

PROGETTO esecutivo riguardante le strutture

Relazione di Calcolo

1	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE PALESTRA.....	7
1.1	PREMESSA.....	7
1.2	ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.	8
1.3	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.....	8
1.4	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.....	10
1.5	ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.	10
1.6	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.....	10
1.7	MODELLO NUMERICO.	11
1.7.1	Metodologia di modellazione ed analisi.	11
1.7.2	Informazioni sul codice di calcolo.	12
1.7.3	Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.	16
1.7.4	Modellazione dei vincoli interni ed esterni	21
1.7.5	Modellazione delle azioni	23
1.7.6	Combinazioni e/o percorsi di carico.	29
1.8	PRINCIPALI RISULTATI	30
1.8.1	Risultati dell'analisi modale	30
1.8.2	Spostamenti massimi per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV	34
1.8.3	Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative elementi beam	35
1.8.4	Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative elementi shell	39
1.8.5	Reazioni vincolari	41
1.9	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	42
1.10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DEGLI ELEMENTI IN C.A.	43
1.11	VERIFICHE TRAVI E TRAVETTI IN LEGNO - SLU E IN CASO DI INCENDIO	43
1.12	VERIFICHE LOCALI	44

1.13	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DANNO.....	44
1.14	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITÀ.....	45
2	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE CORPO SPOGLIATOI	47
2.1	PREMESSA.....	47
2.2	ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.	48
2.3	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.....	48
2.4	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.....	50
2.5	ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.	51
2.6	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.....	51
2.7	MODELLO NUMERICO.	54
2.7.1	Metodologia di modellazione ed analisi.	55
2.7.2	Informazioni sul codice di calcolo.	55
2.7.3	Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.	60
2.7.4	Modellazione dei vincoli interni ed esterni	69
2.7.5	Modellazione delle azioni	72
2.7.6	Combinazioni e/o percorsi di carico.	77
2.8	PRINCIPALI RISULTATI	78
2.8.1	Risultati dell'analisi modale	78
2.8.2	Spostamenti massimi per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV	85
2.8.3	Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative.....	86
2.8.4	Pressioni sul terreno.....	90
2.9	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	90
2.10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	91
2.11	VERIFICHE LOCALI	93
2.12	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DANNO.....	93
2.13	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITÀ.....	94

2.14	VERIFICA DEI TAMPONAMENTI COME ELEMENTI SECONDARI.....	94
3	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE PALESTRA.....	95
3.1	PREMESSA.....	95
3.2	ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.	96
3.3	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.....	96
3.4	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.....	98
3.5	ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.	98
3.6	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.....	98
3.7	MODELLO NUMERICO.	99
3.7.1	Metodologia di modellazione ed analisi.	99
3.7.2	Informazioni sul codice di calcolo.	100
3.7.3	Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.	104
3.7.4	Modellazione dei vincoli interni ed esterni	114
3.7.5	Modellazione delle azioni	116
3.7.6	Combinazioni e/o percorsi di carico.	122
3.8	PRINCIPALI RISULTATI	123
3.8.1	Risultati dell'analisi modale	123
3.8.2	Spostamenti massimi per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV	127
3.8.3	Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative elementi beam	128
3.8.4	Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative elementi shell	132
3.8.5	Reazioni vincolari	134
3.9	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	140
3.10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DEGLI ELEMENTI IN C.A.	140
3.11	VERIFICHE TRAVI E TRAVETTI IN LEGNO - SLU E IN CASO DI INCENDIO	158
3.12	VERIFICHE LOCALI	177
3.13	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DANNO.....	201
3.14	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITÀ.....	202

4	RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE CORPO SPOGLIATOI.....	204
4.1	PREMESSA.....	204
4.2	ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.	205
4.3	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.....	205
4.4	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.....	207
4.5	ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.	208
4.6	AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.....	208
4.7	MODELLO NUMERICO.	211
4.7.1	Metodologia di modellazione ed analisi.	212
4.7.2	Informazioni sul codice di calcolo.	212
4.7.3	Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.	217
4.7.4	Modellazione dei vincoli interni ed esterni	226
4.7.5	Modellazione delle azioni	228
4.7.6	Combinazioni e/o percorsi di carico.	233
4.8	PRINCIPALI RISULTATI	235
4.8.1	Risultati dell'analisi modale	235
4.8.2	Spostamenti massimi per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV	241
4.8.3	Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative.....	242
4.8.4	Pressioni sul terreno.....	246
4.9	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	252
4.10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI.....	253
4.11	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DANNO.....	275
4.12	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITÀ.....	275
4.13	VERIFICA DEI TAMPONAMENTI COME ELEMENTI SECONDARI.....	276
5	PRESCRIZIONI PER IL PROGETTO DEGLI IMPIANTI	278
6	RELAZIONE SUI MATERIALI PALESTRA.....	280

6.1	CALCESTRUZZI PER C.A.....	280
6.2	ACCIAIO PER C.A.	283
6.3	LEGNO LAMELLARE.....	284
6.4	BULLONERIA.....	284
6.5	VITERIA E CONNESSIONI PER LEGNO	285
7	RELAZIONE SUI MATERIALI CORPO SPOGLIATOI	292
7.1	CALCESTRUZZI PER C.A.....	292
7.2	ACCIAIO PER C.A.	295
8	ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI	298
8.1	ELABORATI GRAFICI GENERALI.....	298
8.2	PARTICOLARI COSTRUTTIVI	298
9	RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI – INDAGINI SPECIALISTICHE.....	300
9.1	RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO	300
9.2	RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO.....	300
9.3	RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE ALLA “PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE”	300

1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE PALESTRA

1.1 PREMESSA.

- **Caratteristiche della costruzione**

La presente relazione di calcolo è relativa alla realizzazione di nuova palestra e relativo corpo spogliatoi in Bazzano, nel comune di Neviano degli Arduini, Parma (PR). Le coordinate geografiche del sito sul quale sorgerà l'edificio sono di seguito riportate:

Latitudine: 44.571457

Longitudine: 10.370600

Si riporta di seguito una vista aerea dell'area sul quale sorgerà il nuovo edificio:



Vista aerea del polo scolastico e dell'ubicazione della futura palestra

- **Caratteristiche delle interferenze con il territorio circostante**

Il progetto generale prevede la realizzazione di due nuovi fabbricati isolati (palestra e corpo spogliatoi e servizi), rispettando la distanza tra le costruzioni contigue, l'altezza massima dei nuovi edifici e la limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

- **Caratteristiche e rilievo topografico del sito**

Per quanto concerne le caratteristiche geologiche del terreno su cui sorgeranno gli edifici in progetto si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione a firma del Dott. Geol. Fabio Picinotti allegata alla presente relazione. Il terreno in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è classificato in categoria B (DM 14/01/2008). E' opportuno precisare che però essendo la velocità individuata molto vicina alla velocità di confine tra la classe B e la classe C e che la vecchia campagna di indagini (seppur meno precisa rispetto alla nuova MASW) indicava una velocità di riferimento pari a 319m/s si è ritenuto procedere alla verifica della struttura facendo riferimento alla

classe di terreno C. L'area in esame si presenta con pendenza media $i \leq 15^\circ$, si fa ricorso al coefficiente di amplificazione topografico S_T di cui alla tab. 3.2.VI della DM 14/01/2008, ascrivendo il sito in esame alla categoria T_1 con valore $S_T = 1,0$.

1.2 ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.

Poiché l'edificio è di nuova realizzazione non è coerente far riferimento ad una *analisi storico-critica*.

1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.

• Descrizione generale dell'opera

Per quanto concerne la descrizione della struttura si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione tecnica allegata alla presente. In estrema sintesi la struttura della palestra è realizzata in elementi prefabbricati su fondazioni a plinti con copertura in legno.

• Criteri generali di progettazione

La struttura è stata progettata considerando la struttura come incastrata alla base con copertura in legno flessibile. In quest'ottica dunque si è fatto riferimento al fattore di struttura relativo a strutture a pendolo inverso pari a 1.5.

• Criteri generali della costruzione

Secondo i parametri del Paragrafo 7.2.2. (DM 14/01/2008), la struttura è regolare in pianta ed è regolare in altezza; viene rispettata la distanza tra le costruzioni contigue, l'altezza massima del nuovo edificio e la limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

• Criteri generali di analisi e verifica

– Metodo di calcolo agli stati limite

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, allo stato limite di operatività e nei confronti di eventuali azioni eccezionali, in questo caso rappresentate dall'azione del fuoco in caso d'incendio. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti per lo SLD e per lo SLO. Le verifiche svolte in relazione allo stato limite considerato sono di seguito evidenziate all'interno della tabella di riferimento presente all'interno della normativa tecnica di riferimento al C7.1.I:

Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso				
			I	II	III	IV	
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x	←
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x	←
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x	←
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x			←
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x	←
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x	←
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x	←
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x	←
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x	
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x	←
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x	←
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x	
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x	
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x	←
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x	←
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x	
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x	
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x	
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x	

Le verifiche evidenziate in verde sono contenute all'interno della seguente relazione ed all'interno della relazione geotecnica, per quanto riguarda le verifiche evidenziate in rosso si rimanda ad apposito elaborato. Tutte le altre verifiche non devono essere svolte per il progetto poiché non coerenti. E' importante precisare che la verifica per la duttilità della struttura non è coerente poiché in questo caso le travi non sono incastrate ai pilastri ed sono in materiale differente (legno),

– Verifiche struttura in fondazione

Le fondazioni verranno verificate sia nel caso statico che nel caso sismico; In particolare saranno verificati i plinti di fondazione dal punto di vista strutturale nonché la verifica nei confronti della capacità portante. Saranno verificate inoltre le travi di collegamento tra i diversi plinti.

– Verifica struttura in elevazione

Per i pilastri in calcestruzzo armato sono riportate le verifiche nei confronti di taglio e pressoflessione deviata. È riportata anche la verifica della copertura in legno. Le verifiche di deformabilità sono eseguite allo SLD ed allo SLO (classe IV).

- Fattore di struttura

Come descritto in precedenza in relazione alla tipologia strutturale, si è scelto di adottare un fattore di struttura pari ad 1,5 facendo riferimento alle strutture a pendolo inverso.

1.4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.

Norme di riferimento adottato

Le norme a cui si fa riferimento nella progettazione dell'opera sono le seguenti:

- OPCM 20 marzo 2003 n° 3274 "Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale (...)".
- D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- D.M. 31 dicembre 2007, n. 248, recante proroga di termini previsti da disposizioni legislative e disposizioni urgenti in materia finanziaria.

Altre norme e documenti tecnici integrativi

- Eurocodice 5 - Progettazione di strutture di legno
- Eurocodice 8 – UNI EN 1998-1:2005 (Regole specifiche per il legno)
- CNR DT206/2007

1.5 ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.

Poiché l'edificio è di nuova realizzazione non è coerente far riferimento a *Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza*.

1.6 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.

