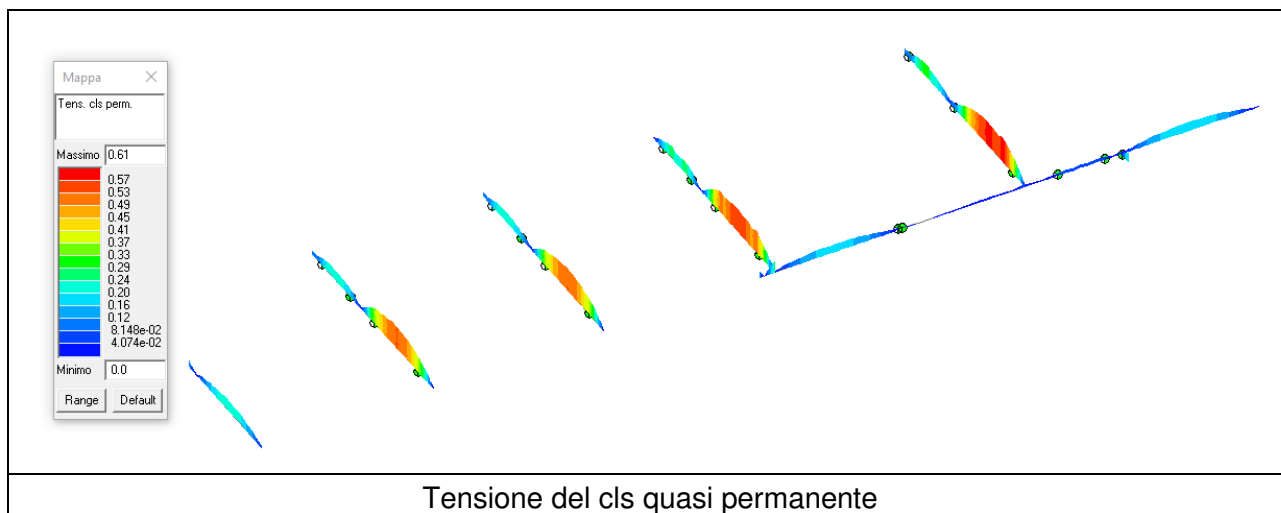
Fessurazione quasi permanente ($\leq 0,30$ mm)



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara

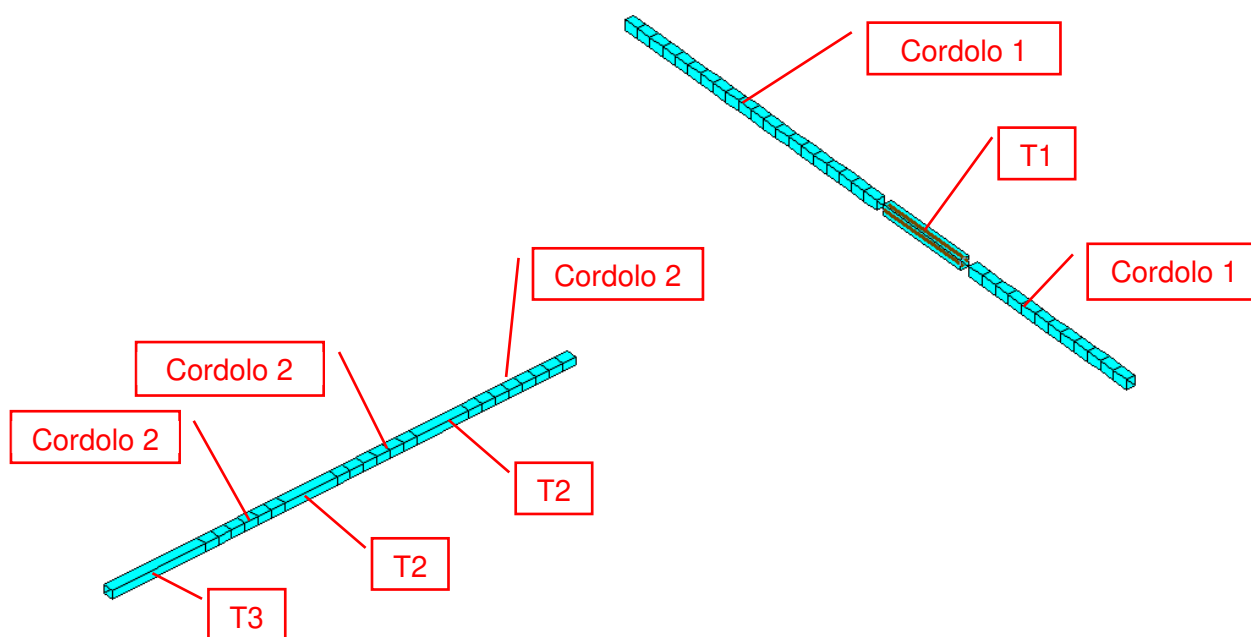


Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

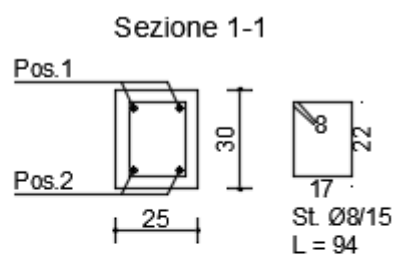
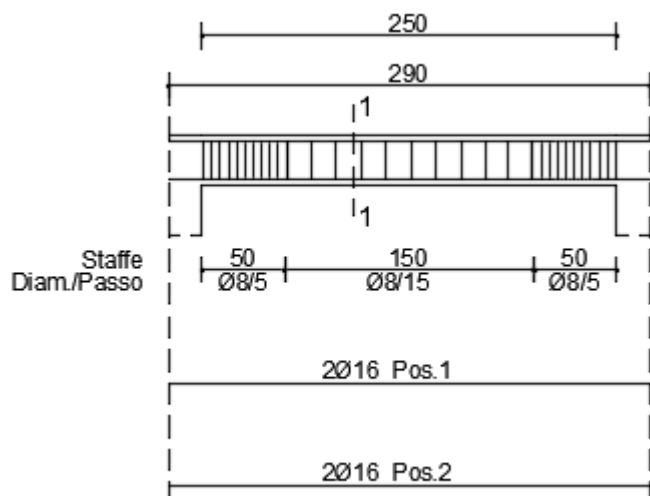
13.7 VERIFICA DEI NUOVI ELEMENTI TRAVE E CORDOLO IN C.A.

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza dei nuovi elementi trave e cordolo in c.a., che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

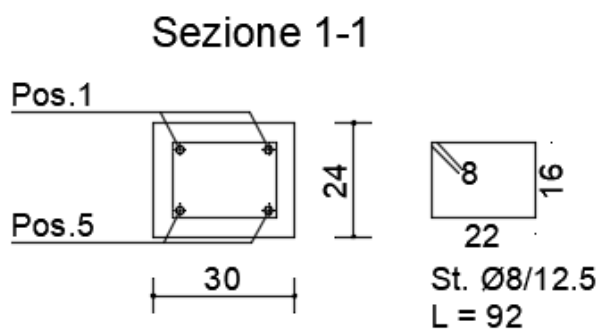
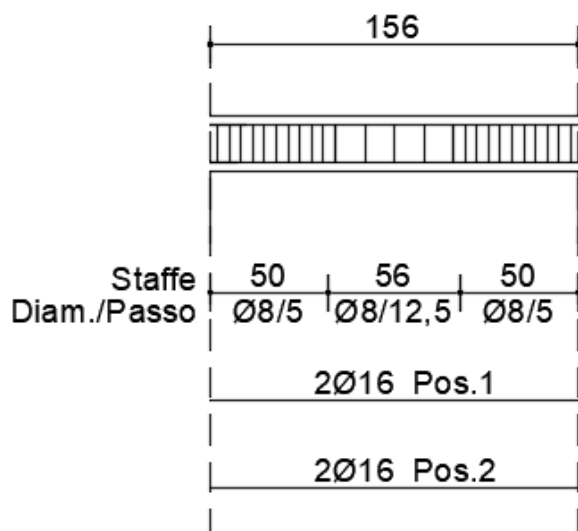
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



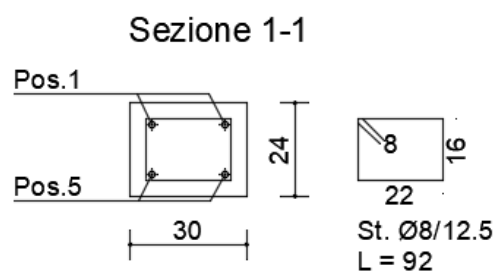
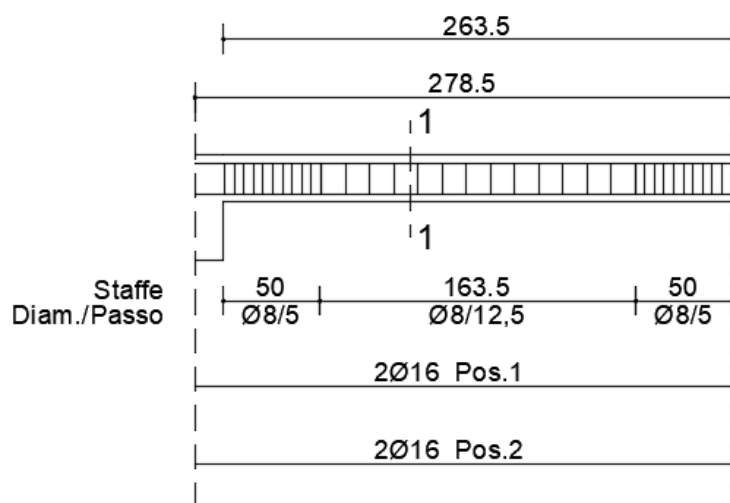
Armature travi e cordoli



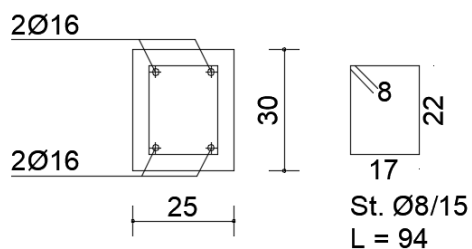
Trave T1



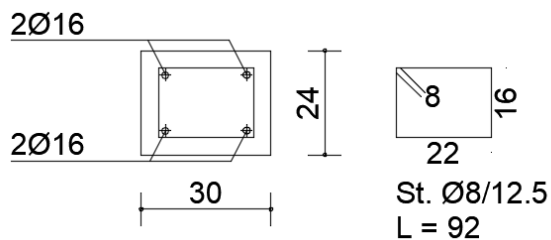
Trave T2



Trave T3



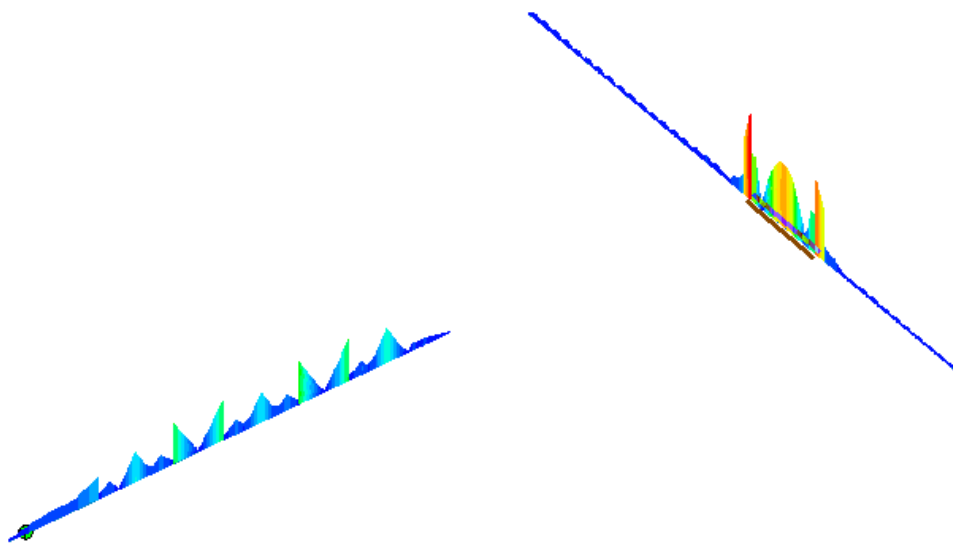
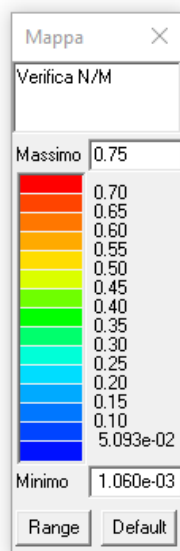
Cordolo 1



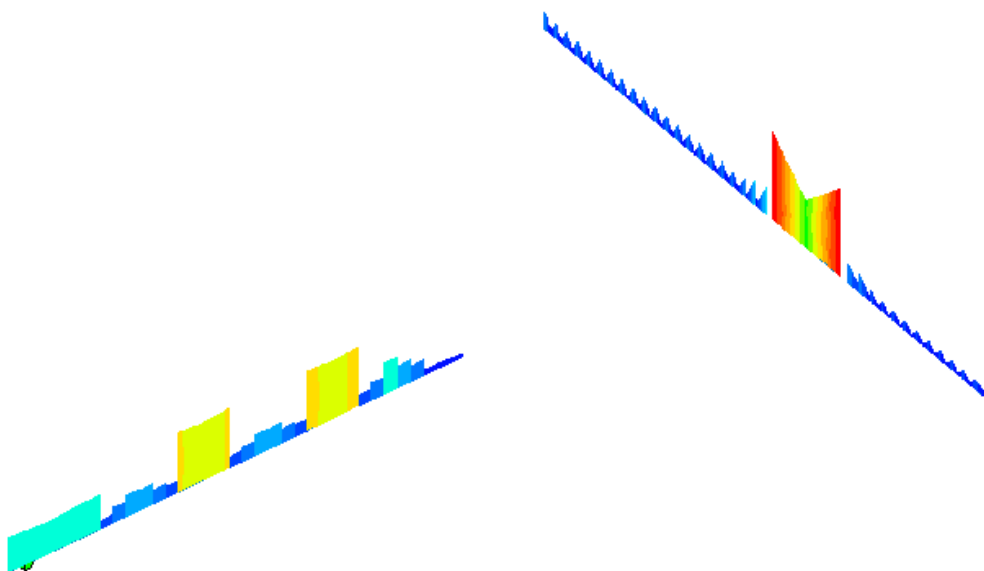
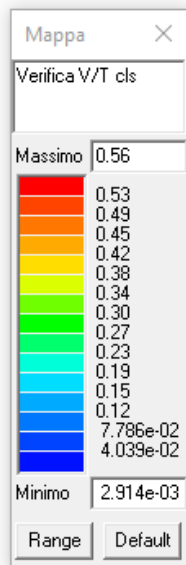
Cordolo 2

Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità o al valore indicato nella didascalia.

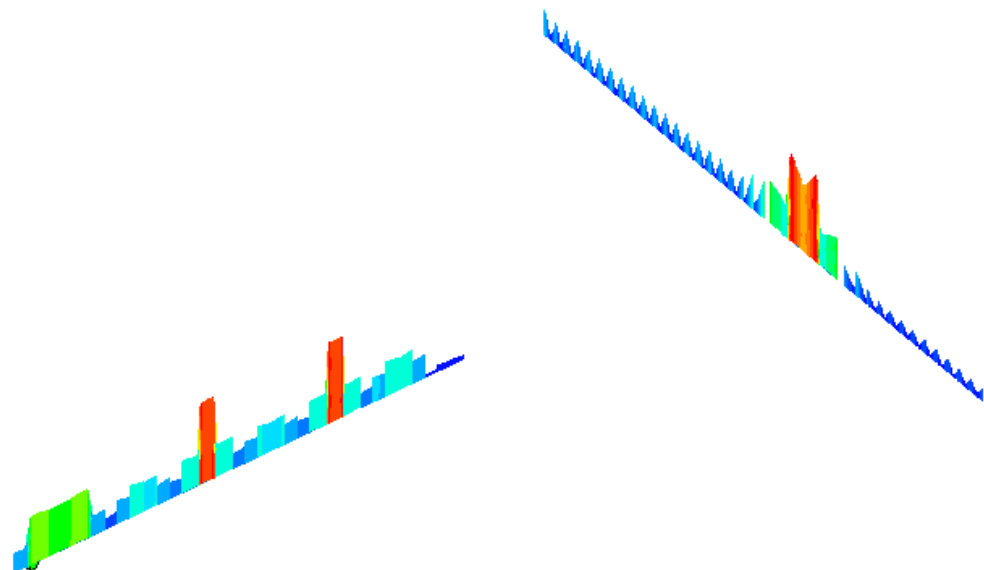
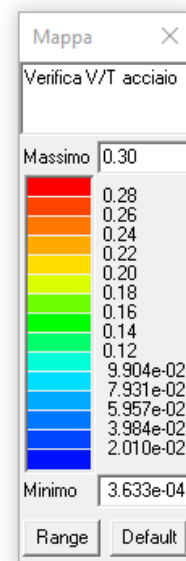
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



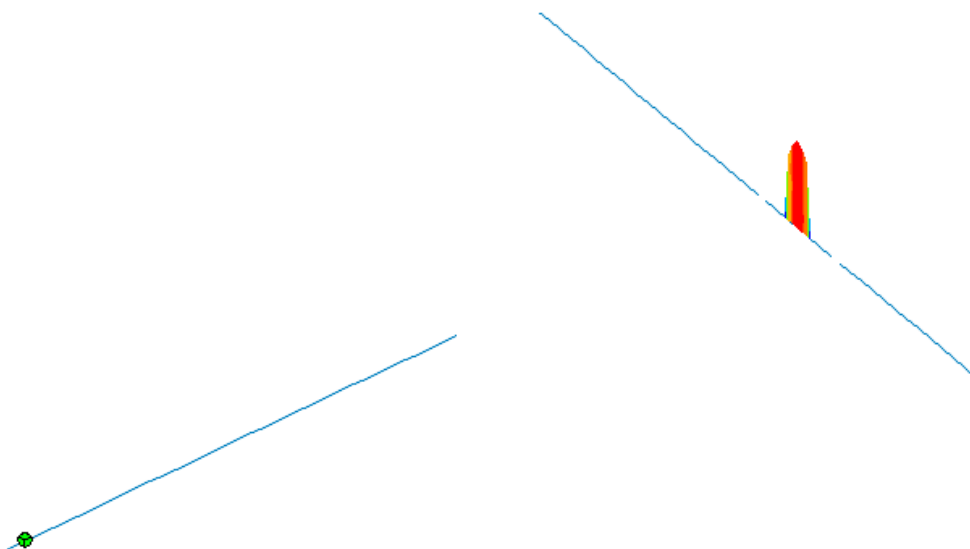
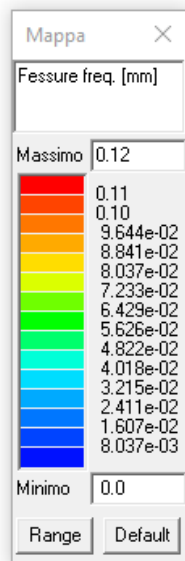
Presso flessione



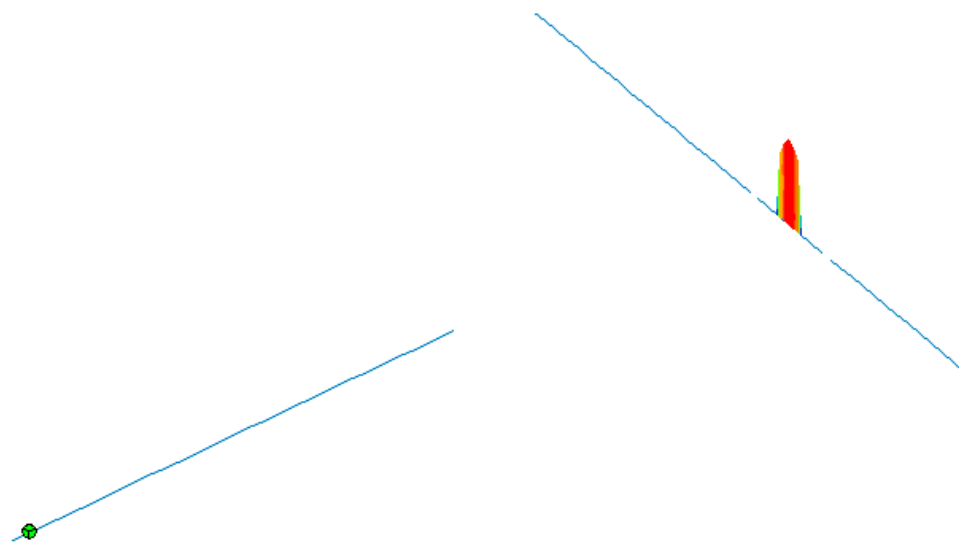
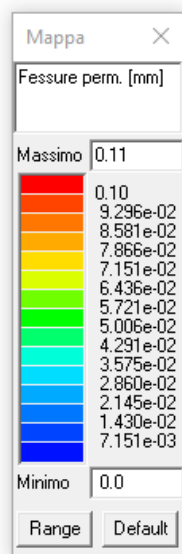
Taglio torsione lato cls



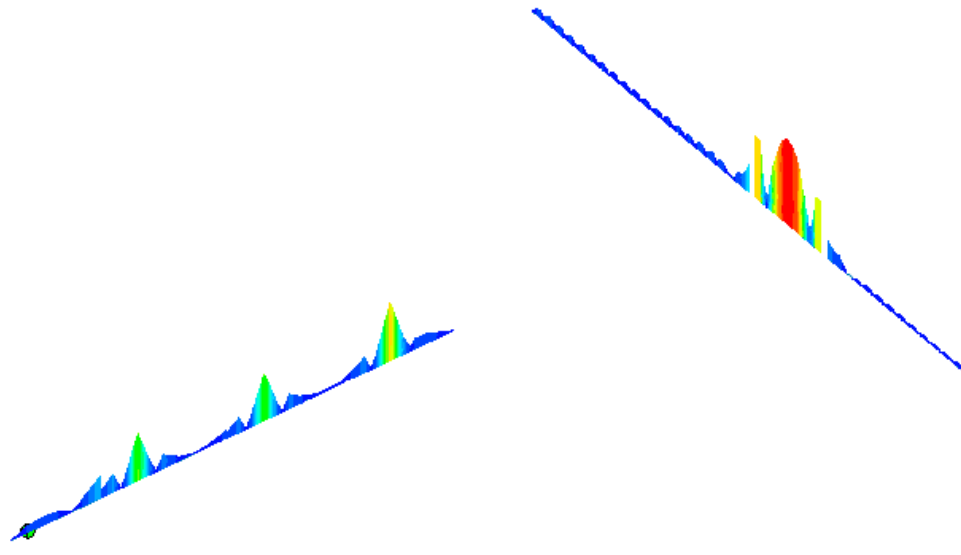
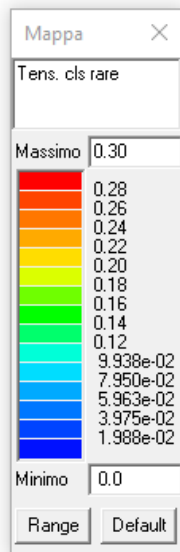
Taglio torsione lato acciaio



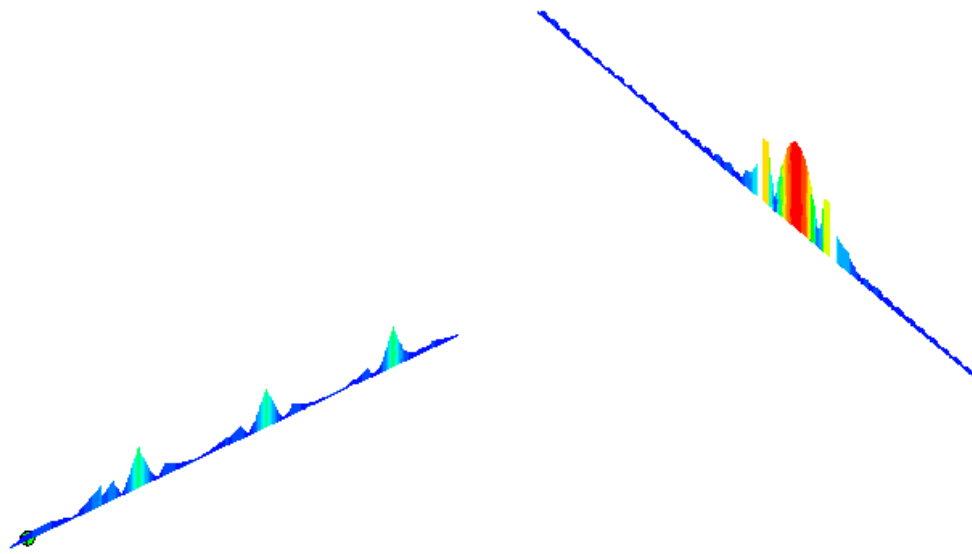
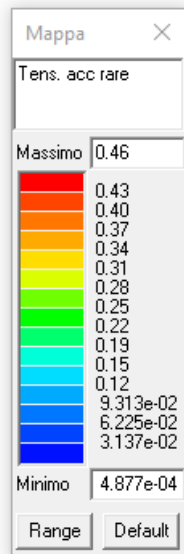
Fessurazione frequente ($\leq 0,40$ mm)



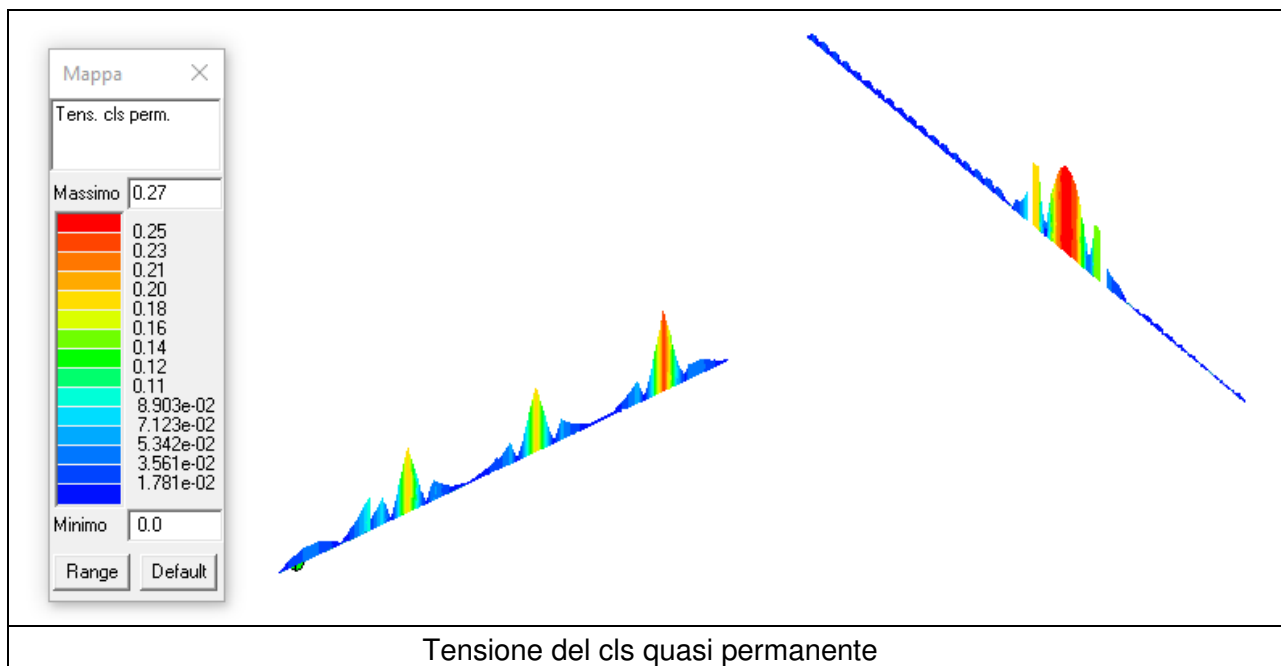
Fessurazione quasi permanente ($\leq 0,30$ mm)



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara



Tutte le verifiche risultano soddisfatte

13.8 VERIFICA SOLAI

13.8.1 SOLAIO LATO STRADA

Il solaio lato strada viene rinforzato sulle due campate adiacenti alla palestra (quinta e quarta campata) per supportare il carico previsto dall'accumulo della neve.

La quinta campata viene rinforzata realizzando dei nuovi travetti in c.a. andando a unire due travetti esistenti riempiendo lo spazio occupato dalle pignatte.

Sulla quarta campata invece, viene realizzato un allargamento dell'appoggio lato palestra di 95 cm per incrementare la resistenza a taglio.

Il calcolo viene eseguito con l'interasse di 80 cm (interasse del solaio rinforzato). Sulle campate non rinforzate le sollecitazioni devono essere ridotte della metà in quanto l'interasse tra i travetti è di 40 cm.

CARICHI DISTRIBUITI

Combinazione SLU

Carico campate 1 – 3

$$q_{SLU,1-3} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 80 = 854,5 \text{ daN/m}^2$$

Carico campate 4

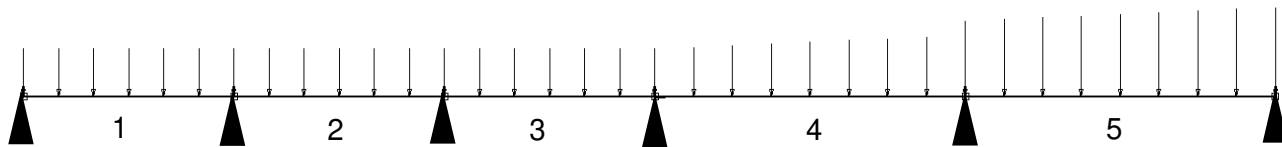
$$q_{SLU,min,4} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 80 = 854,5 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{SLU,max,4} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 240 = 1094,5 \text{ daN/m}^2$$

Carico campate 5

$$q_{SLU,min,5} = 1,3 \times (438,5 + 295) + 1,5 \times 240 = 1313,5 \text{ daN/m}^2$$

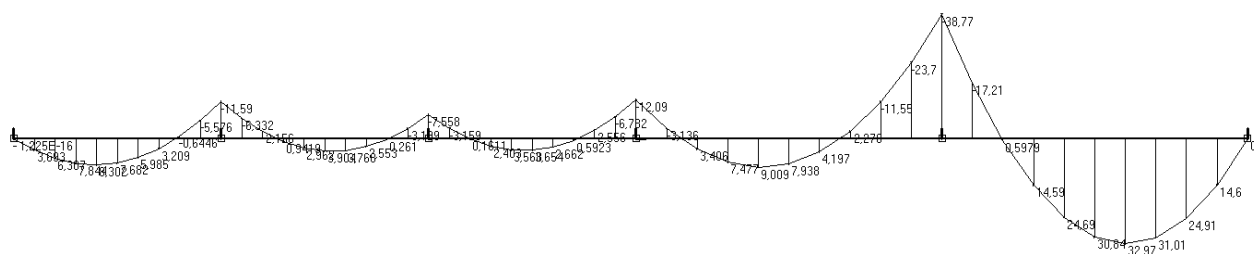
$$q_{SLU,max,5} = 1,3 \times (438,5 + 295) + 1,5 \times 400 = 1553,5 \text{ daN/m}^2$$



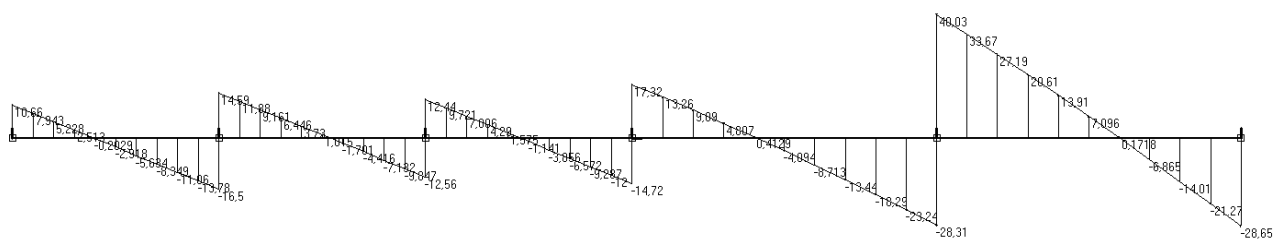
SOLLECITAZIONI

Sollecitazioni agli SLU massimizzazione all'appoggio

Momento flettente [kNm]



Taglio [kN]



VERIFICA A FLESSIONE CAMPATA 5 – MOMENTO POSITIVO

Il travetto è armato con barre 2Ø10 e 2Ø14 al lembo inferiore per cui il momento resistente risulta:

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	4
2	46	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	3
2	4,65	21

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali
FeB44k C25/30
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

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

M_{Rd} = 33,7 kNm > 32,97 kNm

VERIFICATO

VERIFICA A FLESSIONE CAMPATA 5 – MOMENTO NEGATIVO

Il travetto è armato con barre 4Ø14 al lembo superiore per cui il momento resistente risulta:

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	4
2	46	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	3
2	0	21

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali
FeB44k C25/30
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

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

M_{Rd} = 42,51 kNm > 38,77 kNm

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO CAMPATA 5

Il travetto all'appoggio iniziale della campata 5 è armato con barre 4Ø14 (armatura in zona tesa) per cui la resistenza a taglio non armato risulta:

Resistenza a taglio senza armatura trasversale

d	210 mm	γ_c	1,5	n_{barre}	4
b_w	460 mm	k	1,98	ϕ_{sl_tesa}	14 mm
f_{cm}	25 MPa	v_{min}	0,444	A_{sl}	616 mmq
f_{cm} / FC	20,8 MPa	FC	1,2	ρ_1	0,00637
σ_{cp}	0 MPa				

$$V_{Rd1} = \left[0,18 * k * \left(100 * \rho_1 * \frac{f_{cm}}{FC} \right)^{\frac{1}{3}} * \frac{1}{\gamma_c} + 0,15 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d = 54240 \text{ N}$$

$$V_{Rd2} = (v_{min} + 0,15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 42862 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) = 54240 \text{ N} = 5424,0 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 54,24 \text{ kN} > 40,03 \text{ kN}$$

VERIFICATO
VERIFICA A TAGLIO CAMPATA 4

Sull'appoggio terminale della campata 4 viene realizzato un allargamento del cordolo per una larghezza di 95 cm, portando la sollecitazione massima a taglio sul travetto a:

$$V_{Ed} = 19,92 \text{ kN} / 2 = 9,96 \text{ kN}$$

Il travetto all'appoggio è armato con barre 2Ø14 (armatura in zona tesa) per cui la resistenza a taglio non armato risulta:

Resistenza a taglio senza armatura trasversale

d	210 mm	γ_c	1,5	n_{barre}	2
b_w	60 mm	k	1,98	ϕ_{sl_tesa}	14 mm
f_{cm}	25 MPa	v_{min}	0,444	A_{sl}	308 mmq
f_{cm} / FC	20,8 MPa	FC	1,2	ρ_1	0,02
σ_{cp}	0 MPa				

$$V_{Rd1} = \left[0,18 * k * \left(100 * \rho_1 * \frac{f_{cm}}{FC} \right)^{\frac{1}{3}} * \frac{1}{\gamma_c} + 0,15 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d = 10357 \text{ N}$$

$$V_{Rd2} = (v_{min} + 0,15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 5590,69 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) = 10357 \text{ N} = 1035,7 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 10,35 \text{ kN} > 9,96 \text{ kN}$$

VERIFICATO

13.8.2 SOLAIO LATO CORTILE INTERNO

Il solaio lato cortile viene rinforzato sulle due campate adiacenti alla palestra (terza e quarta campata) per sopportare il carico previsto dall'accumulo della neve.

Su entrambe le campate viene realizzato un allargamento dell'appoggio intermedio alle stesse per incrementare la resistenza a taglio.

CARICHI DISTRIBUITI

Combinazione SLU

Carico campate 1

$$q_{SLU,1} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 80 = 854,5 \text{ daN/m}^2$$

Carico campate 2

$$q_{SLU,min,2} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 80 = 854,5 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{SLU,max,2} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 168,2 = 986,8 \text{ daN/m}^2$$

Carico campate 3

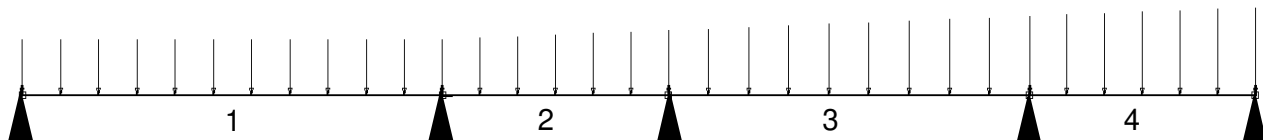
$$q_{SLU,min} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 168,2 = 986,8 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{SLU,max} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 305,2 = 1192,3 \text{ daN/m}^2$$

Carico campate 3

$$q_{SLU,min} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 305,2 = 1192,3 \text{ daN/m}^2$$

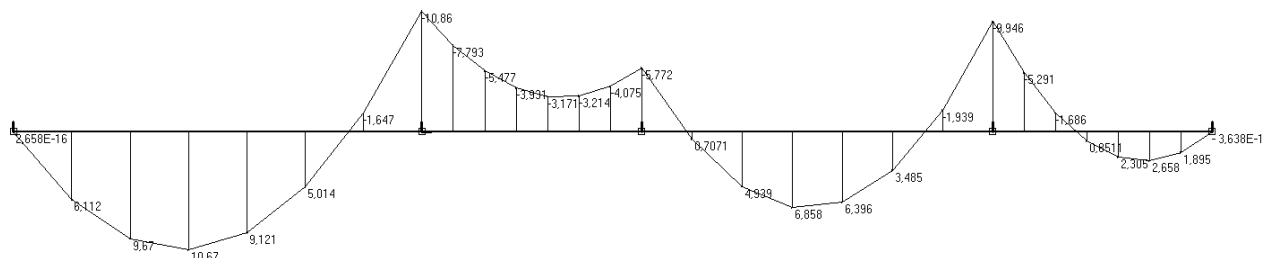
$$q_{SLU,max} = 1,3 \times (270 + 295) + 1,5 \times 400 = 1334,5 \text{ daN/m}^2$$



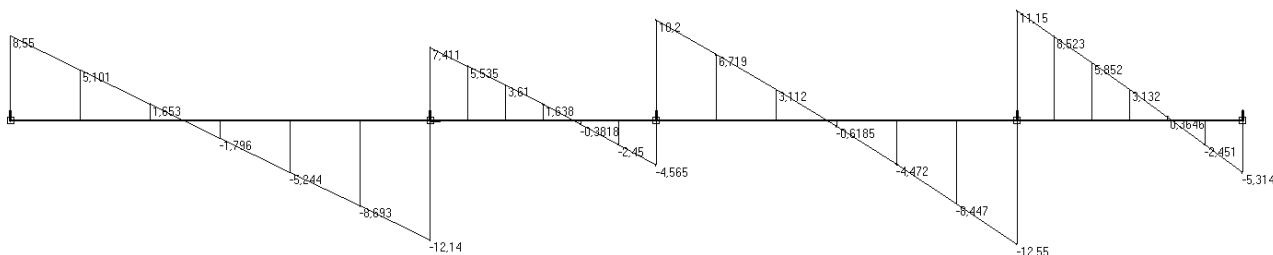
SOLLECITAZIONI

Sollecitazioni agli SLU massimizzazione all'appoggio

Momento flettente [kNm]



Taglio [kN]



VERIFICA A FLESSIONE CAMPATA 3 – MOMENTO POSITIVO

Il travetto è armato con barre 2Ø10 al lembo inferiore per cui il momento resistente risulta:

Titolo :

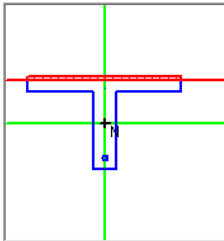
N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	4
2	6	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	3
2	1,57	21

Tipo Sezione

☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. → Metodo n

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

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

xN
yN

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

FeB44k

ε_{su} **67,5** ‰

f_{yd} **358,3** N/mm²

E_s **200 000** N/mm²

E_s/E_c **15**

ε_{syd} **1,792** ‰

σ_{s,adm} **255** N/mm²

C25/30

ε_{c2} **2** ‰

ε_{cu} **3,5** ‰

f_{cd} **20,83** N/mm²

f_{cc}/f_{cd} **0,8**

σ_{c,adm} **9,75** N/mm²

τ_{co} **0,6** N/mm²

τ_{c1} **1,829** N/mm²

M_{xRd} **11,61** kNm

σ_c **-20,83** N/mm²

σ_s **358,3** N/mm²

ε_c **2,906** ‰

ε_s **67,5** ‰

d **21** cm

x **0,866** x/d **0,04128**

δ **0,7**

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. **100**

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

$$M_{Rd} = 11,61 \text{ kNm} > 6,56 \text{ kNm}$$

VERIFICATO

VERIFICA A FLESSIONE CAMPATA 3 – MOMENTO NEGATIVO

Il travetto è armato con barre 1Ø12 ed 1Ø10 al lembo superiore per cui il momento resistente risulta:

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	4	1	1,92	3
2	6	20	2	0	21

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

Materiali
FeB44k C25/30

E_{su} ‰ E_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

M_{Rd} = 11,59 kNm > 9,95 kNm

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO CAMPATA 3

Sull'appoggio terminale della campata 3 viene realizzato un allargamento del cordolo per una larghezza di 70 cm, portando la sollecitazione massima a taglio sul travetto a:

V_{Ed} = 8,94 kN

Lo stesso allargamento viene eseguito anche sull'appoggio iniziale della campata 4.

Il travetto all'appoggio finale della campata 3 è armato con barre 1Ø10 ed 1 Ø12 (armatura in zona tesa) per cui la resistenza a taglio non armato risulta:

Resistenza a taglio senza armatura trasversale

d	210 mm	γ _c	1,5	n _{barre1}	1
b _w	60 mm	k	1,98	Ø _{sl1_tesa}	10 mm
f _{cm}	25 MPa	v _{min}	0,444	n _{barre2}	1
f _{cm} / FC	20,8 MPa	ρ ₁	0,01521	Ø _{sl2_tesa}	12 mm
σ _{cp}	0 MPa	FC	1,2	A _{sl}	192 mmq

$$V_{Rd1} = \left[0,18 * k * \left(100 * \rho_1 * \frac{f_{cm}}{FC} \right)^{\frac{1}{3}} * \frac{1}{\gamma_c} + 0,15 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d = 9454 \text{ N}$$

$$V_{Rd2} = (v_{min} + 0,15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 5590,69 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) = 9454 \text{ N} = 945,379 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 9,45 \text{ kN} > 8,94 \text{ kN}$$

VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO CAMPATA 4

Il travetto all'appoggio è armato con barre 2Ø14 (armatura in zona tesa) per cui la resistenza a taglio non armato risulta:

Resistenza a taglio senza armatura trasversale

d	210 mm	γ_c	1,5	n_{barre}	1
b_w	60 mm	k	1,98	ϕ_{sl_tesa}	6 mm
f_{cm}	25 MPa	v_{min}	0,444	A_{sl}	28 mmq
f_{cm} / FC	20,8 MPa	FC	1,2	ρ_1	0,00224
σ_{cp}	0 MPa				

$$V_{Rd1} = \left[0,18 * k * \left(100 * \rho_1 * \frac{f_{cm}}{FC} \right)^{\frac{1}{3}} * \frac{1}{\gamma_c} + 0,15 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d = 4995 \text{ N}$$

$$V_{Rd2} = (v_{min} + 0,15 * \sigma_{cp}) * b_w * d = 5590,69 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd1}; V_{Rd2}) = 5591 \text{ N} = 559,1 \text{ daN}$$

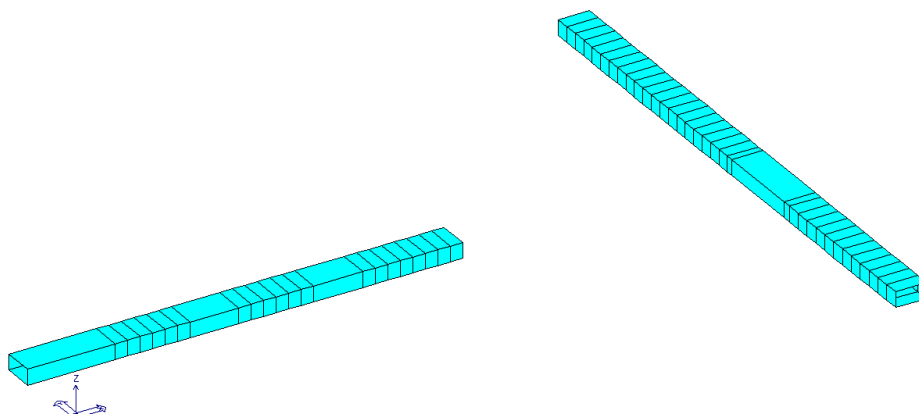
$$V_{Rd} = 5,59 \text{ kN} > 5,31 \text{ kN}$$

VERIFICATO

13.9 VERIFICA DELLE NUOVE FONDAZIONI IN C.A.

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi trave rovescia di fondazione, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

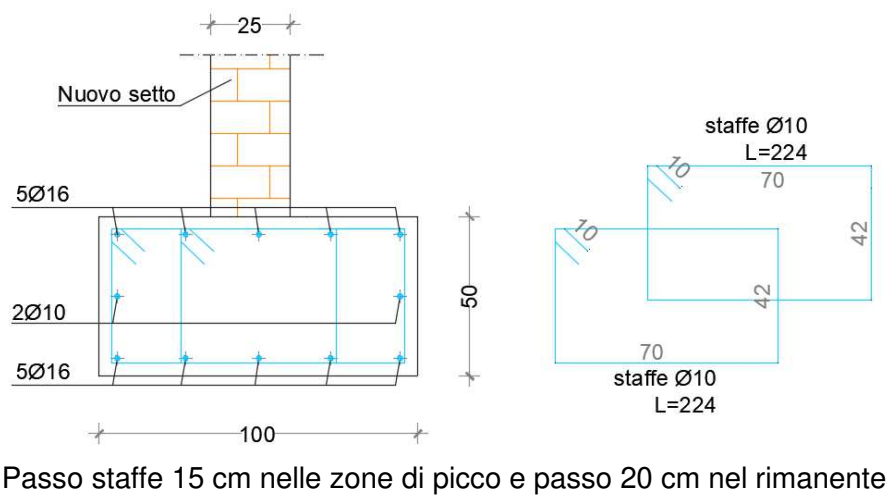
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



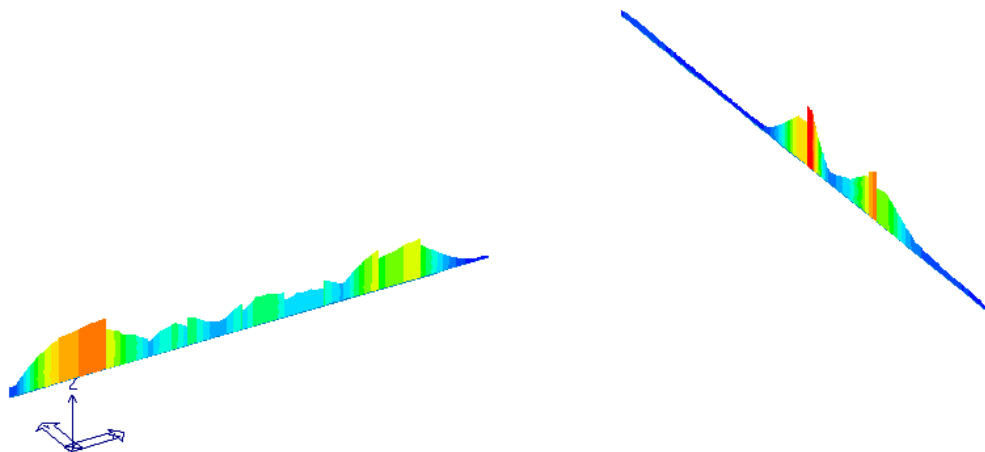
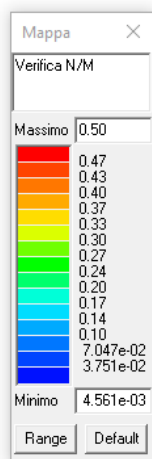
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

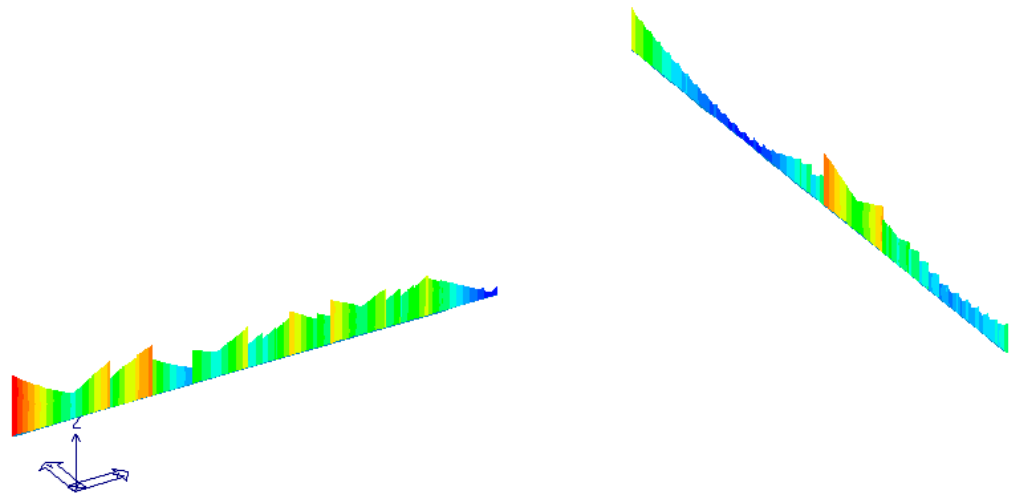
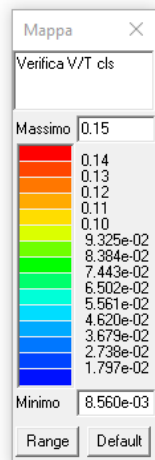
Armature trave di fondazione



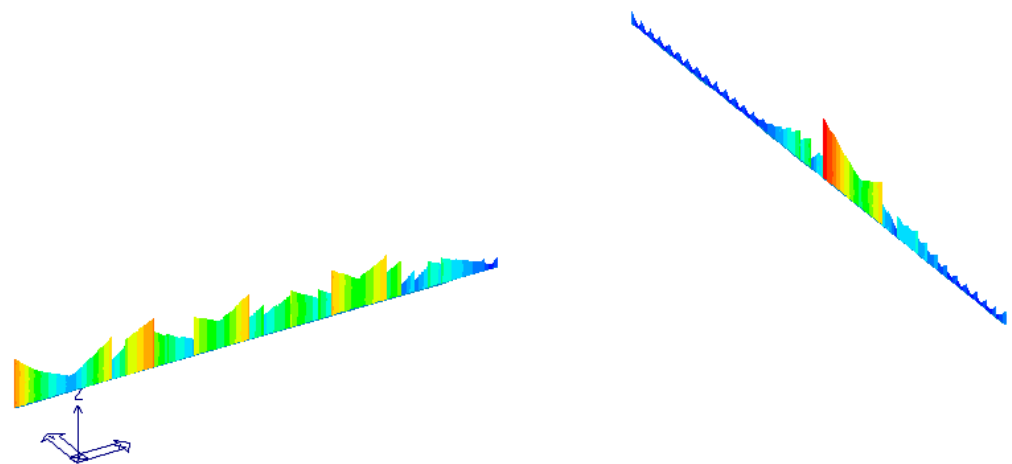
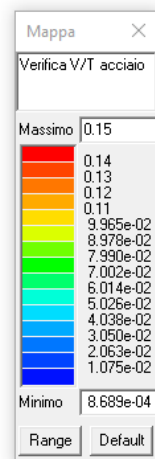
Trave di fondazione



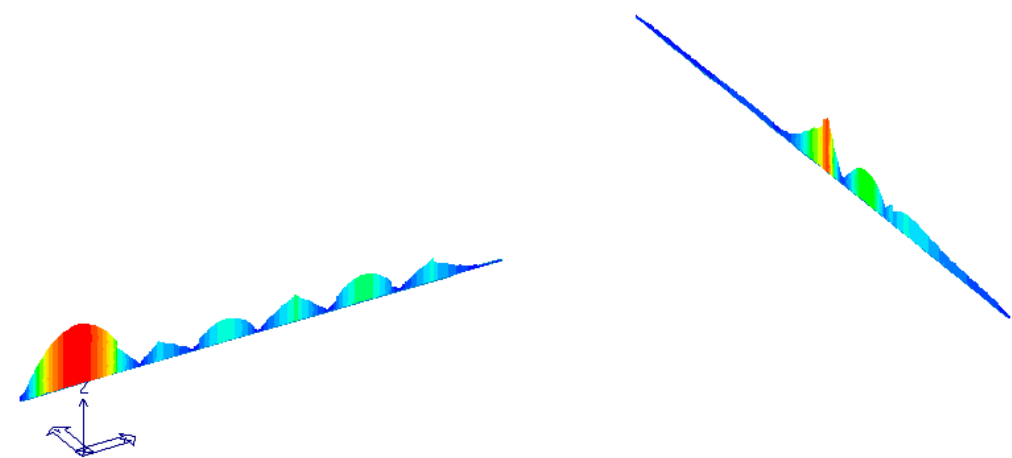
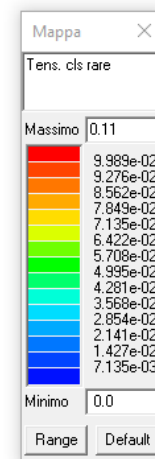
Presso flessione



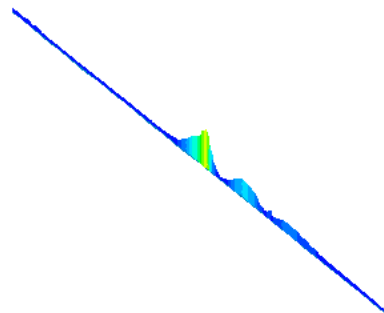
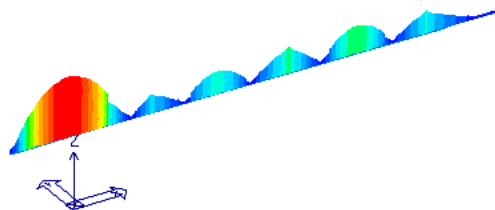
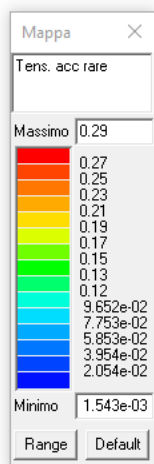
Taglio torsione lato cls



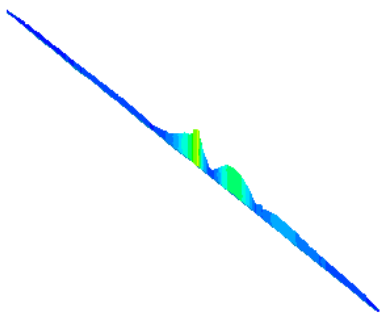
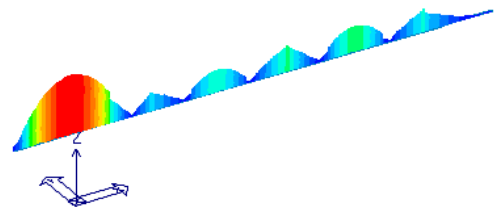
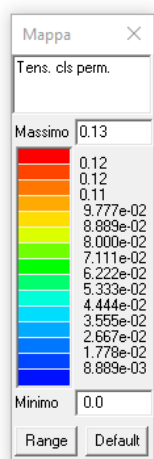
Taglio torsione lato acciaio



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara

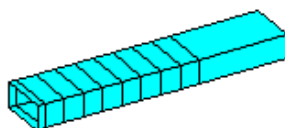


Tensione del cls quasi permanente

13.10 VERIFICA FONDAZIONI IN C.A. CON ALLARGAMENTO

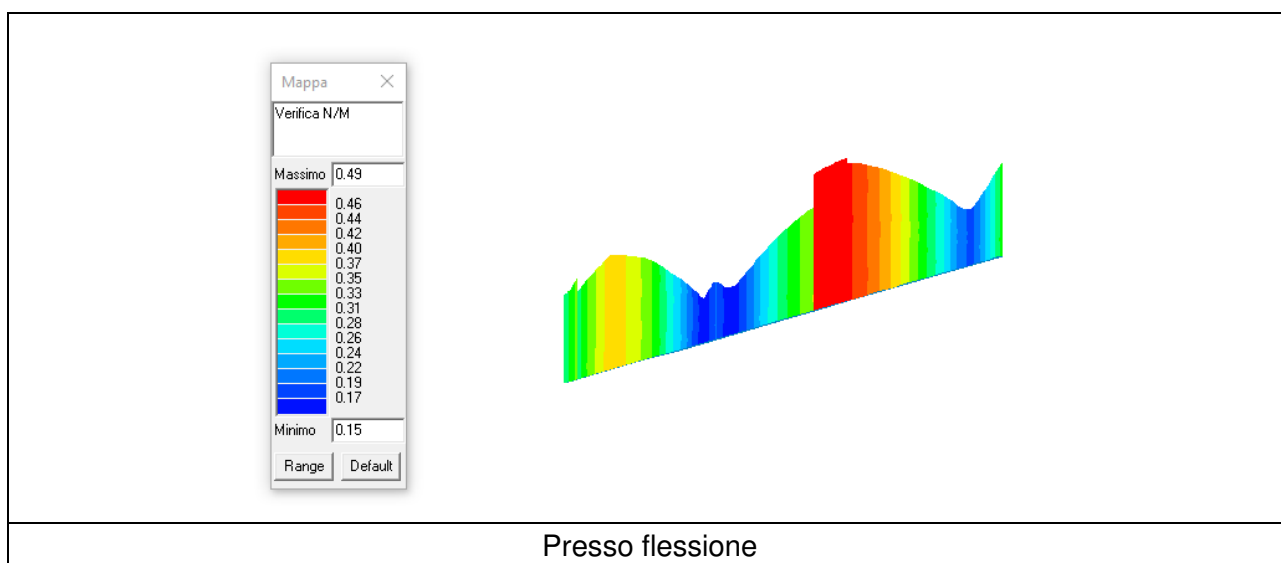
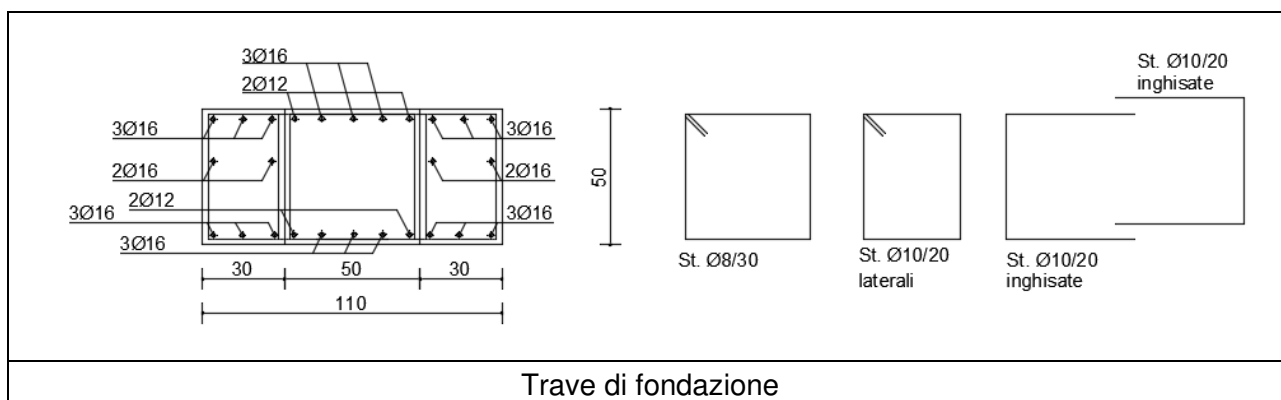
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi trave rovescia di fondazione allargata, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

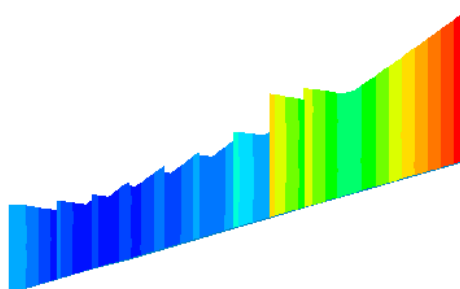
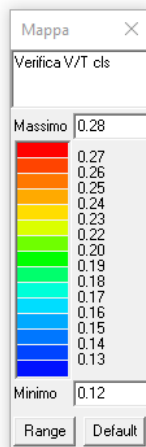
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



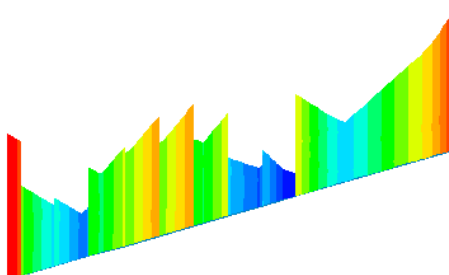
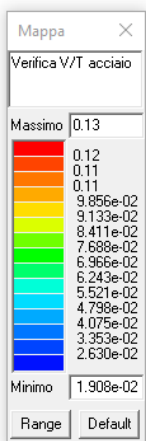
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

Armature trave di fondazione

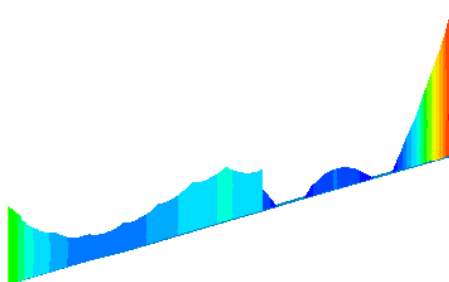
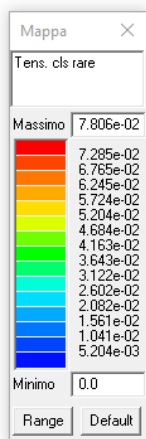




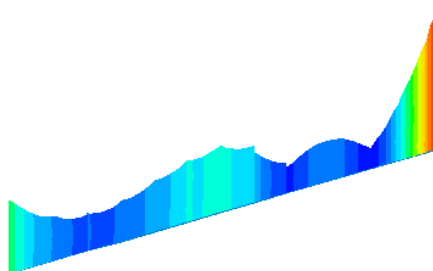
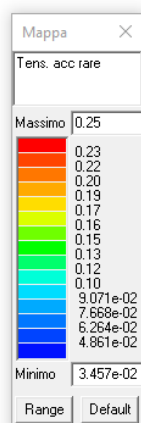
Taglio torsione lato cls



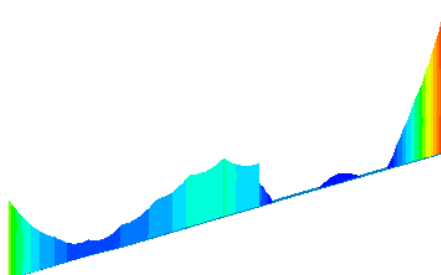
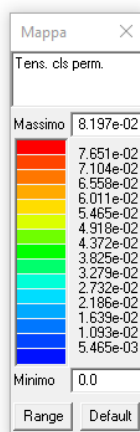
Taglio torsione lato acciaio



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara

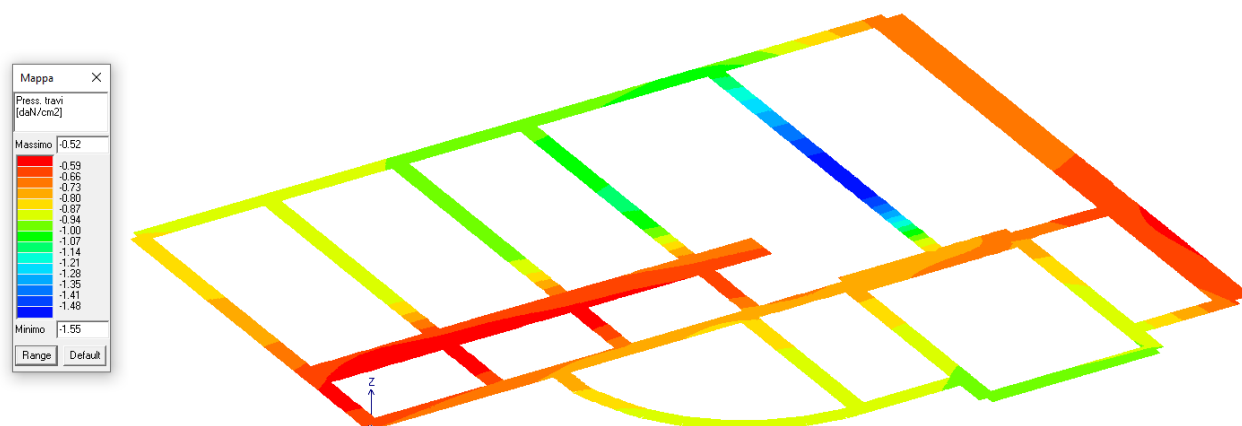


Tensione del cls quasi permanente

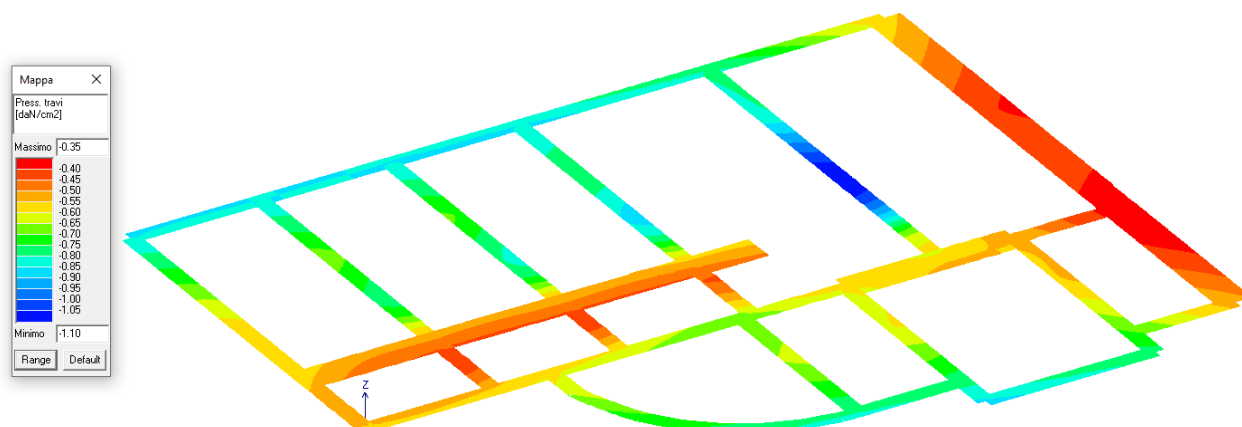
13.11 VERIFICA DELLE PRESSIONI AL SUOLO

Si procede ora con la verifica delle pressioni al suolo della struttura, calcolando la portanza limite del terreno di fondazione in accordo con i parametri riportati nella relazione “relazione-geotecnico” a cura del Dott. Geol. Cristiano Marconcini.

PRESSIONI AL SUOLO



Pressioni al suolo per la combinazione statica SLU più sfavorevole

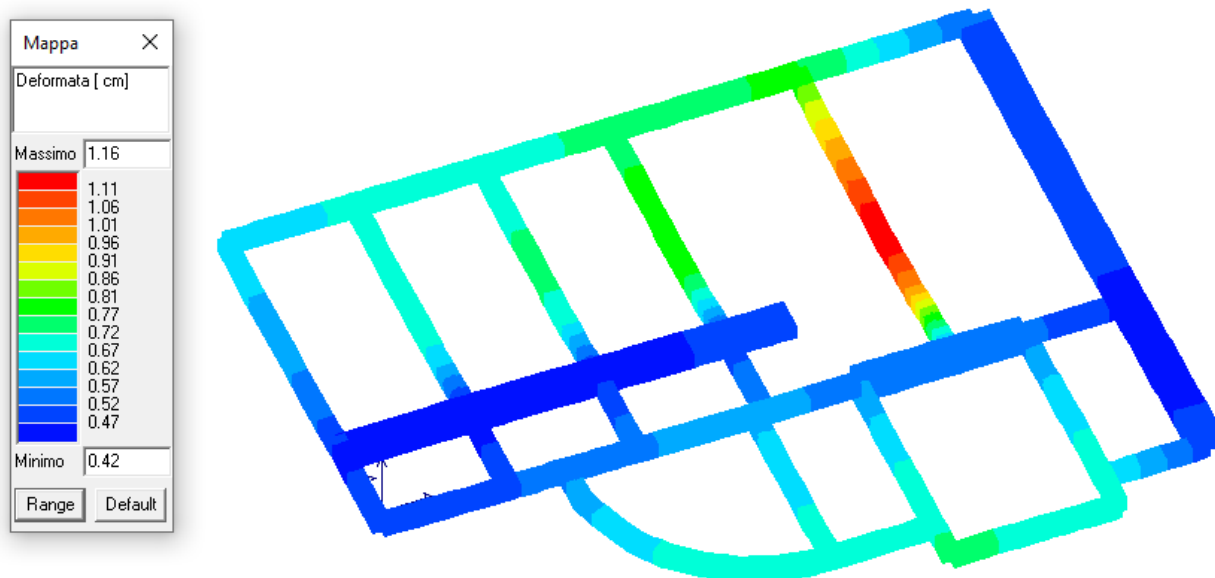


Pressioni al suolo per la combinazione sismica SLV più sfavorevole

Le pressioni si ritengono adeguate per la tipologia di terreno di appoggio e la larghezza della fondazione.

13.12 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Si riporta per la struttura US5 il grafico dei cedimenti nella combinazione peggiore:



Cedimenti per la combinazione statica SLU più sfavorevole

Come si può notare dal grafico soprastante la struttura ha un cedimento differenziale pari a:

$$w = 1,16 \text{ cm} - 0,42 \text{ cm} = 0,74 \text{ cm} < 1,00 \text{ cm}$$

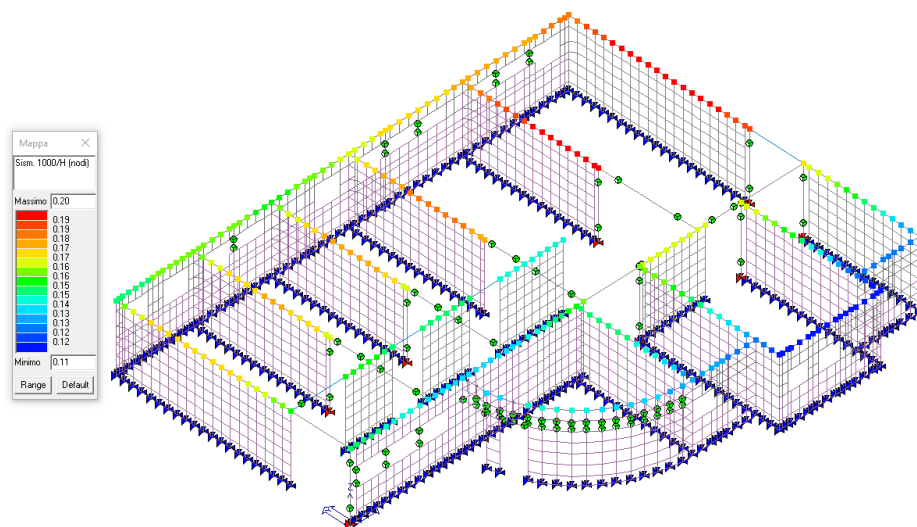
essendo il valore inferiore ad 1 cm si ritiene accettabile.

13.13 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI OPERATIVITÀ ALLO SLO CON AZIONE SISMICA ATTESA AL 80%

Di seguito si riportano gli spostamenti massimi, per il sisma di progetto calcolati agli SLO, degli elementi strutturali. Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, deve risultare che:

$$d_{p \max} < (0,002 h) \times 2/3 \quad \text{con } h \text{ altezza della struttura}$$

Sisma: $E_x + \lambda E_y$ (combinazione sismica con spostamento di interpiano massimo)



Nell'immagine vengono riportati gli spostamenti normalizzati, ottenendo un valore massimo di 0,61

$$i_{\max} = 0,20 < (0,002 h) / (0,001 h) \cdot 2/3 = 1,33$$

pertanto la verifica è soddisfatta con azione sismica pari a quella attesa in riferimento ai parametri dettati dalle NTC 2018 ridotta all'80%.

13.14 VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 80% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 398 anni.

Coefficiente di struttura: 2,00 [-]
 Periodo del modo principale di vibrare (T1): 0,291 [sec]
 Coefficiente di partecipazione modale γ : 1,29 [-]
 Categoria di sottosuolo: Tipo C

Spettro di Risposta allo SLV

Periodo di ritorno per lo SLV (Tr): 398 [anni]
 Probabilità di superamento per lo SLV (Pver): 17 [%]
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLV (Tc*): 0,278 [sec]
 Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLV (ag): 0,114 [g]
 Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLV (F0): 2,49 [-]
 Periodo dello spettro Tb: 0,15 [sec]
 Periodo dello spettro Tc: 0,45 [sec]
 Periodo dello spettro Td: 2,06 [sec]
 Coefficiente di sottosuolo S: 1,50 [-]

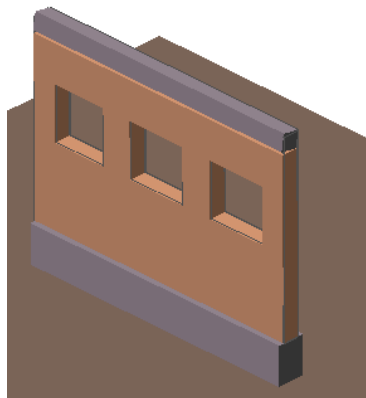
Spettro di Risposta allo SLD

Periodo di ritorno per lo SLD (Tr): 46 [anni]
 Probabilità di superamento per lo SLD (Pver): 80 [%]
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLD (Tc*): 0,255 [sec]
 Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLD (ag): 0,044 [g]
 Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLD (F0): 2,51 [-]
 Periodo dello spettro Tb: 0,14 [sec]
 Periodo dello spettro Tc: 0,42 [sec]
 Periodo dello spettro Td: 1,77 [sec]
 Coefficiente di sottosuolo S: 1,50 [-]

Vengono sotto riportate le verifiche delle due pareti più gravose.

PARETE LONGITUDINALE LATO CORTILE INTERNO

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,000 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 105,630 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 22,097 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,209 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,174 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 6,857 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,375 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **NON RICHiesto**

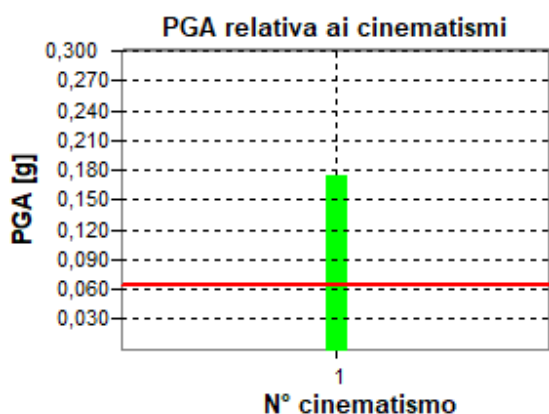
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,490 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: Non Richiesto

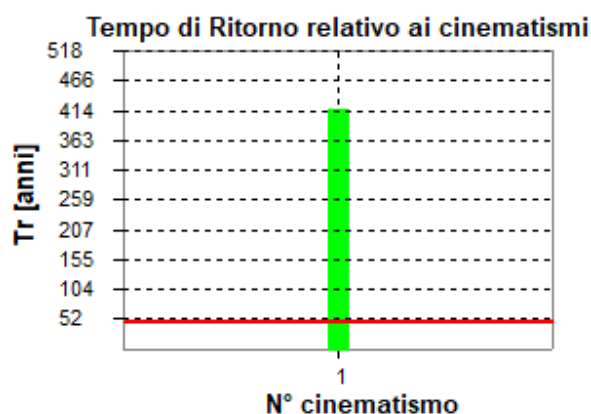
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: NON RICHIESTO

Confronto PGA in sito e PGA meccanismi di collasso locali



Confronto PGA SLD



Confronto TR SLD

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]

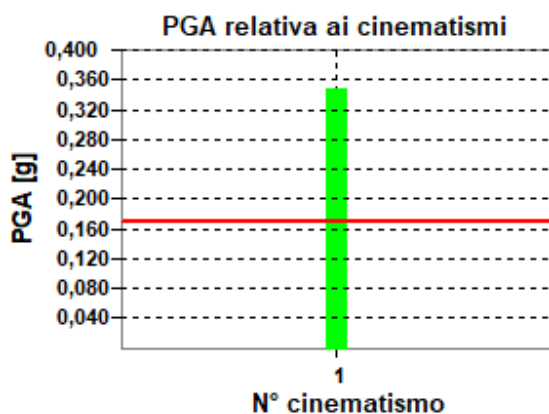
Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,1744 [g]

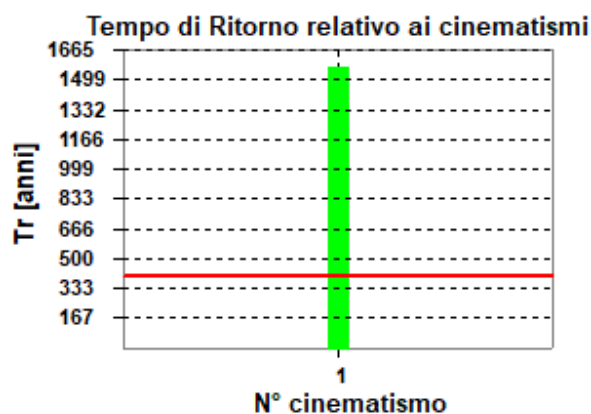
Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 418 [anni]

Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 2,6661 [-]

Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 8,9962 [-]



Confronto PGA SLV



Confronto TR SLV

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]

Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 0,3487 [g]

Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 1565 [anni]

Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 2,0411 [-]

Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 3,9274 [-]

13.15 VALUTAZIONE GIUNTO SISMICO

Si valuta lo spostamento massimo della struttura (paragrafo 7.2.1 NTC 2018):

$$\Delta = 1/100 \cdot h \cdot a_g \cdot S / g$$

$$a_g = 0,114 g$$

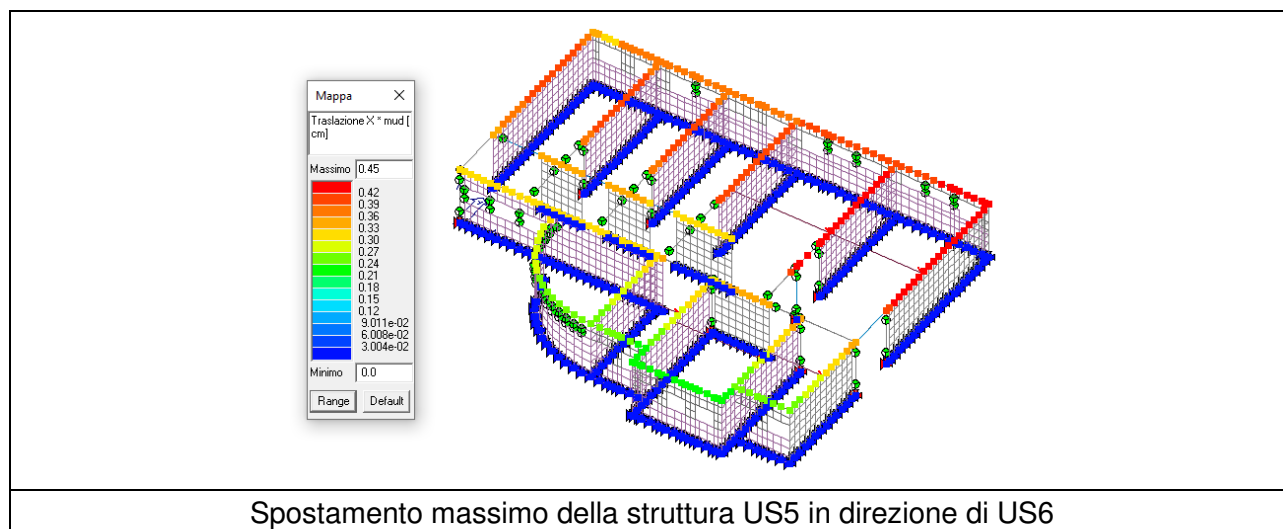
$$S = 1,5$$

Dimensione minima giunto

$$X = \Delta \cdot 2$$

Tra US5 ed US6		
h [m]	Δ [cm]	X [cm]
3,59	0,61	1,22

Valutazione dello spostamento delle strutture



Tra US5 ed US6			
	Δ [cm] US5	Δ [cm] US6	X min [cm]
1 solaio	0,45	0,45	0,90

14 UNITÀ STRUTTURALE n°6

14.1 STUDIO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 80% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 398 anni.