Le azioni applicate al modello strutturale sono le seguenti:

G1: Peso proprio della trave altezza media 120cm larghezza 24cm $\rightarrow 1.2 \cdot 0.24 \cdot 4.2 = 1.21 \text{ kN/m}$
 $i = 6.125 \rightarrow 0.2 \text{ kN/m}^2$

G2: Peso delle travi principali: $0.2 \cdot 0.4 \cdot 4.2 = 0.336 \text{ kN/m}$ $i = 2.75 \text{ m} \rightarrow 0.336 / 2.75 = 0.122 \text{ kN/m}^2$

Peso dei travetti: $0.12 \cdot 0.14 \cdot 4.2 = 0.07 \text{ kN/m}$ $i = 1 \text{ m} \rightarrow 0.07 \text{ kN/m}^2$

Peso del tavolato ligneo $s = 3 \text{ cm} \rightarrow 0.03 \cdot 6 = 0.18 \text{ kN/m}^2$

Isolante in lana di roccia $\rho = 120 \text{ kg/m}^3$ $s = 7 \text{ cm} \rightarrow 0.07 \cdot 1.2 = 0.084 \text{ kN/m}^2$

Isolante in polistirene $\rho = 30 \text{ kg/m}^3$ $s = 8 \text{ cm} \rightarrow 0.08 \cdot 0.3 = 0.024 \text{ kN/m}^2$

Peso lamiera grecata 0.15 kN/m^2

Peso pannelli fotovoltaici 0.25 kN/m^2

TOTALE : $0.88 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.9 \text{ kN/m}^2$

Q: Carico Neve: $1.77 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 1.8 \text{ kN/m}^2$

1.7 MODELLO NUMERICO.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua 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. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali (non utilizzati). Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare di tipo dinamico. La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui. In questo caso i solai orizzontali non vengono considerati come rigidi. Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

1.7.1 Metodologia di modellazione ed analisi.

Per la risoluzione completa della struttura si è utilizzata la versione 2018 del programma agli elementi finiti Mastersap (prodotto dalla AMV srl di Ronchi dei Legionari – GO). Si è realizzato un modello tridimensionale della struttura per analizzare e successivamente verificare i pilastri e le travi in calcestruzzo armato prefabbricate. Le travi principali così come tutti gli altri elementi lignei saranno verificati separatamente mediante fogli di calcolo autoprodotti. Questa scelta è possibile in relazione alle tipologie di vincolo che caratterizzano questi elementi che permettono di procedere all'analisi di questi elementi semplicemente facendo riferimento a semplici relazioni della scienza delle costruzioni. Per completezza si riportano in apposito allegato i tabulati di input (comprendenti

geometrie, materiali, carichi e condizioni di carico), di output (spostamenti nodali, sollecitazioni, deformazioni relative ed armature minime) nonché lo schema del modello, della numerazione degli elementi e la visualizzazione sintetica delle sollecitazioni principali. L'azione statica e l'azione sismica sono state applicate alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008). L'azione statica è stata calcolata attraverso un'analisi statica lineare mentre l'azione sismica è calcolata mediante analisi lineare dinamica modale. Le verifiche verranno eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite così come descritto in precedenza.

1.7.2 Informazioni sul codice di calcolo.

- **Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

- **Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti Software "AMV"**

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV
In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LIFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizzi la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per l'acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

AMV S.r.l.
Il legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello

- **Licenza d'uso**

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



LICENZA D'USO SOFTWARE

Ragione Sociale: **AR.TEC STUDIO INGEGNERIA ARCHITETTURA SRL**

Indirizzo: **VIALE DEI MILLE, 140**

CAP: **43100**

Città: **PARMA**

Prov.: **PR**

Telefono: **0521.292918**

Fax: **0521.290195**

Email: **studio@studioartecsrl.it**

Partita IVA: **02518060344**

Codice Fiscale:

DATI RELATIVI ALL'INSTALLAZIONE DEI PROGRAMMI (se diversi da quelli di fatturazione)

Nominativo

Indirizzo (Via, n°, CAP, città, prov. e tel.):

DESCRIZIONE PROGRAMMI

TITOLO PROGRAMMA	AUTORE / DISTRIBUT.	VERS.	N° LICENZA D'USO	DECORRENZA LICENZA D'USO	SCADENZA ASSIST./ MANUT.
MASTERSAP TOP	AMV	27,10	27416	30/06/1992	29/06/2016
ANALISI NON LINEARE TOP	AMV	27,10	27416	07/10/2015	07/04/2016
SOLUTORE PUSHOVER TOP	AMV	27,10	27416	16/07/2012	29/06/2016
MASTERARM TOP	AMV	27,10	27416/8	30/06/1992	29/06/2016
MASTERESIST TOP	AMV	27,10	27416	08/06/2011	29/06/2016
MASTERMURI TOP	AMV	27,10	27416	29/09/2005	29/06/2016
MASTERLEGNO TOP	AMV	27,10	27416/8	27/06/2013	29/06/2016
MASTERSTEEL TOP	AMV	27,10	27416/8	27/06/2013	29/06/2016
MASTERNODO TOP	AMV	27,10	27416	20/11/2013	29/06/2016
CAD C.A. TRAVI/PILASTRI E VIEW	AMV	27,00	27417	30/06/1992	29/06/2016
IMPAGINATORE DXF TOP	AMV	27,00	27417	11/03/2013	29/06/2016
VERIFICHE RINFORZI	AMV	27,00	36719	16/07/2012	29/06/2016
VERIFICHE C.A. T.A./SL./S.L.U	AMV	27,00	35061	13/10/2008	29/06/2016
RESISTENZA AL FUOCO VERS. TOP	AMV	27,00	30894	14/07/1999	29/06/2016

1.7.3 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.

• Informazioni e caratteristiche di progetto

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Palestra con pannelli appesi
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC-2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Località	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.1968
F0	2.51
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	0%
Numero di frequenze	25
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=1.5
Duttilità	Bassa Duttilità

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

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno
Probabilità di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	101 anni
Località	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.0891
F0	2.48
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI DANNO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	25

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

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operativita'
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	60 anni
Localita'	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.0722
F0	2.49
Tc	0.26
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	25

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

• Sezioni utilizzate nel modello strutturale

SEZIONI RETTANGOLARI

Codice	Base	H
1	0.500	0.500
2	0.500	0.500
3	0.200	1.200
4	0.200	0.200
5	0.200	0.360
6	0.040	0.002
7	0.120	0.140

• Lista Materiali Utilizzati

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	+3.15e+007	0.120	24.52500	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

2	Legno	+1.10e+007	0.430	0.00000	+3.00e-006	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	Acciaio	+2.06e+008	0.300	0.00000	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
4	Senza peso	+2.06e+008	0.300	0.00000	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

Materiali ortotropici

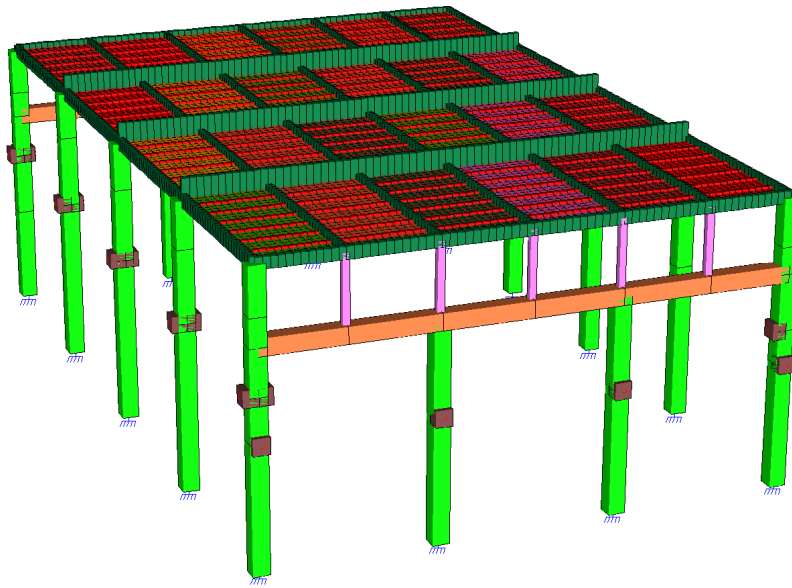
Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef.Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
5	legno tavolato	+7.00e+006	0.370	0.00000	+3.00e-006	1.000	+2.00e-001	+1.00e-002
	Mod.elast.2 +2.30e+005	Mod.elast.3 +2.30e+005	Coef.Poisson 2 0.370	Coef.Poisson 3 0.370	Mod. taglio +4.40e+005	Dil. term.2 +3.00e-006	Dil. term.3 +3.00e-006	Ang.ortotr. 90

Come si può evincere dalla tabella sopra riportata il peso unitario del materiale legno ed acciaio è stato posto uguale a zero poiché il relativo carico degli elementi della copertura è stato già considerato nel carico applicato agli elementi del modello. Operando in questo modo quindi si evita che le analisi considerino il peso degli elementi della copertura in legno due volte. Si specifica che il valore del coefficiente di Poisson utilizzato sia per il massiccio C24 che per il lamellare GL24h è riferito al valore indicato per il legno di conifera.

E' opportuno precisare inoltre che si è inserito un materiale con le medesime caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato, ma privo di peso proprio. Questo per modellare gli elementi con cui si sono considerate le eccentricità accidentali nonché il tratto di altezza del pilastro "fittizia" per poter considerare la corretta quota della copertura in relazione all'azione sismica.

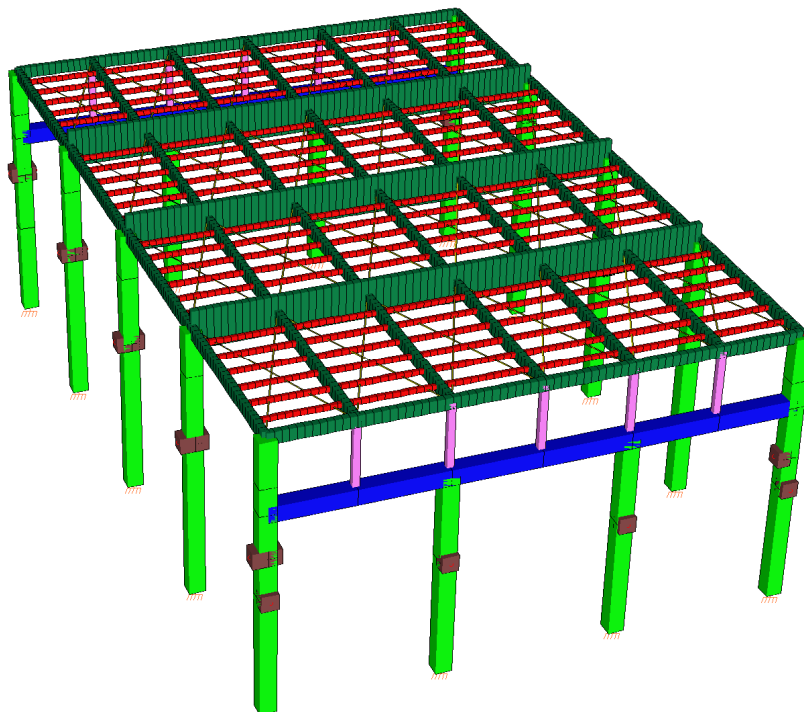
Infine è opportuno descrivere il materiale con il quale è stato modellato il tavolato ligneo, in particolare essendo quest'ultimo realizzato con tavole di legno inchiodate in corrispondenza dei travetti è stato modellato con elementi guscio di idoneo spessore caratterizzato però da comportamento ortotropo in accordo con il reale comportamento del materiale ligneo. I dati inseriti sono relativi ad un legno di conifera C14. Il tavolato è caratterizzato da bassa resistenza nei confronti della flessione che infatti è stata ridotta con un coefficiente di 0.01 rispetto al valore di calcolo e per tenere in considerazione che le tavole sono in realtà separate le une dalle altre in senso longitudinale si è abbattuta la resistenza nei confronti dell'azione tagliente al 20% rispetto a quella di calcolo. Ulteriori precisazioni saranno contenute all'interno del paragrafo relativo alla verifica del tavolato, delle bandelle metalliche e relative chiodature a cui si rimanda per completezza.

- **Presentazione del modello strutturale e sue proprietà - Elevazione**

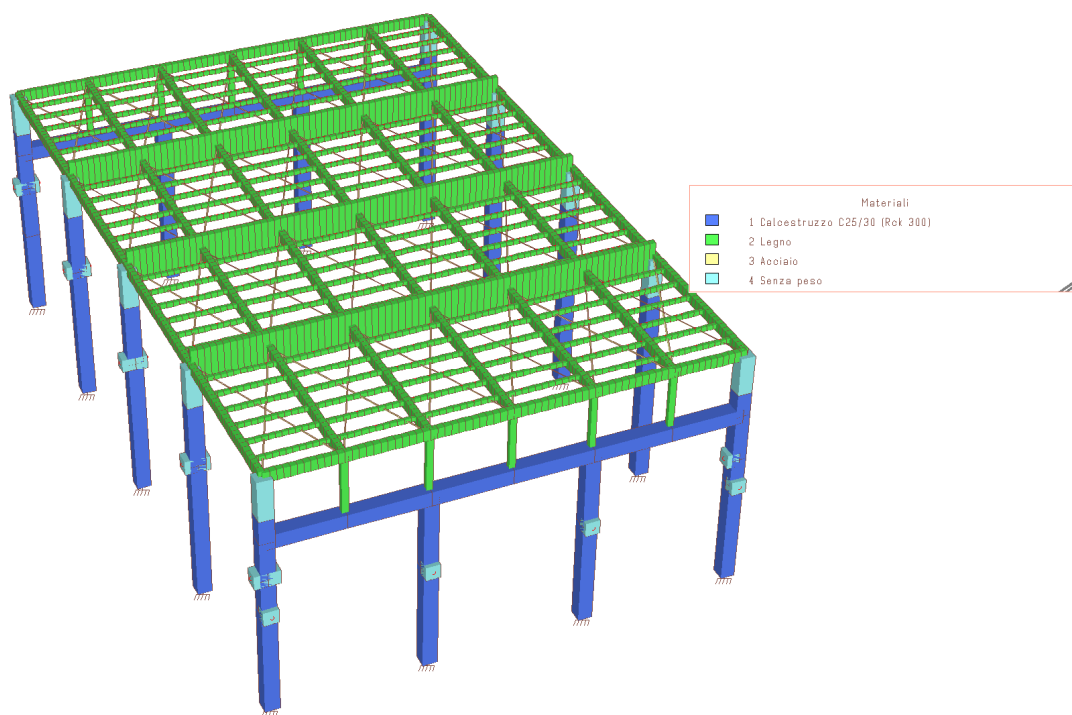


Modello di calcolo

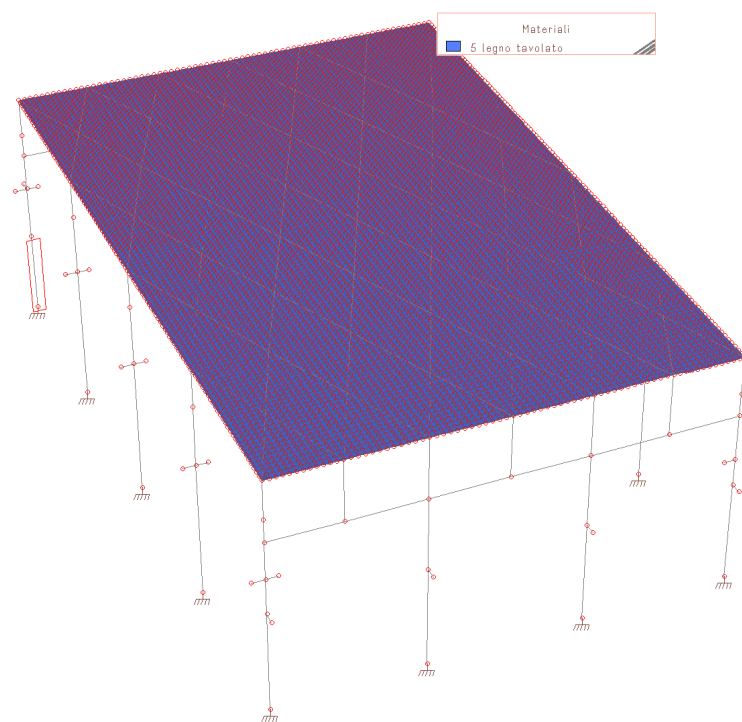
Come descritto appena sopra si chiarisce che si è modellata la copertura piana alla quota media di posa della falda così da considerare correttamente le forze sismiche in gioco. Il tratto di pilastro "fittizio" è stato modellato con un materiale senza peso ma di analoghe caratteristiche meccaniche.



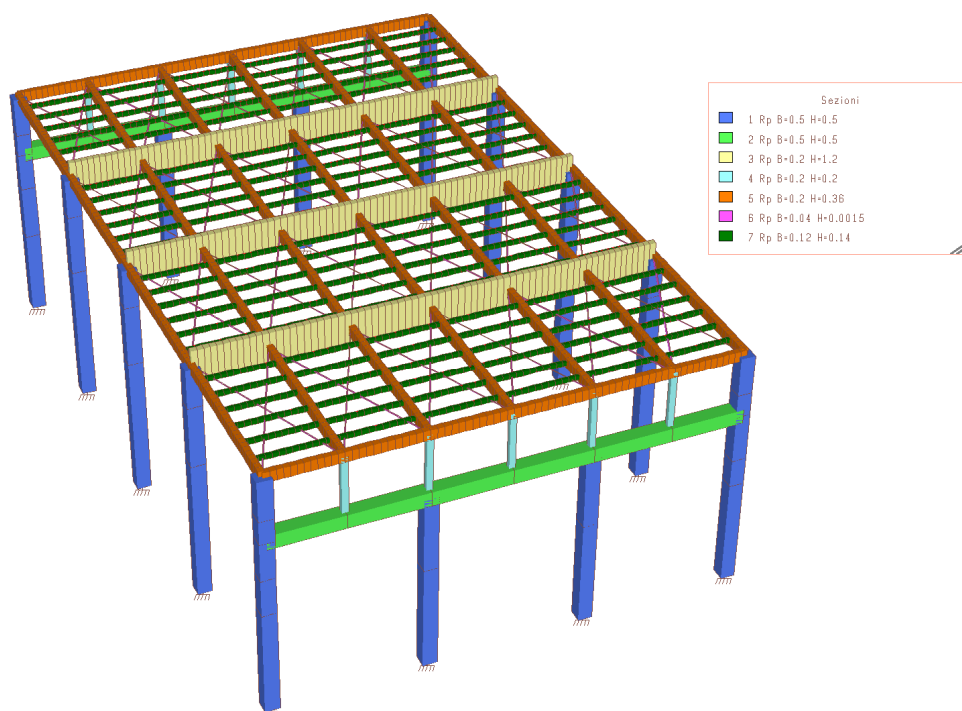
Modello di calcolo 3D senza i gusci che modellano il tavolato ligneo



Schema materiali in elevazione – Materiali



Schema materiali in elevazione – Materiali elementi bidimensionali

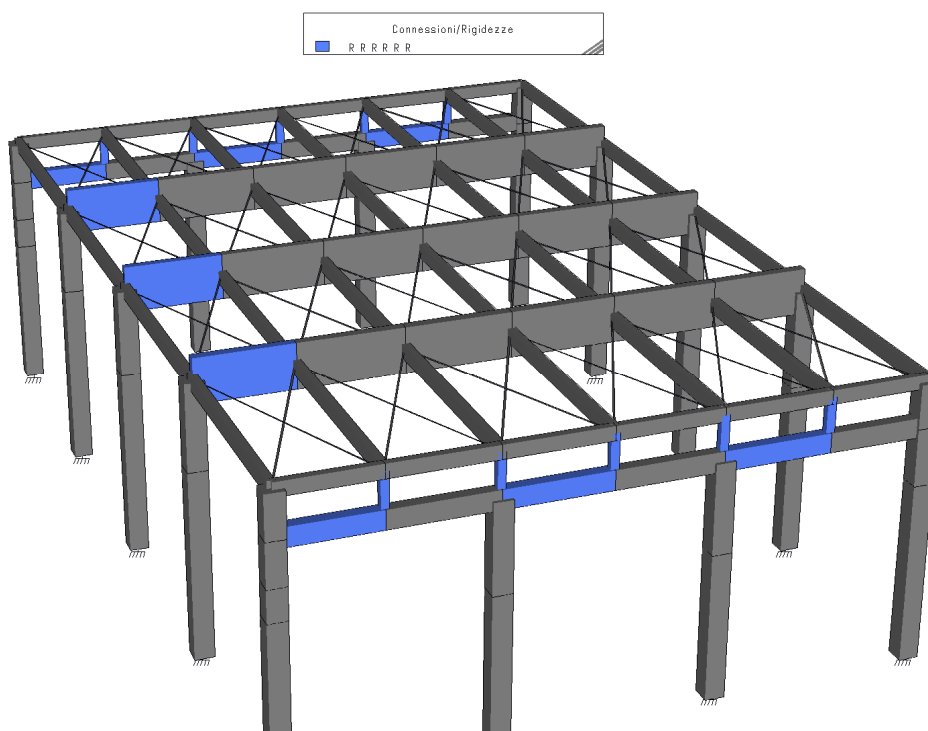


Schema sezioni travi – Sezioni

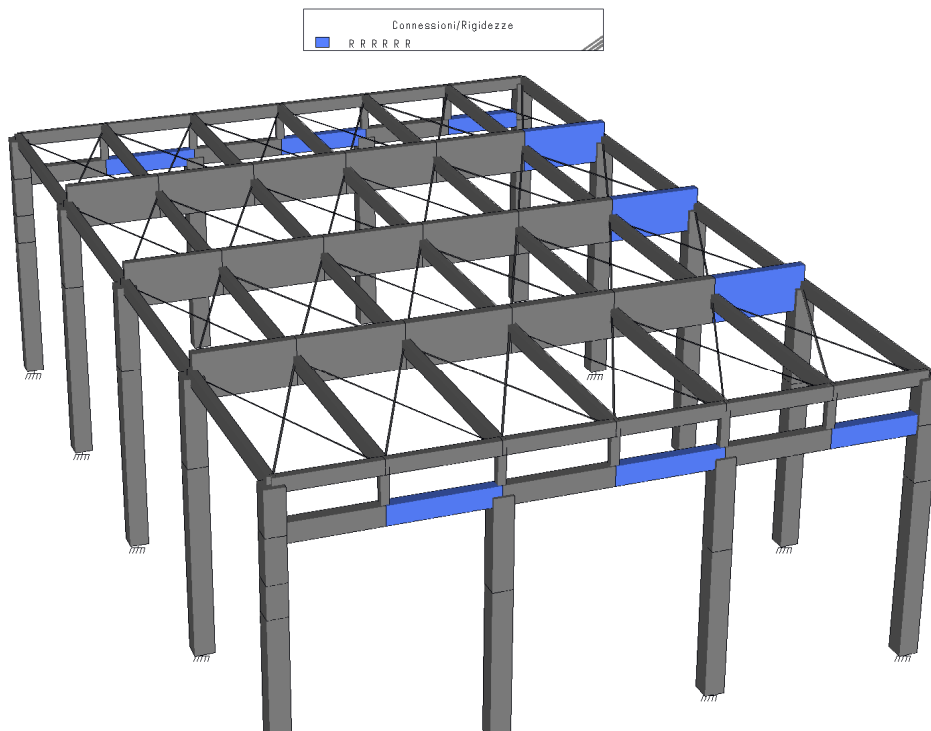
1.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

In accordo con il reale comportamento degli elementi in legno si sono considerati nella modellazione come elementi doppiamente incernierati alle estremità. Gli svincoli inseriti all'interno del modello di calcolo per poter ottenere correttamente questo comportamento sono di seguito riportati:

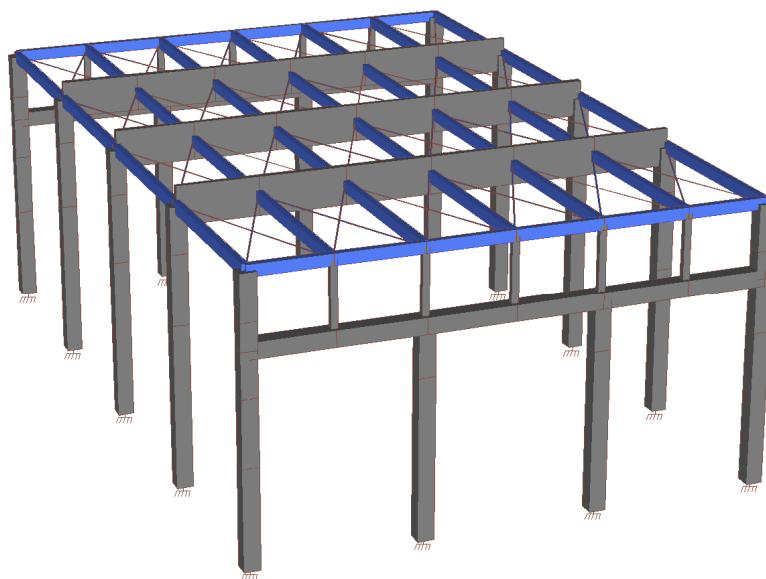
- **Elementi: Vincolo travi**



Svincoli principali sulle travi in legno (cerniere – nodo iniziale)