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unità di misura delle forze	kg
Unità di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2018

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	III
Vita di riferimento	75 anni
Luogo	Roverbella - (MN)
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

PARAMETRI SISMICI

	TR	ag/g	FO	TC*
SLV	398	0.114	2.485	0.278

Comportamento strutturale NON Dissipativo

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	5%
Numero di frequenze	20
Fattore q di comportamento per sisma orizzontale	qor=1
Periodo proprio T1 in direzione X	0.27
Periodo proprio T1 in direzione Y	0.42

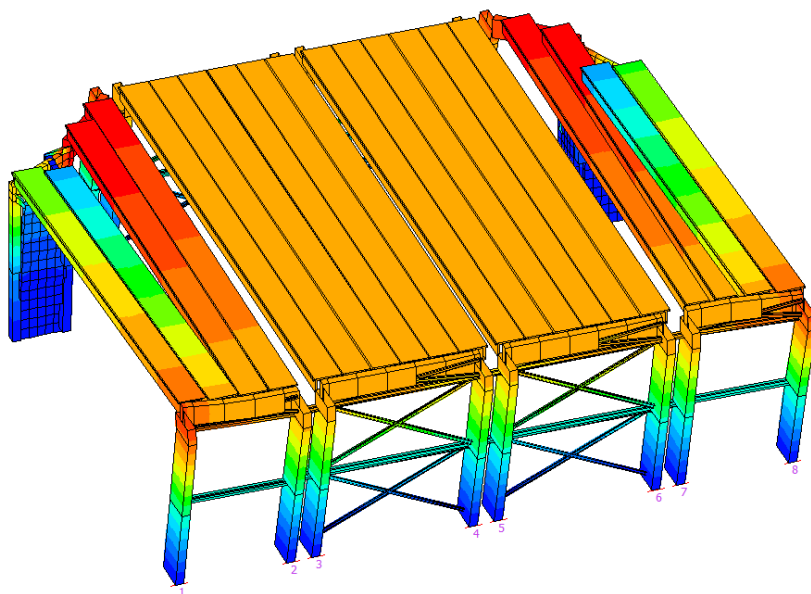
PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Presente

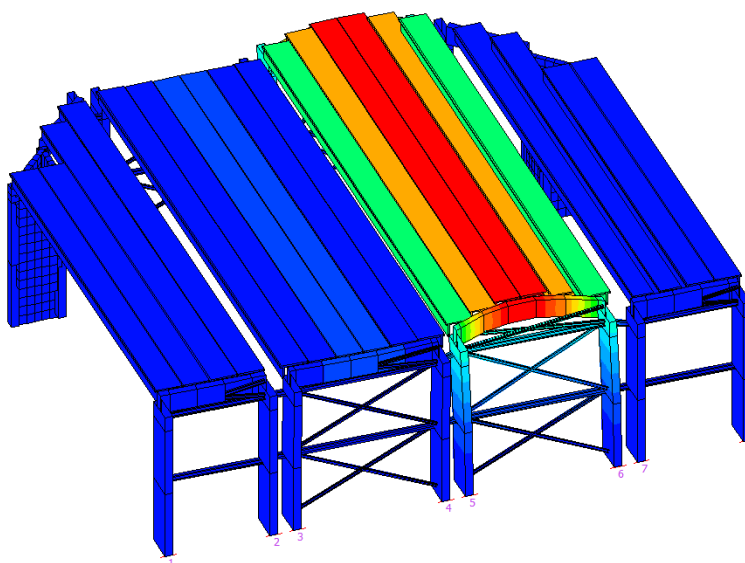
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

ANALISI DEI MODI DI VIBRARE

L'analisi dinamica modale ha consentito di determinare i due principali modi di vibrare della struttura; di seguito se ne riportano le rappresentazioni grafiche con il loro valore numerico.



Primo modo di vibrare significativo - traslazionale nella direzione parallela al lato lungo

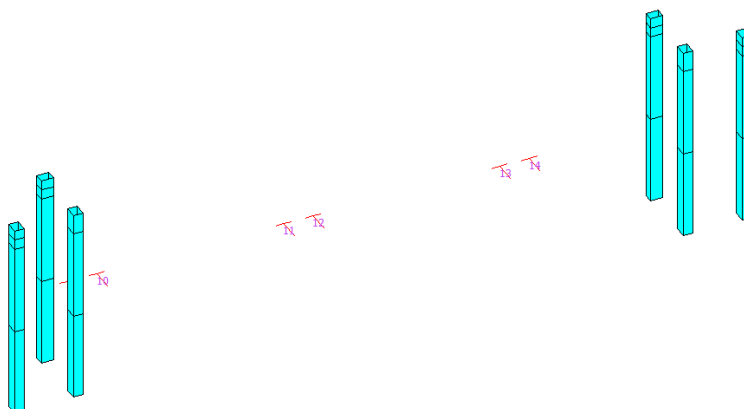


Secondo modo di vibrare significativo - traslazionale nella direzione parallela al lato corto

14.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI PILASTRO IN C.A. ESISTENTE

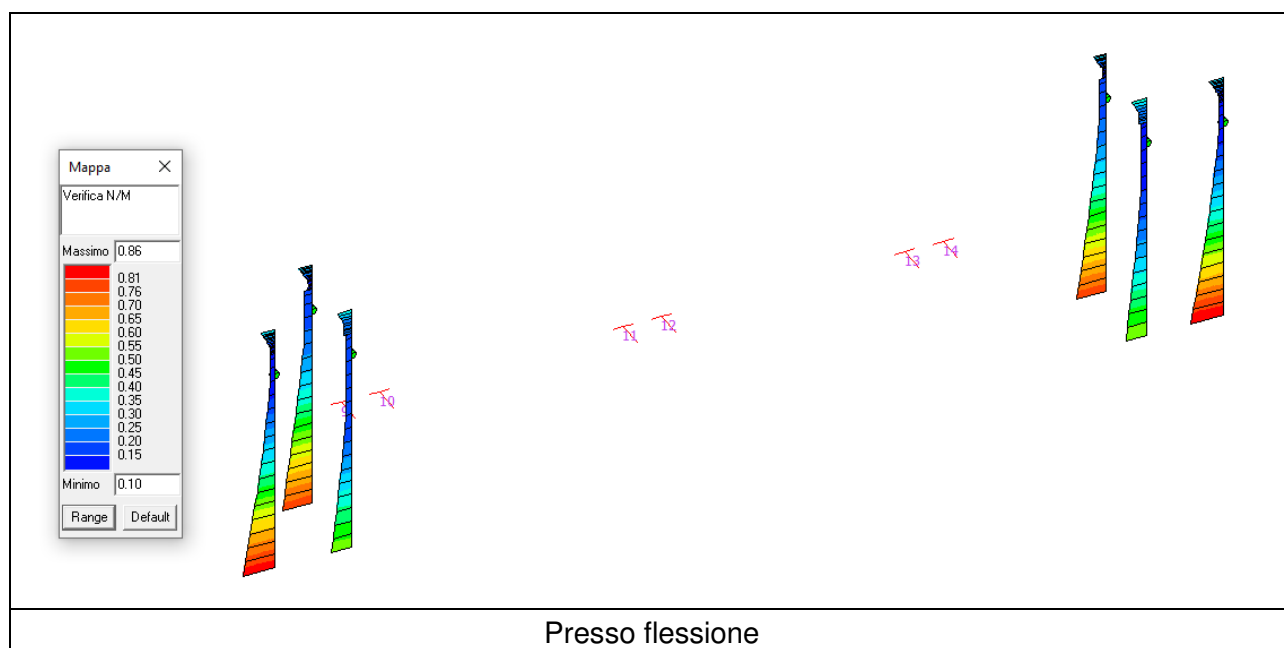
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi pilastro in c.a. esistenti, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

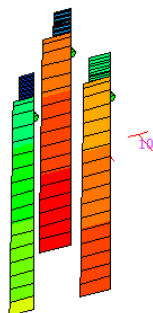
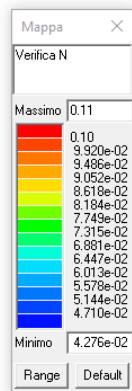
L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

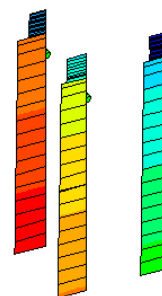
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



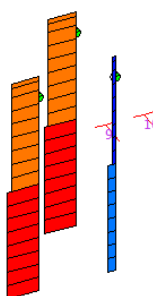
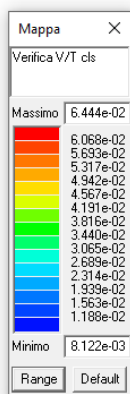


N T

N T

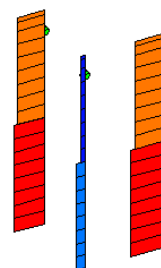


Compressione (sismica)

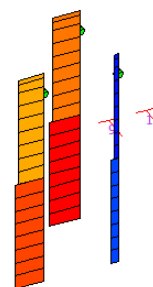
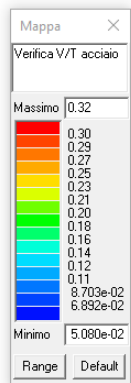


N T

N T

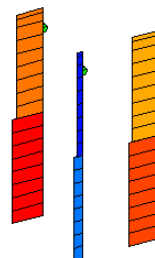


Taglio lato cls

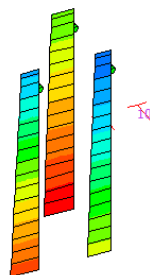
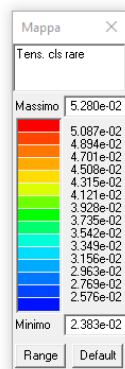


N T

N T

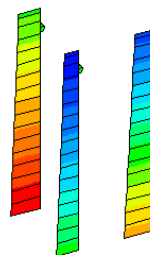


Taglio lato acciaio

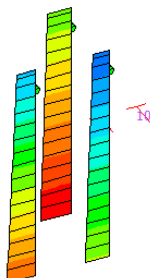
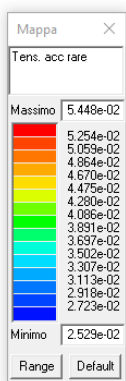


\bar{N} \bar{N}

\bar{N} \bar{N}

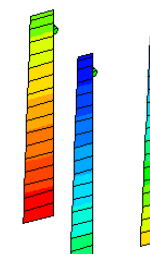


Tensione del cls rara

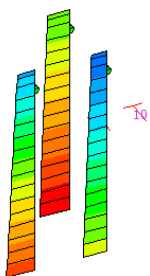
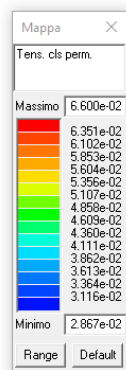


\bar{N} \bar{N}

\bar{N} \bar{N}

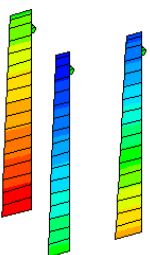


Tensione dell'acciaio rara



\bar{N} \bar{N}

\bar{N} \bar{N}



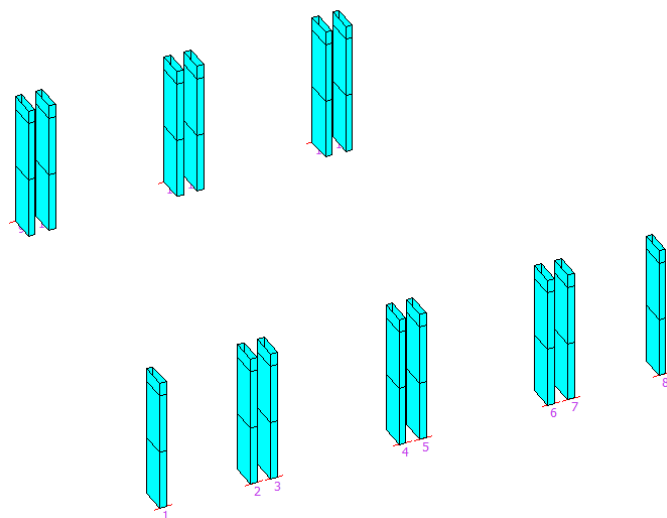
Tensione del cls quasi permanente

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

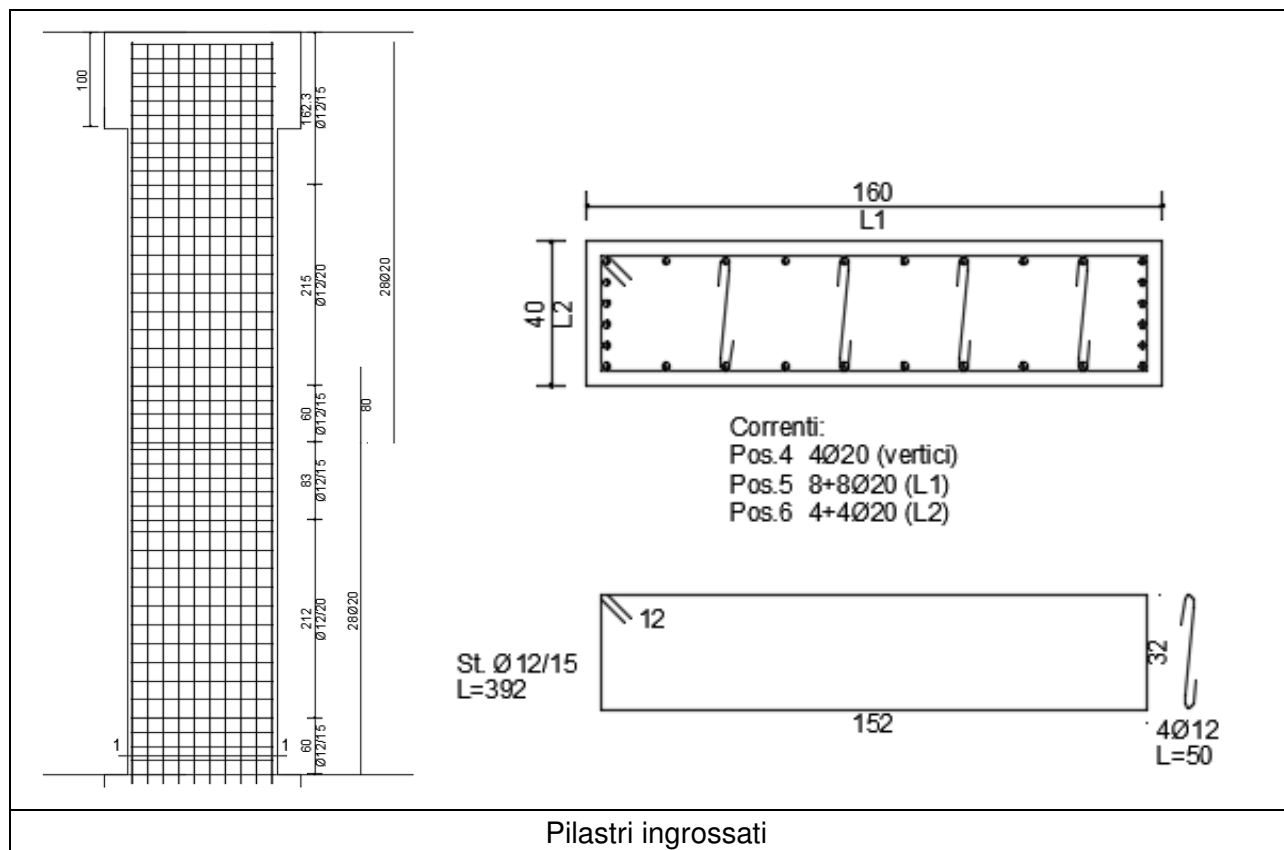
14.3 VERIFICA DEGLI ELEMENTI PILASTRO IN C.A. INGROSSATI

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi pilastro in c.a. ingrossati, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

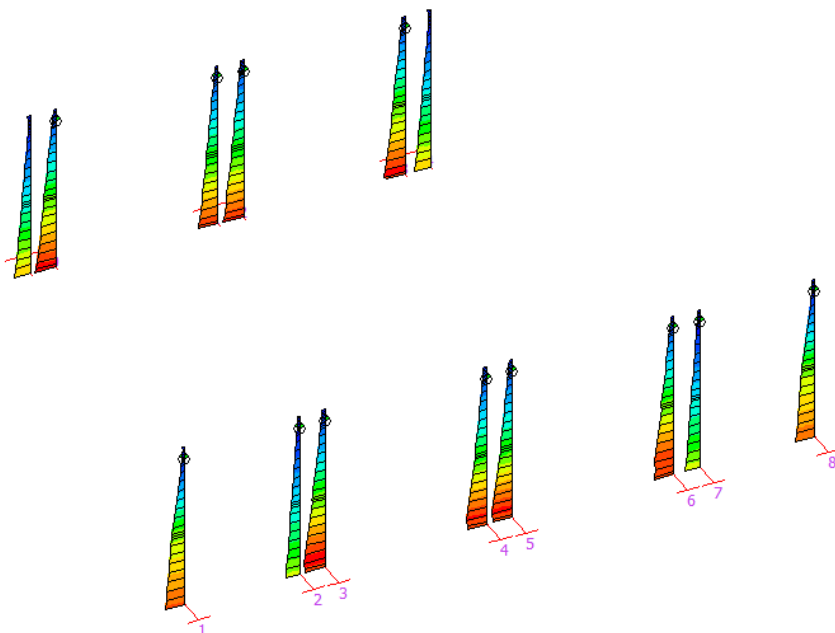
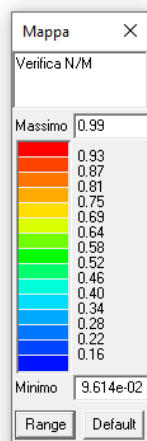


ARMATURE PILASTRI

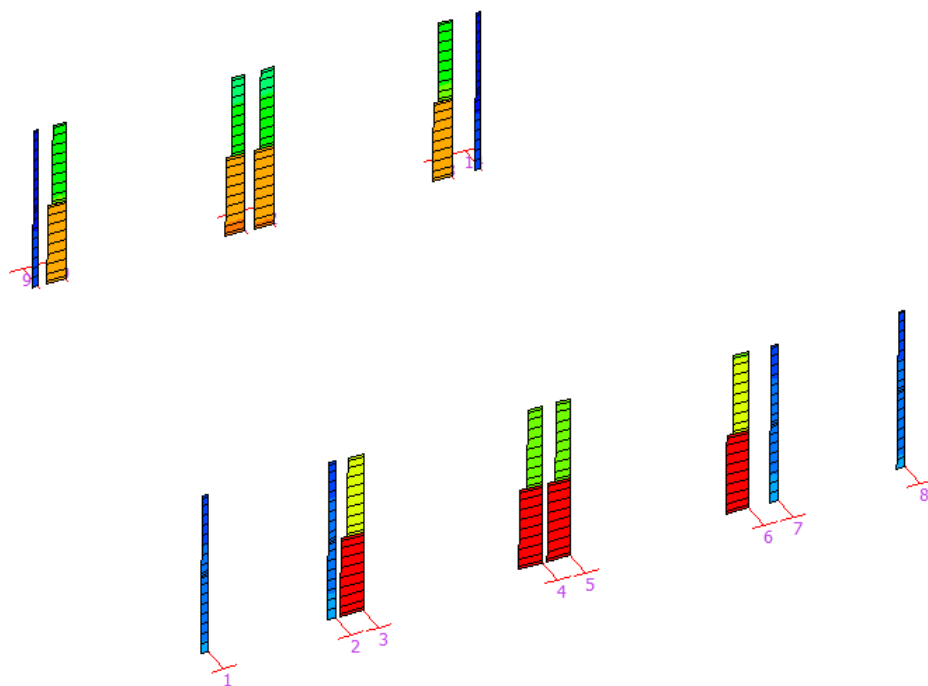
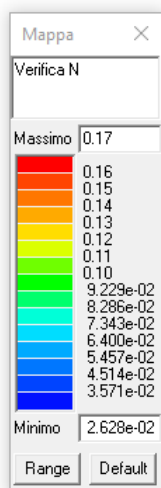


Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

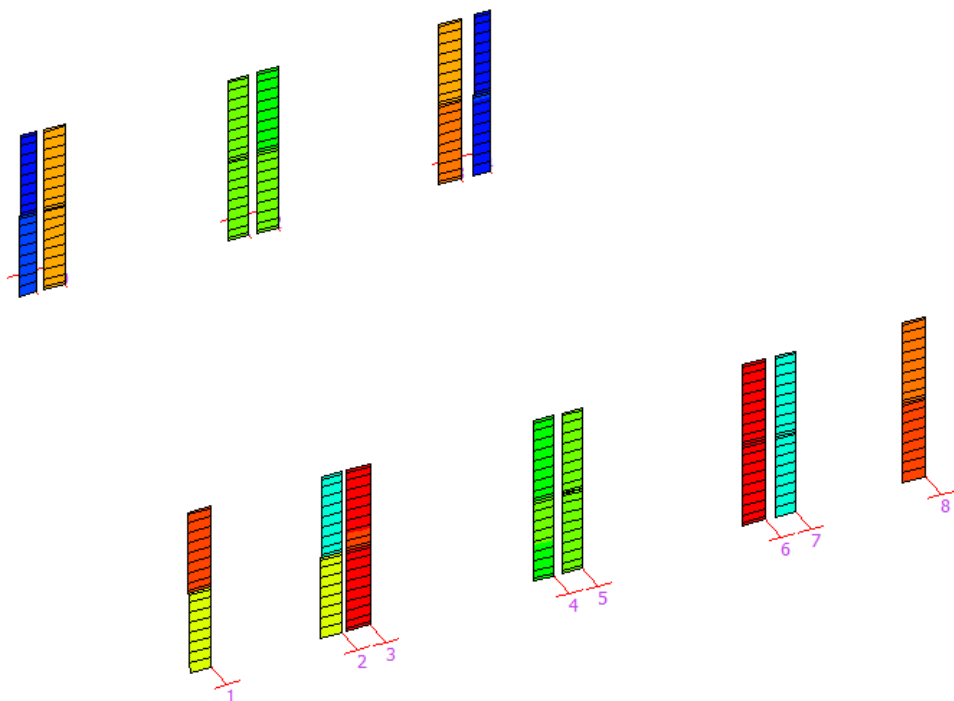
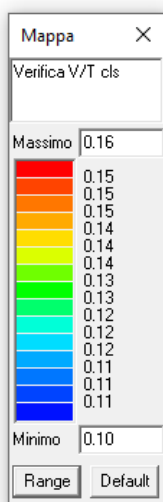
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



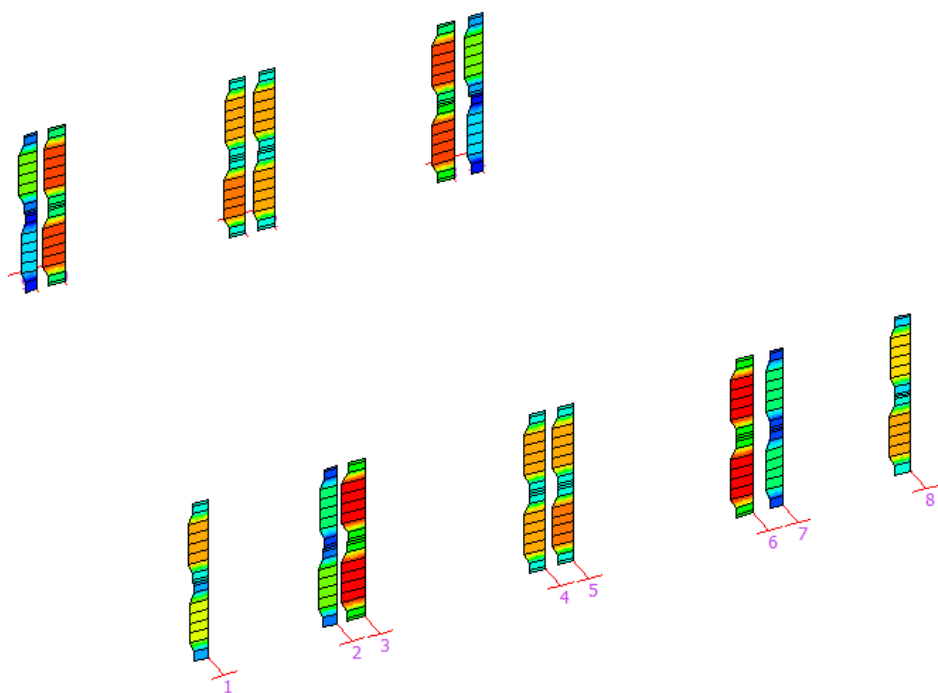
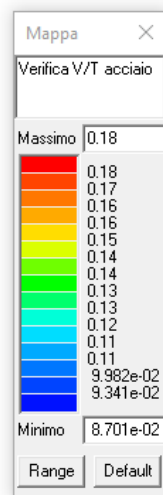
Presso flessione



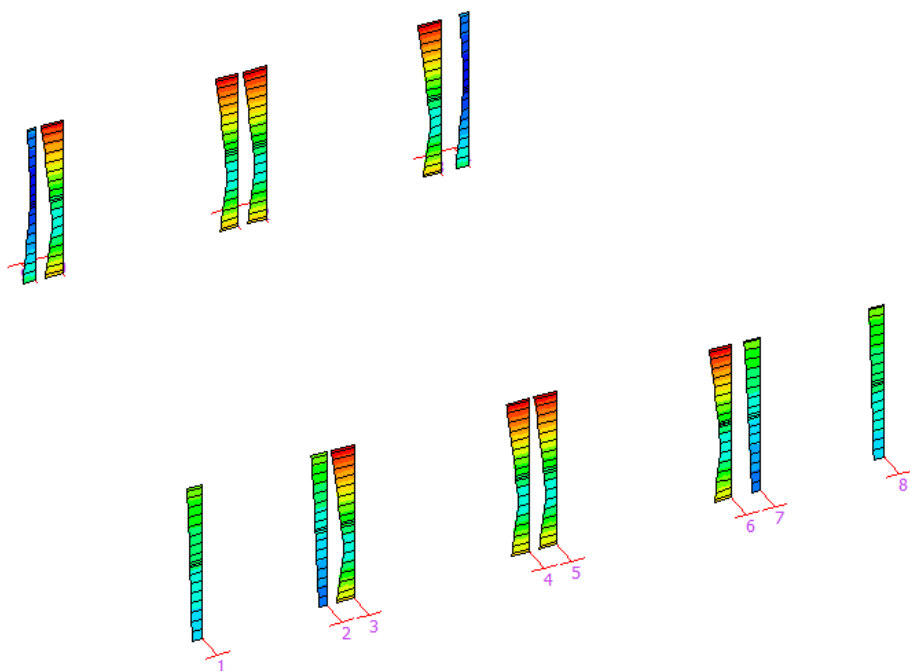
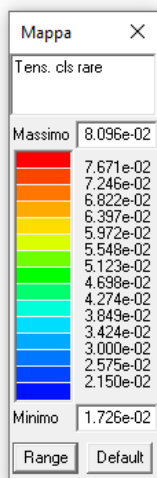
Compressione (sismica)



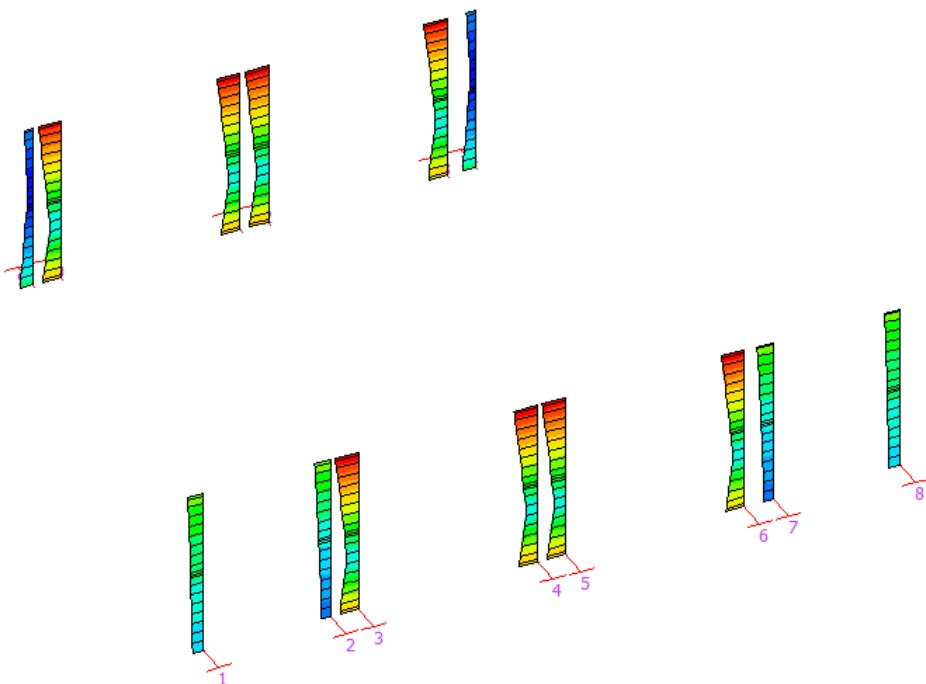
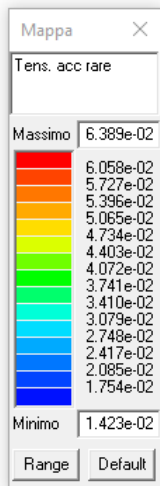
Taglio lato cls



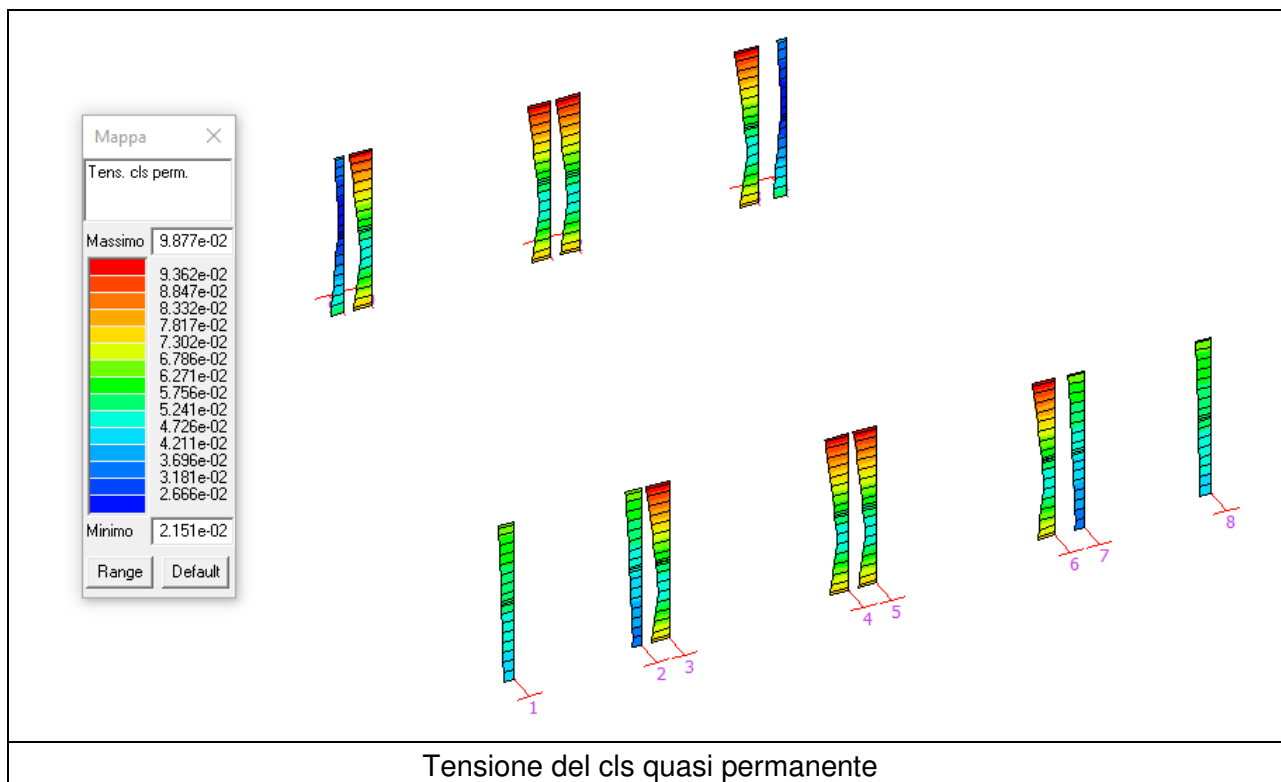
Taglio lato acciaio



Tensione del cls rara



Tensione dell'acciaio rara



Tutte le verifiche risultano soddisfatte

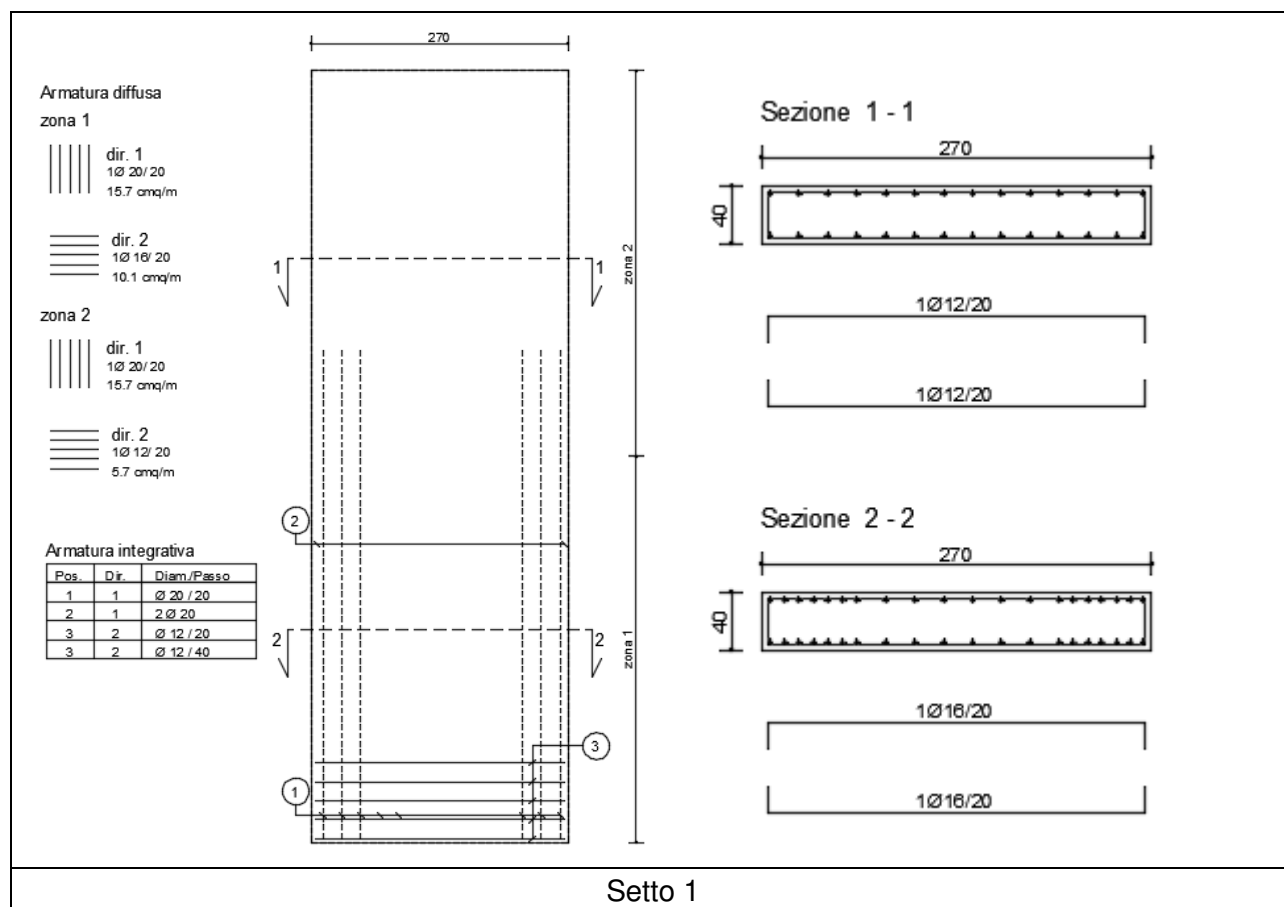
14.4 VERIFICA DEGLI ELEMENTI SETTO IN C.A. NUOVI

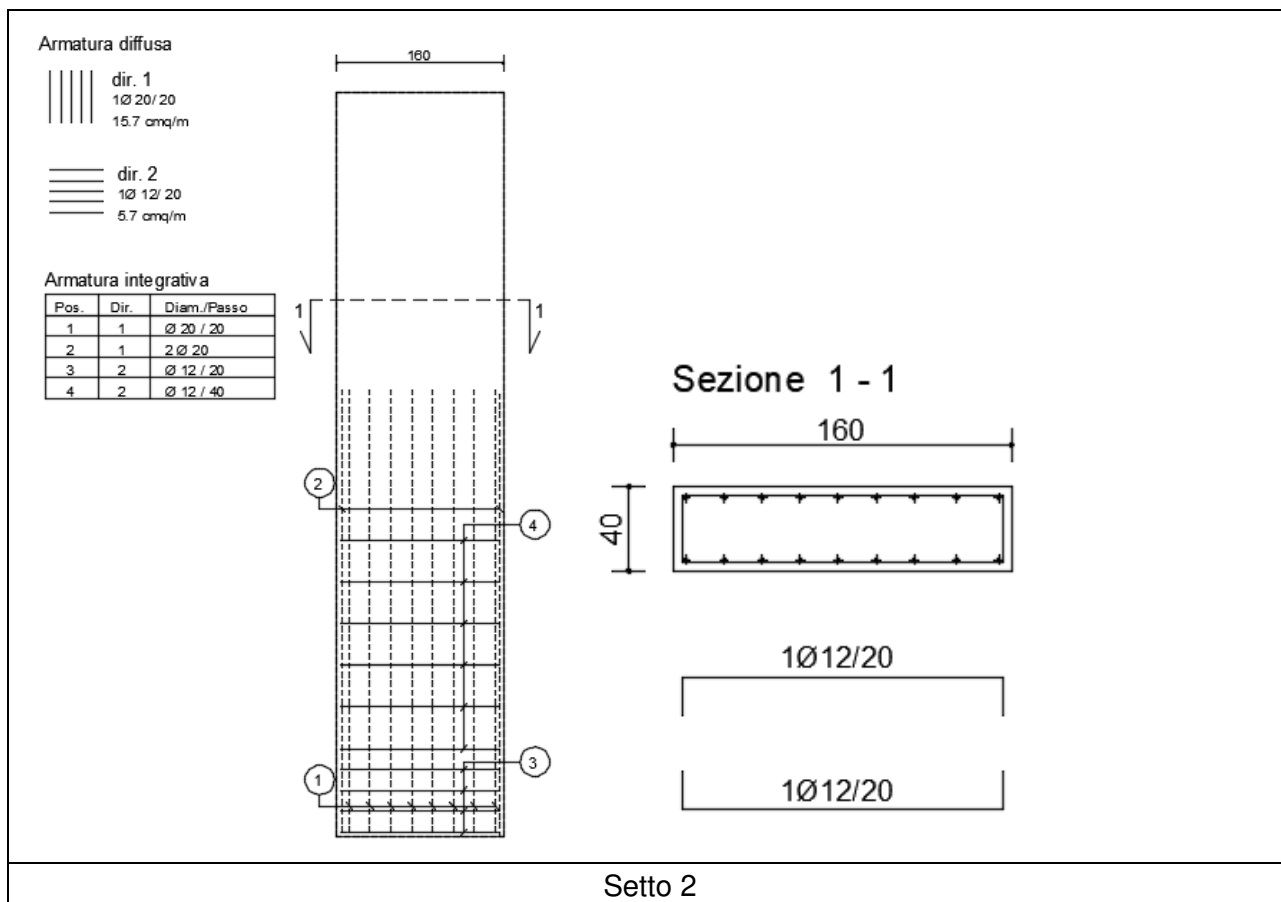
Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi setto in c.a., che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



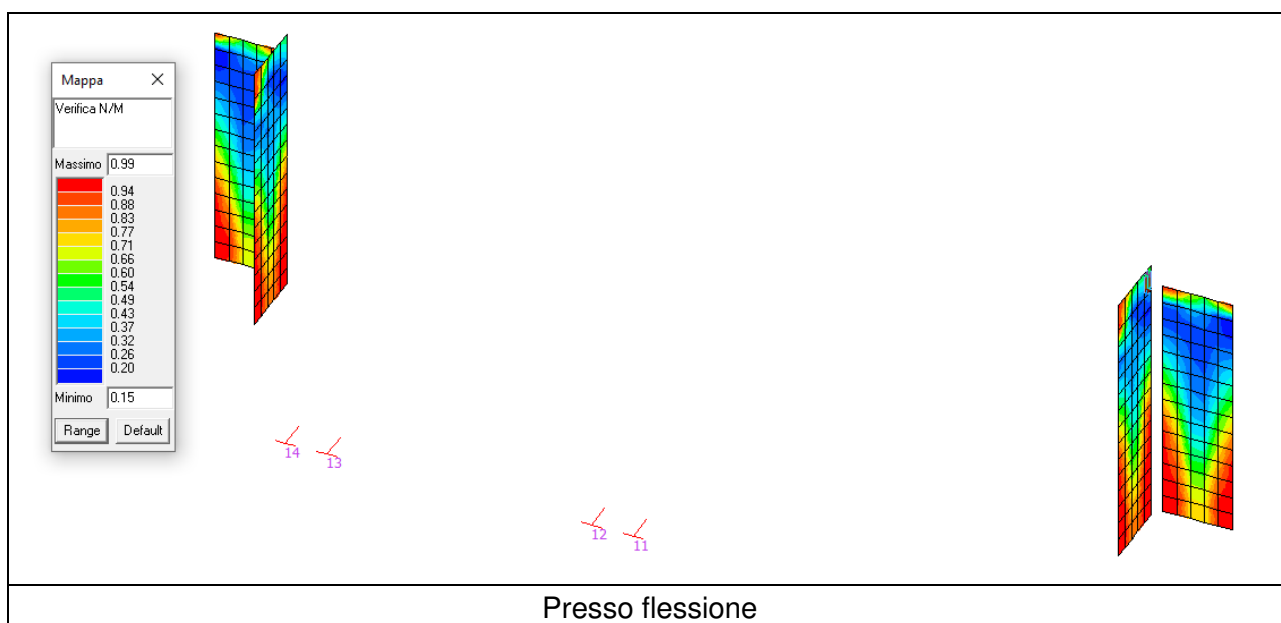
ARMATURE SETTI

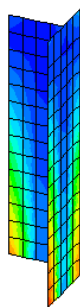
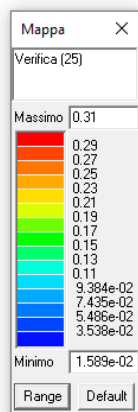




Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità o al valore indicato nella didascalia.

Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

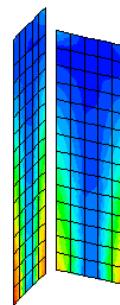




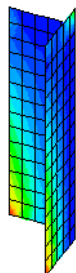
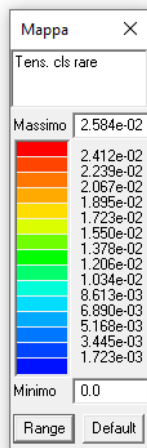
14 13

12 11

75 74

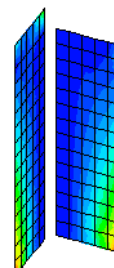


Verifiche a compressione con riduzione del 25% di fcd

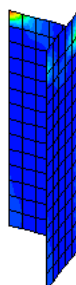
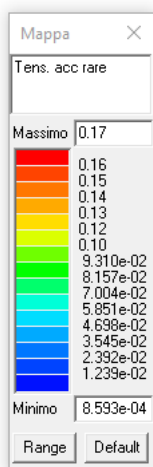


14 13

12 11

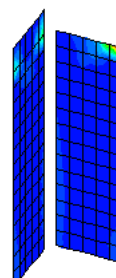


Tensione del cls rara

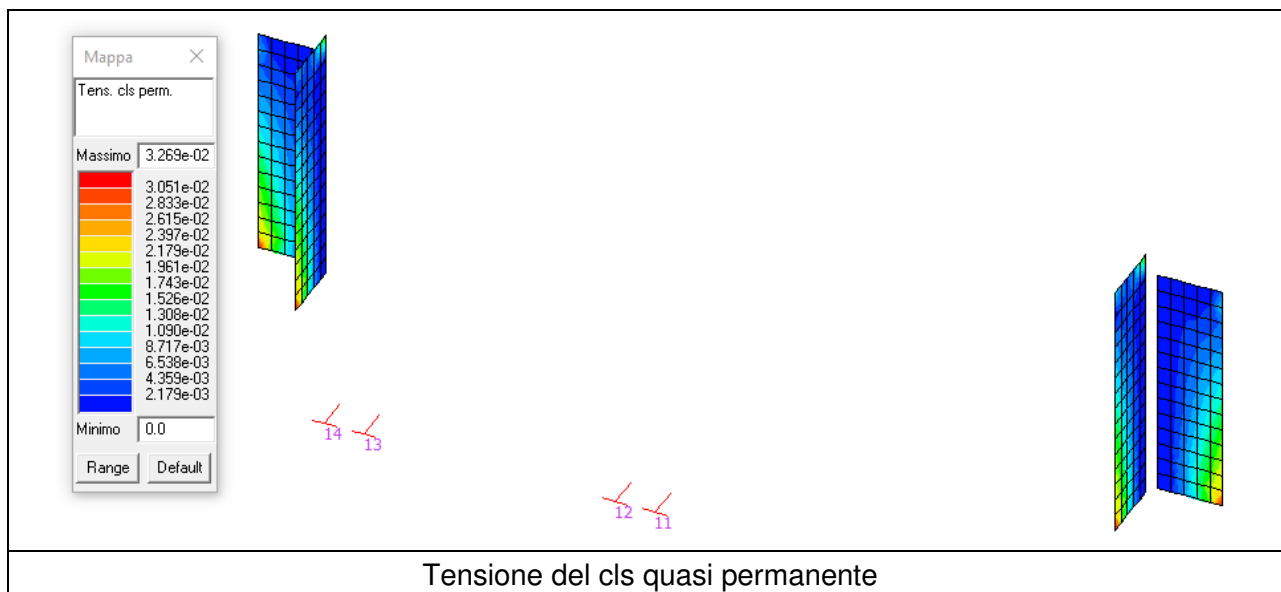


14 13

12 11



Tensione dell'acciaio rara

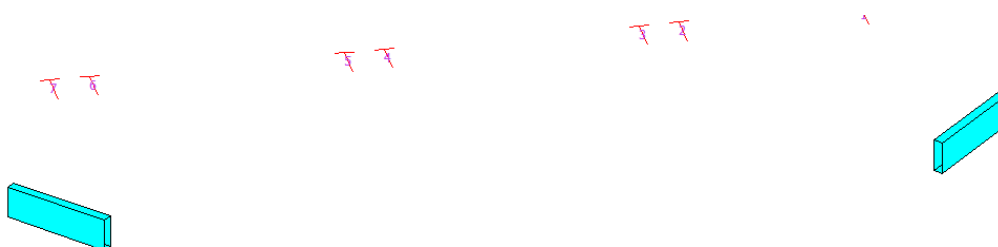


Tutte le verifiche risultano soddisfatte

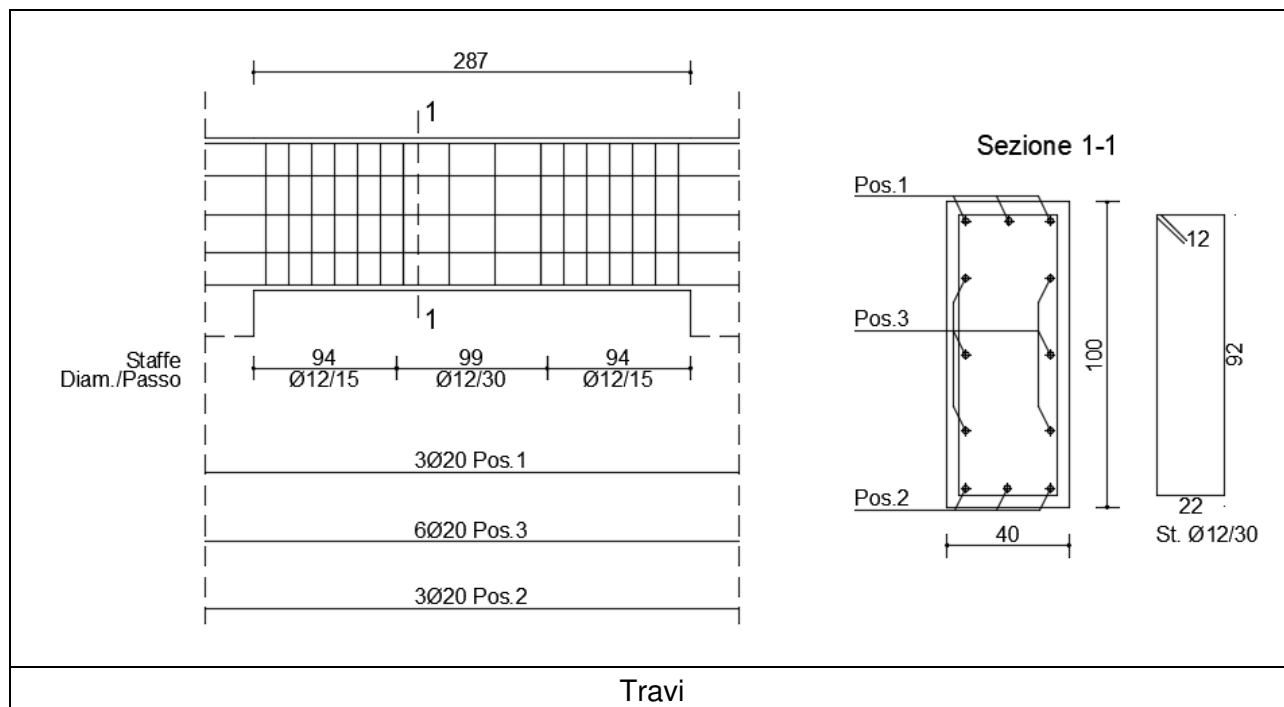
14.5 VERIFICA DEGLI ELEMENTI TRAVE IN C.A. NUOVI

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi trave in c.a. nuovi, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).

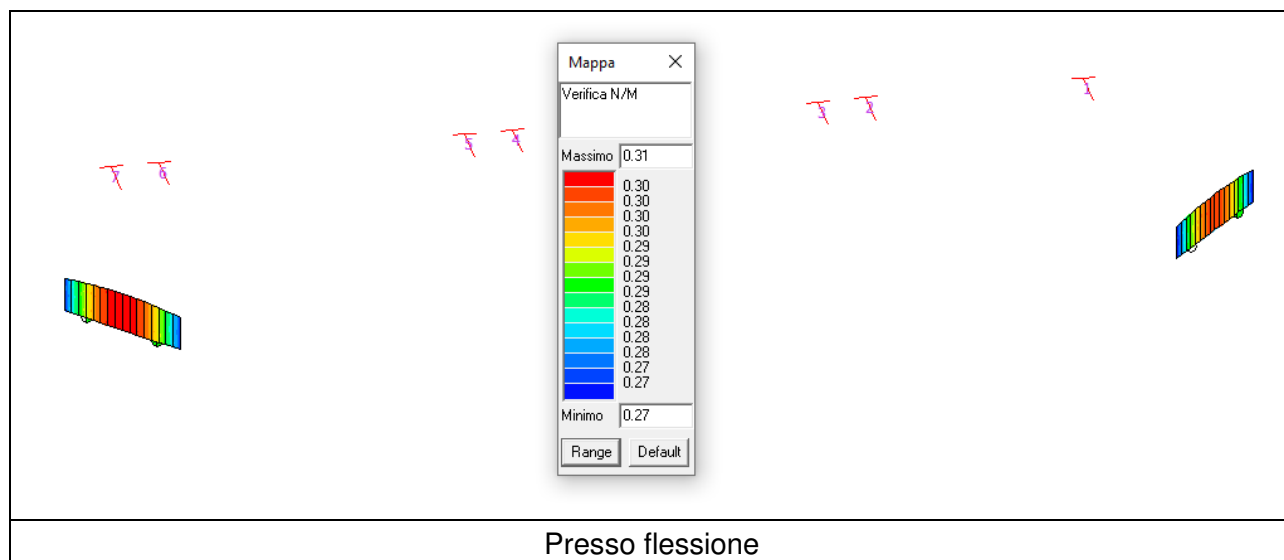


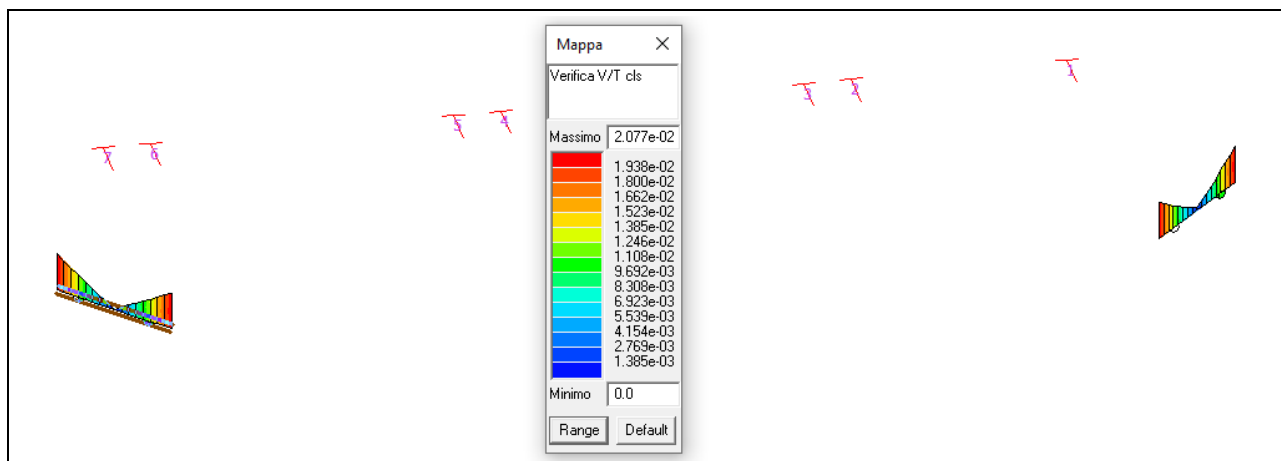
ARMATURE SETTI



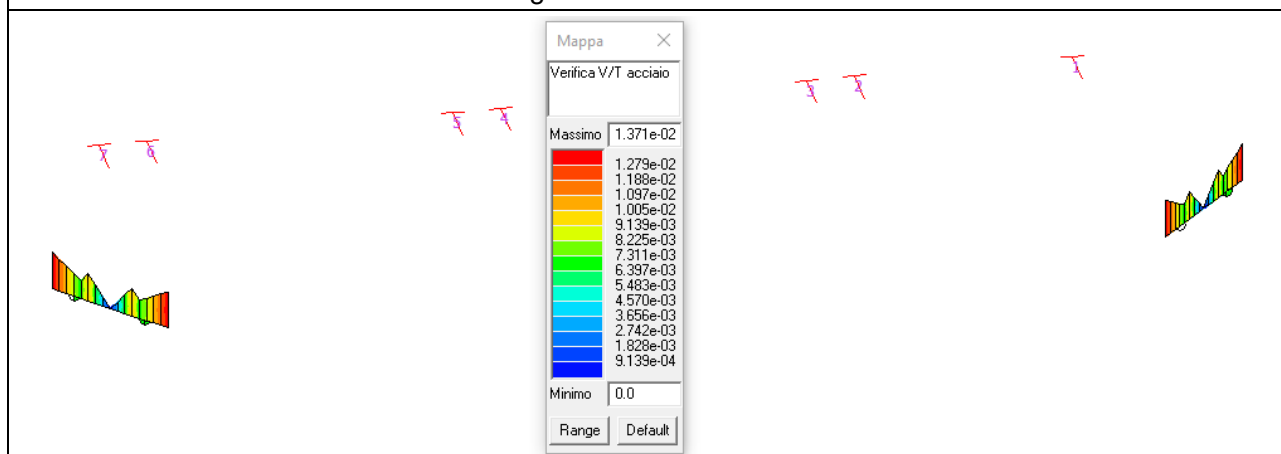
Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità.

Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.

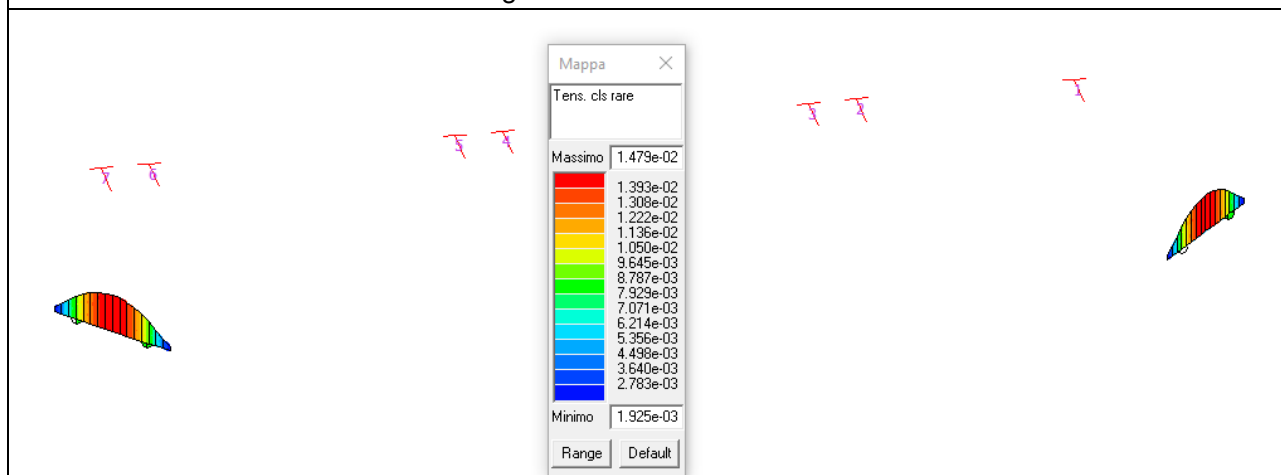




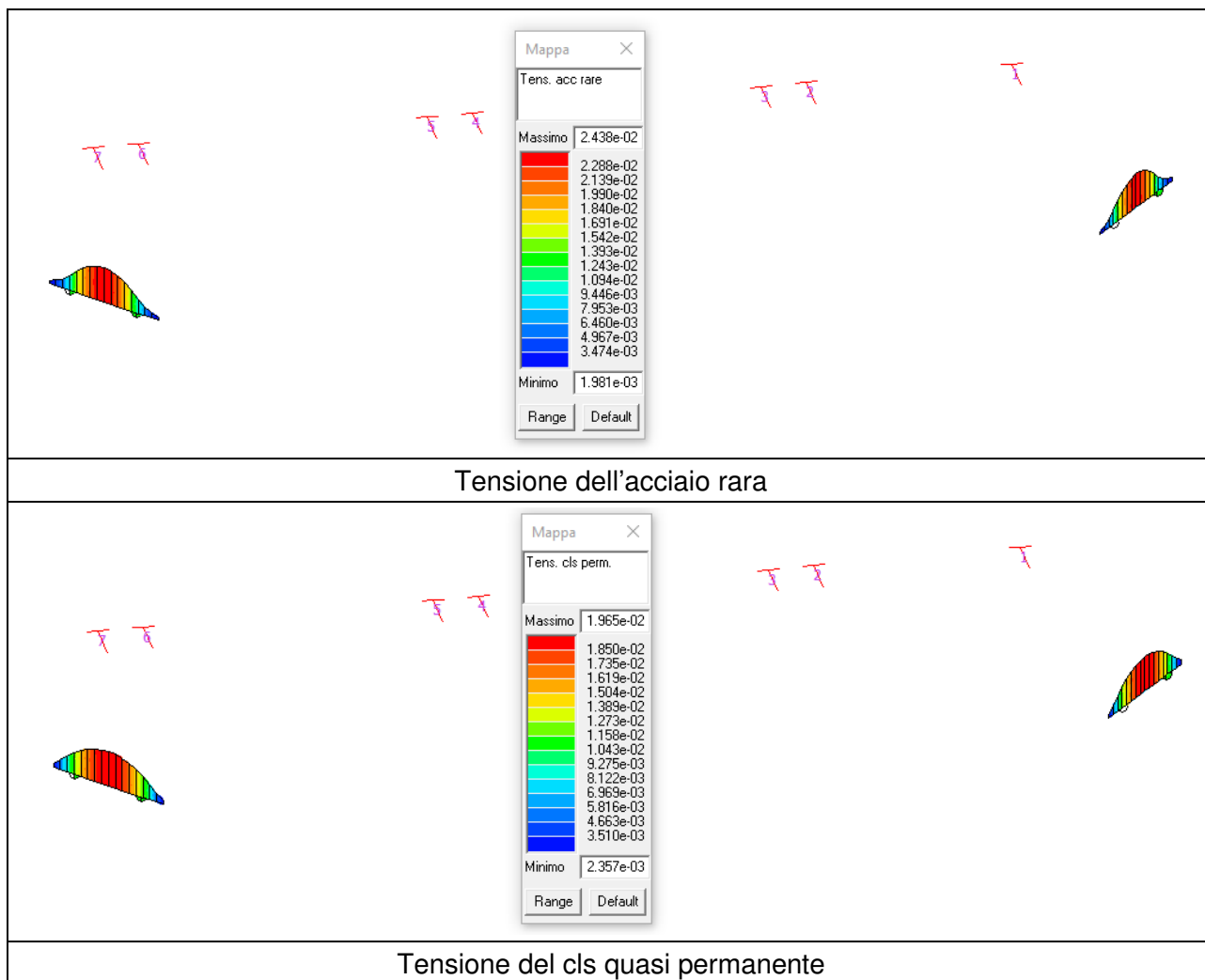
Taglio - torsione lato cls



Taglio - torsione lato acciaio



Tensione del cls rara

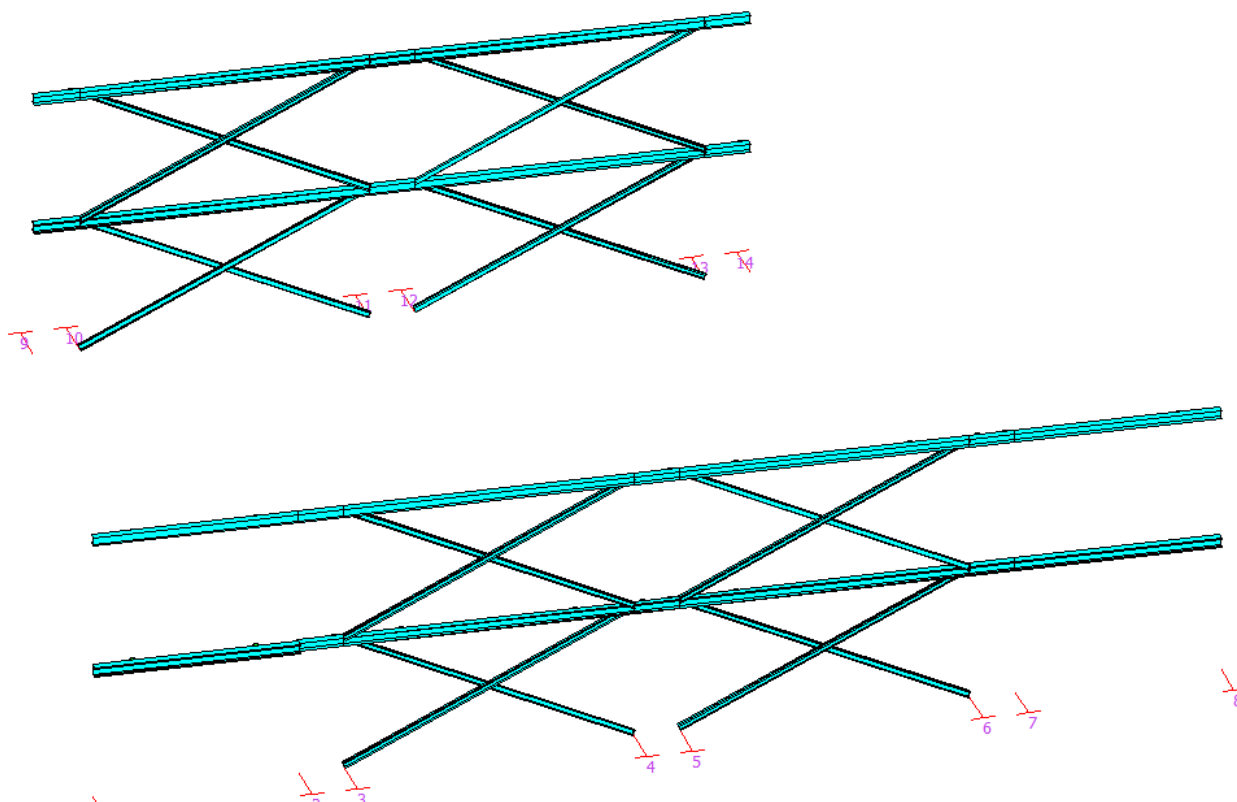


Tutte le verifiche risultano soddisfatte

14.6 VERIFICA DEGLI ELEMENTI TRAVE E CONTROVENTO IN ACCIAIO

Di seguito si riportano i grafici degli indici di resistenza degli elementi trave e controvento in acciaio, che mettono a confronto le tensioni sollecitanti con le tensioni resistenti di ciascun elemento.

L'immagine sottostante rappresenta una sintesi delle verifiche sugli elementi del modello FEM sulla quale si può apprezzare se gli elementi soddisfino le verifiche (azzurri) o se gli elementi non soddisfino le verifiche (rosso).



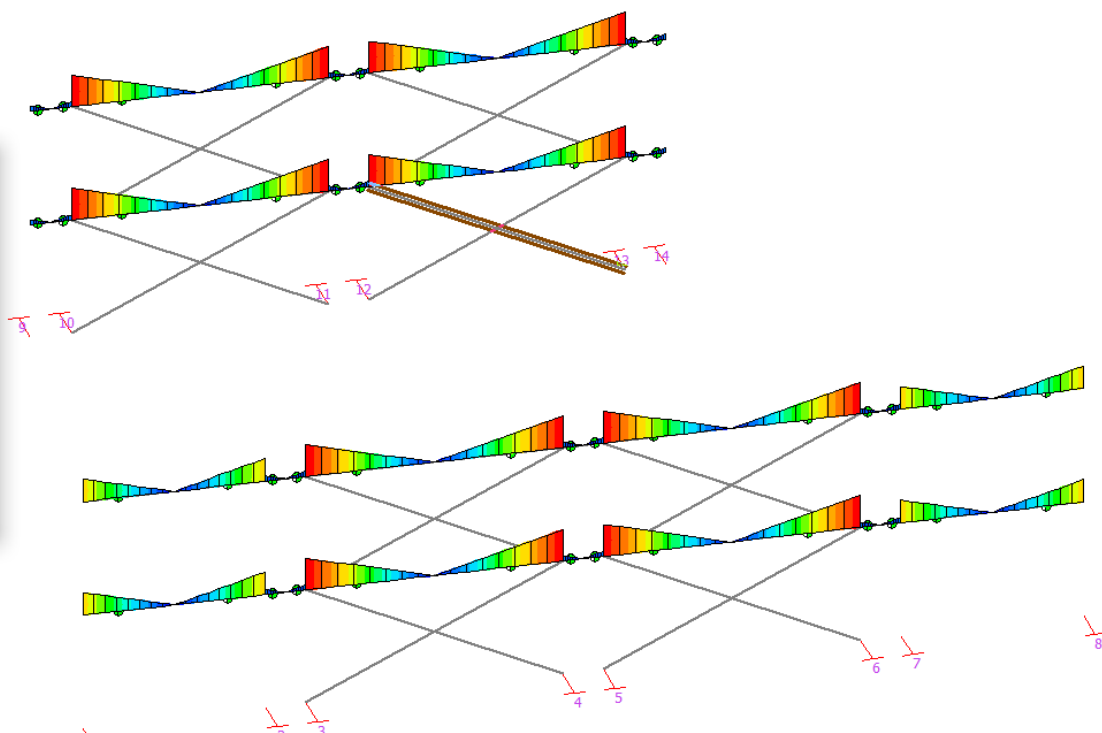
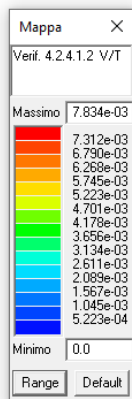
Tipologia elementi

Travi di collegamento: HEA240

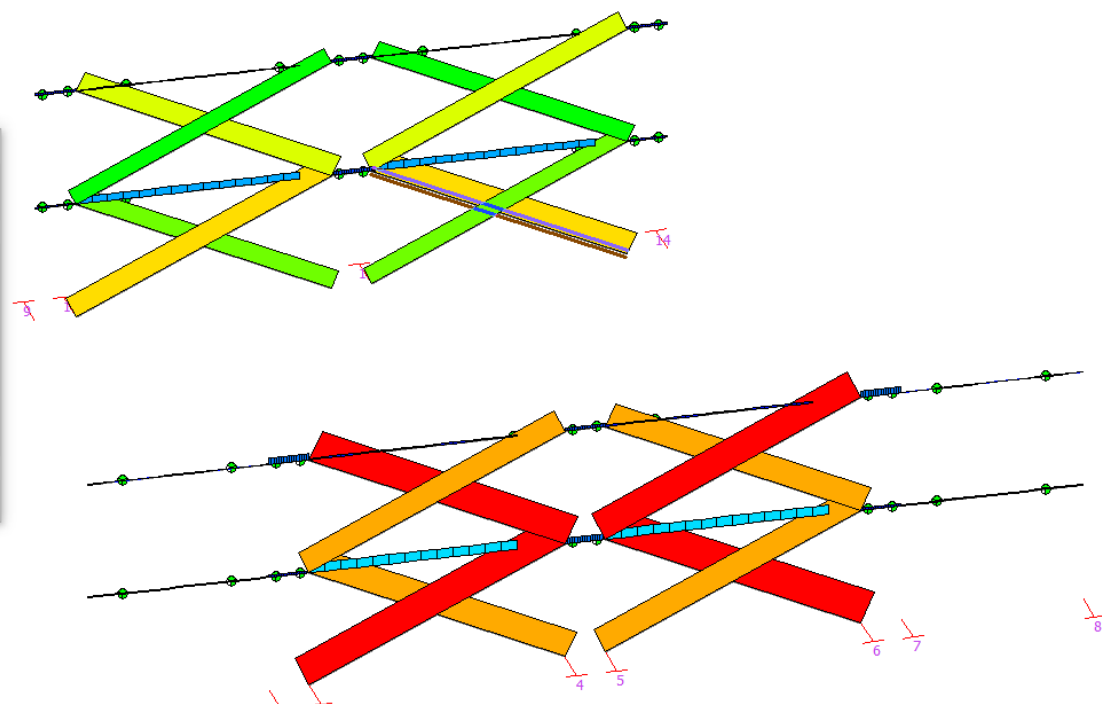
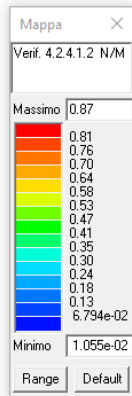
Controventi: UNP140

Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, tali indici devono essere inferiori all'unità o al valore indicato nella didascalia.

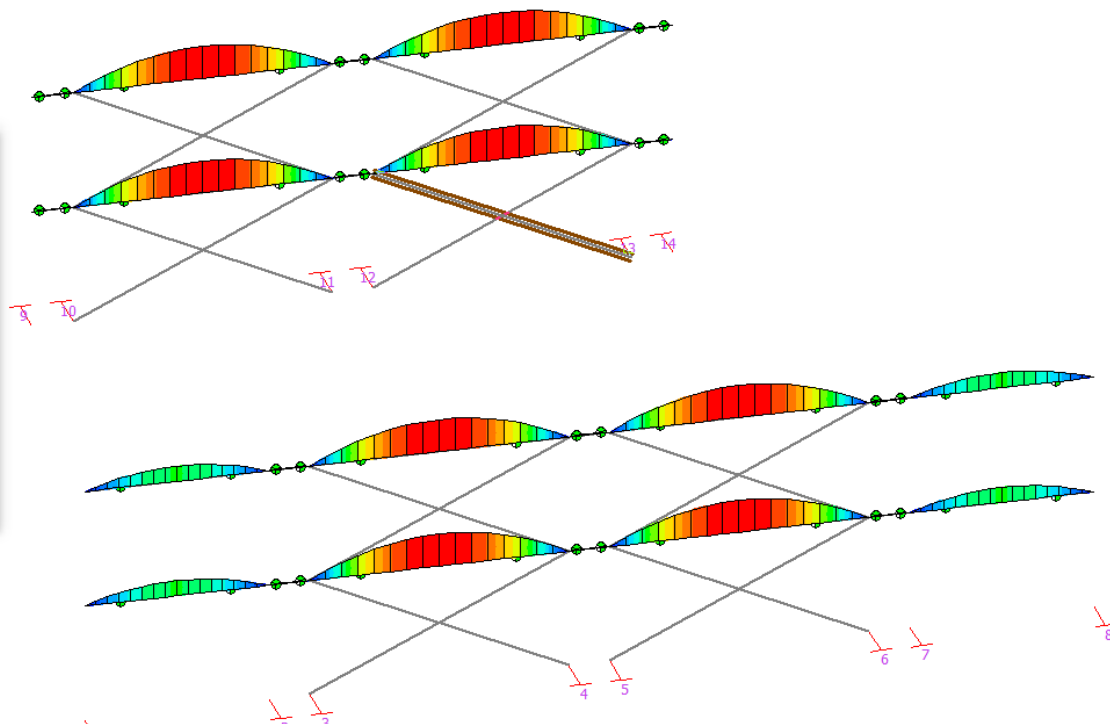
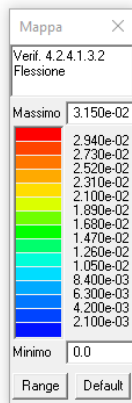
Di seguito vengono riportate le verifiche più significative.



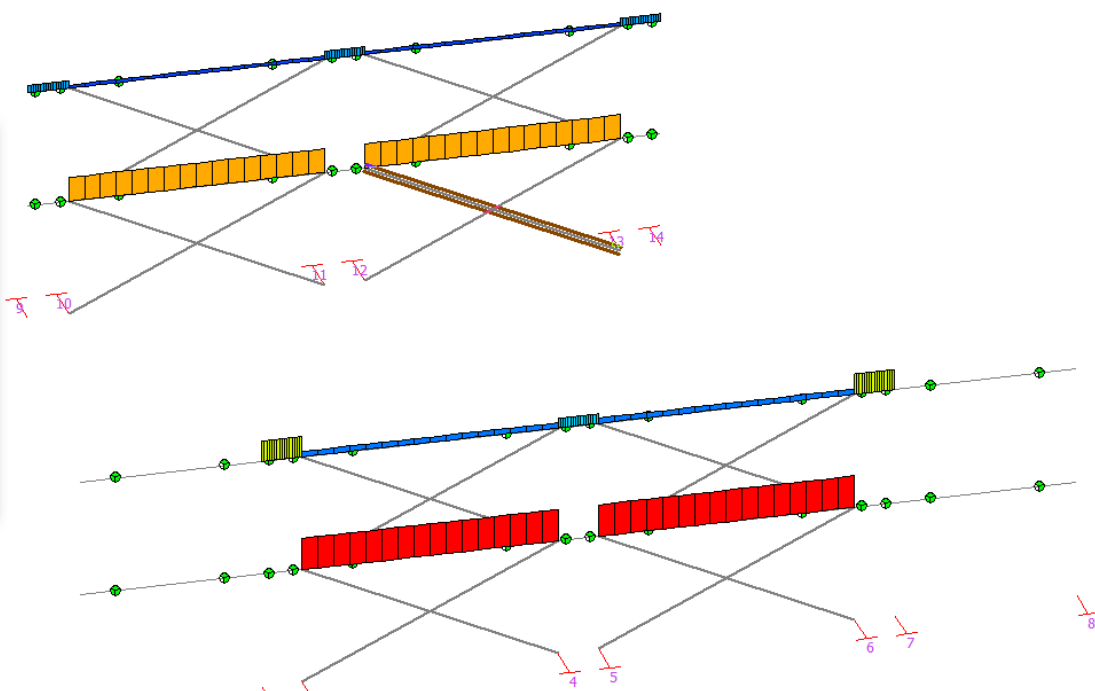
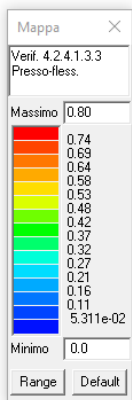
Verifica a taglio torsione



Verifica a presso-flessione



Verifica a flessione (stabilità)



Verifica a presso-flessione (stabilità)

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

14.7 VERIFICA DEL NODI PIÙ SOLLECITATI COLLEGAMENTO TRAVE – CONTROVENTO – COLONNA

14.7.1 NODO INTERMEDIO

Si esegue la verifica del nodo intermedio più sollecitato dove si intersecano la trave, il pilastro e due controventi.