Svincoli principali sulle travi in legno (cerniere – nodo finale)

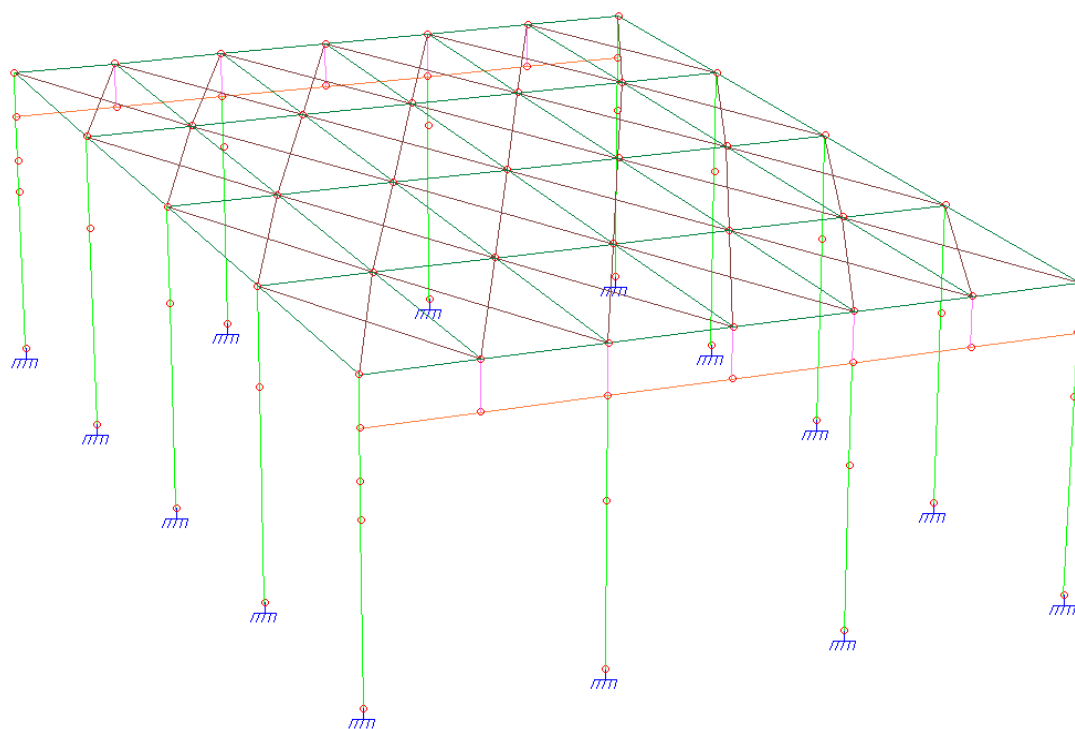


Svincoli principali sulle travi in legno (cerniere – nodo iniziale e nodo finale)

E' opportuno precisare che anche i travetti sono stati vincolati secondo lo schema cerniera-cerniera così come le bandelle metalliche.

- **Elementi: Vincolo a terra dei pilastri**

I pilastri sono stati considerati incastrati alla base, pertanto si è inserito il vincolo di incastro alla base degli stessi come si può evincere dalla immagine di seguito riportata:



Vista degli incastri al piede dei pilastri

1.7.5 Modellazione delle azioni

In accordo con l'analisi dei carichi riportata in precedenza si sono applicati al modello di calcolo i seguenti carichi:

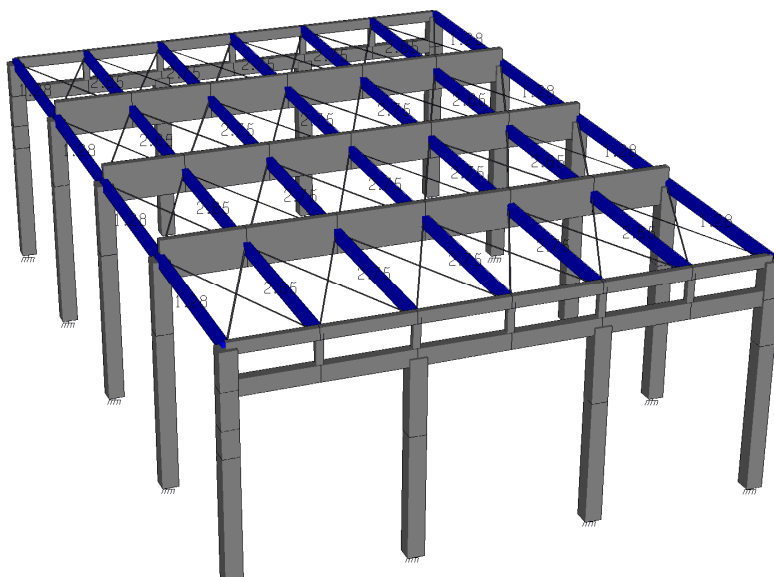
• Carichi per elementi Trave – Elevazione

Carico distribuito con riferimento globale Z

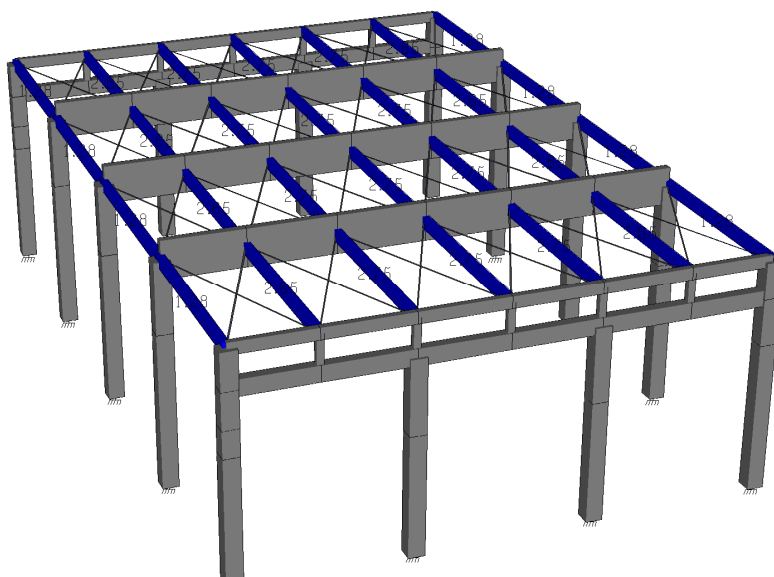
Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Neve Zona I Alpina	2	Condizione 2	Variabile: Neve	-1.800000	0.000	-1.800000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Permanente	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.900000	0.000	-0.900000	0.000	1.0000	1.0000



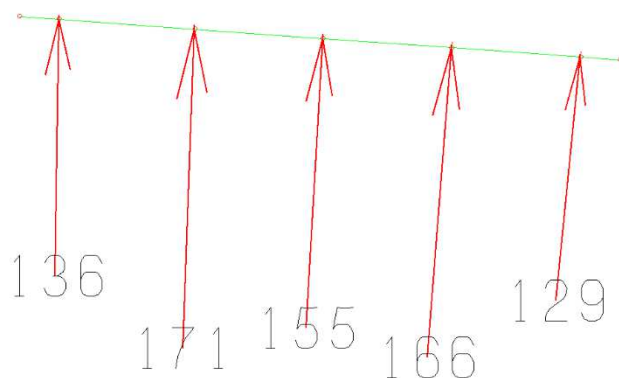
Carichi permanenti portati



Carichi neve

- **Carichi Nodali rappresentativi del corridoio**

Ai pilastri del lato sinistro della struttura è poggato, mediante opportune mensole, anche il solaio che caratterizza la copertura del corridoio centrale del corpo spogliatoi. E' opportuno pertanto considerare anche tale carico. Il carico da applicare è il risultato della analisi del modello di calcolo del corpo spogliatoi, in particolare quindi si riportano nel seguito le reazioni ottenute ed inserite all'interno del modello di calcolo della palestra:



Carichi solaio condizioni SLU



Carichi solaio in condizioni SLV

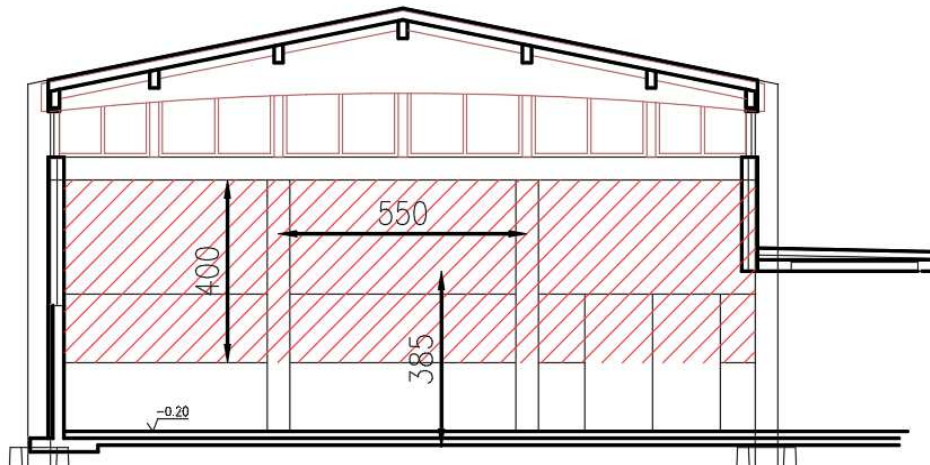
Num.cond.carico	Descrizione							
1	Solaio corridoio SLU interni	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		97			-1.55e+002			
		98			-1.66e+002			
		99			-1.71e+002			
2	Solaio corridoio SLU esterni	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		96			-1.36e+002			
		100			-1.29e+002			
3	Solaio corridoio SLV interni	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		97			-5.71e+001			
		98			-6.14e+001			
		99			-6.31e+001			
4	Solaio corridoio SLV esterni	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		96			-5.85e+001			
		100			-5.58e+001			

E' opportuno precisare che si sono correttamente considerate le eccentricità relative al solaio di corridoio pari a mezza larghezza di trave + metà pilastro.

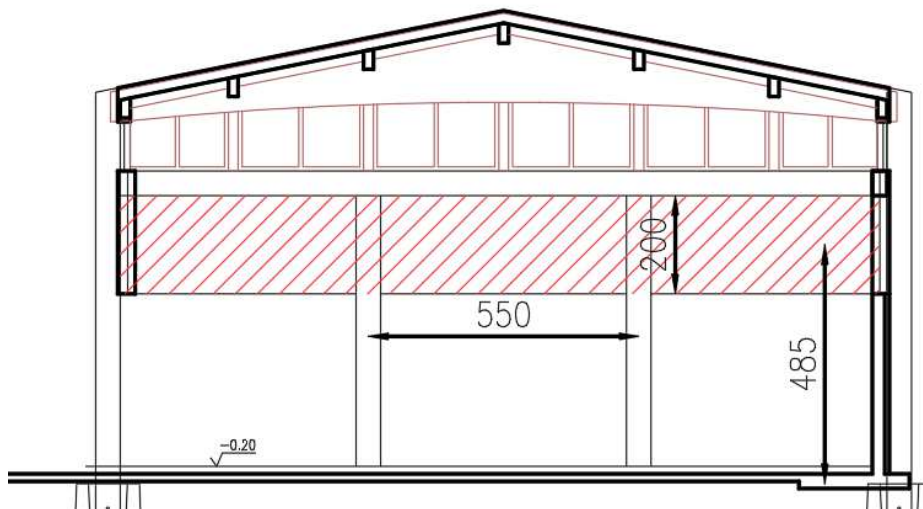
- Masse dinamiche rappresentative dei pannelli perimetrali**

I pannelli perimetrali sono caratterizzati da una massa pari a 353kg/m^2 , si sono pertanto inserite opportune masse dinamiche poste in corrispondenza del baricentro della pannellatura stessa che tengano conto della massa aggiuntiva dovuta a questi elementi nel caso di azione dinamica dovuta