Trave

Tipo di profilo: HEA 240

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 240.0 x 430.0 x 15.0 mm

Spessore nervature verticali: 12.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Rigidità giunto (calcolata secondo EN 1993-1-8 : 2005 par. 6.3):

$S_{j,ini} = 55327720000 \text{ N mm / rad}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 7 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
22.1	470.2	0.0	391.8	0.0	0.0	0.0
22.2	470.2	0.0	432.7	0.0	0.0	0.0
22.3	361.7	0.0	281.8	0.0	0.0	0.0
22.4	361.7	0.0	322.9	0.0	0.0	0.0

22.10	361.7	0.0	317900.0	0.0	0.0	0.0
22.11	361.7	0.0	318500.0	0.0	0.0	0.0
22.12	361.7	0.0	316000.0	0.0	0.0	0.0
22.13	361.7	0.0	316600.0	0.0	0.0	0.0
22.14	361.7	0.0	316600.0	0.0	0.0	0.0
22.15	361.7	0.0	317200.0	0.0	0.0	0.0
22.16	361.7	0.0	316700.0	0.0	0.0	0.0
22.17	361.7	0.0	317200.0	0.0	0.0	0.0
22.18	361.7	0.0	317000.0	0.0	0.0	0.0
22.19	361.7	0.0	317600.0	0.0	0.0	0.0
22.20	361.7	0.0	316800.0	0.0	0.0	0.0
22.21	361.7	0.0	317400.0	0.0	0.0	0.0
22.22	361.7	0.0	317700.0	0.0	0.0	0.0
22.23	361.7	0.0	318300.0	0.0	0.0	0.0
22.24	361.7	0.0	315500.0	0.0	0.0	0.0
22.25	361.7	0.0	316100.0	0.0	0.0	0.0
22.26	361.7	0.0	271100.0	0.0	0.0	0.0
22.27	361.7	0.0	271700.0	0.0	0.0	0.0
22.28	361.7	0.0	269200.0	0.0	0.0	0.0
22.29	361.7	0.0	269800.0	0.0	0.0	0.0
22.30	361.7	0.0	269900.0	0.0	0.0	0.0
22.31	361.7	0.0	270500.0	0.0	0.0	0.0
22.32	361.7	0.0	270000.0	0.0	0.0	0.0
22.33	361.7	0.0	270600.0	0.0	0.0	0.0
22.34	361.7	0.0	270300.0	0.0	0.0	0.0
22.35	361.7	0.0	270900.0	0.0	0.0	0.0
22.36	361.7	0.0	270000.0	0.0	0.0	0.0
22.37	361.7	0.0	270700.0	0.0	0.0	0.0
22.38	361.7	0.0	271100.0	0.0	0.0	0.0
22.39	361.7	0.0	271600.0	0.0	0.0	0.0
22.40	361.7	0.0	268900.0	0.0	0.0	0.0
22.41	361.7	0.0	269500.0	0.0	0.0	0.0
22.42	361.7	0.0	98367.1	0.0	0.0	0.0
22.43	361.7	0.0	98975.8	0.0	0.0	0.0
22.44	361.7	0.0	91937.8	0.0	0.0	0.0
22.45	361.7	0.0	92546.4	0.0	0.0	0.0

22.46	361.7	0.0	94960.4	0.0	0.0	0.0
22.47	361.7	0.0	95543.7	0.0	0.0	0.0
22.48	361.7	0.0	95199.1	0.0	0.0	0.0
22.49	361.7	0.0	95782.4	0.0	0.0	0.0
22.50	361.7	0.0	84339.3	0.0	0.0	0.0
22.51	361.7	0.0	84947.9	0.0	0.0	0.0
22.52	361.7	0.0	77909.9	0.0	0.0	0.0
22.53	361.7	0.0	78518.5	0.0	0.0	0.0
22.54	361.7	0.0	80964.0	0.0	0.0	0.0
22.55	361.7	0.0	81547.3	0.0	0.0	0.0
22.56	361.7	0.0	81202.7	0.0	0.0	0.0
22.57	361.7	0.0	81786.0	0.0	0.0	0.0
22.58	361.7	0.0	95512.6	0.0	0.0	0.0
22.59	361.7	0.0	96121.2	0.0	0.0	0.0
22.60	361.7	0.0	94792.3	0.0	0.0	0.0
22.61	361.7	0.0	95400.9	0.0	0.0	0.0
22.62	361.7	0.0	98711.4	0.0	0.0	0.0
22.63	361.7	0.0	99294.8	0.0	0.0	0.0
22.64	361.7	0.0	91448.1	0.0	0.0	0.0
22.65	361.7	0.0	92031.5	0.0	0.0	0.0
22.66	361.7	0.0	81484.7	0.0	0.0	0.0
22.67	361.7	0.0	82093.3	0.0	0.0	0.0
22.68	361.7	0.0	80764.4	0.0	0.0	0.0
22.69	361.7	0.0	81373.0	0.0	0.0	0.0
22.70	361.7	0.0	84714.9	0.0	0.0	0.0
22.71	361.7	0.0	85298.3	0.0	0.0	0.0
22.72	361.7	0.0	77451.7	0.0	0.0	0.0
22.73	361.7	0.0	78035.0	0.0	0.0	0.0
22.138	361.7	0.0	95406.7	0.0	0.0	0.0
22.139	361.7	0.0	97435.5	0.0	0.0	0.0
22.140	361.7	0.0	93478.1	0.0	0.0	0.0
22.141	361.7	0.0	95506.8	0.0	0.0	0.0
22.142	361.7	0.0	94363.3	0.0	0.0	0.0
22.143	361.7	0.0	96307.8	0.0	0.0	0.0
22.144	361.7	0.0	94434.9	0.0	0.0	0.0
22.145	361.7	0.0	96379.6	0.0	0.0	0.0

22.146	361.7	0.0	94550.4	0.0	0.0	0.0
22.147	361.7	0.0	96579.2	0.0	0.0	0.0
22.148	361.7	0.0	94334.3	0.0	0.0	0.0
22.149	361.7	0.0	96363.1	0.0	0.0	0.0
22.150	361.7	0.0	95488.6	0.0	0.0	0.0
22.151	361.7	0.0	97433.1	0.0	0.0	0.0
22.152	361.7	0.0	93309.8	0.0	0.0	0.0
22.153	361.7	0.0	95254.3	0.0	0.0	0.0
22.154	361.7	0.0	81378.9	0.0	0.0	0.0
22.155	361.7	0.0	83407.6	0.0	0.0	0.0
22.156	361.7	0.0	79450.2	0.0	0.0	0.0
22.157	361.7	0.0	81479.0	0.0	0.0	0.0
22.158	361.7	0.0	80366.9	0.0	0.0	0.0
22.159	361.7	0.0	82311.4	0.0	0.0	0.0
22.160	361.7	0.0	80438.7	0.0	0.0	0.0
22.161	361.7	0.0	82383.2	0.0	0.0	0.0
22.162	361.7	0.0	80522.5	0.0	0.0	0.0
22.163	361.7	0.0	82551.3	0.0	0.0	0.0
22.164	361.7	0.0	80306.5	0.0	0.0	0.0
22.165	361.7	0.0	82335.2	0.0	0.0	0.0
22.166	361.7	0.0	81492.2	0.0	0.0	0.0
22.167	361.7	0.0	83436.7	0.0	0.0	0.0
22.168	361.7	0.0	79313.4	0.0	0.0	0.0
22.169	361.7	0.0	81257.9	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141145.5 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 291791.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd} \text{ [N]}$	$F_{t,Rd} \text{ [N]}$
1	46460.4	46460.4
2	45457.0	45457.0
3	45457.0	45457.0
4	46460.4	46460.4
5	46460.4	46460.4
6	45457.0	45457.0
7	45457.0	45457.0

8 46460.4 46460.4

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

94097.0 N

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	204761.9	94097.0	204761.9	94097.0
2	204761.9	94097.0	258000.0	94097.0
3	204761.9	94097.0	258000.0	94097.0
4	204761.9	94097.0	204761.9	94097.0
5	204761.9	94097.0	204761.9	94097.0
6	204761.9	94097.0	258000.0	94097.0
7	204761.9	94097.0	258000.0	94097.0
8	204761.9	94097.0	204761.9	94097.0

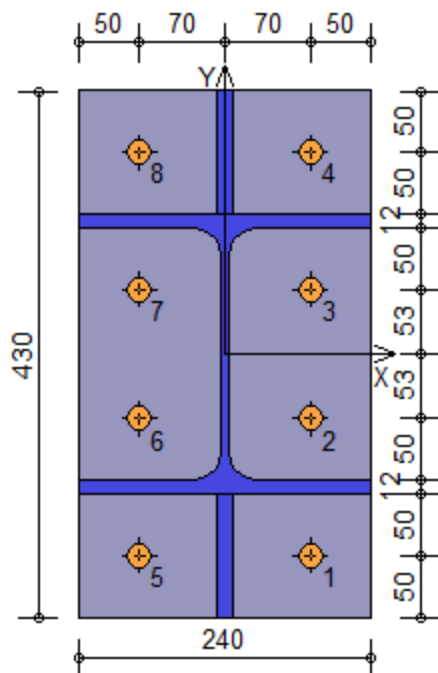
Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 22, CMB n. 11)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	70.00	-165.00	45.2	94097.0	39812.5	46460.4	0.612561	Ok
2	70.00	-53.00	45.2	94097.0	39812.5	45457.0	0.626072	Ok
3	70.00	53.00	45.2	94097.0	39812.5	45457.0	0.626072	Ok
4	70.00	165.00	45.2	94097.0	39812.5	46460.4	0.612561	Ok
5	-70.00	-165.00	45.2	94097.0	39812.5	46460.4	0.612561	Ok
6	-70.00	-53.00	45.2	94097.0	39812.5	45457.0	0.626072	Ok
7	-70.00	53.00	45.2	94097.0	39812.5	45457.0	0.626072	Ok
8	-70.00	165.00	45.2	94097.0	39812.5	46460.4	0.612561	Ok

2-Trazione (Nodo n. 22, CMB n. 11)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	70.00	-165.00	39812.5	46460.4	0.856913	Ok
2	70.00	-53.00	39812.5	45457.0	0.875828	Ok
3	70.00	53.00	39812.5	45457.0	0.875828	Ok
4	70.00	165.00	39812.5	46460.4	0.856913	Ok
5	-70.00	-165.00	39812.5	46460.4	0.856913	Ok
6	-70.00	-53.00	39812.5	45457.0	0.875828	Ok
7	-70.00	53.00	39812.5	45457.0	0.875828	Ok
8	-70.00	165.00	39812.5	46460.4	0.856913	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone

$$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$$

$$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$$

$$VER \rightarrow FV_i \leq 1$$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 4.950$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 22, CMB n. 11)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_1	VER ₁
Nervatura inferiore lato destro	93.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok

Nervatura inferiore lato sinistro	93.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok
Ala inferiore esterno	240.0	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Ala inferiore interno lato destro	95.3	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	95.3	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Anima lato destro	164.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok
Anima lato sinistro	164.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok
Ala superiore interno lato destro	95.3	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	95.3	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Ala superiore esterno	240.0	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Nervatura superiore lato destro	93.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok
Nervatura superiore lato sinistro	93.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 22, CMB n. 11)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV ₂	VER ₂
Nervatura inferiore lato destro	93.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok
Nervatura inferiore lato sinistro	93.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok
Ala inferiore esterno	240.0	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Ala inferiore interno lato destro	95.3	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	95.3	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Anima lato destro	164.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok
Anima lato sinistro	164.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok
Ala superiore interno lato destro	95.3	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	95.3	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Ala superiore esterno	240.0	41.22	0.00	0.00	41.22	Ok
Nervatura superiore lato destro	93.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok
Nervatura superiore lato sinistro	93.0	41.22	0.00	0.10	41.22	Ok

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Controvento Col. Sup.

Tipo di profilo: 2 UNP 140 schiena-schiena a dist.= 12.0 mm

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Piastra di collegamento:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Spessore: 12.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco del controvento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
22.1	1582.2	0.0	-745.5	0.0	0.0	0.0
22.2	1582.2	0.0	-745.7	0.0	0.0	0.0
22.3	1217.1	0.0	-573.7	0.0	0.0	0.0
22.4	1217.1	0.0	-573.7	0.0	0.0	0.0
22.10	1217.1	0.0	870400.0	0.0	0.0	0.0
22.11	1217.1	0.0	870700.0	0.0	0.0	0.0
22.12	1217.1	0.0	867800.0	0.0	0.0	0.0
22.13	1217.1	0.0	868100.0	0.0	0.0	0.0
22.14	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.15	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.16	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.17	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.18	1217.1	0.0	870100.0	0.0	0.0	0.0
22.19	1217.1	0.0	870400.0	0.0	0.0	0.0
22.20	1217.1	0.0	868100.0	0.0	0.0	0.0
22.21	1217.1	0.0	868300.0	0.0	0.0	0.0
22.22	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.23	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.24	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.25	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.26	1217.1	0.0	742700.0	0.0	0.0	0.0
22.27	1217.1	0.0	743000.0	0.0	0.0	0.0
22.28	1217.1	0.0	740100.0	0.0	0.0	0.0

22.29	1217.1	0.0	740400.0	0.0	0.0	0.0
22.30	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.31	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.32	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.33	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.34	1217.1	0.0	742500.0	0.0	0.0	0.0
22.35	1217.1	0.0	742700.0	0.0	0.0	0.0
22.36	1217.1	0.0	740400.0	0.0	0.0	0.0
22.37	1217.1	0.0	740700.0	0.0	0.0	0.0
22.38	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.39	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.40	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.41	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.42	1217.1	0.0	264500.0	0.0	0.0	0.0
22.43	1217.1	0.0	264800.0	0.0	0.0	0.0
22.44	1217.1	0.0	255700.0	0.0	0.0	0.0
22.45	1217.1	0.0	256000.0	0.0	0.0	0.0
22.46	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.47	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.48	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.49	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.50	1217.1	0.0	226200.0	0.0	0.0	0.0
22.51	1217.1	0.0	226500.0	0.0	0.0	0.0
22.52	1217.1	0.0	217400.0	0.0	0.0	0.0
22.53	1217.1	0.0	217600.0	0.0	0.0	0.0
22.54	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.55	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.56	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.57	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.58	1217.1	0.0	263500.0	0.0	0.0	0.0
22.59	1217.1	0.0	263800.0	0.0	0.0	0.0
22.60	1217.1	0.0	256600.0	0.0	0.0	0.0
22.61	1217.1	0.0	256900.0	0.0	0.0	0.0
22.62	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.63	1217.1	0.0	-573.5	0.0	0.0	0.0
22.64	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0

22.65	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.66	1217.1	0.0	225200.0	0.0	0.0	0.0
22.67	1217.1	0.0	225500.0	0.0	0.0	0.0
22.68	1217.1	0.0	218300.0	0.0	0.0	0.0
22.69	1217.1	0.0	218600.0	0.0	0.0	0.0
22.70	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.71	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.72	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.73	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.138	1217.1	0.0	261100.0	0.0	0.0	0.0
22.139	1217.1	0.0	262000.0	0.0	0.0	0.0
22.140	1217.1	0.0	258400.0	0.0	0.0	0.0
22.141	1217.1	0.0	259400.0	0.0	0.0	0.0
22.142	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.143	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.144	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.145	1217.1	0.0	-573.7	0.0	0.0	0.0
22.146	1217.1	0.0	260800.0	0.0	0.0	0.0
22.147	1217.1	0.0	261700.0	0.0	0.0	0.0
22.148	1217.1	0.0	258700.0	0.0	0.0	0.0
22.149	1217.1	0.0	259700.0	0.0	0.0	0.0
22.150	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.151	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.152	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.153	1217.1	0.0	-573.6	0.0	0.0	0.0
22.154	1217.1	0.0	222800.0	0.0	0.0	0.0
22.155	1217.1	0.0	223700.0	0.0	0.0	0.0
22.156	1217.1	0.0	220100.0	0.0	0.0	0.0
22.157	1217.1	0.0	221100.0	0.0	0.0	0.0
22.158	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.159	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.160	1217.1	0.0	-573.5	0.0	0.0	0.0
22.161	1217.1	0.0	-573.5	0.0	0.0	0.0
22.162	1217.1	0.0	222500.0	0.0	0.0	0.0
22.163	1217.1	0.0	223400.0	0.0	0.0	0.0
22.164	1217.1	0.0	220400.0	0.0	0.0	0.0

22.165	1217.1	0.0	221400.0	0.0	0.0	0.0
22.166	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.167	1217.1	0.0	-573.9	0.0	0.0	0.0
22.168	1217.1	0.0	-573.5	0.0	0.0	0.0
22.169	1217.1	0.0	-573.5	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 188194.0 \text{ N}$

Bull.	$F_{bp,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bp,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
2	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
3	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
4	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
5	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0

Legenda

$F_{bp,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione x

$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bp,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

Verifiche a taglio sui bulloni (Nodo n. 22, CMB n. 11)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed} \text{ [N]}$	$F_{v,Rd} \text{ [N]}$	FV	VER
1	65.00	0.00	174140.2	188194.0	0.925323	Ok
2	145.00	0.00	174140.2	188194.0	0.925323	Ok
3	225.00	0.00	174140.2	188194.0	0.925323	Ok
4	305.00	0.00	174140.2	188194.0	0.925323	Ok
5	385.00	0.00	174140.2	188194.0	0.925323	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$

VER $\rightarrow FV \leq 1$

Verifica di resistenza controvento (Nodo n. 22, CMB n. 11)

La verifica viene eseguita considerando il massimo valore assoluto dello sforzo normale applicato.

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1068572.0 \text{ N}$

Resistenza a rottura della sezione netta $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1172146.0 \text{ N}$

Resistenza assiale di calcolo $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] = 1068572.0 \text{ N}$

Azione assiale di progetto (trazione) $N_{Ed} = 870700.0 \text{ N}$

$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.814826 \text{ Ok}$

Controvento Col. Inf.

Tipo di profilo: 2 UNP 140 schiena-schiena a dist.= 12.0 mm

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Piastra di collegamento:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Spessore: 12.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco del controvento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
22.1	1582.2	0.0	738.6	0.0	0.0	0.0
22.2	1582.2	0.0	738.5	0.0	0.0	0.0
22.3	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
22.4	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
22.10	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.11	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.12	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.13	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.14	1217.1	0.0	928200.0	0.0	0.0	0.0
22.15	1217.1	0.0	928500.0	0.0	0.0	0.0
22.16	1217.1	0.0	931400.0	0.0	0.0	0.0
22.17	1217.1	0.0	931700.0	0.0	0.0	0.0

 STRUTTURE & PROGETTI INGEGNERIA	 Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU	 <i>Ministero dell'Istruzione</i>		
		 Italiadomani <small>PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA</small>		

22.18	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.19	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.20	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.21	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.22	1217.1	0.0	930600.0	0.0	0.0	0.0
22.23	1217.1	0.0	930900.0	0.0	0.0	0.0
22.24	1217.1	0.0	929000.0	0.0	0.0	0.0
22.25	1217.1	0.0	929400.0	0.0	0.0	0.0
22.26	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.27	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.28	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.29	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.30	1217.1	0.0	790400.0	0.0	0.0	0.0
22.31	1217.1	0.0	790800.0	0.0	0.0	0.0
22.32	1217.1	0.0	793700.0	0.0	0.0	0.0
22.33	1217.1	0.0	794000.0	0.0	0.0	0.0
22.34	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.35	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.36	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.37	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.38	1217.1	0.0	792800.0	0.0	0.0	0.0
22.39	1217.1	0.0	793200.0	0.0	0.0	0.0
22.40	1217.1	0.0	791300.0	0.0	0.0	0.0
22.41	1217.1	0.0	791600.0	0.0	0.0	0.0
22.42	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.43	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.44	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.45	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.46	1217.1	0.0	274100.0	0.0	0.0	0.0
22.47	1217.1	0.0	274400.0	0.0	0.0	0.0
22.48	1217.1	0.0	284900.0	0.0	0.0	0.0
22.49	1217.1	0.0	285200.0	0.0	0.0	0.0
22.50	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.51	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.52	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.53	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0

22.54	1217.1	0.0	232800.0	0.0	0.0	0.0
22.55	1217.1	0.0	233100.0	0.0	0.0	0.0
22.56	1217.1	0.0	243600.0	0.0	0.0	0.0
22.57	1217.1	0.0	243900.0	0.0	0.0	0.0
22.58	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.59	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.60	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.61	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
22.62	1217.1	0.0	282100.0	0.0	0.0	0.0
22.63	1217.1	0.0	282400.0	0.0	0.0	0.0
22.64	1217.1	0.0	276900.0	0.0	0.0	0.0
22.65	1217.1	0.0	277300.0	0.0	0.0	0.0
22.66	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.67	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.68	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.69	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.70	1217.1	0.0	240700.0	0.0	0.0	0.0
22.71	1217.1	0.0	241100.0	0.0	0.0	0.0
22.72	1217.1	0.0	235600.0	0.0	0.0	0.0
22.73	1217.1	0.0	235900.0	0.0	0.0	0.0
22.138	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.139	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.140	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.141	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.142	1217.1	0.0	277500.0	0.0	0.0	0.0
22.143	1217.1	0.0	278600.0	0.0	0.0	0.0
22.144	1217.1	0.0	280700.0	0.0	0.0	0.0
22.145	1217.1	0.0	281800.0	0.0	0.0	0.0
22.146	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.147	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.148	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.149	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.150	1217.1	0.0	279900.0	0.0	0.0	0.0
22.151	1217.1	0.0	281000.0	0.0	0.0	0.0
22.152	1217.1	0.0	278300.0	0.0	0.0	0.0
22.153	1217.1	0.0	279400.0	0.0	0.0	0.0

22.154	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
22.155	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.156	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.157	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.158	1217.1	0.0	236200.0	0.0	0.0	0.0
22.159	1217.1	0.0	237300.0	0.0	0.0	0.0
22.160	1217.1	0.0	239400.0	0.0	0.0	0.0
22.161	1217.1	0.0	240500.0	0.0	0.0	0.0
22.162	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
22.163	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
22.164	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.165	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
22.166	1217.1	0.0	238600.0	0.0	0.0	0.0
22.167	1217.1	0.0	239700.0	0.0	0.0	0.0
22.168	1217.1	0.0	237000.0	0.0	0.0	0.0
22.169	1217.1	0.0	238100.0	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 188194.0 \text{ N}$

Bull.	$F_{bp,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bp,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
2	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
3	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
4	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
5	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0

Legenda

$F_{bp,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione x

$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bp,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

Verifiche a taglio sui bulloni (Nodo n. 22, CMB n. 17)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed} \text{ [N]}$	$F_{v,Rd} \text{ [N]}$	FV	VER
1	65.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok

2	145.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
3	225.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
4	305.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
5	385.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$

$VER \rightarrow FV \leq 1$

Verifica di resistenza controvento (Nodo n. 22, CMB n. 17)

La verifica viene eseguita considerando il massimo valore assoluto dello sforzo normale applicato.

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1068572.0 \text{ N}$

Resistenza a rottura della sezione netta $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1172146.0 \text{ N}$

Resistenza assiale di calcolo $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] = 1068572.0 \text{ N}$

Azione assiale di progetto (trazione) $N_{Ed} = 931700.0 \text{ N}$

$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.871912 \text{ Ok}$

14.7.2 NODO SUPERIORE

Si esegue la verifica del nodo superiore più sollecitato dove si intersecano la trave, il pilastro ed un controvento.

Trave 2

Tipo di profilo: HEA 240

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 240.0 x 430.0 x 25.0 mm

Spessore nervature verticali: 12.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Rigidezza giunto (calcolata secondo EN 1993-1-8 : 2005 par. 6.3):

$S_{j,ini} = 117499500000 \text{ N mm / rad}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 7 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
8.1	4727.1	0.0	2336.9	0.0	0.0	0.0
8.2	4727.0	0.0	2582.6	0.0	0.0	0.0
8.3	3636.1	0.0	1681.4	0.0	0.0	0.0
8.4	3636.1	0.0	1927.3	0.0	0.0	0.0
8.10	374816.4	0.0	738895.1	0.0	0.0	0.0
8.11	374944.2	0.0	739170.6	0.0	0.0	0.0
8.12	373665.8	0.0	736385.6	0.0	0.0	0.0
8.13	373793.6	0.0	736661.2	0.0	0.0	0.0
8.14	3636.1	0.0	-78121.2	0.0	0.0	0.0
8.15	3636.1	0.0	-78079.3	0.0	0.0	0.0
8.16	3636.1	0.0	-78221.8	0.0	0.0	0.0
8.17	3636.1	0.0	-78179.9	0.0	0.0	0.0
8.18	374688.5	0.0	738497.2	0.0	0.0	0.0
8.19	374816.4	0.0	738772.8	0.0	0.0	0.0
8.20	373793.6	0.0	736783.4	0.0	0.0	0.0
8.21	373921.5	0.0	737058.9	0.0	0.0	0.0
8.22	3636.1	0.0	-78281.0	0.0	0.0	0.0
8.23	3636.1	0.0	-78239.1	0.0	0.0	0.0
8.24	3636.1	0.0	-78062.0	0.0	0.0	0.0
8.25	3636.1	0.0	-78020.1	0.0	0.0	0.0
8.26	320398.2	0.0	630802.9	0.0	0.0	0.0
8.27	320526.0	0.0	631078.4	0.0	0.0	0.0
8.28	319247.6	0.0	628293.3	0.0	0.0	0.0
8.29	319375.4	0.0	628568.9	0.0	0.0	0.0
8.30	3636.1	0.0	-66354.1	0.0	0.0	0.0

8.31	3636.1	0.0	-66312.3	0.0	0.0	0.0
8.32	3636.0	0.0	-66455.1	0.0	0.0	0.0
8.33	3636.0	0.0	-66413.2	0.0	0.0	0.0
8.34	320270.3	0.0	630405.1	0.0	0.0	0.0
8.35	320398.2	0.0	630680.6	0.0	0.0	0.0
8.36	319375.4	0.0	628691.2	0.0	0.0	0.0
8.37	319503.3	0.0	628966.6	0.0	0.0	0.0
8.38	3636.1	0.0	-66514.0	0.0	0.0	0.0
8.39	3636.1	0.0	-66472.1	0.0	0.0	0.0
8.40	3636.1	0.0	-66294.9	0.0	0.0	0.0
8.41	3636.1	0.0	-66253.0	0.0	0.0	0.0
8.42	116575.0	0.0	226345.3	0.0	0.0	0.0
8.43	116702.8	0.0	226620.8	0.0	0.0	0.0
8.44	112824.9	0.0	218161.1	0.0	0.0	0.0
8.45	112952.8	0.0	218436.7	0.0	0.0	0.0
8.46	3636.1	0.0	-22044.2	0.0	0.0	0.0
8.47	3636.1	0.0	-22002.3	0.0	0.0	0.0
8.48	3636.1	0.0	-22379.6	0.0	0.0	0.0
8.49	3636.1	0.0	-22337.7	0.0	0.0	0.0
8.50	100253.8	0.0	193926.6	0.0	0.0	0.0
8.51	100381.6	0.0	194202.2	0.0	0.0	0.0
8.52	96503.8	0.0	185742.6	0.0	0.0	0.0
8.53	96631.6	0.0	186018.0	0.0	0.0	0.0
8.54	3636.1	0.0	-18514.0	0.0	0.0	0.0
8.55	3636.0	0.0	-18472.4	0.0	0.0	0.0
8.56	3636.0	0.0	-18849.8	0.0	0.0	0.0
8.57	3636.0	0.0	-18807.9	0.0	0.0	0.0
8.58	116191.5	0.0	225109.6	0.0	0.0	0.0
8.59	116319.3	0.0	225385.2	0.0	0.0	0.0
8.60	113251.1	0.0	219487.2	0.0	0.0	0.0
8.61	113378.9	0.0	219762.8	0.0	0.0	0.0
8.62	3636.1	0.0	-22576.9	0.0	0.0	0.0
8.63	3636.2	0.0	-22535.0	0.0	0.0	0.0
8.64	3636.1	0.0	-21846.8	0.0	0.0	0.0
8.65	3636.1	0.0	-21804.9	0.0	0.0	0.0
8.66	99870.3	0.0	192691.0	0.0	0.0	0.0

8.67	99998.1	0.0	192966.6	0.0	0.0	0.0
8.68	96929.9	0.0	187068.6	0.0	0.0	0.0
8.69	97015.1	0.0	187253.8	0.0	0.0	0.0
8.70	3636.0	0.0	-19047.1	0.0	0.0	0.0
8.71	3636.0	0.0	-19005.2	0.0	0.0	0.0
8.72	3636.0	0.0	-18317.0	0.0	0.0	0.0
8.73	3636.0	0.0	-18275.1	0.0	0.0	0.0
8.138	115126.1	0.0	223186.5	0.0	0.0	0.0
8.139	115552.3	0.0	224105.0	0.0	0.0	0.0
8.140	114018.1	0.0	220767.3	0.0	0.0	0.0
8.141	114401.7	0.0	221595.5	0.0	0.0	0.0
8.142	3636.0	0.0	-22210.7	0.0	0.0	0.0
8.143	3636.0	0.0	-22071.0	0.0	0.0	0.0
8.144	3636.0	0.0	-22311.3	0.0	0.0	0.0
8.145	3636.1	0.0	-22171.5	0.0	0.0	0.0
8.146	114998.3	0.0	222788.7	0.0	0.0	0.0
8.147	115424.4	0.0	223707.2	0.0	0.0	0.0
8.148	114146.0	0.0	221165.3	0.0	0.0	0.0
8.149	114529.5	0.0	221993.3	0.0	0.0	0.0
8.150	3636.0	0.0	-22370.5	0.0	0.0	0.0
8.151	3636.0	0.0	-22230.9	0.0	0.0	0.0
8.152	3636.1	0.0	-22151.2	0.0	0.0	0.0
8.153	3636.1	0.0	-22011.6	0.0	0.0	0.0
8.154	98804.9	0.0	190767.8	0.0	0.0	0.0
8.155	99231.1	0.0	191686.5	0.0	0.0	0.0
8.156	97697.0	0.0	188348.8	0.0	0.0	0.0
8.157	98080.5	0.0	189176.9	0.0	0.0	0.0
8.158	3636.1	0.0	-18680.5	0.0	0.0	0.0
8.159	3636.0	0.0	-18540.9	0.0	0.0	0.0
8.160	3636.2	0.0	-18780.9	0.0	0.0	0.0
8.161	3636.2	0.0	-18641.2	0.0	0.0	0.0
8.162	98677.1	0.0	190370.0	0.0	0.0	0.0
8.163	99103.2	0.0	191288.6	0.0	0.0	0.0
8.164	97782.2	0.0	188656.1	0.0	0.0	0.0
8.165	98208.3	0.0	189574.7	0.0	0.0	0.0
8.166	3636.0	0.0	-18840.4	0.0	0.0	0.0

8.167	3636.0	0.0	-18700.8	0.0	0.0	0.0
8.168	3636.2	0.0	-18621.0	0.0	0.0	0.0
8.169	3636.2	0.0	-18481.4	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141145.5 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 486318.5 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd} \text{ [N]}$	$F_{t,Rd} \text{ [N]}$
1	140667.7	140667.7
2	136987.6	136987.6
3	136987.6	136987.6
4	140667.7	140667.7
5	140667.7	140667.7
6	136987.6	136987.6
7	136987.6	136987.6
8	140667.7	140667.7

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 94097.0 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bf,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	368571.4	94097.0	341269.8	94097.0
2	368571.4	94097.0	430000.0	94097.0
3	368571.4	94097.0	430000.0	94097.0
4	368571.4	94097.0	341269.8	94097.0
5	368571.4	94097.0	341269.8	94097.0
6	368571.4	94097.0	430000.0	94097.0
7	368571.4	94097.0	430000.0	94097.0
8	368571.4	94097.0	341269.8	94097.0

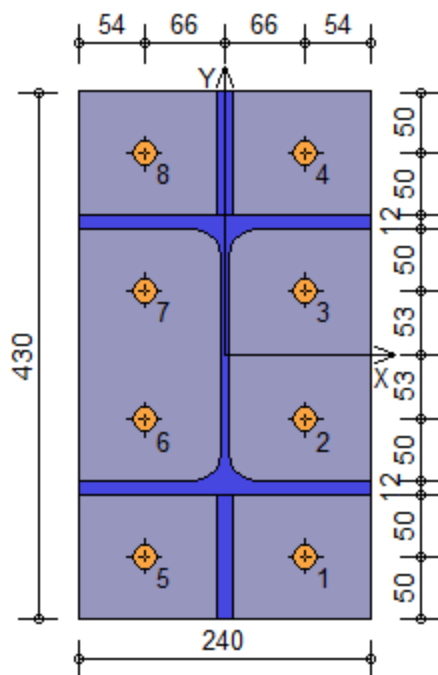
Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 8, CMB n. 11)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	66.00	-165.00	46868.0	94097.0	92396.3	140667.7	0.967254	Ok
2	66.00	-53.00	46868.0	94097.0	92396.3	136987.6	0.979858	Ok
3	66.00	53.00	46868.0	94097.0	92396.3	136987.6	0.979858	Ok
4	66.00	165.00	46868.0	94097.0	92396.3	140667.7	0.967254	Ok
5	-66.00	-165.00	46868.0	94097.0	92396.3	140667.7	0.967254	Ok
6	-66.00	-53.00	46868.0	94097.0	92396.3	136987.6	0.979858	Ok
7	-66.00	53.00	46868.0	94097.0	92396.3	136987.6	0.979858	Ok
8	-66.00	165.00	46868.0	94097.0	92396.3	140667.7	0.967254	Ok

2-Trazione (Nodo n. 8, CMB n. 11)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	66.00	-165.00	92396.3	140667.7	0.656841	Ok
2	66.00	-53.00	92396.3	136987.6	0.674487	Ok
3	66.00	53.00	92396.3	136987.6	0.674487	Ok
4	66.00	165.00	92396.3	140667.7	0.656841	Ok
5	-66.00	-165.00	92396.3	140667.7	0.656841	Ok
6	-66.00	-53.00	92396.3	136987.6	0.674487	Ok
7	-66.00	53.00	92396.3	136987.6	0.674487	Ok
8	-66.00	165.00	92396.3	140667.7	0.656841	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone

$$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$$

$$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$$

$$VER \rightarrow FV_i \leq 1$$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 4.950$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 8, CMB n. 11)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_1	VER_1
Nervatura inferiore lato destro	93.0	95.67	0.00	108.21	144.44	Ok
Nervatura inferiore lato sinistro	93.0	95.67	0.00	108.21	144.44	Ok
Ala inferiore esterno	240.0	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Ala inferiore interno lato destro	95.3	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	95.3	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Anima lato destro	164.0	95.67	0.00	108.21	144.44	Ok
Anima lato sinistro	164.0	95.67	0.00	108.21	144.44	Ok
Ala superiore interno lato destro	95.3	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	95.3	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Ala superiore esterno	240.0	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Nervatura superiore lato destro	93.0	95.67	0.00	108.21	144.44	Ok
Nervatura superiore lato sinistro	93.0	95.67	0.00	108.21	144.44	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 8, CMB n. 11)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_2	VER_2
Nervatura inferiore lato destro	93.0	95.67	0.00	108.21	95.67	Ok
Nervatura inferiore lato sinistro	93.0	95.67	0.00	108.21	95.67	Ok
Ala inferiore esterno	240.0	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Ala inferiore interno lato destro	95.3	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	95.3	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Anima lato destro	164.0	95.67	0.00	108.21	95.67	Ok
Anima lato sinistro	164.0	95.67	0.00	108.21	95.67	Ok
Ala superiore interno lato destro	95.3	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok

Ala superiore interno lato sinistro	95.3	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Ala superiore esterno	240.0	95.67	0.00	0.00	95.67	Ok
Nervatura superiore lato destro	93.0	95.67	0.00	108.21	95.67	Ok
Nervatura superiore lato sinistro	93.0	95.67	0.00	108.21	95.67	Ok

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Controvento Col. Inf.

Tipo di profilo: 2 UNP 140 schiena-schiena a dist.= 12.0 mm

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Piastra di collegamento:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Spessore: 12.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco del controvento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
8.1	1582.2	0.0	745.1	0.0	0.0	0.0
8.2	1582.2	0.0	744.9	0.0	0.0	0.0
8.3	1217.1	0.0	572.9	0.0	0.0	0.0
8.4	1217.1	0.0	572.9	0.0	0.0	0.0
8.10	1217.1	0.0	871600.0	0.0	0.0	0.0
8.11	1217.1	0.0	871900.0	0.0	0.0	0.0
8.12	1217.1	0.0	868900.0	0.0	0.0	0.0
8.13	1217.1	0.0	869200.0	0.0	0.0	0.0

 STRUTTURE & PROGETTI INGEGNERIA	 Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU	 <i>Ministero dell'Istruzione</i>		
		 Italiadomani <small>PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA</small>		

8.14	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.15	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.16	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.17	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.18	1217.1	0.0	871300.0	0.0	0.0	0.0
8.19	1217.1	0.0	871600.0	0.0	0.0	0.0
8.20	1217.1	0.0	869200.0	0.0	0.0	0.0
8.21	1217.1	0.0	869500.0	0.0	0.0	0.0
8.22	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.23	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.24	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.25	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.26	1217.1	0.0	743900.0	0.0	0.0	0.0
8.27	1217.1	0.0	744200.0	0.0	0.0	0.0
8.28	1217.1	0.0	741200.0	0.0	0.0	0.0
8.29	1217.1	0.0	741500.0	0.0	0.0	0.0
8.30	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.31	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.32	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.33	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.34	1217.1	0.0	743600.0	0.0	0.0	0.0
8.35	1217.1	0.0	743900.0	0.0	0.0	0.0
8.36	1217.1	0.0	741500.0	0.0	0.0	0.0
8.37	1217.1	0.0	741800.0	0.0	0.0	0.0
8.38	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.39	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.40	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.41	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.42	1217.1	0.0	265600.0	0.0	0.0	0.0
8.43	1217.1	0.0	265900.0	0.0	0.0	0.0
8.44	1217.1	0.0	256800.0	0.0	0.0	0.0
8.45	1217.1	0.0	257100.0	0.0	0.0	0.0
8.46	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.47	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.48	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.49	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0

 STRUTTURE & PROGETTI INGEGNERIA	 Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU	 <i>Ministero dell'Istruzione</i>		
		 Italiadomani <small>PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA</small>		

8.50	1217.1	0.0	227300.0	0.0	0.0	0.0
8.51	1217.1	0.0	227600.0	0.0	0.0	0.0
8.52	1217.1	0.0	218500.0	0.0	0.0	0.0
8.53	1217.1	0.0	218800.0	0.0	0.0	0.0
8.54	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.55	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.56	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.57	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.58	1217.1	0.0	264700.0	0.0	0.0	0.0
8.59	1217.1	0.0	265000.0	0.0	0.0	0.0
8.60	1217.1	0.0	257800.0	0.0	0.0	0.0
8.61	1217.1	0.0	258100.0	0.0	0.0	0.0
8.62	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.63	1217.1	0.0	573.1	0.0	0.0	0.0
8.64	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.65	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.66	1217.1	0.0	226400.0	0.0	0.0	0.0
8.67	1217.1	0.0	226700.0	0.0	0.0	0.0
8.68	1217.1	0.0	219500.0	0.0	0.0	0.0
8.69	1217.1	0.0	219700.0	0.0	0.0	0.0
8.70	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.71	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.72	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.73	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.138	1217.1	0.0	262200.0	0.0	0.0	0.0
8.139	1217.1	0.0	263200.0	0.0	0.0	0.0
8.140	1217.1	0.0	259600.0	0.0	0.0	0.0
8.141	1217.1	0.0	260500.0	0.0	0.0	0.0
8.142	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.143	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.144	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.145	1217.1	0.0	572.9	0.0	0.0	0.0
8.146	1217.1	0.0	261900.0	0.0	0.0	0.0
8.147	1217.1	0.0	262900.0	0.0	0.0	0.0
8.148	1217.1	0.0	259900.0	0.0	0.0	0.0
8.149	1217.1	0.0	260800.0	0.0	0.0	0.0

8.150	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.151	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.152	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.153	1217.1	0.0	573.0	0.0	0.0	0.0
8.154	1217.1	0.0	223900.0	0.0	0.0	0.0
8.155	1217.1	0.0	224900.0	0.0	0.0	0.0
8.156	1217.1	0.0	221300.0	0.0	0.0	0.0
8.157	1217.1	0.0	222200.0	0.0	0.0	0.0
8.158	1217.1	0.0	572.8	0.0	0.0	0.0
8.159	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.160	1217.1	0.0	573.1	0.0	0.0	0.0
8.161	1217.1	0.0	573.1	0.0	0.0	0.0
8.162	1217.1	0.0	223600.0	0.0	0.0	0.0
8.163	1217.1	0.0	224600.0	0.0	0.0	0.0
8.164	1217.1	0.0	221500.0	0.0	0.0	0.0
8.165	1217.1	0.0	222500.0	0.0	0.0	0.0
8.166	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.167	1217.1	0.0	572.7	0.0	0.0	0.0
8.168	1217.1	0.0	573.1	0.0	0.0	0.0
8.169	1217.1	0.0	573.1	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 188194.0 \text{ N}$

Bull.	$F_{bp,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bp,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
2	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
3	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
4	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
5	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0

Legenda

$F_{bp,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione x

$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bp,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

Verifiche a taglio sui bulloni (Nodo n. 8, CMB n. 11)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	65.00	0.00	174380.2	188194.0	0.926598	Ok
2	145.00	0.00	174380.2	188194.0	0.926598	Ok
3	225.00	0.00	174380.2	188194.0	0.926598	Ok
4	305.00	0.00	174380.2	188194.0	0.926598	Ok
5	385.00	0.00	174380.2	188194.0	0.926598	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$

VER $\rightarrow FV \leq 1$

Verifica di resistenza controvento (Nodo n. 8, CMB n. 11)

La verifica viene eseguita considerando il massimo valore assoluto dello sforzo normale applicato.

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1068572.0$ N

Resistenza a rottura della sezione netta $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1172146.0$ N

Resistenza assiale di calcolo $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd}, N_{pl,Rd}] = 1068572.0$ N

Azione assiale di progetto (trazione) $N_{Ed} = 871900.0$ N

$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.815949$ Ok

14.7.3 NODO INFERIORE

Si esegue la verifica del nodo superiore più sollecitato dove si intersecano il pilastro ed un controvento.