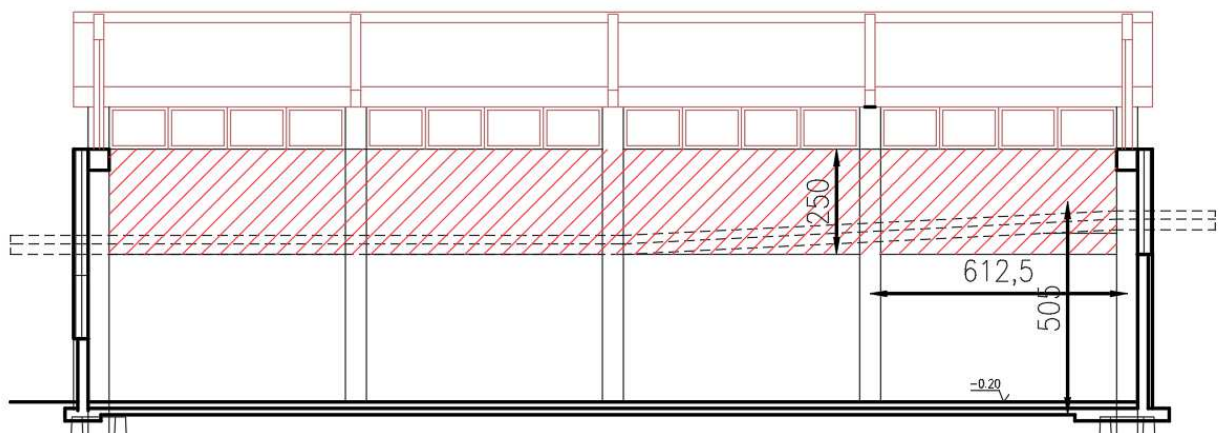
al sisma. In particolare gli schemi di riferimento adottati per la valutazione delle masse sono di seguito riportati:



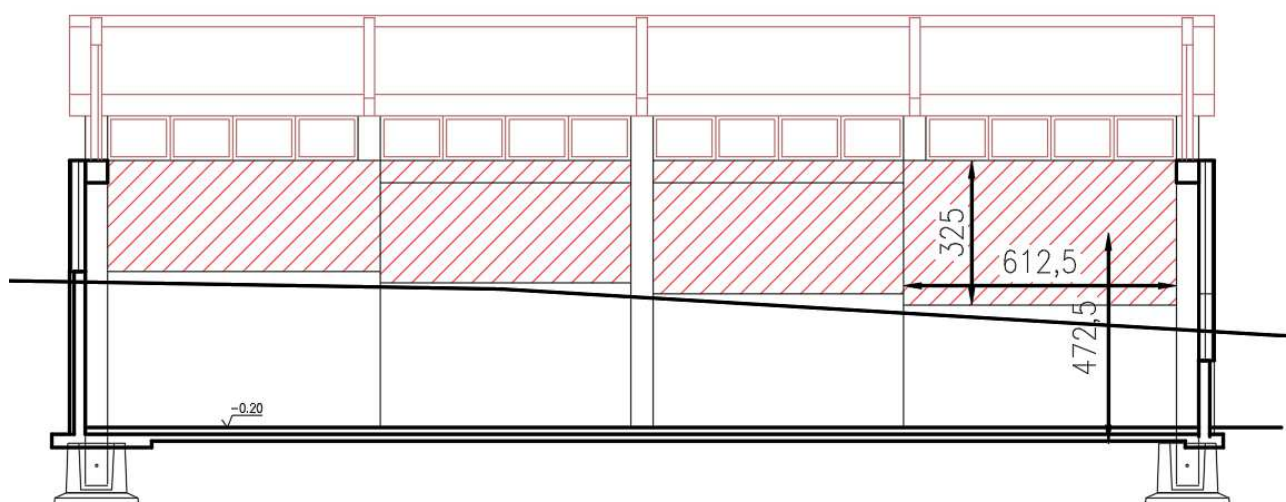
Vista della pannellatura considerata sul fronte della palestra



Vista della pannellatura considerata sul retro della palestra

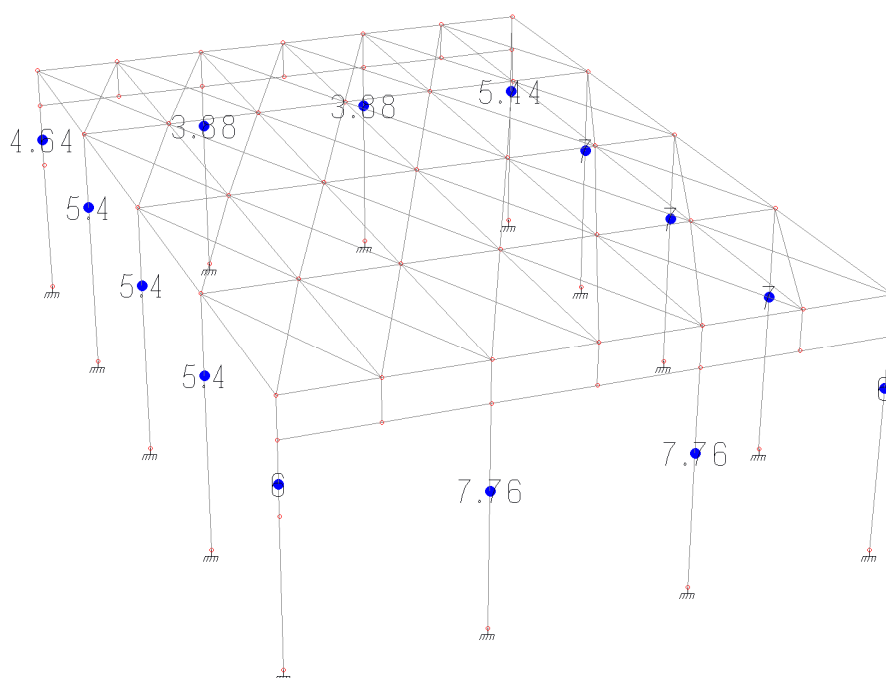


Vista della pannellatura considerata sul lato corridoio della palestra



Vista della pannellatura considerata sul lato esterno della palestra

In virtù del peso dei singoli pannelli nonché delle geometrie sopra riportate si sono inserite le seguenti masse all'interno del modello di calcolo. E' opportuno far notare che queste masse sono il risultato del calcolo diviso poi per l'accelerazione di gravità pari 9.81m/s^2



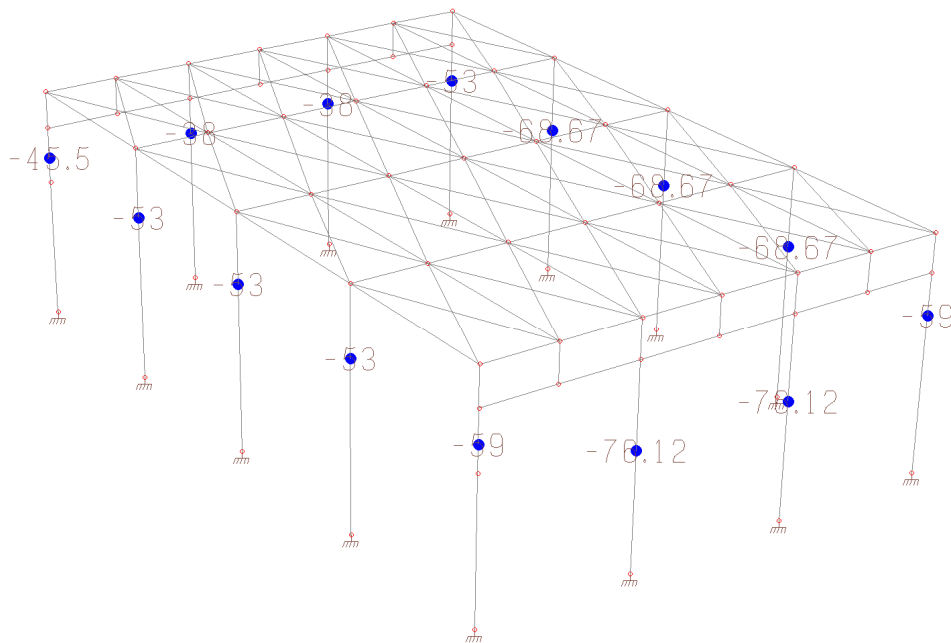
Masse dinamiche nodali Mx e My

MASSE DINAMICHE AI NODI

Nodo	MaX	MaY	MaZ	MiX	MiY	MiZ
69	+6.00e+000	+6.00e+000				
70	+5.40e+000	+5.40e+000				
71	+5.40e+000	+5.40e+000				
72	+5.40e+000	+5.40e+000				
73	+4.64e+000	+4.64e+000				
75	+7.76e+000	+7.76e+000				

Nodo	MaX	MaY	MaZ	MiX	MiY	MiZ
76	+7.76e+000	+7.76e+000				
78	+7.00e+000	+7.00e+000				
79	+5.44e+000	+5.44e+000				
80	+7.00e+000	+7.00e+000				
81	+7.00e+000	+7.00e+000				
82	+6.00e+000	+6.00e+000				
83	+3.88e+000	+3.88e+000				
84	+3.88e+000	+3.88e+000				

E' opportuno precisare che oltre alle masse sismiche si sono anche inseriti i carichi verticali pari alle masse dei pannelli poiché quest'ultimi risultano appesi ai pilastri:



5	pannelli	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		69			-5.90e+001			
		70			-5.30e+001			
		71			-5.30e+001			
		72			-5.30e+001			
		73			-4.55e+001			
		75			-7.61e+001			
		76			-7.61e+001			
		78			-6.87e+001			
		79			-5.30e+001			
		80			-6.87e+001			
		81			-6.87e+001			
		82			-5.90e+001			
		83			-3.80e+001			
		84			-3.80e+001			

E' opportuno precisare che si sono correttamente considerate le eccentricità relative alla posa del pannello pari a metà spessore del pannello + metà larghezza pilastro.

1.7.6 Combinazioni e/o percorsi di carico.

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura ($\gamma_{g1}=\gamma_{g2}=1.3$, $\gamma_{q1}=1.5$).

Le combinazioni di carico SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante i coefficienti parziali di sicurezza unitari ed i coeff. di combinazione per i casi rara, frequente e quasi permanente.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. In particolare gli stati limite ultimi analizzati saranno lo "Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)" mentre per gli stati limite di esercizio sarà lo "Stato limite di danno (SLD)".

Verranno allegati gli spettri utilizzati sia per gli stati limite d'esercizio che per gli stati limiti ultimi.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.; vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Le combinazioni di carico per le fondazioni allo SLE statico sono analoghe a quelle dalla struttura in elevazione; lo stesso vale per lo SLU statico seguendo l'approccio 2 indicato nelle NTC.

Allo SLD le combinazioni di carico sono analoghe a quelle della struttura in elevazione.