Flangia:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355$ N/mm² $f_t = 510$ N/mm² $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 200.0 x 360.0 x 25.0 mm

Spessore nervature verticali: 12.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640$ N/mm², $f_{tb} = 800$ N/mm²)

Diametro gambo $\varnothing = 22$ mm $A_{res} = 304.1$ mm² (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 32$ mm

Diametro foro $\varnothing_0 = 23.5 \text{ mm}$

Rigidità giunto (calcolata secondo EN 1993-1-8 : 2005 par. 6.3):

$S_{j,ini} = 22220340000 \text{ N mm / rad}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 7 \text{ mm}$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	1120.9	0.0	1338.8	0.0	0.0	0.0
1.2	1121.0	0.0	1338.7	0.0	0.0	0.0
1.3	862.3	0.0	1029.9	0.0	0.0	0.0
1.4	862.3	0.0	1029.9	0.0	0.0	0.0
1.10	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.11	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.12	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.13	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.14	-391729.4	0.0	841489.6	0.0	0.0	0.0
1.15	-391856.4	0.0	841761.4	0.0	0.0	0.0
1.16	-393083.7	0.0	844388.9	0.0	0.0	0.0
1.17	-393210.7	0.0	844660.7	0.0	0.0	0.0
1.18	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.19	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.20	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.21	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.22	-392745.2	0.0	843664.1	0.0	0.0	0.0
1.23	-392872.1	0.0	843935.9	0.0	0.0	0.0
1.24	-392068.0	0.0	842214.4	0.0	0.0	0.0
1.25	-392237.3	0.0	842576.9	0.0	0.0	0.0
1.26	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.27	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.28	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.29	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0

1.30	-333409.8	0.0	716639.1	0.0	0.0	0.0
1.31	-333579.1	0.0	717001.5	0.0	0.0	0.0
1.32	-334806.4	0.0	719629.0	0.0	0.0	0.0
1.33	-334933.4	0.0	719900.8	0.0	0.0	0.0
1.34	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.35	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.36	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.37	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.38	-334425.5	0.0	718813.5	0.0	0.0	0.0
1.39	-334594.8	0.0	719175.9	0.0	0.0	0.0
1.40	-333790.7	0.0	717454.4	0.0	0.0	0.0
1.41	-333917.7	0.0	717726.3	0.0	0.0	0.0
1.42	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.43	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.44	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.45	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.46	-114901.7	0.0	248857.2	0.0	0.0	0.0
1.47	-115028.6	0.0	249129.0	0.0	0.0	0.0
1.48	-119472.5	0.0	258642.3	0.0	0.0	0.0
1.49	-119599.4	0.0	258914.1	0.0	0.0	0.0
1.50	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.51	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.52	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.53	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.54	-97422.7	0.0	211438.3	0.0	0.0	0.0
1.55	-97549.7	0.0	211710.1	0.0	0.0	0.0
1.56	-101993.5	0.0	221223.3	0.0	0.0	0.0
1.57	-102120.5	0.0	221495.2	0.0	0.0	0.0
1.58	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.59	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.60	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.61	862.4	0.0	1029.6	0.0	0.0	0.0
1.62	-118287.4	0.0	256105.4	0.0	0.0	0.0
1.63	-118414.4	0.0	256377.2	0.0	0.0	0.0
1.64	-116086.7	0.0	251394.1	0.0	0.0	0.0
1.65	-116256.0	0.0	251756.5	0.0	0.0	0.0

1.66	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.67	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.68	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.69	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.70	-100766.2	0.0	218595.9	0.0	0.0	0.0
1.71	-100935.4	0.0	218958.3	0.0	0.0	0.0
1.72	-98607.7	0.0	213975.1	0.0	0.0	0.0
1.73	-98734.7	0.0	214246.9	0.0	0.0	0.0
1.138	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.139	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.140	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.141	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.142	-116340.6	0.0	251937.7	0.0	0.0	0.0
1.143	-116806.2	0.0	252934.3	0.0	0.0	0.0
1.144	-117694.9	0.0	254837.0	0.0	0.0	0.0
1.145	-118160.5	0.0	255833.6	0.0	0.0	0.0
1.146	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.147	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.148	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.149	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.150	-117356.4	0.0	254112.1	0.0	0.0	0.0
1.151	-117821.9	0.0	255108.8	0.0	0.0	0.0
1.152	-116679.2	0.0	252662.5	0.0	0.0	0.0
1.153	-117144.8	0.0	253659.1	0.0	0.0	0.0
1.154	862.3	0.0	1029.9	0.0	0.0	0.0
1.155	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.156	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.157	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.158	-98861.7	0.0	214518.8	0.0	0.0	0.0
1.159	-99327.2	0.0	215515.4	0.0	0.0	0.0
1.160	-100216.0	0.0	217418.0	0.0	0.0	0.0
1.161	-100681.5	0.0	218414.7	0.0	0.0	0.0
1.162	862.3	0.0	1029.9	0.0	0.0	0.0
1.163	862.3	0.0	1029.8	0.0	0.0	0.0
1.164	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0
1.165	862.3	0.0	1029.7	0.0	0.0	0.0

1.166	-99877.4	0.0	216693.2	0.0	0.0	0.0
1.167	-100342.9	0.0	217689.8	0.0	0.0	0.0
1.168	-99200.2	0.0	215243.6	0.0	0.0	0.0
1.169	-99665.8	0.0	216240.2	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 175165.2 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 615249.5 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento ala passante $B_{pa,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_a \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 394242.2 \text{ N}$

Bull. $F_{f,Rd} [\text{N}]$ $F_{t,Rd} [\text{N}]$

1	183848.9	175165.2
2	184841.2	175165.2
3	184841.2	175165.2
4	183884.9	175165.2
5	183848.9	175165.2
6	184841.2	175165.2
7	184841.2	175165.2
8	183884.9	175165.2

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , B_{pa,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni

$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 116776.8 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd} [\text{N}]$	$F_{ba,x,Rd} [\text{N}]$	$F_{v,x,Rd} [\text{N}]$	$F_{bf,y,Rd} [\text{N}]$	$F_{ba,y,Rd} [\text{N}]$	$F_{v,y,Rd} [\text{N}]$
1	397872.3	359480.0	116776.8	397872.3	359480.0	116776.8
2	222469.9	201002.9	116776.8	273537.2	175278.4	116776.8
3	222469.9	201002.9	116776.8	273537.2	175278.4	116776.8
4	397872.3	359480.0	116776.8	398111.1	359480.0	116776.8
5	397872.3	359480.0	116776.8	397872.3	359480.0	116776.8
6	222469.9	201002.9	116776.8	273537.2	175278.4	116776.8
7	222469.9	201002.9	116776.8	273537.2	175278.4	116776.8
8	397872.3	359480.0	116776.8	398111.1	359480.0	116776.8

Legenda

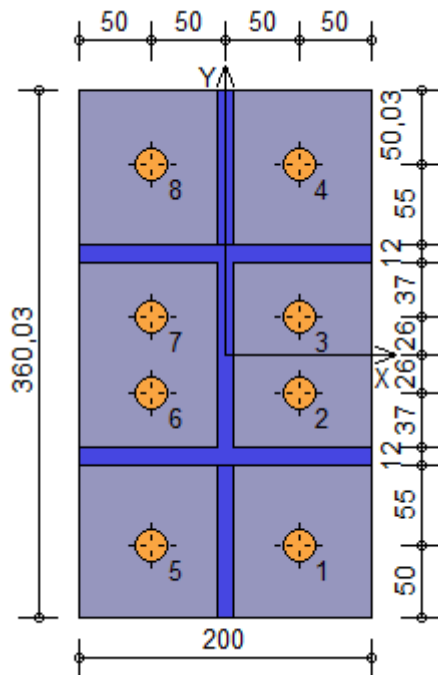
$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala passante in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_f / \gamma_{M2}$$
 resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$$
 resistenza a rifollamento ala passante in direzione y

$$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$$
 resistenza a taglio di progetto in direzione y


Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV ₁	VER
1	50.00	-130.00	49151.3	116776.8	105582.6	175165.2	0.851443	Ok
2	50.00	-26.00	49151.3	116776.8	105582.6	175165.2	0.851443	Ok
3	50.00	26.00	49151.3	116776.8	105582.6	175165.2	0.851443	Ok
4	50.00	130.00	49151.3	116776.8	105582.6	175165.2	0.851443	Ok
5	-50.00	-130.00	49151.3	116776.8	105582.6	175165.2	0.851443	Ok
6	-50.00	-26.00	49151.3	116776.8	105582.6	175165.2	0.851443	Ok
7	-50.00	26.00	49151.3	116776.8	105582.6	175165.2	0.851443	Ok
8	-50.00	130.00	49151.3	116776.8	105582.6	175165.2	0.851443	Ok

2-Trazione

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV ₂	VER
1	50.00	-130.00	105582.6	175165.2	0.602760	Ok
2	50.00	-26.00	105582.6	175165.2	0.602760	Ok
3	50.00	26.00	105582.6	175165.2	0.602760	Ok
4	50.00	130.00	105582.6	175165.2	0.602760	Ok
5	-50.00	-130.00	105582.6	175165.2	0.602760	Ok

6	-50.00	-26.00	105582.6	175165.2	0.602760	Ok
7	-50.00	26.00	105582.6	175165.2	0.602760	Ok
8	-50.00	130.00	105582.6	175165.2	0.602760	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone

$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$

$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$

$VER \rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 4.950$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 1, CMB n. 17)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_1	VER_1
Nervatura inferiore lato destro	98.0	120.17	0.00	-123.34	172.20	Ok
Nervatura inferiore lato sinistro	98.0	120.17	0.00	-123.34	172.20	Ok
Ala inferiore esterno	200.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Ala inferiore interno lato destro	94.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	94.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Anima lato destro	126.0	120.17	0.00	-123.34	172.20	Ok
Anima lato sinistro	126.0	120.17	0.00	-123.34	172.20	Ok
Ala superiore interno lato destro	94.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	94.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Ala superiore esterno	200.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Nervatura superiore lato destro	98.0	120.17	0.00	-123.34	172.20	Ok
Nervatura superiore lato sinistro	98.0	120.17	0.00	-123.34	172.20	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 1, CMB n. 17)

Cordoni	Lung.[mm]	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_2	VER_2
Nervatura inferiore lato destro	98.0	120.17	0.00	-123.34	120.17	Ok
Nervatura inferiore lato sinistro	98.0	120.17	0.00	-123.34	120.17	Ok
Ala inferiore esterno	200.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Ala inferiore interno lato destro	94.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok

Ala inferiore interno lato sinistro	94.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Anima lato destro	126.0	120.17	0.00	-123.34	120.17	Ok
Anima lato sinistro	126.0	120.17	0.00	-123.34	120.17	Ok
Ala superiore interno lato destro	94.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	94.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Ala superiore esterno	200.0	120.17	0.00	0.00	120.17	Ok
Nervatura superiore lato destro	98.0	120.17	0.00	-123.34	120.17	Ok
Nervatura superiore lato sinistro	98.0	120.17	0.00	-123.34	120.17	Ok

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 192.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 233.75 \text{ N/mm}^2)$$

Controvento Col.

Tipo di profilo: 2 UNP 140 schiena-schiena a dist.= 12.0 mm

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Piastra di collegamento:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Spessore: 12.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco del controvento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	1582.2	0.0	738.6	0.0	0.0	0.0
1.2	1582.2	0.0	738.5	0.0	0.0	0.0
1.3	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
1.4	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0

1.10	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.11	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.12	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.13	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.14	1217.1	0.0	928200.0	0.0	0.0	0.0
1.15	1217.1	0.0	928500.0	0.0	0.0	0.0
1.16	1217.1	0.0	931400.0	0.0	0.0	0.0
1.17	1217.1	0.0	931700.0	0.0	0.0	0.0
1.18	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.19	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.20	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.21	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.22	1217.1	0.0	930600.0	0.0	0.0	0.0
1.23	1217.1	0.0	930900.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1217.1	0.0	929000.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1217.1	0.0	929400.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.27	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.28	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.29	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.30	1217.1	0.0	790400.0	0.0	0.0	0.0
1.31	1217.1	0.0	790800.0	0.0	0.0	0.0
1.32	1217.1	0.0	793700.0	0.0	0.0	0.0
1.33	1217.1	0.0	794000.0	0.0	0.0	0.0
1.34	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.35	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.36	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.37	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.38	1217.1	0.0	792800.0	0.0	0.0	0.0
1.39	1217.1	0.0	793200.0	0.0	0.0	0.0
1.40	1217.1	0.0	791300.0	0.0	0.0	0.0
1.41	1217.1	0.0	791600.0	0.0	0.0	0.0
1.42	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.43	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.44	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.45	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0

 STRUTTURE & PROGETTI INGEGNERIA	 Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU	 <i>Ministero dell'Istruzione</i>		
		 Italiadomani <small>PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA</small>		

1.46	1217.1	0.0	274100.0	0.0	0.0	0.0
1.47	1217.1	0.0	274400.0	0.0	0.0	0.0
1.48	1217.1	0.0	284900.0	0.0	0.0	0.0
1.49	1217.1	0.0	285200.0	0.0	0.0	0.0
1.50	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.51	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.52	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.53	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.54	1217.1	0.0	232800.0	0.0	0.0	0.0
1.55	1217.1	0.0	233100.0	0.0	0.0	0.0
1.56	1217.1	0.0	243600.0	0.0	0.0	0.0
1.57	1217.1	0.0	243900.0	0.0	0.0	0.0
1.58	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.59	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.60	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.61	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.62	1217.1	0.0	282100.0	0.0	0.0	0.0
1.63	1217.1	0.0	282400.0	0.0	0.0	0.0
1.64	1217.1	0.0	276900.0	0.0	0.0	0.0
1.65	1217.1	0.0	277300.0	0.0	0.0	0.0
1.66	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.67	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.68	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.69	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.70	1217.1	0.0	240700.0	0.0	0.0	0.0
1.71	1217.1	0.0	241100.0	0.0	0.0	0.0
1.72	1217.1	0.0	235600.0	0.0	0.0	0.0
1.73	1217.1	0.0	235900.0	0.0	0.0	0.0
1.138	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.139	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.140	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.141	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.142	1217.1	0.0	277500.0	0.0	0.0	0.0
1.143	1217.1	0.0	278600.0	0.0	0.0	0.0
1.144	1217.1	0.0	280700.0	0.0	0.0	0.0
1.145	1217.1	0.0	281800.0	0.0	0.0	0.0

1.146	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.147	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.148	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.149	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.150	1217.1	0.0	279900.0	0.0	0.0	0.0
1.151	1217.1	0.0	281000.0	0.0	0.0	0.0
1.152	1217.1	0.0	278300.0	0.0	0.0	0.0
1.153	1217.1	0.0	279400.0	0.0	0.0	0.0
1.154	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
1.155	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.156	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.157	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.158	1217.1	0.0	236200.0	0.0	0.0	0.0
1.159	1217.1	0.0	237300.0	0.0	0.0	0.0
1.160	1217.1	0.0	239400.0	0.0	0.0	0.0
1.161	1217.1	0.0	240500.0	0.0	0.0	0.0
1.162	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
1.163	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.164	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.165	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.166	1217.1	0.0	238600.0	0.0	0.0	0.0
1.167	1217.1	0.0	239700.0	0.0	0.0	0.0
1.168	1217.1	0.0	237000.0	0.0	0.0	0.0
1.169	1217.1	0.0	238100.0	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 188194.0 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bp,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bp,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	244800.0	240800.0	188194.0	244800.0	240800.0	188194.0
2	244800.0	240800.0	188194.0	244800.0	240800.0	188194.0
3	244800.0	240800.0	188194.0	244800.0	240800.0	188194.0
4	244800.0	240800.0	188194.0	244800.0	240800.0	188194.0
5	244800.0	240800.0	188194.0	244800.0	240800.0	188194.0

Legenda

$F_{bp,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione x

$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bp,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

Verifiche a taglio sui bulloni

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	65.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
2	145.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
3	225.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
4	305.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
5	385.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$

VER $\rightarrow FV \leq 1$

Verifica di resistenza controvento

La verifica viene eseguita considerando il massimo valore assoluto dello sforzo normale applicato.

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1068572.0$ N

Resistenza a rottura della sezione netta $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1172146.0$ N

Resistenza assiale di calcolo $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] = 1068572.0$ N

Azione assiale di progetto (trazione) $N_{Ed} = 931700.0$ N

$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.871912$ Ok

14.7.4 NODO A CROCE

Si esegue la verifica del nodo dove si intersecano due controventi.

Controvento Col.

Tipo di profilo: 2 UNP 140 schiena-schiena a dist.= 12.0 mm

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275$ N/mm² $f_t = 430$ N/mm² $\gamma_{ov} = 1.25$

Piastra di collegamento:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275$ N/mm² $f_t = 430$ N/mm² $\gamma_{ov} = 1.25$

Spessore: 12.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco del controvento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1	1582.2	0.0	738.6	0.0	0.0	0.0
1.2	1582.2	0.0	738.5	0.0	0.0	0.0
1.3	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
1.4	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
1.10	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.11	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.12	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.13	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.14	1217.1	0.0	928200.0	0.0	0.0	0.0
1.15	1217.1	0.0	928500.0	0.0	0.0	0.0
1.16	1217.1	0.0	931400.0	0.0	0.0	0.0
1.17	1217.1	0.0	931700.0	0.0	0.0	0.0
1.18	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.19	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.20	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.21	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.22	1217.1	0.0	930600.0	0.0	0.0	0.0
1.23	1217.1	0.0	930900.0	0.0	0.0	0.0
1.24	1217.1	0.0	929000.0	0.0	0.0	0.0
1.25	1217.1	0.0	929400.0	0.0	0.0	0.0
1.26	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.27	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.28	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.29	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.30	1217.1	0.0	790400.0	0.0	0.0	0.0
1.31	1217.1	0.0	790800.0	0.0	0.0	0.0

 STRUTTURE & PROGETTI INGEGNERIA	 Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU	 <i>Ministero dell'Istruzione</i>		
		 Italiadomani <small>PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA</small>		

1.32	1217.1	0.0	793700.0	0.0	0.0	0.0
1.33	1217.1	0.0	794000.0	0.0	0.0	0.0
1.34	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.35	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.36	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.37	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.38	1217.1	0.0	792800.0	0.0	0.0	0.0
1.39	1217.1	0.0	793200.0	0.0	0.0	0.0
1.40	1217.1	0.0	791300.0	0.0	0.0	0.0
1.41	1217.1	0.0	791600.0	0.0	0.0	0.0
1.42	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.43	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.44	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.45	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.46	1217.1	0.0	274100.0	0.0	0.0	0.0
1.47	1217.1	0.0	274400.0	0.0	0.0	0.0
1.48	1217.1	0.0	284900.0	0.0	0.0	0.0
1.49	1217.1	0.0	285200.0	0.0	0.0	0.0
1.50	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.51	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.52	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.53	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.54	1217.1	0.0	232800.0	0.0	0.0	0.0
1.55	1217.1	0.0	233100.0	0.0	0.0	0.0
1.56	1217.1	0.0	243600.0	0.0	0.0	0.0
1.57	1217.1	0.0	243900.0	0.0	0.0	0.0
1.58	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.59	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.60	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.61	1217.1	0.0	567.9	0.0	0.0	0.0
1.62	1217.1	0.0	282100.0	0.0	0.0	0.0
1.63	1217.1	0.0	282400.0	0.0	0.0	0.0
1.64	1217.1	0.0	276900.0	0.0	0.0	0.0
1.65	1217.1	0.0	277300.0	0.0	0.0	0.0
1.66	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.67	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0

1.68	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.69	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.70	1217.1	0.0	240700.0	0.0	0.0	0.0
1.71	1217.1	0.0	241100.0	0.0	0.0	0.0
1.72	1217.1	0.0	235600.0	0.0	0.0	0.0
1.73	1217.1	0.0	235900.0	0.0	0.0	0.0
1.138	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.139	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.140	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.141	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.142	1217.1	0.0	277500.0	0.0	0.0	0.0
1.143	1217.1	0.0	278600.0	0.0	0.0	0.0
1.144	1217.1	0.0	280700.0	0.0	0.0	0.0
1.145	1217.1	0.0	281800.0	0.0	0.0	0.0
1.146	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.147	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.148	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.149	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.150	1217.1	0.0	279900.0	0.0	0.0	0.0
1.151	1217.1	0.0	281000.0	0.0	0.0	0.0
1.152	1217.1	0.0	278300.0	0.0	0.0	0.0
1.153	1217.1	0.0	279400.0	0.0	0.0	0.0
1.154	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
1.155	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.156	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.157	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.158	1217.1	0.0	236200.0	0.0	0.0	0.0
1.159	1217.1	0.0	237300.0	0.0	0.0	0.0
1.160	1217.1	0.0	239400.0	0.0	0.0	0.0
1.161	1217.1	0.0	240500.0	0.0	0.0	0.0
1.162	1217.1	0.0	568.2	0.0	0.0	0.0
1.163	1217.1	0.0	568.1	0.0	0.0	0.0
1.164	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.165	1217.1	0.0	568.0	0.0	0.0	0.0
1.166	1217.1	0.0	238600.0	0.0	0.0	0.0
1.167	1217.1	0.0	239700.0	0.0	0.0	0.0

1.168	1217.1	0.0	237000.0	0.0	0.0	0.0
1.169	1217.1	0.0	238100.0	0.0	0.0	0.0

Calcolo resistenze

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 188194.0 \text{ N}$

Bull.	$F_{bp,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bp,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
2	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
3	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
4	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0
5	206400.0	240800.0	188194.0	206400.0	240800.0	188194.0

Legenda

$F_{bp,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione x

$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bp,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento piastra in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento asta elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bp,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y

Verifiche a taglio sui bulloni

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed} \text{ [N]}$	$F_{v,Rd} \text{ [N]}$	FV	VER
1	65.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
2	145.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
3	225.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
4	305.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok
5	385.00	0.00	186340.2	188194.0	0.990149	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$

VER $\rightarrow FV \leq 1$

Verifica di resistenza controvento

La verifica viene eseguita considerando il massimo valore assoluto dello sforzo normale applicato.

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1068572.0 \text{ N}$

Resistenza a rottura della sezione netta $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 1172146.0 \text{ N}$

Resistenza assiale di calcolo $N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] = 1068572.0 \text{ N}$

Azione assiale di progetto (trazione) $N_{Ed} = 931700.0 \text{ N}$

$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.871912 \text{ Ok}$

Verifica di resistenza del piatto

La verifica viene eseguita considerando la massima larghezza della piastra in corrispondenza di ogni bullone.

Resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$

Resistenza a rottura della sezione netta $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$

$NV = N_{Ed} / N_{Rd}$

$NV \leq 1$

Bull.	A [mm ²]	A _{net} [mm ²]	N _{Ed} [N]	N _{pl,Rd} [N]	N _{u,Rd} [N]	N _{Rd} [N]	NV	VER
1	1992.0	1740.0	186340.2	521714,2	538704,0	521714,2	0.36	Ok
2	2400.0	2148.0	372680.4	628571,4	665020,8	628571,4	0.59	Ok
3	2784.0	2532.0	559020.6	729142,8	783907,2	729142,8	0.77	Ok
4	3192.0	2940.0	745360.8	836000,0	910224,0	836000,0	0.89	Ok
5	3600.0	3348.0	931701.0	942857,1	1036540,8	942857,1	0.99	Ok

14.7.5 COLLEGAMENTO TRAVE ORRIZZONTALE

Trave

Tipo di profilo: HEA 240

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Coprigiunti:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Coprigiunti ala [mm]: 240.0 x 300.0 x 12 (piastra esterna) + 95.25 x 300.0 x 12 (due piastre interne)

Coprigiunti anima [mm]: 150.0 x 300.0 x 12 (due piastre)

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio: ala $n_{sl} = 2$, anima $n_{sn} = 2$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
46.1	-2233.7	0.0	397.3	0.0	2476000.0	0.0
46.2	-2233.7	0.0	439.1	0.0	2476000.0	0.0
46.3	-1718.2	0.0	286.0	0.0	1904000.0	0.0
46.4	-1718.2	0.0	327.8	0.0	1904000.0	0.0
46.10	-1718.2	0.0	-512300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.11	-1718.2	0.0	-512200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.12	-1718.2	0.0	-511900.0	0.0	1904000.0	0.0
46.13	-1718.2	0.0	-511700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.14	-1718.2	0.0	-475700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.15	-1718.2	0.0	-475600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.16	-1718.2	0.0	-474500.0	0.0	1904000.0	0.0
46.17	-1718.2	0.0	-474400.0	0.0	1904000.0	0.0
46.18	-1718.2	0.0	-512000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.19	-1718.2	0.0	-511900.0	0.0	1904000.0	0.0
46.20	-1718.2	0.0	-512200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.21	-1718.2	0.0	-512100.0	0.0	1904000.0	0.0
46.22	-1718.2	0.0	-475700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.23	-1718.2	0.0	-475600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.24	-1718.2	0.0	-474600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.25	-1718.2	0.0	-474400.0	0.0	1904000.0	0.0
46.26	-1718.2	0.0	-434200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.27	-1718.2	0.0	-434000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.28	-1718.2	0.0	-433700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.29	-1718.2	0.0	-433600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.30	-1718.2	0.0	-404500.0	0.0	1904000.0	0.0
46.31	-1718.2	0.0	-404400.0	0.0	1904000.0	0.0
46.32	-1718.2	0.0	-403300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.33	-1718.2	0.0	-403200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.34	-1718.2	0.0	-433800.0	0.0	1904000.0	0.0
46.35	-1718.2	0.0	-433700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.36	-1718.2	0.0	-434000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.37	-1718.2	0.0	-433900.0	0.0	1904000.0	0.0
46.38	-1718.2	0.0	-404500.0	0.0	1904000.0	0.0

46.39	-1718.2	0.0	-404300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.40	-1718.2	0.0	-403300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.41	-1718.2	0.0	-403200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.42	-1718.2	0.0	-154100.0	0.0	1904000.0	0.0
46.43	-1718.2	0.0	-154000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.44	-1718.2	0.0	-152800.0	0.0	1904000.0	0.0
46.45	-1718.2	0.0	-152600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.46	-1718.2	0.0	-144300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.47	-1718.2	0.0	-144200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.48	-1718.2	0.0	-140300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.49	-1718.2	0.0	-140200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.50	-1718.2	0.0	-130700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.51	-1718.2	0.0	-130600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.52	-1718.2	0.0	-129300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.53	-1718.2	0.0	-129200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.54	-1718.2	0.0	-123000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.55	-1718.2	0.0	-122800.0	0.0	1904000.0	0.0
46.56	-1718.2	0.0	-118900.0	0.0	1904000.0	0.0
46.57	-1718.2	0.0	-118800.0	0.0	1904000.0	0.0
46.58	-1718.2	0.0	-153100.0	0.0	1904000.0	0.0
46.59	-1718.2	0.0	-153000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.60	-1718.2	0.0	-153800.0	0.0	1904000.0	0.0
46.61	-1718.2	0.0	-153700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.62	-1718.2	0.0	-144200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.63	-1718.2	0.0	-144100.0	0.0	1904000.0	0.0
46.64	-1718.2	0.0	-140400.0	0.0	1904000.0	0.0
46.65	-1718.2	0.0	-140300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.66	-1718.2	0.0	-129700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.67	-1718.2	0.0	-129600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.68	-1718.2	0.0	-130300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.69	-1718.2	0.0	-130200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.70	-1718.2	0.0	-122800.0	0.0	1904000.0	0.0
46.71	-1718.2	0.0	-122700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.72	-1718.2	0.0	-119000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.73	-1718.2	0.0	-118900.0	0.0	1904000.0	0.0
46.138	-1718.2	0.0	-153800.0	0.0	1904000.0	0.0

46.139	-1718.2	0.0	-153400.0	0.0	1904000.0	0.0
46.140	-1718.2	0.0	-153400.0	0.0	1904000.0	0.0
46.141	-1718.2	0.0	-153000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.142	-1718.2	0.0	-143000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.143	-1718.2	0.0	-142700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.144	-1718.2	0.0	-141800.0	0.0	1904000.0	0.0
46.145	-1718.2	0.0	-141400.0	0.0	1904000.0	0.0
46.146	-1718.2	0.0	-153500.0	0.0	1904000.0	0.0
46.147	-1718.2	0.0	-153100.0	0.0	1904000.0	0.0
46.148	-1718.2	0.0	-153700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.149	-1718.2	0.0	-153300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.150	-1718.2	0.0	-143000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.151	-1718.2	0.0	-142600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.152	-1718.2	0.0	-141900.0	0.0	1904000.0	0.0
46.153	-1718.2	0.0	-141500.0	0.0	1904000.0	0.0
46.154	-1718.2	0.0	-130300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.155	-1718.2	0.0	-130000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.156	-1718.2	0.0	-129900.0	0.0	1904000.0	0.0
46.157	-1718.2	0.0	-129600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.158	-1718.2	0.0	-121700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.159	-1718.2	0.0	-121300.0	0.0	1904000.0	0.0
46.160	-1718.2	0.0	-120500.0	0.0	1904000.0	0.0
46.161	-1718.2	0.0	-120100.0	0.0	1904000.0	0.0
46.162	-1718.2	0.0	-130000.0	0.0	1904000.0	0.0
46.163	-1718.2	0.0	-129700.0	0.0	1904000.0	0.0
46.164	-1718.2	0.0	-130200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.165	-1718.2	0.0	-129900.0	0.0	1904000.0	0.0
46.166	-1718.2	0.0	-121600.0	0.0	1904000.0	0.0
46.167	-1718.2	0.0	-121200.0	0.0	1904000.0	0.0
46.168	-1718.2	0.0	-120500.0	0.0	1904000.0	0.0
46.169	-1718.2	0.0	-120100.0	0.0	1904000.0	0.0

Calcolo resistenze

Bulloni Ala

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sl} \cdot 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 188194.0 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bc,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{ba,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
-------	---------------------------	---------------------------	--------------------------	---------------------------	---------------------------	--------------------------

1	224419.0	163809.5	163809.5	203941.5	156077.7	156077.7
2	224419.0	163809.5	163809.5	203941.5	156077.7	156077.7
3	327619.1	206400.0	188194.0	312155.4	156077.7	156077.7
4	327619.1	206400.0	188194.0	312155.4	156077.7	156077.7

Bulloni Anima

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 188194.0 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	224419.0	102381.0	102381.0	214044.5	129000.0	129000.0
2	224419.0	102381.0	102381.0	214044.5	129000.0	129000.0
3	327619.1	129000.0	129000.0	327619.1	129000.0	129000.0
4	327619.1	129000.0	129000.0	327619.1	129000.0	129000.0

Legenda

$F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x

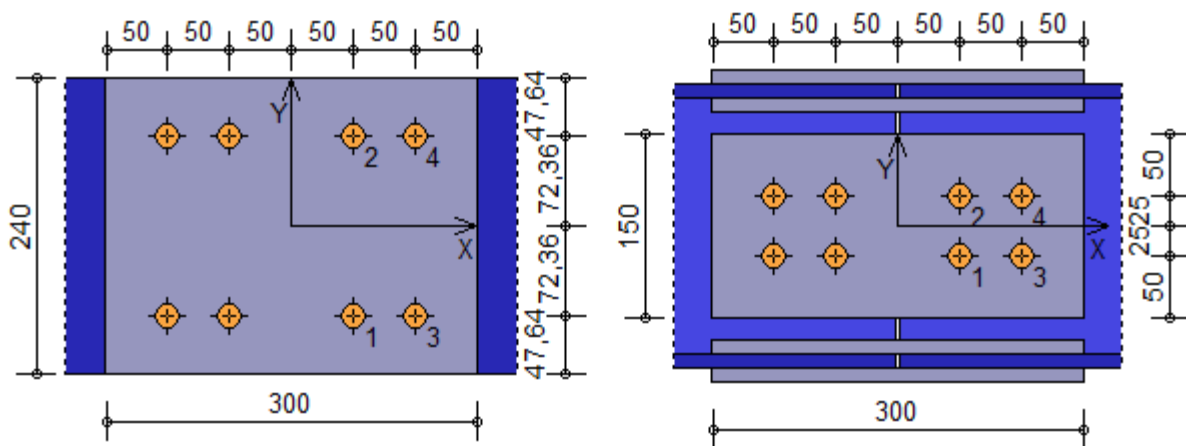
$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche a taglio sui bulloni

Bulloni Ala

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	50.00	-72.36	55708.3	163809.5	0.340080	Ok
2	50.00	72.36	55708.3	163809.5	0.340080	Ok
3	100.00	-72.36	55708.3	188194.0	0.296015	Ok

4 100.00 72.36 55708.3 188194.0 0.296015 Ok

Bulloni Anima

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	50.00	-25.00	20037.2	102381.0	0.195712	Ok
2	50.00	25.00	20986.9	102381.0	0.204989	Ok
3	100.00	-25.00	20057.6	129000.0	0.155485	Ok
4	100.00	25.00	21006.4	129000.0	0.162840	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$

$VER \rightarrow FV \leq 1$

Verifica a trazione sezione forata

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	2011429.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1968127.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	1968127.0 N
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	439.1 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.000223 \quad Ok$		

Controllo influenza fori sul momento resistente

Resistenza a rottura della piattabanda al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	735609.6 N
Resistenza plastica della piattabanda lorda	$N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	754285.8 N
$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \rightarrow 735609.6 < 754285.8$		

Verifica dei coprigiunti d'ala

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1353000.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1287317.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] =$	1287317.0 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	1353000.0 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	781154.9 N

Verifica per sforzo normale

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	-222833.1 N
$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.164696 \quad Ok$		

Verifica per taglio

Azione tagliante di calcolo

$$V_{Ed} =$$

0.0 N

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.000000 \quad \text{Ok}$$

Verifica dei coprigiunti d'anima

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 942857.2 \text{ N}$$

Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 802483.2 \text{ N}$

Resistenza di calcolo a trazione

$$N_{t,Rd} = \min [N_{u,Rd} , N_{pl,Rd}] = 802483.2 \text{ N}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 942857.2 \text{ N}$$

Resistenza di calcolo a taglio

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) = 544358.9 \text{ N}$$

Resistenza di calcolo a flessione retta

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 35357140.0 \text{ N mm}$$

Verifica per sforzo normale

Azione assiale di calcolo

$$N_{Ed} = -82048.1 \text{ N}$$

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.087021 \quad \text{Ok}$$

Verifica per taglio (Nodo n. 46, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo

$$V_{Ed} = -2233.7 \text{ N}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.004103 \quad \text{Ok}$$

Verifica per momento

Riduzione per effetto dello sforzo normale:

$$N_{Ed} = 63.6 \text{ N}$$

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75] = 35357140.0 \text{ N mm}$$

Riduzione per effetto del taglio:

$$V_{Ed} = -2233.7 \text{ N}$$

$$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$$

Momento flettente di calcolo

$$M_{Ed} = 291082.9 \text{ N mm}$$

$$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1 - \rho)] = 0.008233 \quad \text{Ok}$$

Verifica del momento di progetto del giunto

Momento resistente del giunto

$$M_{j,Rd} = 161411400.0 \text{ N mm}$$

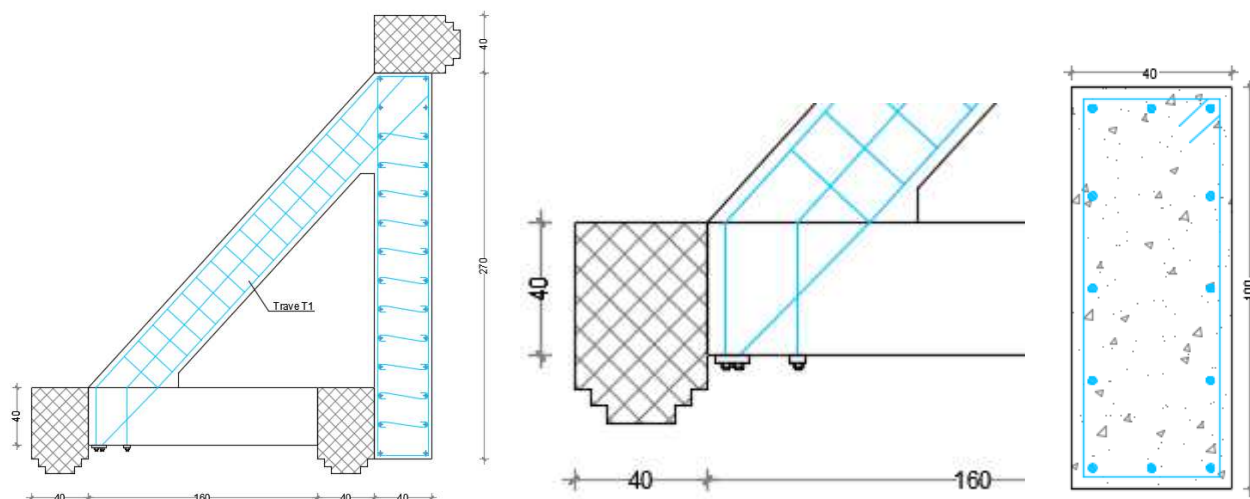
Momento di progetto

$$M_{j,Ed} = 2476000.0 \text{ N mm}$$

$$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.015340 \quad \text{Ok}$$

14.8 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO TRA LA TRAVE T1 E LA TRAVE ESISTENTE

La trave T1 viene connessa alla trave esistente tramite le barre di armatura passanti lo spessore di quest'ultima e vincolate da contropiastre.



Sulla trave agiscono le seguenti azioni sull'appoggio:

sforzo normale massimo di trazione nella direzione della trave ($\alpha=47,7^\circ$) $N = 20370$ daN

taglio verticale massimo $V = 1750$ daN

la trave viene collegata con 12 barre $\varnothing 20$ B450C passanti filettate alle estremità e bullonate con una contropiastra di acciaio S275.

AZIONI ALL'INTERFACCIA

Sforzo normale

$$N_{Ed} = 20370 \times \cos 47,7^\circ = 15066 \text{ daN}$$

Taglio verticale

$$V_v = 1750 \text{ daN}$$

Taglio orizzontale

$$V_h = 20370 \times \sin 47,7^\circ = 13709 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{(1750^2 + 13709^2)} = 13820 \text{ daN}$$

VERIFICA BARRE DI ACCIAIO

Verifica a trazione

$$N_{Rd} = (314 \times 12) \times 450 / 1,15 = 1474434 \text{ N} = 147443 \text{ daN} > N_{Ed}$$

Verifica a taglio

$$V_{Rd} = (314 \times 12) \times 450 / (\sqrt{3} \times 1,15) = 851265 \text{ N}$$

$$V_{Rd} / 2 = 851265 / 2 = 425633 \text{ N} = 42563 \text{ daN} > V_{Ed}$$

Combinazione taglio trazione

$$15066 / 147443 + 13820 / 42563 = 0,42 < 1$$

Effetto spinotto

$$V'_{dd} = 1,3 \times (314 \times 12) \times \sqrt{((32 \times 0,85 / 1,5 / 1,2) \times (450 / 1,15))} = 376669 \text{ N} = 37667 \text{ daN}$$

$$V''_{dd} = 0,25 \times (450 / 1,15) \times (314 \times 12) = 368608 \text{ N} = 36861 \text{ daN}$$

$$V_{dd} = 36861 \text{ daN} > V_{Ed}$$

Verifica delle barre come bulloni lato trave

Verifica a trazione

$$F_{r,Rd} = 0,9 \times 540 \times 314 / 1,25 = 122083 \text{ N}$$

$$F_{r,Rd} \times 12 = 1464998 \text{ N} = 146499 \text{ daN} > N_{Ed}$$

Verifica a taglio (non filettato)

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 540 \times 314 / 1,25 = 81388 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} \times 12 = 976656 \text{ N} = 97665 \text{ daN} > V_{Ed}$$

Combinazione

$$13820 / 97665 + 15066 / (146499 \times 1,4) = 0,21 < 1$$

Verifica delle barre come bulloni lato piastre

Verifica a trazione (filettato considerato come M16 $A_{res} = 157 \text{ mm}^2$)

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times 540 \times 157 / 1,25 = 60653 \text{ N}$$

$$F_{t,Rd} \times 12 = 727833 \text{ N} = 72783 \text{ daN} > N_{Ed}$$

Verifica della piastra S275 50x50 mm di sp. 10 mm

Verifica a flessione della piastra più sollecitata considerata appoggiata sui quattro lati)

$$P = 15066 / 12 = 1255,5 \text{ daN}$$

La piastra più sollecitata presenta due barre

$$P' = 1255,5 \times 2 = 2511 \text{ daN}$$

Dividendo il carico nelle due direzioni

$$P'/2 = 1255,5 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1255,5 \times 5 / 4 = 1569,4 \text{ daNcm}$$

$$W = 10^2 \times 50 / 6 = 833 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} = 833 \times 275 / 1,05 = 218166 \text{ Nmm} = 2181 \text{ daNcm} > M_{Ed}$$

Punzonamento della piastra

Diametro minimo dado (M16) 24 mm

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 24 \times 10 \times 430 / 1,25 = 155543 \text{ N} = 15554 \text{ daN} > N_{Ed}$$

Verifica di compressione sul cls (piastra più sollecitata)

Pressione sul cls

$$p = 2511 / (5 \times 5) = 100,4 \text{ daN/cm}^2$$

resistenza a compressione cls

$$f_{cd} = 40 / 1,2 \times 0,85 / 1,5 = 18,89 \text{ N/mm}^2 = 188,9 \text{ daN/cm}^2 > p$$

14.9 VERIFICA RITEGNI TRA ELEMENTI STRUTTURALI – COLLEGAMENTO TEGOLO-TRAVE

L'azione sismica viene calcolata con la seguente formula:

$$F_h = S_a \times W / q$$

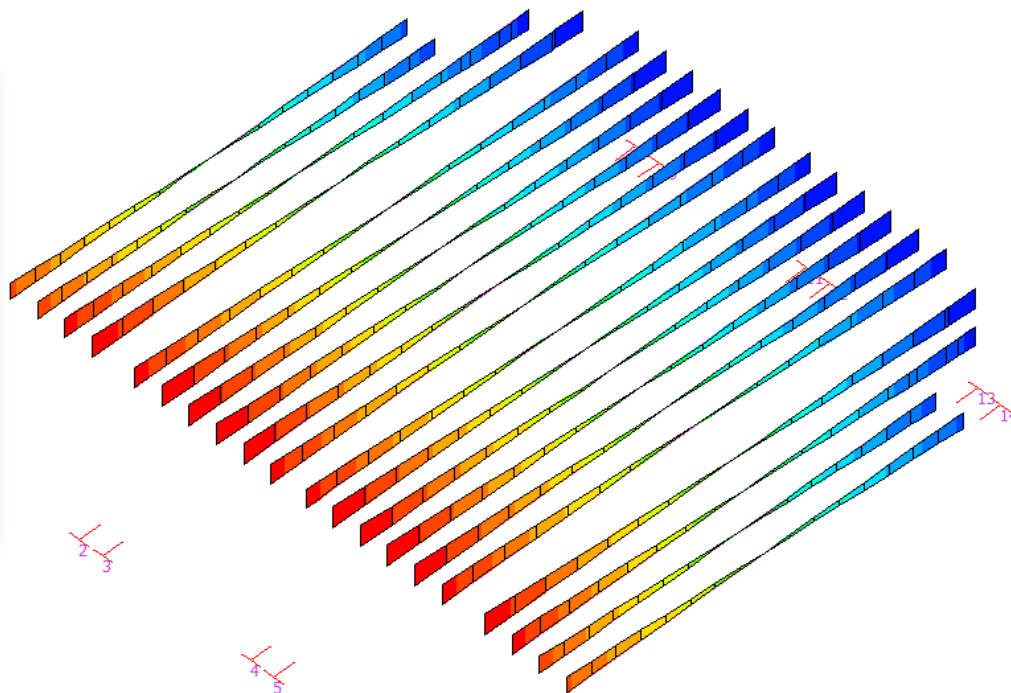
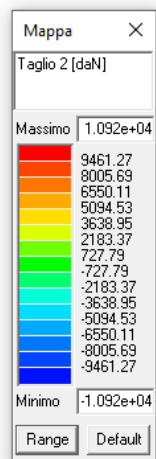
dove:

S_a = accelerazione massima adimensionalizzata agli SLV con azione sismica al 80 % (calcolata in corrispondenza del primo periodo di vibrazione T_1 ($T_a = T_1 = 0,42$ sec), così come riportato al paragrafo C7.2.3 della circolare applicativa delle norme NTC 2018);

W = peso elemento;

q = fattore di struttura assunto pari a 1.

W = reazione vincolare massima = 10920 daN

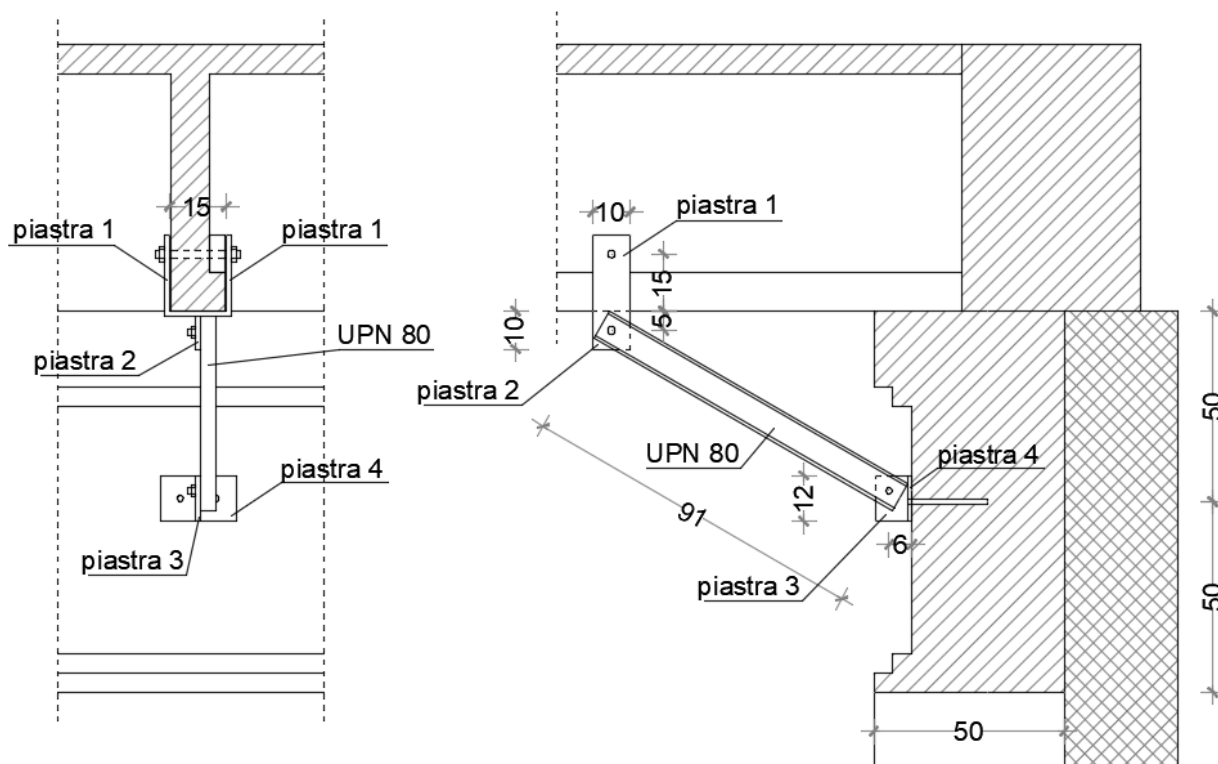


$$S_a(T_1 = 0,42 \text{ s}) = 0,114 \times 1,5 \times [3 \times (1 + 8,35 / 8,7) / (1 + (1 - 0,42 / 0,42)^2) - 0,5] = 0,92 \text{ g}$$

$$F_h = \text{forza orizzontale massima} = W \times S_a(T_1) / q = 10920 \times 0,92 / 2 = 5023,2 \text{ daN}$$

Forza agente su ogni anima: $F = 5023,2 / 2 = 2511,6 \text{ daN}$

Tipologia di ancoraggio tegolo trave



VERIFICA PIASTRA-TEGOLO

Verifica della piastra verticale 1

La piastra verticale 1 di spessore 12 mm ed una altezza di 100 mm

Modulo di resistenza della piastra $W = 100^2 \times 12 / 6 = 20000 \text{ mm}^3$

Area della piastra $A = 100 \times 12 = 1200 \text{ mm}^2$

Azioni sulla piastra

Momento $M = (25116 / 2) \times 150 = 1883700 \text{ Nmm}$

Trazione $N = (25116 / 2) / \cos 30^\circ \times \cos 60^\circ = 7250 \text{ N}$

Taglio $V = 25116 / 2 = 12558 \text{ N}$

Tensione di trazione massima $\sigma_{\max} = N/A + M/W = 100,23 \text{ N/mm}^2$

Tensione tagliante massima $\tau_{\max} = V/A = 10,47 \text{ N/mm}^2$

$(\sigma^2 + 3 \times \tau^2)^{0,5} = 100,77 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1,05 = 261,90 \text{ N/mm}^2$

Verifica del bullone piastra-tegolo

Taglio in direzione parallela al tegolo $V_{\parallel} = 2511,6 / 2 = 1255,8 \text{ daN}$

Taglio in direzione perpendicolare al tegolo

$V_T = (25116 / 2) / \cos 30^\circ \times \cos 60^\circ + 2511,6 / 2 \times 15 / 5 = 4492,4 \text{ daN}$

Taglio sul bullone $(V_{\parallel}^2 + V_T^2)^{0,5} = 4664,6 \text{ daN}$

Resistenza a taglio del bullone M20

$$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 9408,0 \text{ daN} > 4664,6 \text{ daN}$$

Resistenza a rifollamento piastra sp. 10 mm

$$F_{bp,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,635 \cdot 430 \cdot 20 \cdot 10 / 1,25 = 10920,6 \text{ daN} > 4664,6 \text{ daN}$$

Verifica a flessione della piastra orizzontale

La piastra orizzontale di spessore 12 mm subisce una flessione data dal carico verticale derivante dall'elemento diagonale, considerando uno schema appoggio-appoggio con luce 150 mm.

$$\text{Carico sulla piastra } F = 2511,6 / \cos 30^\circ \times \cos 60^\circ = 1450,1 \text{ daN}$$

$$\text{Momento flettente } M_{Ed} = F \times l / 4 = 14501 \times 150 / 4 = 543787 \text{ Nmm}$$

$$\text{Modulo di resistenza della piastra } W = 12^2 \times 100 / 6 = 2400 \text{ mm}^3$$

$$\text{Momento resistente della piastra } M_{Rd} = W \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 628571 \text{ Nmm} > 543787 \text{ Nmm}$$

Verifica della piastra verticale 2

La piastra verticale 1 di spessore 12 mm ed una altezza di 100 mm

$$\text{Modulo di resistenza della piastra } W = 100^2 \times 12 / 6 = 20000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Area della piastra } A = 100 \times 12 = 1200 \text{ mm}^2$$

Azioni sulla piastra

$$\text{Trazione } N = 25116 / \cos 30^\circ \times \cos 60^\circ = 14501 \text{ N}$$

$$\text{Taglio } V = 25116 \text{ N}$$

$$\text{Momento } M = 25116 \times 50 = 1255800 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tensione di trazione massima } \sigma_{\max} = N/A + M/W = 74,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Tensione tagliante massima } \tau_{\max} = V/A = 20,93 \text{ N/mm}^2$$

$$(\sigma^2 + 3 \times \tau^2)^{0,5} = 83,18 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1,05 = 261,90 \text{ N/mm}^2$$

la piastra 2 è saldata sulla piastra 1 con due cordoni d'angolo di 3 mm di lunghezza 100 mm

Verifica del cordone di saldatura

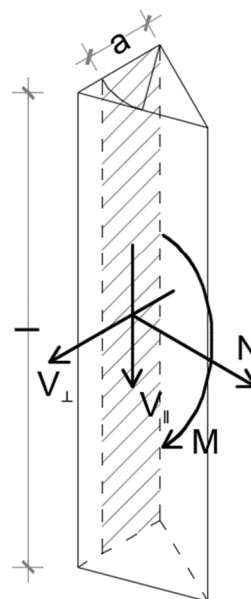
tipologia di acciaio	S275	f_{yk}	275	N/mm ²
		f_{tk}	430	N/mm ²
altezza di gola cordone	a	3	mm	
lunghezza cordone	l	100	mm	
numero di cordoni sollecitati		2		
coefficienti	β_1	0,70		
	β_2	0,85		

Sollecitazioni

N	14501 N	V_{\perp}	0 N
M	1255800 Nmm	V_{\parallel}	25116 N

Tensioni

$n_{\perp,N}$	24,17	N/mm ²	t_{\perp}	0,00	N/mm ²
$n_{\perp,M,max}$	125,58	N/mm ²	t_{\parallel}	41,86	N/mm ²
$n_{\perp,max}$	149,75	N/mm ²			



$$\beta_1 \times f_{yk} = 192,5 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \times f_{yk} = 233,75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} = 155,49 \text{ N/mm}^2 < 192,5 \text{ N/mm}^2 \text{ VERIFICATO}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 149,75 \text{ N/mm}^2 < 233,75 \text{ N/mm}^2 \text{ VERIFICATO}$$

Verifica del bullone piastra-diagonale

Taglio sul bullone $V = 2900,1 \text{ daN}$

Resistenza a taglio del bullone M16

$$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 6028,8 \text{ daN} > 2900,1 \text{ daN}$$

Resistenza a rifollamento piastra sp. 12 mm

$$F_{bp,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,784 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 12 / 1,25 = 12950,6 \text{ daN} > 2900,1 \text{ daN}$$

VERIFICA ELEMENTO DIAGONALE

L'elemento diagonale è realizzato con un profilo UNP80 di lunghezza 90 cm ed ha un angolo rispetto alla verticale di 60°

Azione sul tubolare sia a trazione che a compressione

Trazione/compressione $N = 2511,6 / \cos 30^\circ = 2900,1 \text{ daN}$

ELEMENTO A COMPRESSIONE

$N_{ed} =$	29001 N	$E =$	200000 N/mm ²
$A =$	1100 mm ²	$G =$	76923 N/mm ²
$\gamma_{M0} =$	1,05	$f_{yk} =$	275 N/mm ²
$\gamma_{M1} =$	1,1		
SULL'ASSE y-y		SULL'ASSE z-z	
$I_{0,y} =$	900 mm	$I_{0,z} =$	900 mm
$I_y =$	1060000 mm ⁴	$I_z =$	194000 mm ⁴
$W_y =$	26500 mm ³	$W_z =$	6350 mm ³
$N_{cr,y} =$	2583156 N	$N_{cr,z} =$	472766 N
$i_y =$	31,0425 mm	$i_z =$	13,2802 mm
$\lambda_y =$	28,9925 < 200 -> OK	$\lambda_z =$	67,7701 < 200 -> OK
$\alpha =$	0,49	$\alpha =$	0,49
$\bar{\lambda} =$	0,34221	$\bar{\lambda} =$	0,79991 per classi 1,2,3 vedi eq. 4.2.46
$\Phi =$	0,59339	$\Phi =$	0,9669
$\chi =$	0,9275	$\chi =$	0,66221 eq. 4.2.45 NTC
$\chi_{min} =$	0,66221	minimo dei due assi	

VERIFICA INSTABILITA' A COMPRESSIONE

$N_{y,Rd} =$	288095 N	$N_{z,Rd} =$	288095 N
$N_{by,Rd} =$	255061 N	$N_{bz,Rd} =$	182109 N
	$i_{y,Rd} =$	0,101	<1 --> VERIFICATO
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = i_{Rd} \leq 1$	$i_{by,Rd} =$	0,114	<1 --> VERIFICATO
	$i_{z,Rd} =$	0,101	<1 --> VERIFICATO
	$i_{bz,Rd} =$	0,159	<1 --> VERIFICATO

Resistenza a rifollamento

$$F_{bp,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,588 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 6 / 1,25 =$$

$$= 48564,7 \text{ daN} > 2900,1 \text{ daN}$$

VERIFICA PIASTRA-TRAVERTE
Verifica della piastra 3

La piastra verticale 1 di spessore 12 mm ed una altezza di 120 mm

Modulo di resistenza della piastra $W = 120^2 \times 12 / 6 = 28800 \text{ mm}^3$

Area della piastra $A = 120 \times 12 = 1440 \text{ mm}^2$

Azioni sulla piastra

Trazione $N = 25116 / \cos 30^\circ = 29001 \text{ N}$

Taglio $V = 25116 / \cos 30^\circ \times \cos 60^\circ = 14501 \text{ N}$

Momento $M = -N \times 20 + V \times 50 = 145030 \text{ Nmm}$

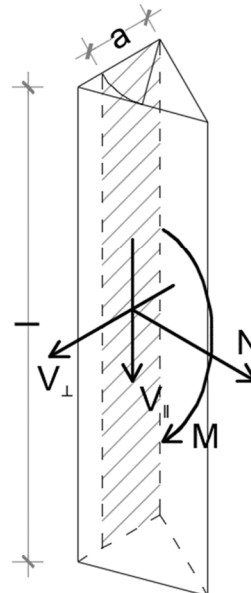
Tensione di trazione massima $\sigma_{\max} = N/A + M/W = 25,17 \text{ N/mm}^2$

Tensione tagliante massima $\tau_{\max} = V/A = 10,07 \text{ N/mm}^2$

$(\sigma^2 + 3 \times \tau^2)^{0,5} = 27,10 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} / \gamma_{M0} = 275 / 1,05 = 261,90 \text{ N/mm}^2$

la piastra 3 è saldata sulla piastra 4 con due cordoni d'angolo di 3 mm di lunghezza 120 mm

Verifica del cordone di saldatura					
tipologia di acciaio	S275	f_{yk}	275	N/mm ²	
		f_{tk}	430	N/mm ²	
altezza di gola cordone	a	3	mm		
lunghezza cordone	l	120	mm		
numero di cordoni sollecitati	2				
coefficienti	β_1	0,70			
	β_2	0,85			
Sollecitazioni					
N	29001 N	V_{\perp}	0 N		
M	145030 Nmm	V_{\parallel}	14501 N		
Tensioni					
$n_{\perp,N}$	40,28	N/mm ²	t_{\perp}	0,00	N/mm ²
$n_{\perp,M,max}$	10,07	N/mm ²	t_{\parallel}	20,14	N/mm ²
$n_{\perp,max}$	50,35	N/mm ²			
$\beta_1 \times f_{yk} =$		192,5	N/mm ²	$\beta_2 \times f_{yk} =$	233,75 N/mm ²
$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} =$		54,23	N/mm ²	<	192,5 N/mm ² VERIFICATO
$ n_{\perp} + t_{\perp} =$		50,35	N/mm ²	<	233,75 N/mm ² VERIFICATO



Verifica del bullone piastra-diagonale

Taglio sul bullone $V = 2900,1 \text{ daN}$

Resistenza a taglio del bullone M16

$$F_{vb,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 6028,8 \text{ daN} > 2900,1 \text{ daN}$$

Resistenza a rifollamento piastra sp. 12 mm

$$F_{bp,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2} = 2,5 \cdot 0,784 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 12 / 1,25 =$$

$$= 12950,6 \text{ daN} > 2900,1 \text{ daN}$$

Verifica a flessione della piastra 4

La piastra di spessore 12 mm subisce una flessione data dal carico orizzontale derivante dall'elemento diagonale considerando lo schema appoggio-appoggio con luce parti alla distanza tra i bulloni 100 mm.

Carico sulla piastra $F = 2511,6 / \cos 30^\circ = 2900,1 \text{ daN}$

Momento flettente $M_{Ed} = F \times l / 4 = 29001 \times 100 / 4 = 725025 \text{ Nmm}$

Modulo di resistenza della piastra $W = 12^2 \times 120 / 6 = 2880 \text{ mm}^3$

Momento resistente della piastra $M_{Rd} = W \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 754285,7 \text{ Nmm} > 725025 \text{ Nmm}$

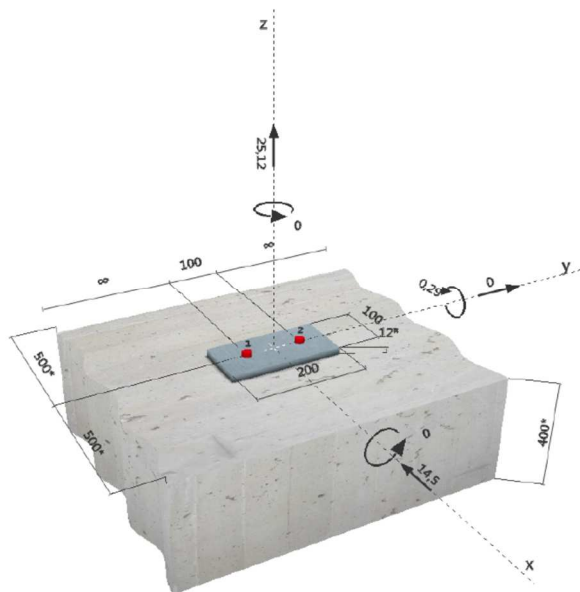
VERIFICA ANCORAGGIO PIASTRA-TRAVE

La piastra terminale del ritegno viene ancorata alla trave con due tasselli chimici M16 8.8 con profondità di posa pari a 200 mm.

Le forze agenti sulla piastra derivano dalle azioni del elemento diagonale e sono pari a:

combinazione 1	forza di trazione	$F_N = 2900,1 \times \sin 60^\circ = 2511,6 \text{ daN}$
	forza di taglio	$F_V = 2900,1 \times \cos 60^\circ = -1450,1 \text{ daN}$
	momento	$M = F_V \times 0,02 = -29 \text{ daNm}$
combinazione 2	forza di compressione	$F_N = 2900,1 \times \sin 60^\circ = -2511,6 \text{ daN}$
	forza di taglio	$F_V = 2900,1 \times \cos 60^\circ = 1450,1 \text{ daN}$
	momento	$M = F_V \times 0,02 = 29 \text{ daNm}$

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazioni di carico

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 1	$V_x = -14,500$; $V_y = 0,000$; $N = 25,120$; $M_x = 0,000$; $M_y = -0,290$; $M_z = 0,000$; $N_{sus} = 0,000$; $M_{x,sus} = 0,000$; $M_{y,sus} = 0,000$;	C2	no	97
2	Combinazione 2	$V_x = 14,500$; $V_y = 0,000$; $N = -25,120$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,290$; $M_z = 0,000$; $N_{sus} = 0,000$; $M_{x,sus} = 0,000$; $M_{y,sus} = 0,000$;	C2	no	54

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante (ULS)

Condizione di carico: Carichi di progetto

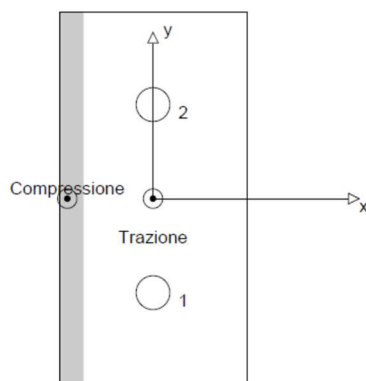
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	15,731	7,250	-7,250	0,000
2	15,731	7,250	-7,250	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,16 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 4,94 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 31,463 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(-46/0): 6,343 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (EN 1992-4, Sezione 7.2.1, Allegato C, Sezione C.5)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	15,731	83,733	19	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	31,463	46,533	68	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	31,463	69,585	46	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s,eq}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{eq}	$N_{Rk,s,eq}$ [kN]		
125,600	1,000	1,000	125,600		
$\gamma_{M,s,eq}$	$N_{Rd,s,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,eq}(DLS)$ [mm]	$\delta_{N,eq}(DLS)$ [mm]	$N_{Rd,s,eq, reduced}$ [kN]
1,500	83,733	15,731	0,50	0,50	83,733

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
280 076	231 918	17,00	482	241	500	30,00
$\psi_{c,eq}$	$\tau_{Rk,eq}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,000	5,90	7,700	11,87	1,269	1,146	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{eq}	$N_{Rk,p,eq}$ [kN]			
59,313	1,000	0,850	69,800			
$\gamma_{M,p,eq}$	$N_{Rd,p,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,p,eq, reduced}$ [kN]	
1,500	46,533	31,463	0,50	0,50	46,533	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$S_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
420 000	360 000	300	600	30,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	α_{gap}	α_{eq}	$N_{Rk,c,eq}$ [kN]
46	1,000	7,700	119,288	1,000	0,750	104,377
$\gamma_{M,c,eq}$	$N_{Rd,c,eq}$ [kN]	$N_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{N,req(DLS)}$ [mm]	$\delta_{N,eq(DLS)}$ [mm]	$N_{Rd,c,eq, reduced}$ [kN]	
1.500	69.585	31.463	0.50	0.50	69.585	

4 Carico di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.2, Allegato C, Sezione C.5)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	7,250	13,600	54	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	14,500	63,286	23	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-**	14,500	49,744	30	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s,eq}^0$ [kN]	k_7	α_{gap}	α_{eq}	$V_{Rk,s,eq}$ [kN]	
40,000	1,000	0,500	0,850	17,000	
$\gamma_{M,s,eq}$	$V_{Rd,s,eq}$ [kN]	$V_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{V,req}(DLS)$ [mm]	$\delta_{V,eq}(DLS)$ [mm]	$V_{Rd,s,eq, reduced}$ [kN]
1,250	13,600	7,250	3.20	3.20	13,600

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
280 076	231 918	17,00	241	482	500	30,00
$\psi_{c,eq}$	$\tau_{Rk,eq}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	k_8	$\psi_{g,Np}^0$	
1,041	9,89	7,700	11,87	2,000	1,099	
$\psi_{g,Np}$	$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	
1,054	0	1,000	0	1,000	1,000	
$\psi_{re,Np}$	ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}			
1,000	0,880	0,000	1,000			
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	α_{gap}	α_{eq}	$V_{Rk,cp,eq}^0$ [kN]	$V_{Rk,cp,eq}$ [kN]	
99,456	126,573	0,500	0,750	253,145	94,929	
$\gamma_{M,c,p,eq}$	$V_{Rd,cp,eq}$ [kN]	$V_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{V,req}(DLS)$ [mm]	$\delta_{V,eq}(DLS)$ [mm]	$V_{Rd,cp,eq, reduced}$ [kN]	
1,500	63,286	14,500	3,20	3,20	63,286	

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_9	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
192	16,0	1,700	0,062	0,050	30,00
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
500	640 000	1 125 000			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,369	1,000	0	1,000	1,400
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	α_{gap}	α_{eq}	$V_{Rk,c,eq}$ [kN]	
160,986	1,0	0,500	0,850	74,616	
$\gamma_{M,c,eq}$	$V_{Rd,c,eq}$ [kN]	$V_{Ed,eq}$ [kN]	$\delta_{V,req}(DLS)$ [mm]	$\delta_{V,eq}(DLS)$ [mm]	$V_{Rd,c,eq, reduced}$ [kN]
1,500	49,744	14,500	3,20	3,20	49,744

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.3) Allegato C, Sezione C.5 (3))

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	k_{15}	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,188	0,533	1,000	73	OK

$$\beta_N^{k_{15}} + \beta_V^{k_{15}} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	k_{15}	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,676	0,291	1,000	97	OK

$$\beta_N^{k_{15}} + \beta_V^{k_{15}} \leq 1,0$$

14.10 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONI DEI NUOVI PILASTRI E SETTI

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T portanza totale del palo

Q_P portanza di base del palo

Q_L portanza per attrito laterale del palo

W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int s_{Ta} ds$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

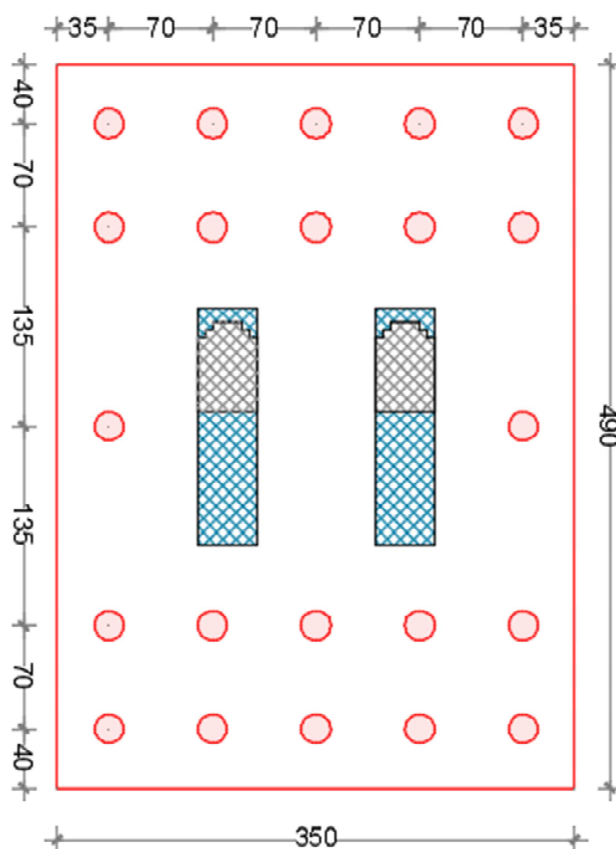
Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidezza assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{\max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della

pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

14.10.1 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE PLINTO CON DOPPIO PILASTRO

Si esegue la verifica dei pali di fondazione del plinto più sollecitato con doppio pilastro, considerando una disposizione dei pali come riportato nella figura sottostante.



Tipologie pali

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia
Descrizione	Descrizione tipologia
Geometria	Geometria tipologia (Pali in c.a o Pali in acciaio)
Armatura	Tipologia armatura per pali in c.a.
Portanza	Aliquote contributi portanza (solo Punta, solo Laterale, Entrambe)
Vincolo	Grado di vincolo alla testa del palo (Incastro o Cerniera)
TC	Tipologia costruttiva del palo (Trivellato o Infisso)
Mat	Indice materiale tipologia palo

Pt Pressione quota testa palo, espressa in [kg/cm^q]

n°	Descrizione	Geometria	Armatura	Portanza	Vincolo	TC	Mat	Pt
								[kg/cm ^q]
1	Tipologia 1	Pali circolari in c.a.	Armatura tubolare	Entrambe	Cerniera	Trivellato	1	0,00

Caratteristiche pali

Simbologia adottata

n°	Indice palo
X	Ascissa palo, espressa in [m]
Y	Ordinata palo, espressa in [m]
d	Diametro palo, espresso in [cm]
l	Lunghezza palo, espressa in [m]
nodo	Indice nodo su cui è posizionato il palo
lt	Indice tipologia palo

n°	X	Y	D	L	Nodo	lt
	[m]	[m]	[cm]	[m]		
1	0,35	0,40	20,00	10,00	2	1
2	0,35	0,95	20,00	10,00	5	1
3	0,35	3,80	20,00	10,00	48	1
4	0,35	4,50	20,00	10,00	67	1
5	1,05	0,40	20,00	10,00	8	1
6	1,05	0,95	20,00	10,00	12	1
7	1,05	3,80	20,00	10,00	57	1
8	1,05	4,50	20,00	10,00	74	1
9	1,75	0,40	20,00	10,00	17	1
10	1,75	0,95	20,00	10,00	22	1
11	1,75	3,80	20,00	10,00	72	1
12	1,75	4,50	20,00	10,00	89	1
13	2,45	0,40	20,00	10,00	27	1
14	2,45	0,95	20,00	10,00	37	1
15	2,45	3,80	20,00	10,00	73	1
16	2,45	4,50	20,00	10,00	94	1
17	3,15	0,40	20,00	10,00	45	1
18	3,15	0,95	20,00	10,00	53	1
19	3,15	3,80	20,00	10,00	86	1
20	3,15	4,50	20,00	10,00	95	1
21	0,35	2,25	20,00	5,00	19	1
22	3,15	2,25	20,00	5,00	65	1

I micropali sono armati con un tubolare DN 114.3x8 mm.

Condizioni di carico

Si riportano sotto le condizioni di carico applicate sulla fondazione estrapolate dal modello ad elementi finiti nella combinazione più sfavorevole, applicata sia in direzione negativa che positiva.

Carichi concentrati

Simbologia adottata

Ic	Indice carico
X	Ascissa carico espressa in [m]
Y	Ordinata carico espressa in [m]
N	Carico verticale espresso in [kg]
Mx	Momento intorno all'asse X espresso in [kgm]
My	Momento intorno all'asse Y espresso in [kgm]
Tx	Forza orizzontale in direzione X espressa in [kg]
Ty	Forza orizzontale in direzione Y espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Condizione 1

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	1,15	2,45	62830,0	185800,0	0,0	22670,0	0,0
Piastra	2,35	2,45	50880,0	186500,0	0,0	22600,0	0,0

Condizione n° 2 - Condizione 2

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	1,15	2,45	36860,0	169600,0	0,0	20530,0	0,0
Piastra	2,35	2,45	77010,0	202700,0	0,0	24740,0	0,0

VERIFICHE GEOTECNICHE

Portanza verticale pali

Metodo calcolo portanza: Bustamante-Doix

Percentuale portanza di punta (aliquota portanza laterale) 15.00%

Portanza trasversale pali

Costante di Winkler: da strato

Carico limite Pali

Simbologia adottata

n° Indice palo

Oggetto Oggetto di appartenenza del palo (Piastra, Plinto o Trave)

N Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kg]

Pd Portanza di progetto, espresso in [kg]

FS_v Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

T Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kg]

Td Portanza trasversale di progetto, espresso in [kg]

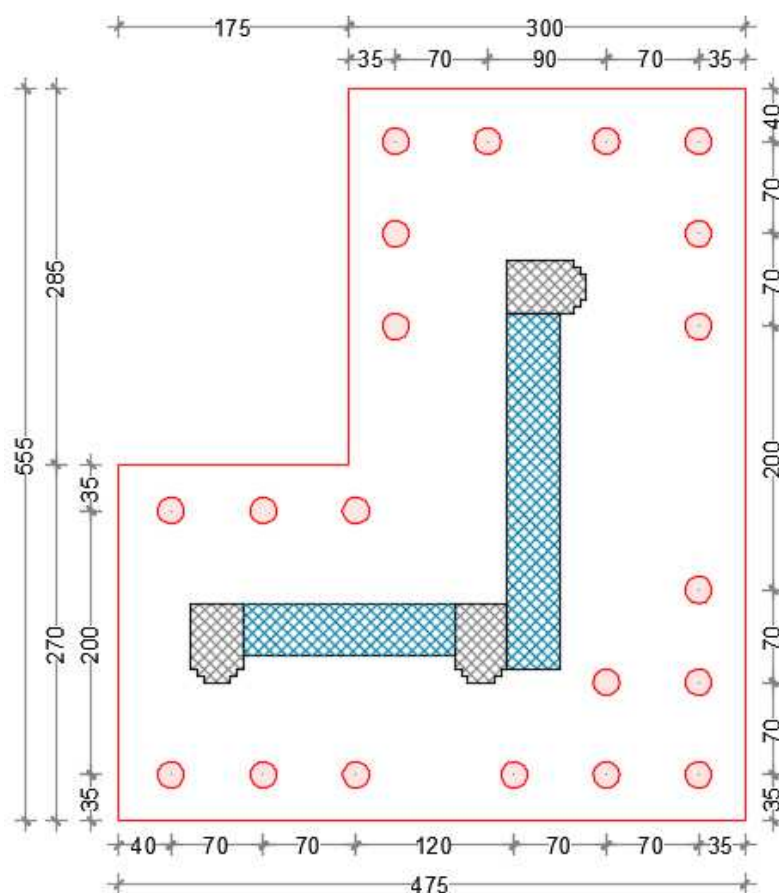
FS_o Fattore di sicurezza (Vd/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	Oggetto	N	Pd	FS _v	T	Td	FS _o
		[kg]	[kg]		[kg]	[kg]	
1	Piastra 1	19571	31109	1.590 (3)	2360	2585	1.096 (2)
2	Piastra 1	16953	31109	1.835 (3)	2377	2585	1.088 (1)
3	Piastra 1	-1847	27011	14.622 (4)	2464	2585	1.049 (1)
4	Piastra 1	-6223	27011	4.340 (4)	2485	2585	1.040 (2)
5	Piastra 1	19365	31109	1.606 (3)	2359	2585	1.096 (2)
6	Piastra 1	16763	31109	1.856 (3)	2376	2585	1.088 (1)
7	Piastra 1	-1098	27011	24.591 (4)	2464	2585	1.049 (1)
8	Piastra 1	-5480	27011	4.929 (4)	2485	2585	1.040 (2)
9	Piastra 1	19809	31109	1.570 (2)	2359	2585	1.096 (1)
10	Piastra 1	17232	31109	1.805 (2)	2376	2585	1.088 (1)
11	Piastra 1	-351	28838	82.073 (1)	2464	2585	1.049 (2)
12	Piastra 1	-4750	27011	5.686 (1)	2485	2585	1.040 (1)
13	Piastra 1	20606	31109	1.510 (2)	2359	2585	1.096 (1)
14	Piastra 1	18031	31109	1.725 (2)	2376	2585	1.088 (2)
15	Piastra 1	1143	31109	27.212 (2)	2464	2585	1.049 (2)
16	Piastra 1	-4976	27011	5.428 (3)	2485	2585	1.040 (1)
17	Piastra 1	21399	31109	1.454 (2)	2360	2585	1.096 (1)
18	Piastra 1	18807	31109	1.654 (2)	2377	2585	1.088 (2)
19	Piastra 1	1944	31109	16.006 (2)	2464	2585	1.049 (2)

n°	Oggetto	N	Pd	FSv	T	Td	FS _o
		[kg]	[kg]		[kg]	[kg]	
20	Piastra 1	-5196	27011	5.199 (3)	2485	2585	1.040 (1)
21	Piastra 1	4206	10772	2.561 (3)	2453	2632	1.073 (1)
22	Piastra 1	4997	10772	2.156 (2)	2453	2632	1.073 (2)

14.10.2 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE PLINTO AD L

Si esegue la verifica dei pali di fondazione del plinto più sollecitato ad L, considerando una disposizione dei pali come riportato nella figura sottostante.



Tipologie pali

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia
Descrizione	Descrizione tipologia
Geometria	Geometria tipologia (Pali in c.a o Pali in acciaio)
Armatura	Tipologia armatura per pali in c.a.
Portanza	Aliquote contributi portanza (solo Punta, solo Laterale, Entrambe)
Vincolo	Grado di vincolo alla testa del palo (Incastro o Cerniera)
TC	Tipologia costruttiva del palo (Trivellato o Infisso)
Mat	Indice materiale tipologia palo

Pt Pressione quota testa palo, espressa in [kg/cm^q]

n°	Descrizione	Geometria	Armatura	Portanza	Vincolo	TC	Mat	Pt
								[kg/cm ^q]
1	Tipologia 1	Pali circolari in c.a.	Armatura tubolare	Entrambe	Cerniera	Trivellato	1	0,00

Caratteristiche pali

Simbologia adottata

n°	Indice palo
X	Ascissa palo, espressa in [m]
Y	Ordinata palo, espressa in [m]
d	Diametro palo, espresso in [cm]
l	Lunghezza palo, espressa in [m]
nodo	Indice nodo su cui è posizionato il palo
lt	Indice tipologia palo

n°	X	Y	D	L	Nodo	lt
	[m]	[m]	[cm]	[m]		
1	0,40	0,35	20,00	10,00	20	1
2	0,40	2,35	20,00	10,00	76	1
3	1,10	0,35	20,00	10,00	4	1
4	1,10	2,35	20,00	10,00	78	1
5	1,80	0,35	20,00	10,00	9	1
6	1,80	2,35	20,00	10,00	80	1
7	3,70	0,35	20,00	10,00	74	1
8	4,40	0,35	20,00	10,00	121	1
9	4,40	1,05	20,00	10,00	123	1
10	2,10	3,75	20,00	10,00	154	1
11	2,10	4,45	20,00	10,00	176	1
12	2,10	5,15	20,00	10,00	197	1
13	2,80	5,15	20,00	10,00	204	1
14	3,70	5,15	20,00	10,00	212	1
15	4,40	5,15	20,00	10,00	218	1
16	4,40	4,45	20,00	10,00	201	1
17	4,40	3,75	20,00	10,00	180	1
18	3,00	0,35	20,00	10,00	44	1
19	4,40	1,75	20,00	10,00	132	1
20	3,70	1,05	20,00	10,00	93	1

I micropali sono armati con un tubolare DN 114.3x8 mm.

Condizioni di carico

Si riportano sotto le condizioni di carico applicate sulla fondazione estrapolate dal modello ad elementi finiti nella combinazione più sfavorevole, applicata sia in direzione negativa che positiva.

Carichi concentrati

Simbologia adottata

Ic	Indice carico
X	Ascissa carico espressa in [m]
Y	Ordinata carico espressa in [m]
N	Carico verticale espresso in [kg]
Mx	Momento intorno all'asse X espresso in [kgm]
My	Momento intorno all'asse Y espresso in [kgm]
Tx	Forza orizzontale in direzione X espressa in [kg]
Ty	Forza orizzontale in direzione Y espressa in [kg]

Si riportano sotto le condizioni di carico applicate sulla fondazione estrapolate dal modello ad elementi finiti nella combinazione più sfavorevole, applicata sia in direzione negativa che positiva.