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000
2	Statica	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
4	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Variabile: Neve	Condizione 2	0.200
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000

1.8 PRINCIPALI RISULTATI

1.8.1 Risultati dell'analisi modale

• Analisi del secondo ordine

```

Nome archivio di lavoro      : corpo palestra esecutivo
Intestazione del lavoro     :
Tipo di analisi             : Statica e Dinamica
Unita' di misura delle Forze : kN
Unita' di misura Lunghezze  : m
Sisma lungo l'asse Z        : No
Combinazione dei modi       : CQC
Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8
λ                             : 0.3
μ                             : 0.3

```

*** Gruppo di copertura: mensole eccentricita

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	Statica+(EX+λ*EY)	2.49	0.82
1	Statica+(λ*EX+EY)	0.76	2.40
3		-0.03	-0.02
4		-0.03	-0.02
5		-0.03	-0.02

*** Gruppo di copertura: travi in c.a.

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	Statica+(EX+λ*EY)	3.52	1.08
1	Statica+(λ*EX+EY)	1.09	3.30
3		-0.06	-0.06
4		-0.06	-0.06
5		-0.06	-0.06

*** Gruppo di copertura: travi in legno

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	Statica+(EX+λ*EY)	6.25	2.20
1	Statica+(λ*EX+EY)	1.91	6.73
3		-0.09	-0.03
4		-0.09	-0.03
5		-0.09	-0.03

*** Gruppo di copertura: bandelle metalliche

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	Statica+(EX+λ*EY)	6.25	2.20
1	Statica+(λ*EX+EY)	1.91	6.73
3		-0.09	-0.03
4		-0.09	-0.03
5		-0.09	-0.03

*** analisi alla quota: 0.000

```

Gruppo di copertura: mensole eccentricita altezza interpiano: 5.08
Gruppo di copertura: travi in c.a. altezza interpiano: 6.60
Gruppo di copertura: travi in legno altezza interpiano: 8.90
Gruppo di copertura: bandelle metalliche altezza interpiano: 8.90
altezza media di interpiano: 7.37

```

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ	θ_X	θ_Y
1	Statica+(EX+λ*EY)	0.00	0.00	-4.63	-1.57	596.70	198.07	2295.50	0.02	0.02

1 Statica+(λ*EX+EY)	0.00	0.00	-1.42	-4.79	185.49	581.99	2295.50	0.02	0.03
3	-0.00	0.00	0.07	0.04	0.00	0.00	3039.70	0.00	0.00
4	-0.00	0.00	0.07	0.04	0.00	0.00	2471.90	0.00	0.00
5	-0.00	0.00	0.07	0.04	0.00	0.00	2330.00	0.00	0.00

CONTROLLO REGOLARITÀ DELLA VARIAZIONE DELLA RIGIDEZZA LATERALE IN ALTEZZA

	Quota [m]	Rigidezza laterale X [KN/cm]	Variazione [%]	Rigidezza laterale Y [KN/cm]	Variazione [%]
Livello 0	0.00	129.84	---	123.65	---

RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

*** Piano rigido alla quota: 0.000

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.) (%)	FX(Setti) (%)	FX(Pareti) (%)	FY(Tot)	FY(Pil.) (%)	FY(Setti) (%)	FY(Pareti) (%)
1 Statica+(EX+λ*EY)	597	597 100	0 0	0 0	198	198 100	0 0	0 0
1 Statica+(λ*EX+EY)	185	185 100	0 0	0 0	582	582 100	0 0	0 0

• Masse eccitate

FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	1.097e+001	1.747e+000	5.725e-001	0.000e+000
2	1.200e+001	1.910e+000	5.235e-001	0.000e+000
3	1.394e+001	2.219e+000	4.506e-001	0.000e+000
4	1.687e+001	2.685e+000	3.724e-001	0.000e+000
5	1.746e+001	2.779e+000	3.599e-001	0.000e+000
6	1.822e+001	2.900e+000	3.448e-001	0.000e+000
7	1.895e+001	3.017e+000	3.315e-001	0.000e+000
8	2.605e+001	4.146e+000	2.412e-001	0.000e+000
9	2.962e+001	4.714e+000	2.121e-001	0.000e+000
10	2.965e+001	4.719e+000	2.119e-001	0.000e+000
11	3.058e+001	4.867e+000	2.055e-001	0.000e+000
12	3.660e+001	5.825e+000	1.717e-001	0.000e+000
13	3.909e+001	6.221e+000	1.607e-001	0.000e+000
14	4.449e+001	7.081e+000	1.412e-001	0.000e+000
15	4.482e+001	7.133e+000	1.402e-001	0.000e+000
16	4.550e+001	7.241e+000	1.381e-001	0.000e+000
17	4.657e+001	7.411e+000	1.349e-001	2.414e-024
18	4.770e+001	7.592e+000	1.317e-001	2.491e-019
19	4.770e+001	7.592e+000	1.317e-001	1.201e-019
20	4.771e+001	7.593e+000	1.317e-001	4.012e-020
21	4.798e+001	7.636e+000	1.310e-001	1.321e-017
22	4.811e+001	7.657e+000	1.306e-001	8.534e-015
23	4.818e+001	7.667e+000	1.304e-001	1.941e-014
24	4.819e+001	7.669e+000	1.304e-001	7.576e-014
25	4.835e+001	7.695e+000	1.299e-001	5.906e-012

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y
1	2.101e-002	1.061e+001
2	-1.213e+001	2.246e-002
3	-2.836e-001	-1.376e-001
4	5.331e-004	4.093e+000
5	5.038e-004	4.753e+000
6	-1.455e-002	-1.659e-003
7	-8.640e-003	-3.391e-004
8	-3.757e-006	-2.249e-007
9	-1.823e-001	2.912e-001
10	-6.443e-005	6.823e-005
11	2.454e+000	4.347e-002
12	-5.034e-006	2.089e-006
13	-2.855e-001	1.320e-001
14	6.166e-001	6.536e-001
15	9.613e-002	-4.265e+000
16	1.472e-005	-7.171e-005
17	-3.127e-006	-7.046e-005
18	-4.519e-006	2.161e-005
19	8.251e-006	3.292e-005

Modo	Direz.X	Direz.Y
20	1.778e-005	-4.324e-005
21	1.563e-006	4.581e-006
22	5.063e-006	-1.424e-005
23	4.542e-007	8.973e-006
24	2.865e-006	-1.295e-005
25	-4.109e-005	1.195e-004

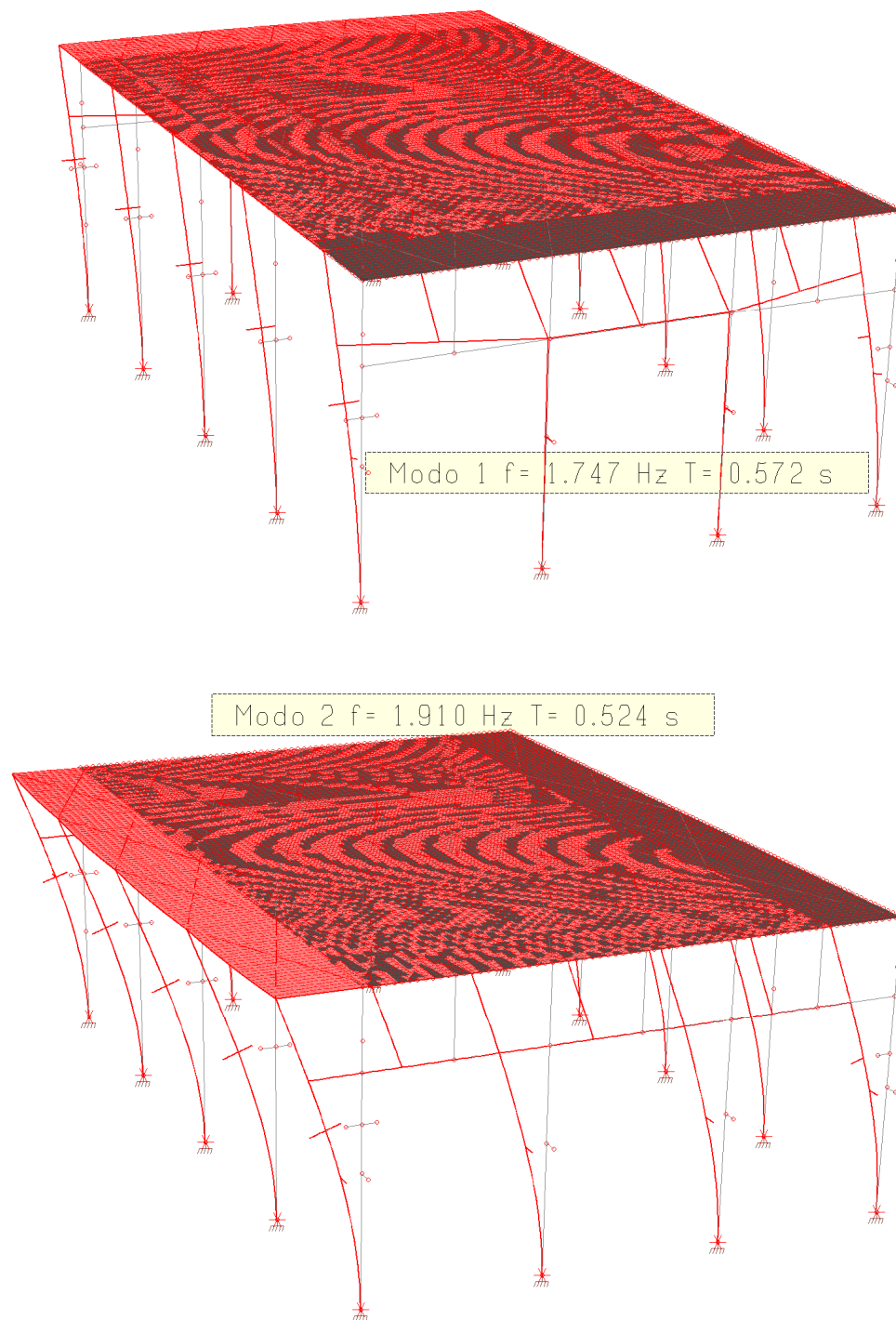
MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+4.41e-004	0	+1.13e+002	62	+2.71e-014	0
Progressiva	+4.41e-004	0	+1.13e+002	62	+2.71e-014	0
Modo: 2	+1.47e+002	81	+5.04e-004	0	+2.07e-012	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.13e+002	62	+2.10e-012	0
Modo: 3	+8.05e-002	0	+1.89e-002	0	+5.55e-013	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.13e+002	62	+2.65e-012	0
Modo: 4	+2.84e-007	0	+1.68e+001	9	+6.40e-014	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.29e+002	71	+2.72e-012	0
Modo: 5	+2.54e-007	0	+2.26e+001	12	+6.40e-014	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.78e-012	0
Modo: 6	+2.12e-004	0	+2.75e-006	0	+1.34e-013	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.91e-012	0
Modo: 7	+7.47e-005	0	+1.15e-007	0	+1.08e-013	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+3.02e-012	0
Modo: 8	+1.41e-011	0	+5.06e-014	0	+2.30e+001	23
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.30e+001	23
Modo: 9	+3.32e-002	0	+8.48e-002	0	+1.15e-013	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.30e+001	23
Modo: 10	+4.15e-009	0	+4.66e-009	0	+3.02e-010	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.30e+001	23
Modo: 11	+6.02e+000	3	+1.89e-003	0	+1.12e-013	0
Progressiva	+1.53e+002	84	+1.52e+002	84	+2.30e+001	23
Modo: 12	+2.53e-011	0	+4.36e-012	0	+2.80e+000	3
Progressiva	+1.53e+002	84	+1.52e+002	84	+2.58e+001	26
Modo: 13	+8.15e-002	0	+1.74e-002	0	+1.68e-012	0
Progressiva	+1.53e+002	84	+1.52e+002	84	+2.58e+001	26
Modo: 14	+3.80e-001	0	+4.27e-001	0	+3.49e-012	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.53e+002	84	+2.58e+001	26
Modo: 15	+9.24e-003	0	+1.82e+001	10	+1.17e-010	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.58e+001	26
Modo: 16	+2.17e-010	0	+5.14e-009	0	+3.86e-010	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.58e+001	26
Modo: 17	+9.78e-012	0	+4.96e-009	0	+4.05e-009	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.58e+001	26
Modo: 18	+2.04e-011	0	+4.67e-010	0	+7.41e-004	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.58e+001	26
Modo: 19	+6.81e-011	0	+1.08e-009	0	+5.92e-001	1
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.64e+001	27
Modo: 20	+3.16e-010	0	+1.87e-009	0	+2.78e-005	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.64e+001	27
Modo: 21	+2.44e-012	0	+2.10e-011	0	+1.49e-001	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27
Modo: 22	+2.56e-011	0	+2.03e-010	0	+4.31e-007	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27
Modo: 23	+2.06e-013	0	+8.05e-011	0	+4.30e-006	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27
Modo: 24	+8.21e-012	0	+1.68e-010	0	+3.64e-006	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27
Modo: 25	+1.69e-009	0	+1.43e-008	0	+2.66e-002	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27