Condizione n° 1 - Condizione 1

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	0,75	1,40	20660,0	843,2	-3118,0	0,0	600,0
Piastra	2,75	1,40	12520,0	843,8	-3556,0	0,0	800,0
Piastra	3,20	4,05	20250,0	622,2	-2739,0	0,0	600,0
Piastra	1,75	1,45	11220,0	-20860,0	60700,0	-11530,0	4194,0
Piastra	3,15	2,50	15710,0	-191500,0	6330,0	-1129,0	-33120,0

Condizione n° 2 - Condizione 2

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	0,75	1,40	20660,0	-843,2	3118,0	0,0	-600,0
Piastra	2,75	1,40	12520,0	-843,8	3556,0	0,0	-800,0
Piastra	3,20	4,05	20250,0	-622,2	2739,0	0,0	-600,0
Piastra	1,75	1,45	11220,0	20860,0	-60700,0	11530,0	-4194,0

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	3,15	2,50	15710,0	191500,0	-6330,0	1129,0	-33120,0

Condizione n° 3 - Condizione 3

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	0,75	1,40	24630,0	6084,0	1905,0	-500,0	-1000,0
Piastra	2,75	1,40	8595,0	-1779,0	1908,0	-500,0	400,0
Piastra	3,20	4,05	21300,0	-1206,0	7667,0	-1200,0	300,0
Piastra	1,75	1,40	11300,0	-6501,0	135700,0	-24300,0	1309,0
Piastra	3,15	2,50	15920,0	80980,0	25940,0	-4648,0	-13400,0

Condizione n° 4 - Condizione 4

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	0,75	1,40	24630,0	-6084,0	-1905,0	500,0	1000,0
Piastra	2,75	1,40	8595,0	1779,0	-1908,0	500,0	-400,0
Piastra	3,20	4,05	21300,0	1206,0	-7667,0	1200,0	-300,0
Piastra	1,75	1,40	11300,0	6501,0	-135700,0	24300,0	-1309,0
Piastra	3,15	2,50	15920,0	-80980,0	-25940,0	4648,0	13400,0

VERIFICHE GEOTECNICHE

Portanza verticale pali

Metodo calcolo portanza: Bustamante-Doix

Percentuale portanza di punta (aliquota portanza laterale) 15.00%

Portanza trasversale pali

Costante di Winkler: da strato

Carico limite Pali

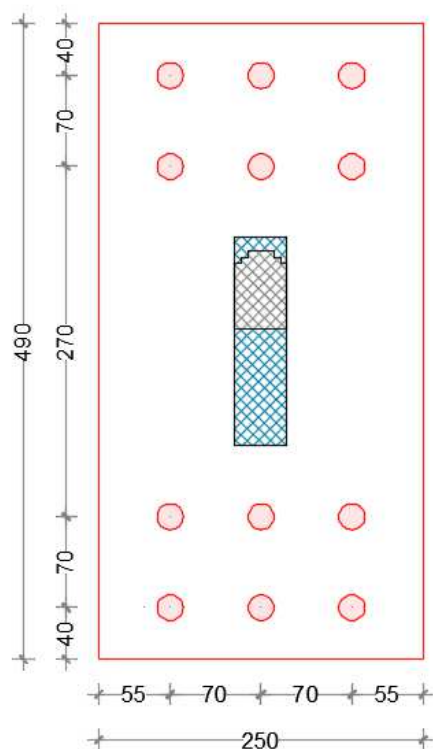
Simbologia adottata

n°	Indice palo
Oggetto	Oggetto di appartenenza del palo (Piastra, Plinto o Trave)
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kg]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kg]
FS _v	Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kg]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kg]
FS _o	Fattore di sicurezza (Vd/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	Oggetto	N	Pd	FS _v	T	Td	FS _o
		[kg]	[kg]		[kg]	[kg]	
1	Piastra 1	19953	44882	2.249 (4)	2454	2923	1.191 (2)
2	Piastra 1	23508	44882	1.909 (4)	2397	2923	1.220 (2)
3	Piastra 1	17814	44882	2.519 (2)	2419	2923	1.208 (2)
4	Piastra 1	18823	44882	2.384 (4)	2361	2923	1.238 (2)
5	Piastra 1	16349	44882	2.745 (2)	2385	2923	1.226 (2)
6	Piastra 1	14178	44882	3.166 (4)	2326	2923	1.257 (2)
7	Piastra 1	-2299	6747	2.935 (8)	2487	2923	1.175 (4)
8	Piastra 1	-6515	6747	1.036 (8)	2584	2923	1.131 (4)
9	Piastra 1	-5223	6747	1.292 (8)	2446	2923	1.195 (4)
10	Piastra 1	14242	44882	3.151 (4)	2271	2923	1.287 (2)
11	Piastra 1	15026	44882	2.987 (4)	2253	2923	1.298 (2)
12	Piastra 1	15794	44882	2.842 (4)	2235	2923	1.308 (2)
13	Piastra 1	13825	44882	3.246 (5)	2198	2923	1.330 (2)
14	Piastra 1	-2591	6747	2.604 (6)	2151	2923	1.359 (2)
15	Piastra 1	-3874	6747	1.741 (6)	2114	2923	1.383 (2)
16	Piastra 1	-1896	6747	3.558 (6)	2133	2923	1.370 (2)
17	Piastra 1	10358	44882	4.333 (7)	2153	2923	1.357 (2)
18	Piastra 1	13775	44882	3.258 (2)	2400	2923	1.218 (4)
19	Piastra 1	-3924	6747	1.719 (8)	2314	2923	1.263 (4)
20	Piastra 1	12947	44882	3.466 (7)	2344	2923	1.247 (4)

14.10.3 VERIFICA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE PLINTO CON SINGOLO PILASTRO

Si esegue la verifica dei pali di fondazione del plinto più sollecitato con un solo pilastro, considerando una disposizione dei pali come riportato nella figura sottostante.



Tipologie pali

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia
Descrizione	Descrizione tipologia
Geometria	Geometria tipologia (Pali in c.a o Pali in acciaio)
Armatura	Tipologia armatura per pali in c.a.
Portanza	Aliquote contributi portanza (solo Punta, solo Laterale, Entrambe)
Vincolo	Grado di vincolo alla testa del palo (Incastro o Cerniera)
TC	Tipologia costruttiva del palo (Trivellato o Infisso)
Mat	Indice materiale tipologia palo
Pt	Pressione quota testa palo, espressa in [kg/cm ^q]

n°	Descrizione	Geometria	Armatura	Portanza	Vincolo	TC	Mat	Pt
								[kg/cm ^q]
1	Tipologia 1	Pali circolari in c.a.	Armatura tubolare	Entrambe	Cerniera	Trivellato	1	0,00

Caratteristiche pali

Simbologia adottata

n°	Indice palo
X	Ascissa palo, espressa in [m]
Y	Ordinata palo, espressa in [m]
d	Diametro palo, espresso in [cm]
l	Lunghezza palo, espressa in [m]
nodo	Indice nodo su cui è posizionato il palo
lt	Indice tipologia palo

n°	X	Y	D	L	Nodo	lt
	[m]	[m]	[cm]	[m]		
1	0,55	0,40	20,00	10,00	2	1
2	0,55	0,95	20,00	10,00	5	1
3	0,55	3,80	20,00	10,00	32	1
4	0,55	4,50	20,00	10,00	39	1
5	1,25	0,40	20,00	10,00	8	1
6	1,25	0,95	20,00	10,00	12	1
7	1,25	3,80	20,00	10,00	43	1
8	1,25	4,50	20,00	10,00	46	1
9	1,95	0,40	20,00	10,00	17	1
10	1,95	0,95	20,00	10,00	22	1
11	1,95	3,80	20,00	10,00	42	1
12	1,95	4,50	20,00	10,00	51	1

I micropali sono armati con un tubolare DN 114.3x8 mm.

Condizioni di carico

Si riportano sotto le condizioni di carico applicate sulla fondazione estrapolate dal modello ad elementi finiti nella combinazione più sfavorevole, applicata sia in direzione negativa che positiva.

Carichi concentrati

Simbologia adottata

Ic	Indice carico
X	Ascissa carico espressa in [m]
Y	Ordinata carico espressa in [m]
N	Carico verticale espresso in [kg]
Mx	Momento intorno all'asse X espresso in [kgm]
My	Momento intorno all'asse Y espresso in [kgm]
Tx	Forza orizzontale in direzione X espressa in [kg]

Ty Forza orizzontale in direzione Y espressa in [kg]

Si riportano sotto le condizioni di carico applicate sulla fondazione estrapolate dal modello ad elementi finiti nella combinazione più sfavorevole, applicata sia in direzione negativa che positiva.

Condizione n° 1 - Condizione 1

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	1,25	2,45	42470,0	152200,0	0,0	21520,0	0,0

Condizione n° 2 - Condizione 2

Carichi concentrati

Oggetto	X	Y	N	Mx	My	Tx	Ty
	[m]	[m]	[kg]	[kgm]	[kgm]	[kg]	[kg]
Piastra	1,25	2,45	42470,0	-152200,0	0,0	-21520,0	0,0

VERIFICHE GEOTECNICHE

Portanza verticale pali

Metodo calcolo portanza: Bustamante-Doix

Percentuale portanza di punta (aliquota portanza laterale) 15.00%

Portanza trasversale pali

Costante di Winkler: da strato

Carico limite Pali

Simbologia adottata

n° Indice palo

Oggetto Oggetto di appartenenza del palo (Piastra, Plinto o Trave)

N Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kg]

Pd Portanza di progetto, espresso in [kg]

FS_v Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

T Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kg]

Td Portanza trasversale di progetto, espresso in [kg]

FS_0 Fattore di sicurezza (V_d/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	Oggetto	N	Pd	FS_v	T	Td	FS_0
		[kg]	[kg]		[kg]	[kg]	
1	Piastra 1	14203	31109	2.190 (3)	2224	2585	1.163 (1)
2	Piastra 1	12383	31109	2.512 (3)	2238	2585	1.155 (1)
3	Piastra 1	13212	31109	2.355 (2)	2307	2585	1.121 (1)
4	Piastra 1	15648	31109	1.988 (2)	2323	2585	1.113 (1)
5	Piastra 1	14178	31109	2.194 (1)	2224	2585	1.163 (1)
6	Piastra 1	12368	31109	2.515 (1)	2238	2585	1.156 (1)
7	Piastra 1	13201	31109	2.356 (2)	2307	2585	1.121 (1)
8	Piastra 1	15623	31109	1.991 (2)	2323	2585	1.113 (1)
9	Piastra 1	14203	31109	2.190 (1)	2224	2585	1.163 (1)
10	Piastra 1	12384	31109	2.512 (1)	2238	2585	1.155 (1)
11	Piastra 1	13214	31109	2.354 (2)	2307	2585	1.121 (1)
12	Piastra 1	15648	31109	1.988 (2)	2323	2585	1.113 (1)

14.11 VERIFICA STRUTTURALE DELLA SEZIONE DEL MICROPALO

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 9 [cm]
Raggio interno: _____ [cm]
N° barre uguali: _____
Diametro barre: _____ [cm]
Copri ferro (baric.): _____ [cm]

N° barre: 1 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	26.7	0	0

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Materiali

S355 C25/30

E_{su} : 67.5 % E_{c2} : 2 %
 f_{yd} : 308.7 N/mm² E_{cu} : 3.5
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 14.17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 E_{syd} : 1.544 % $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 355 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

M_{xRd}: 6.133 kN m

σ_c : -14.17 N/mm²
 σ_s : 47.06 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 %
 ϵ_s : 0.2353 %
d: 9 cm
x: 8.433 x/d: 0.937
 δ : 1

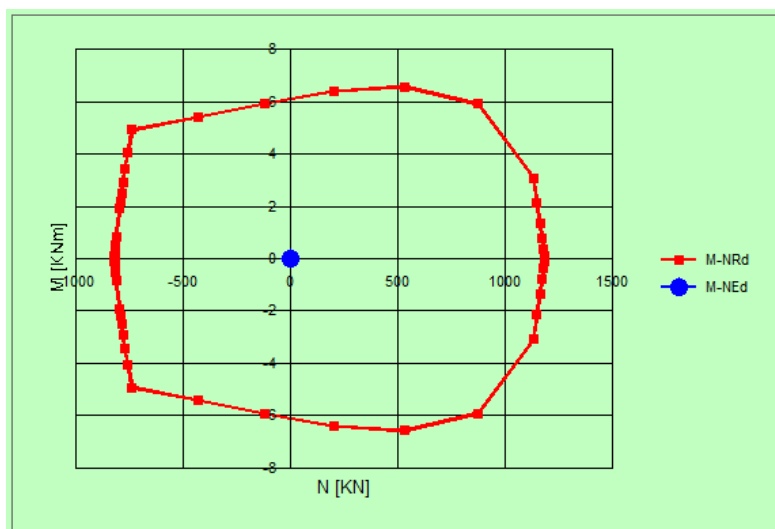
Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso


 $N_{Rd,compressione} = 1184 \text{ kN} = 118400 \text{ daN} > 23508 \text{ daN}$
 $N_{Rd,trazione} = 824 \text{ kN} = 82400 \text{ daN} > 6515 \text{ daN}$

14.12 VERIFICA STRUTTURALE DEL GIUNTO FILETTATO MASCHIO - FEMMINA

				f_{yk}	355 N/mm ²	
\varnothing_{ext}	114,3 mm					
sp.	8 mm					
\varnothing_{int}	98,3 mm					
Atot	2671,6 mm ²		NRd	903258,8 N		90325,88 daN
Giunto maschio						
\varnothing_{ext}	107,5 mm					
hfiletto	1,8 mm					
\varnothing_{ext} resistente	103,9 mm					
\varnothing_{int}	98,3 mm					
Atot	889,3 mm ²		NRd	300675,5 N		30067,55 daN
Giunto femmina						
\varnothing_{ext}	114,3 mm					
hfiletto	1,8 mm					
\varnothing_{int} resistente	107,5 mm					
Atot	1184,6 mm ²		NRd	400497,1 N		40049,71 daN

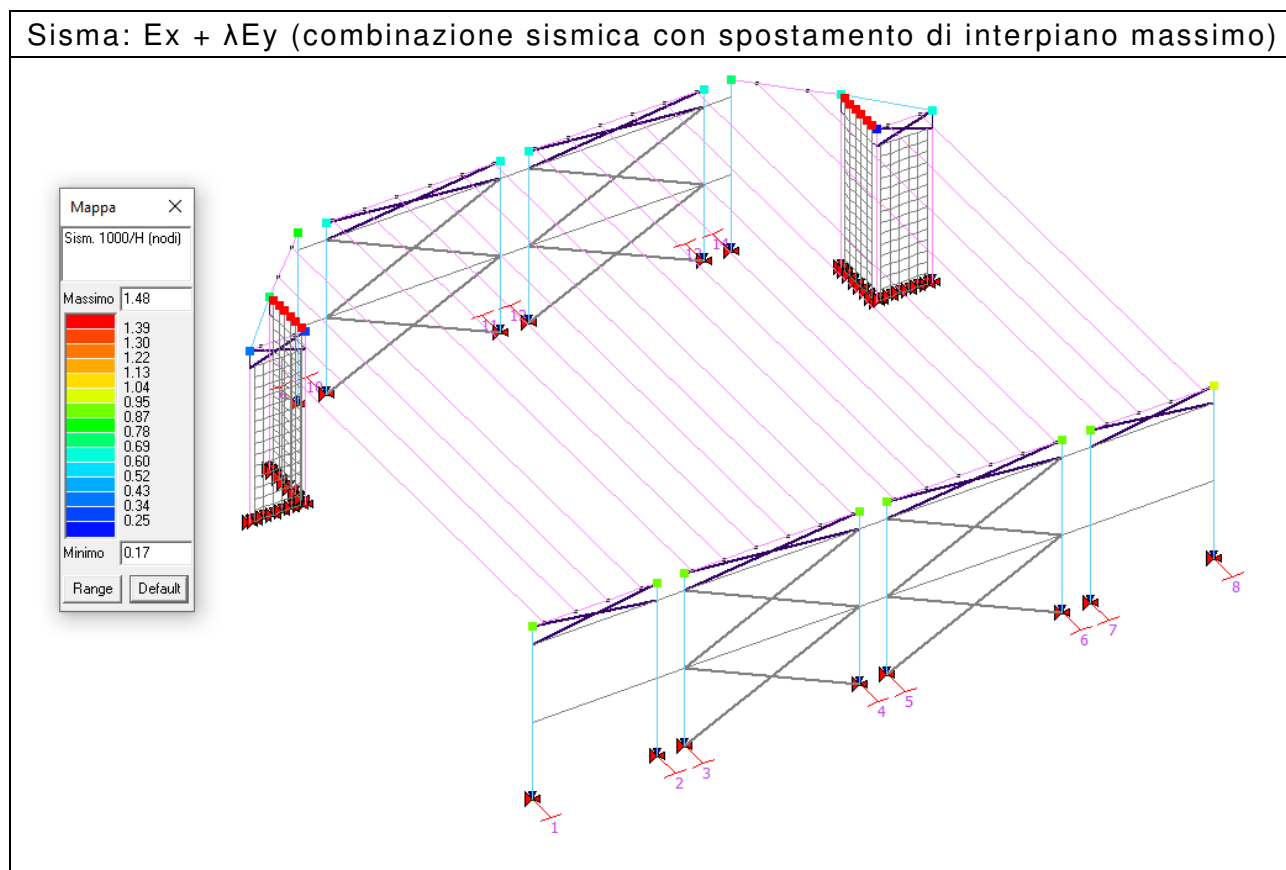
MASCHIO E FEMMINA						
A TUBO / SPESORE	Filetto quadro maschio		Filetto quadro femmina			Profondità filetto in mm. F $\pm 0,05$
	$\varnothing B -0,30$	C -0,5	$\varnothing B +0,3$	D $\pm 0,2$	E $\pm 0,5$	
60 x 6/7	55,6 x 4 filetto	50	55,6 x 4 filetto	52,0	50	1,8
60 x 8/10	53,5 x 4 filetto	50	53,5 x 4 filetto	49,9	50	1,8
73 x 6/7	68,6 x 4 filetto	50	68,6 x 4 filetto	63,0	50	1,8
73 x 8/10	66,4 x 4 filetto	50	66,4 x 4 filetto	62,8	50	1,8
89 x 6/7	84,4 x 4 filetto	50	84,4 x 4 filetto	80,9	50	1,8
89 x 8/10	82,2 x 4 filetto	50	82,2 x 4 filetto	78,6	50	1,8
89 x 11/13	79,5 x 4 filetto	50	79,5 x 4 filetto	75,5	50	1,8
101 x 6/7	97,1 x 4 filetto	50	97,1 x 4 filetto	93,5	50	1,8
101 x 8/10	94,8 x 4 filetto	50	94,8 x 4 filetto	91,2	50	1,8
101 x 11/13	92,2 x 4 filetto	50	92,2 x 4 filetto	88,6	50	1,8
114 x 6/7	109,8 x 4 filetto	50	109,8 x 4 filetto	106,2	50	1,8
114 x 8/10	107,5 x 4 filetto	50	107,5 x 4 filetto	103,9	50	1,8
114 x 11/13	104,8 x 4 filetto	60	104,8 x 4 filetto	101,2	60	1,8
127 x 6/7	122,5 x 4 filetto	50	122,5 x 4 filetto	118,9	50	1,8
127 x 8/10	120,2 x 4 filetto	50	120,2 x 4 filetto	116,6	50	1,8
127 x 11/13	117,4 x 4 filetto	60	117,4 x 4 filetto	113,8	60	1,8
139 x 6/7	135,2 x 4 filetto	50	135,2 x 4 filetto	131,6	50	1,8
139 x 8/10	132,8 x 4 filetto	50	132,8 x 4 filetto	129,2	50	1,8
139 x 11/13	130,1 x 4 filetto	60	130,1 x 4 filetto	126,5	60	1,8
152 x 6/7	147,8 x 4 filetto	50	147,8 x 4 filetto	144,2	50	1,8
152 x 8/10	145,4 x 4 filetto	50	145,4 x 4 filetto	141,8	50	1,8
159 x 6/7	154,7 x 4 filetto	50	154,7 x 4 filetto	150,5	50	1,8
159 x 8/10	152,5 x 4 filetto	50	152,5 x 4 filetto	148,5	50	1,8
168 x 6/7	163,7 x 4 filetto	50	163,7 x 4 filetto	160,1	50	1,8
168 x 8/10	161,3 x 4 filetto	50	161,3 x 4 filetto	157,7	50	1,8
168 x 11/13	158,5 x 4 filetto	60	158,5 x 4 filetto	154,9	60	1,8
178 x 6/7	173,2 x 4 filetto	50	173,2 x 4 filetto	169,6	50	1,8
178 x 8/10	170,8 x 4 filetto	50	170,8 x 4 filetto	167,2	50	1,8
178 x 11/13	168,0 x 4 filetto	60	168,0 x 4 filetto	164,4	60	1,8
191 x 6/7	183,7 x 4 filetto	50	183,7 x 4 filetto	180,1	50	1,8
191 x 8/10	181,3 x 4 filetto	50	181,3 x 4 filetto	177,7	50	1,8
191 x 11/13	178,5 x 4 filetto	60	178,5 x 4 filetto	174,9	60	1,8
216 x 6/7	213,0 x 4 filetto	50	213,0 x 4 filetto	209,6	50	1,8
216 x 8/10	211,1 x 4 filetto	60	211,1 x 4 filetto	207,6	60	1,8
244 x 6/7	237,4 x 4 filetto	60	237,4 x 4 filetto	233,8	60	1,8
244 x 11/13	234,6 x 4 filetto	60	234,6 x 4 filetto	231,2	60	1,8

$N_{Rd,min, trazione, parte filettata} = 30067 \text{ daN} > 6515 \text{ daN}$

14.13 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI OPERATIVITÀ ALLO SLO CON AZIONE SISMICA ATTESA AL 80%

Di seguito si riportano gli spostamenti massimi, per il sisma di progetto calcolati agli SLO, degli elementi strutturali. Affinché le verifiche possano dirsi soddisfatte, deve risultare che:

$$d_{p \max} < (0,005 h) \times 2/3 \quad \text{con } h \text{ altezza della struttura}$$



Nell'immagine vengono riportati gli spostamenti normalizzati, ottenendo un valore massimo di 0,61

$$i_{\max} = 1,48 < (0,005 h) / (0,001 h) \cdot 2/3 = 3,33$$

pertanto la verifica è soddisfatta con azione sismica pari a quella attesa in riferimento ai parametri dettati dalle NTC 2018 ridotta all'80%.

14.14 VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI DELL'EDIFICIO CON AZIONE SISMICA ATTESA IN SITO RIDOTTA AL 80%

AZIONI SISMICHE

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche 2018, ridotta al 80% di quella prevista in normativa per il sito in oggetto. Il tempo di ritorno corrispondente è pari a circa 398 anni.

Coefficiente di struttura: 2,00 [-]
 Periodo del modo principale di vibrare (T1): 0,291 [sec]
 Coefficiente di partecipazione modale γ : 1,29 [-]
 Categoria di sottosuolo: Tipo C

Spettro di Risposta allo SLV

Periodo di ritorno per lo SLV (Tr): 398 [anni]
 Probabilità di superamento per lo SLV (Pver): 17 [%]
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLV (Tc*): 0,278 [sec]
 Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLV (ag): 0,114 [g]
 Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLV (F0): 2,49 [-]
 Periodo dello spettro Tb: 0,15 [sec]
 Periodo dello spettro Tc: 0,45 [sec]
 Periodo dello spettro Td: 2,06 [sec]
 Coefficiente di sottosuolo S: 1,50 [-]

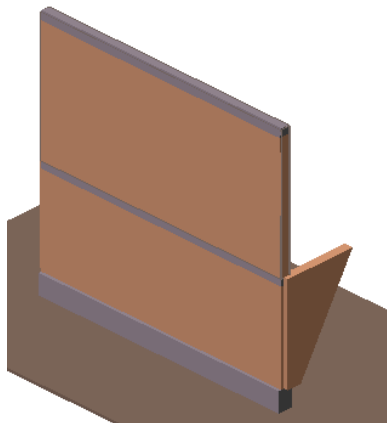
Spettro di Risposta allo SLD

Periodo di ritorno per lo SLD (Tr): 46 [anni]
 Probabilità di superamento per lo SLD (Pver): 80 [%]
 Periodo di inizio del tratto a velocità costante per lo SLD (Tc*): 0,255 [sec]
 Accelerazione orizzontale massima al sito per lo SLD (ag): 0,044 [g]
 Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale per lo SLD (F0): 2,51 [-]
 Periodo dello spettro Tb: 0,14 [sec]
 Periodo dello spettro Tc: 0,42 [sec]
 Periodo dello spettro Td: 1,77 [sec]
 Coefficiente di sottosuolo S: 1,50 [-]

Vengono sotto riportate le verifiche delle due pareti più gravose.

PARETE LONGITUDINALE LATO US5

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,427 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 419,655 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 55,581 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,132 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,098 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 19,399 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,084 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,667 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,861 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **VERIFICATO**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

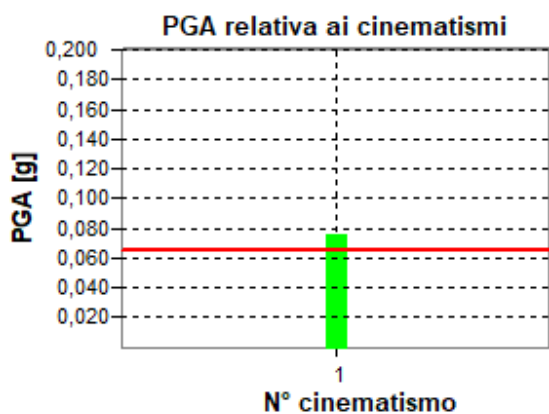
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,109 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,871 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 1,114 [-]

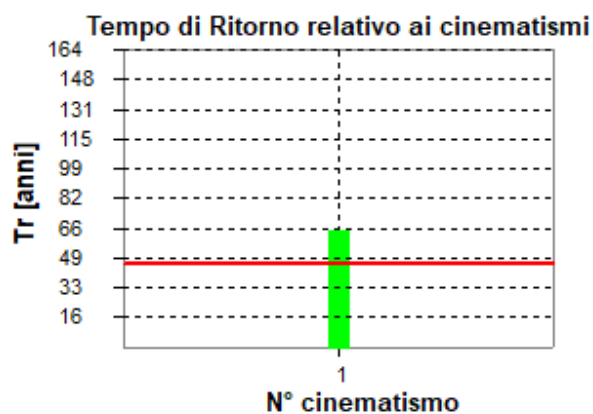
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: NON VERIFICATO

Confronto PGA in sito e PGA meccanismi di collasso locali



Confronto PGA SLD



Confronto TR SLD

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]

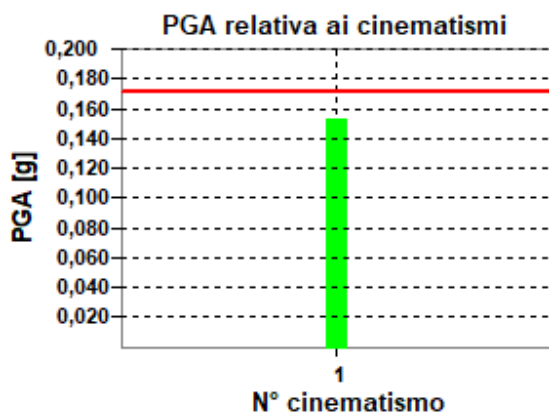
Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,0759 [g]

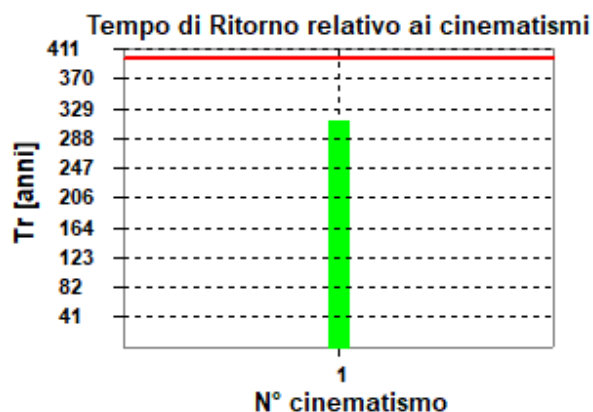
Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 64 [anni]

Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 1,1611 [-]

Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 1,3829 [-]



N° cinematismo



N° cinematismo

Confronto PGA SLV

Confronto TR SLV

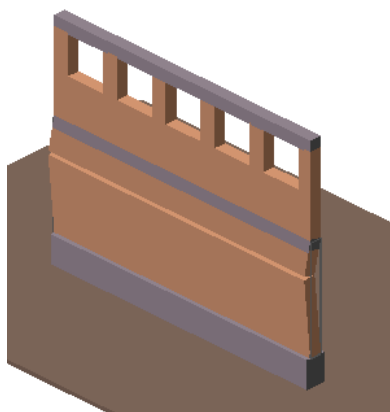
Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 0,1534 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 311 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 0,8979 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 0,7808 [-]

Come si può notare la verifica non risulta soddisfatta ed il meccanismo di collasso si attiva ad un'accelerazione inferiore a quella prevista in progetto. Pertanto si interviene applicando un sistema antiribaltamento realizzato con intonaco armato per vincolare tale meccanismo di collasso.

PARETE LONGITUDINALE LATO CORTILE INTERNO

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,000 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 84,391 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 58,225 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,690 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,511 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 9,107 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,128 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: Non Richiesto

 Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: NON RICHIESTO

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,167 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: Non Richiesto

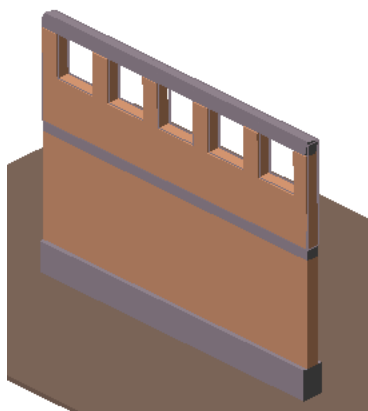
 Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: NON RICHIESTO

Risultati della verifica con analisi cinematica Non lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,128 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: Non Richiesto

 Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: NON RICHIESTO

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,533 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 40,757 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 11,107 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,273 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,203 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 5,056 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 0,995 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,105 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,322 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,520 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: VERIFICATO

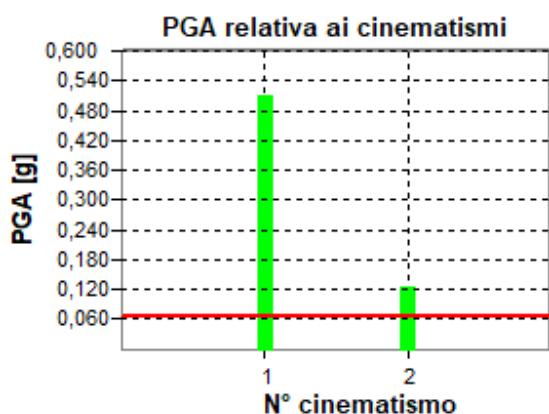
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,136 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,421 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,672 [-]

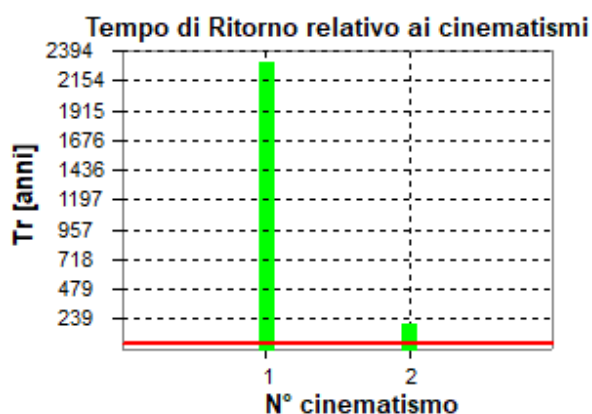
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: VERIFICATO

Confronto PGA in sito e PGA meccanismi di collasso locali



Confronto PGA SLD



Confronto TR SLD

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]

Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,5111 [g]

Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 2294 [anni]

Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 7,8146 [-]

Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 49,3592 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]

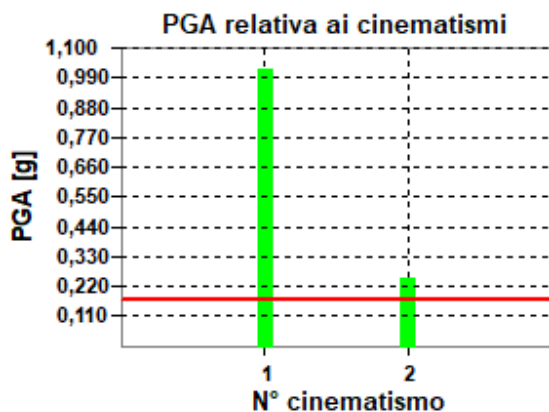
Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]

Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,1258 [g]

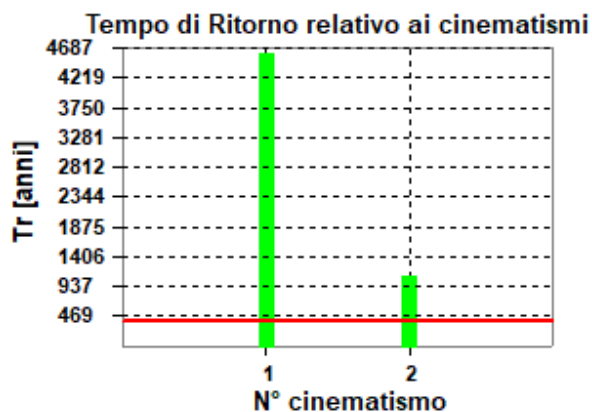
Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 197 [anni]

Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 1,9238 [-]

Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 4,2467 [-]



Confronto PGA SLV



Confronto TR SLV

Cinematismo n° 1: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

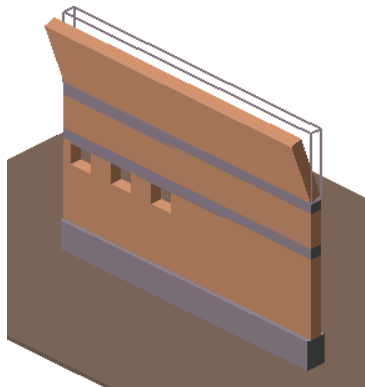
Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 1,0221 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 4587 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 5,9827 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 11,5115 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 0,2542 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 1100 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 1,4877 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 2,7602 [-]

PARETE LONGITUDINALE LATO STRADA

Cinematismo n° 1: Ribaltamento Singola Parete a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 3,30 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,651 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 47,233 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 8,231 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0,174 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0,129 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 5,700 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,129 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,507 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,998 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: **VERIFICATO**
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: **VERIFICATO**

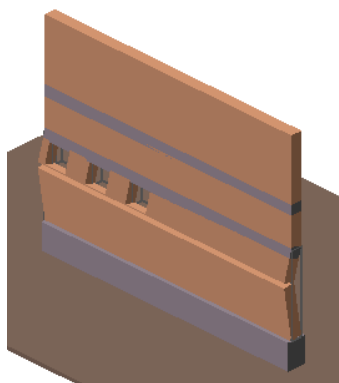
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,167 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,662 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 1,291 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: NON VERIFICATO

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,000 [-]

Momento Ribaltante M_{rib} : 45,706 [kN*m]

Momento Stabilizzante M_{st} : 68,197 [kN*m]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 1,492 [-]

accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 1,105 [g]

Massa partecipante al cinematismo M^* : 6,760 [kN/g]

Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: Non Richiesto

Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,059 [-]

Fattore di verifica in elevazione allo SLD: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: NON RICHIESTO

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

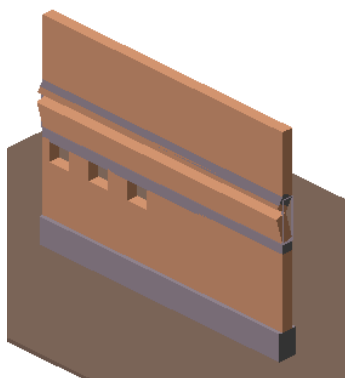
Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]

Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV $(a_{g,SLV} S)/q_{SLV}$: 0,085 [g]

Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: Non Richiesto
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,077 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: Non Richiesto

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: NON RICHiesto

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata



Quota di attivazione del cinematismo: 0,00 [m]
 Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi_{(z)}$: 0,441 [-]
 Momento Ribaltante M_{rib} : 12,887 [kN*m]
 Momento Stabilizzante M_{st} : 42,564 [kN*m]
 Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 3,303 [-]
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 2,447 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 3,710 [kN/g]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1,000 [-]

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLD $a_{g,SLD}$: 0,044 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLD $(a_{g,SLD} S)/q_{SLD}$: 0,065 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLD: $a_z(z)_{SLD}$: 0,087 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLD: 0,027 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLD: 0,036 [-]

Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLD: VERIFICATO
 Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLD: VERIFICATO

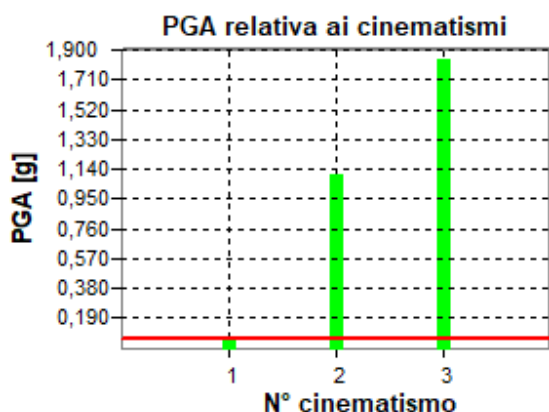
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione orizzontale massima in sito allo SLV $a_{g,SLV}$: 0,114 [g]
 Accelerazione di riferimento al suolo allo SLV ($a_{g,SLV} S$)/ q_{SLV} : 0,085 [g]
 Accelerazione di riferimento in elevazione allo SLV: $a_z(z)_{SLV}$: 0,113 [g]
 Fattore di verifica a quota zero allo SLV: 0,035 [-]
 Fattore di verifica in elevazione allo SLV: 0,046 [-]

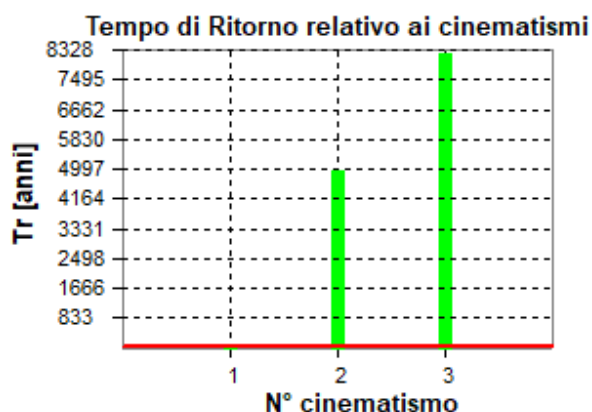
Esito verifica meccanismo a quota zero allo SLV: VERIFICATO

Esito verifica meccanismo in elevazione allo SLV: VERIFICATO

Confronto PGA in sito e PGA meccanismi di collasso locali



Confronto PGA SLD



Confronto TR SLD

Cinematismo n° 1: Ribaltamento Singola Parete a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 0,0655 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 47 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 1,0018 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 1,0040 [-]

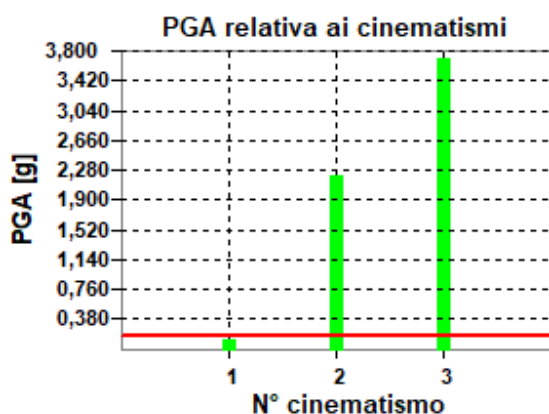
Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]

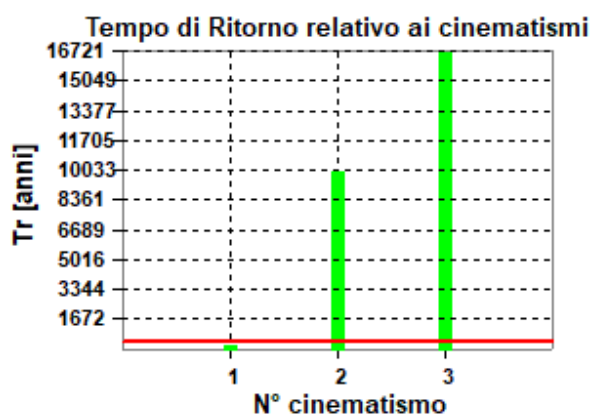
Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 1,1053 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 4960 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 16,9001 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 106,7459 [-]

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLD: 0,0654 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLD: 46 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLD: 1,8333 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLD: 8228 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 28,0320 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 177,0579 [-]



Confronto PGA SLV



Confronto TR SLV

Cinematismo n° 1: Ribaltamento Singola Parete a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 0,1324 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 222 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 0,7747 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 0,5564 [-]

Cinematismo n° 2: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota zero

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 2,2105 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 9921 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 12,9385 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 24,8952 [-]

Cinematismo n° 3: Espulsione Flessionale Verticale Singola a quota sopra elevata

Accelerazione del suolo PGA_D allo SLV: 0,1709 [g]
 Tempo di Ritorno TR_D allo SLV: 399 [anni]
 Accelerazione del suolo nel caso di analisi cinematica lineare $PGA_{C,Lin}$ allo SLV: 3,7035 [g]
 Tempo di Ritorno nel caso di analisi cinematica lineare $TR_{C,Lin}$ allo SLV: 16621 [anni]
 Rapporto PGA nel caso di analisi cinematica lineare $\alpha_{PGA} = PGA_{C,Lin}/PGA_D$: 21,6767 [-]
 Rapporto TR nel caso di analisi cinematica lineare $I_S = TR_{C,Lin}/TR_D$: 41,7086 [-]

Come si può notare la verifica del primo meccanismo di collasso non risulta soddisfatta e l'attivazione avviene ad un'accelerazione inferiore a quella prevista in progetto. Pertanto si interviene applicando un sistema antiribaltamento realizzato con intonaco armato per vincolare il tale meccanismo di collasso.

15 QUADRO RIASSUNTIVO

Nel presente quadro riassuntivo viene riportato il livello di sicurezza allo stato di fatto e lo stato di progetto per ogni unità strutturale.

Livello di sicurezza allo SLV

	ζ_{SLV} (Stato di fatto)	ζ_{SLV} (Stato di progetto)
US1	14%	80%
US2	13%	80%
US3	77%	80%
US4	92%	-
US5	77%	80%
US6	23%	80%

Nell'unità strutturale 4 non sono stati previsti interventi che aumentano la capacità sismica della struttura in quanto il suo livello di sicurezza allo stato di fatto è già superiore all'80%, infatti tale livello rappresenta il minimo da raggiungere per considerare una struttura adeguata secondo le norme NTC 2018.

Allo stato di progetto tutte le altre unità strutturali raggiungono un livello di sicurezza con rapporto tra capacità su domanda pari ad almeno 80%.

Villafranca di Verona, 28 luglio 2023

Ing. Simone Quaglia