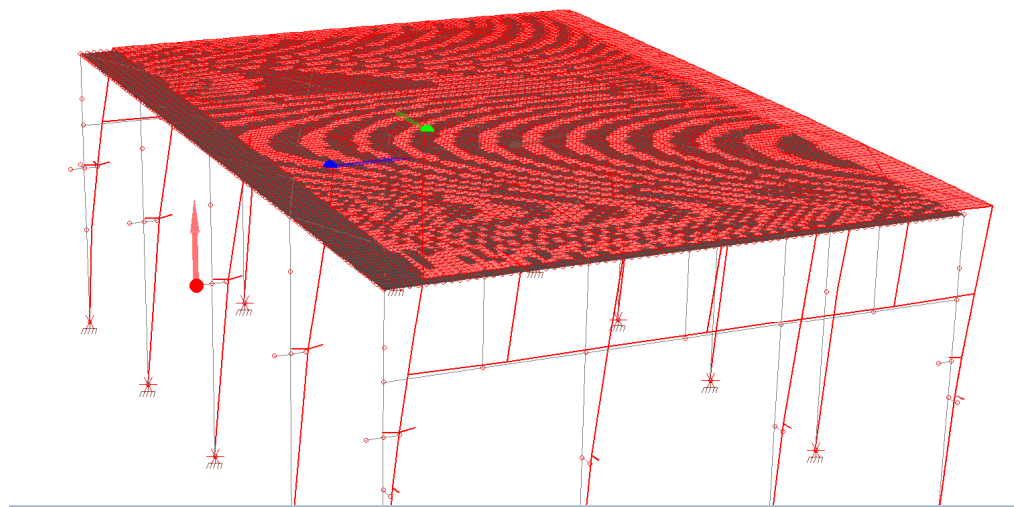
MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
+1.82e+002	+1.82e+002	+9.95e+001

- **Principali modi di vibrare – modi di vibrare più significativi**



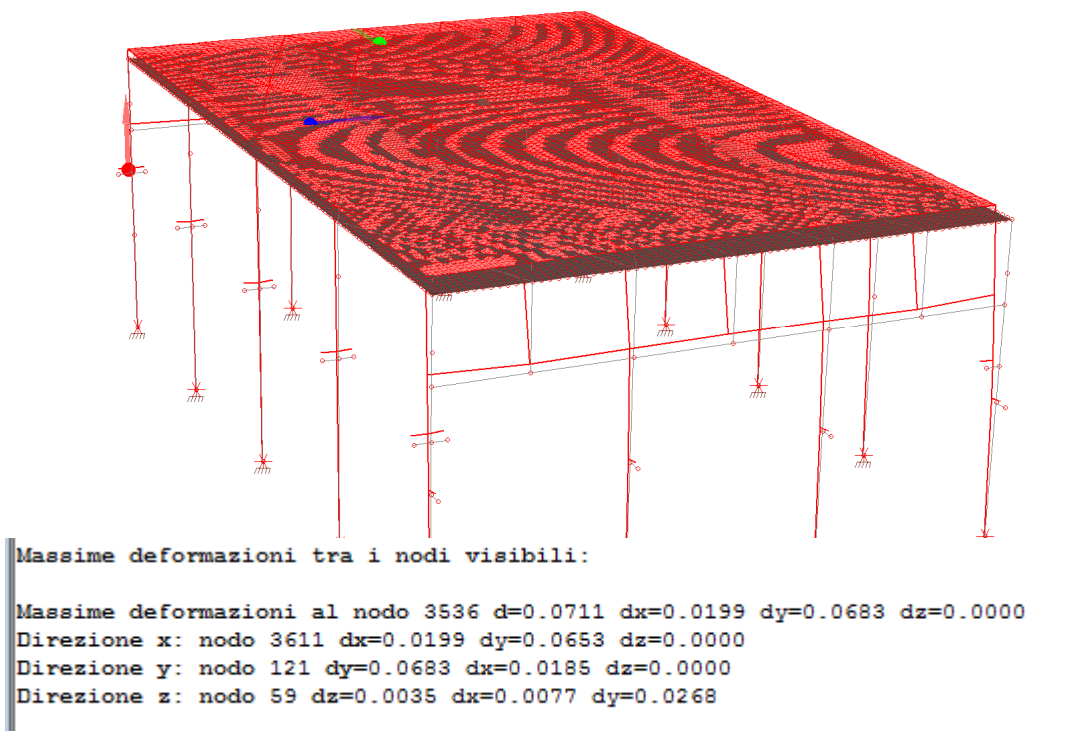
1.8.2 Spostamenti massimi per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 924 d=0.0687 dx=0.0656 dy=0.0206 dz=0.0000
Direzione x: nodo 906 dx=0.0656 dy=0.0202 dz=0.0000
Direzione y: nodo 2225 dy=0.0206 dx=0.0646 dz=0.0000
Direzione z: nodo 97 dz=0.0041 dx=0.0282 dy=0.0084

Spostamenti SLV $E_x + \lambda E_y$

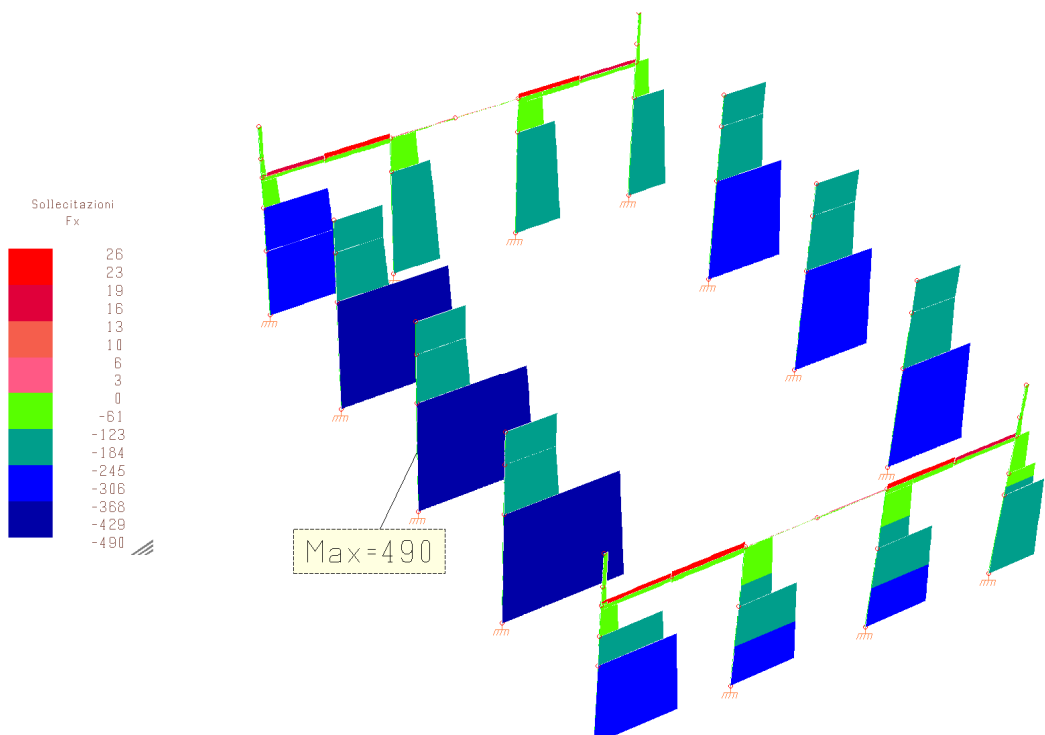


Massime deformazioni tra i nodi visibili:

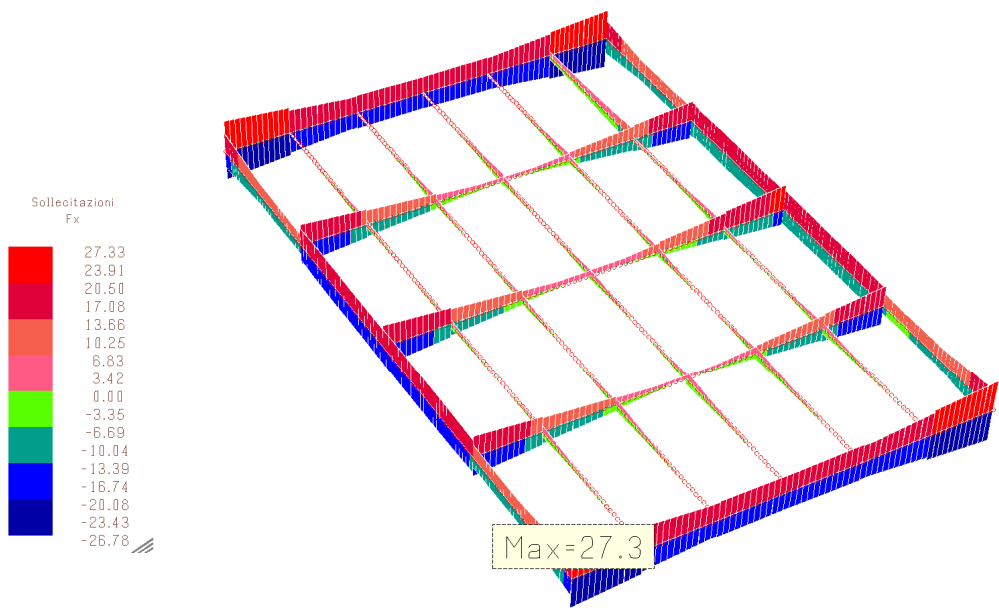
Massime deformazioni al nodo 3536 d=0.0711 dx=0.0199 dy=0.0683 dz=0.0000
Direzione x: nodo 3611 dx=0.0199 dy=0.0653 dz=0.0000
Direzione y: nodo 121 dy=0.0683 dx=0.0185 dz=0.0000
Direzione z: nodo 59 dz=0.0035 dx=0.0077 dy=0.0268

Spostamenti SLV $\lambda E_x + E_y$

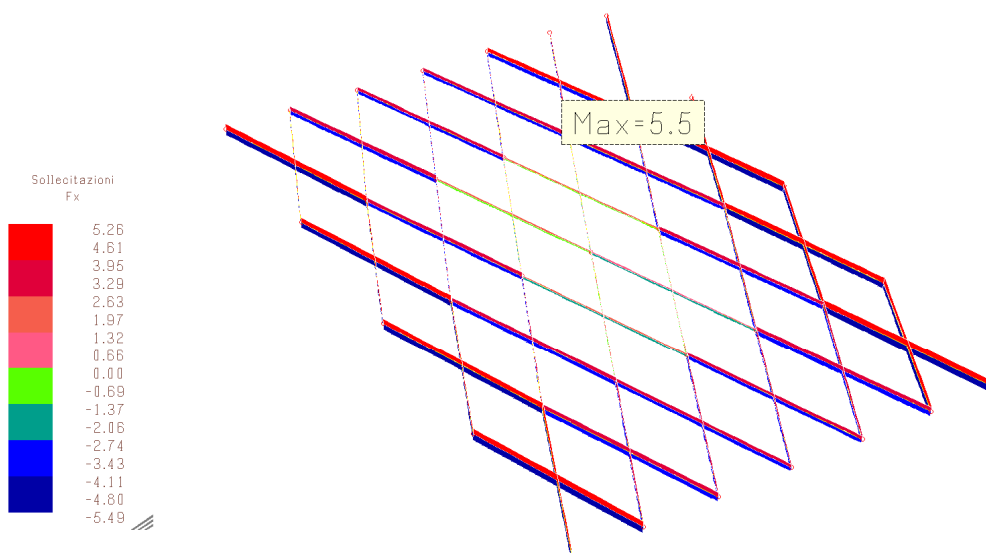
1.8.3 Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative elementi beam



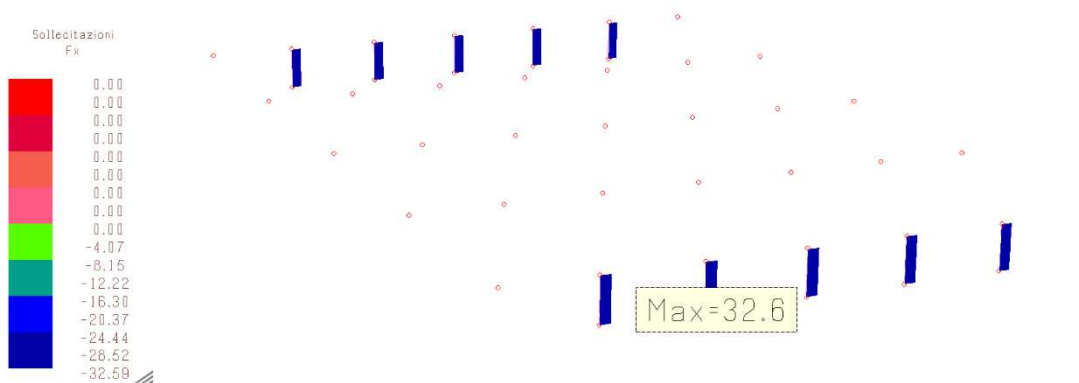
Sollecitazioni assiali elementi in c.a. Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



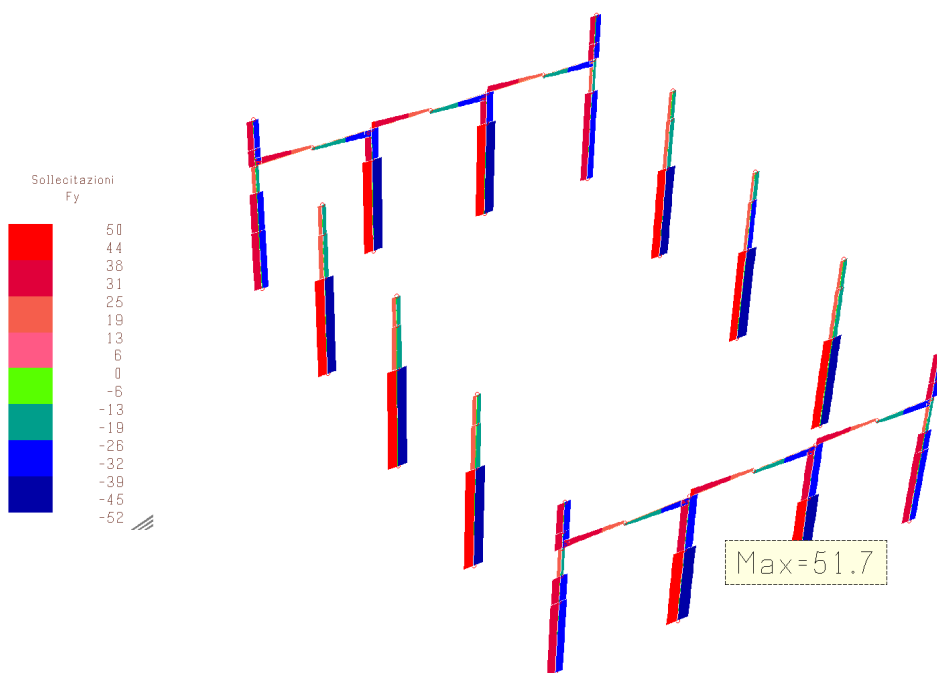
Sollecitazioni assiali travi in legno. Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



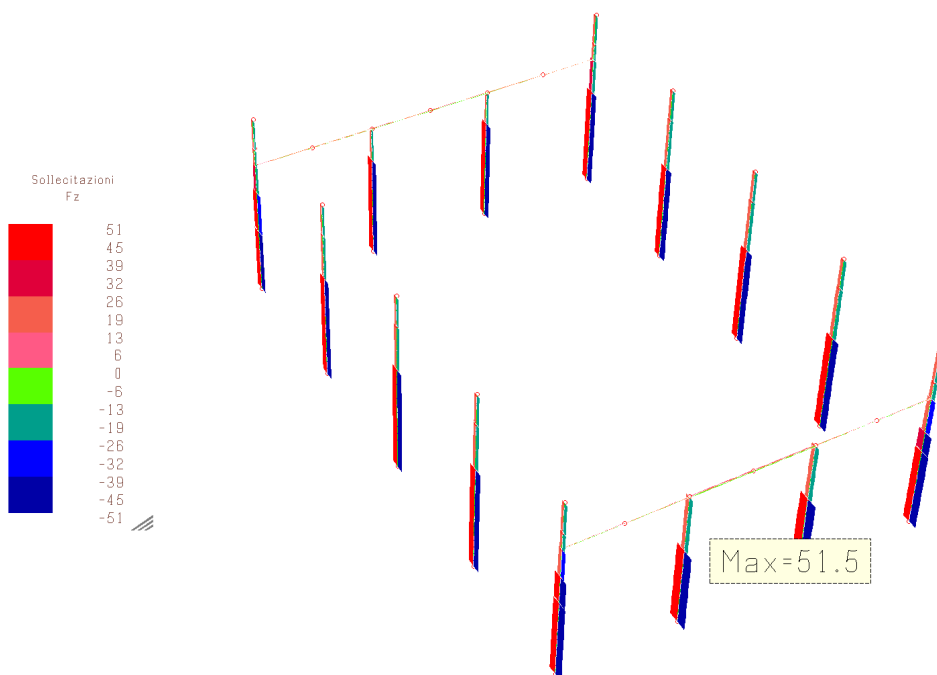
Sollecitazioni assiali bandelle metalliche . Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



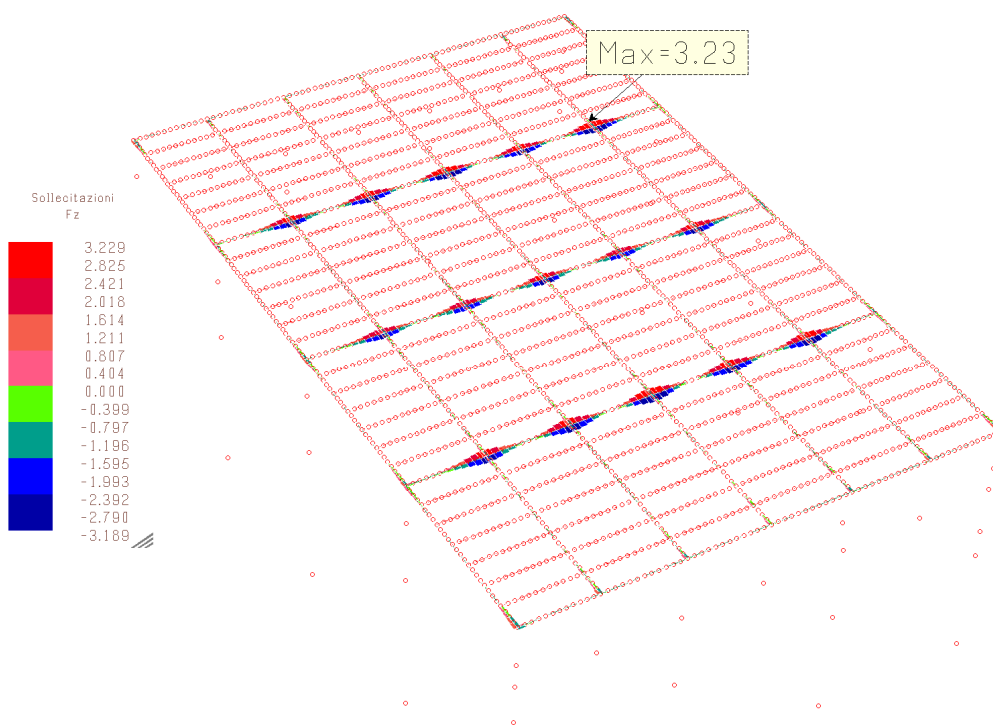
Sollecitazioni assiali pilastri in legno. Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



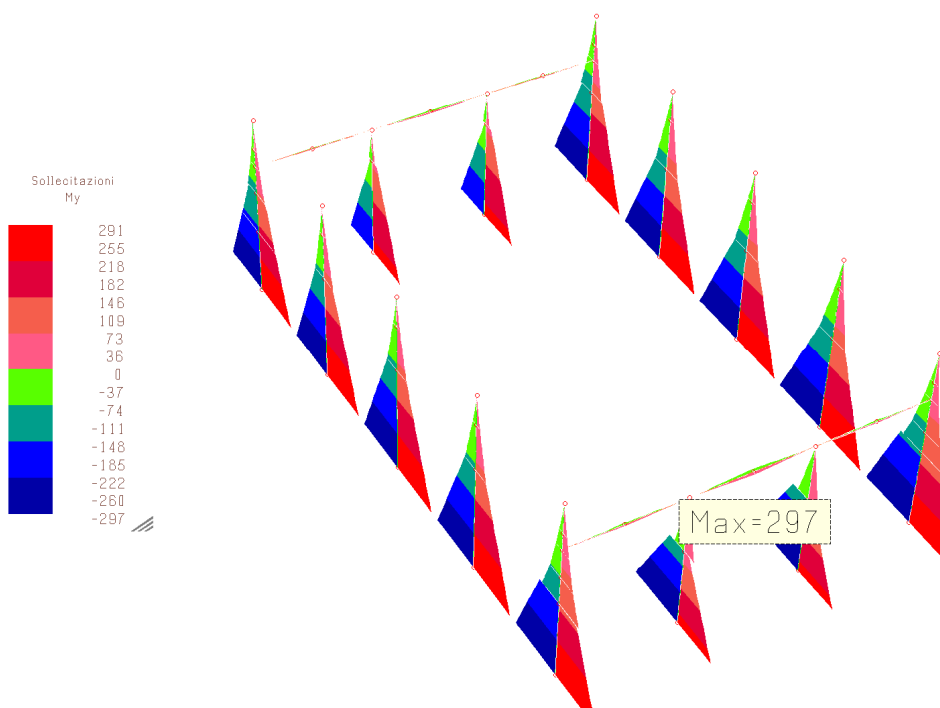
Sollecitazioni taglianti F_y elementi in c.a. (involuppo SLU SLV) [kN]



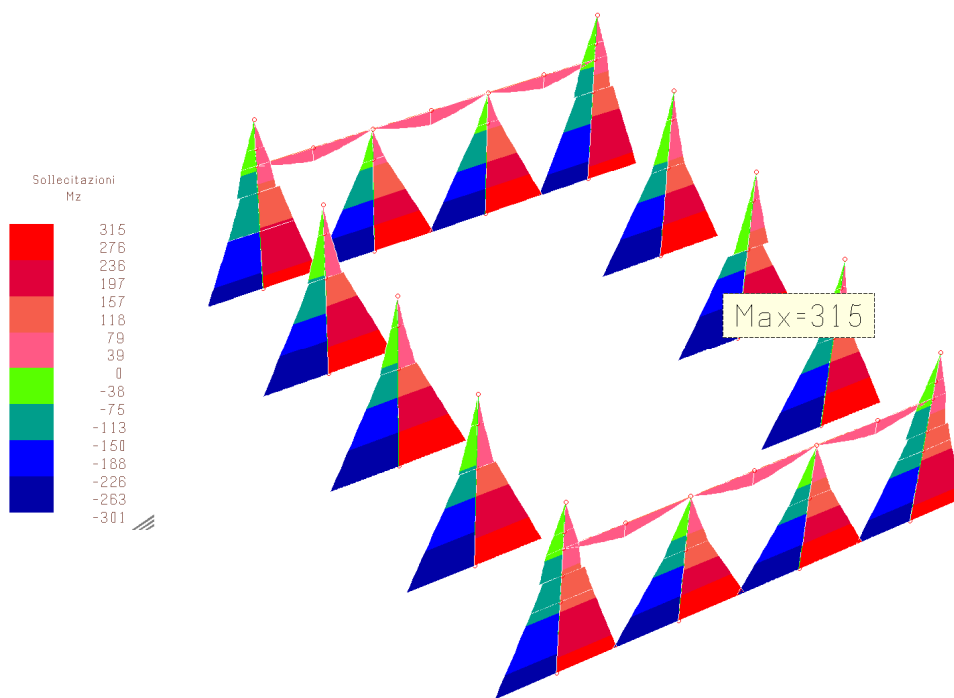
Sollecitazioni taglianti F_z elementi in c.a. (involuppo SLU SLV) [kN]



Sollecitazioni taglienti F_z elementi in legno (involuppo SLU SLV) [kN]

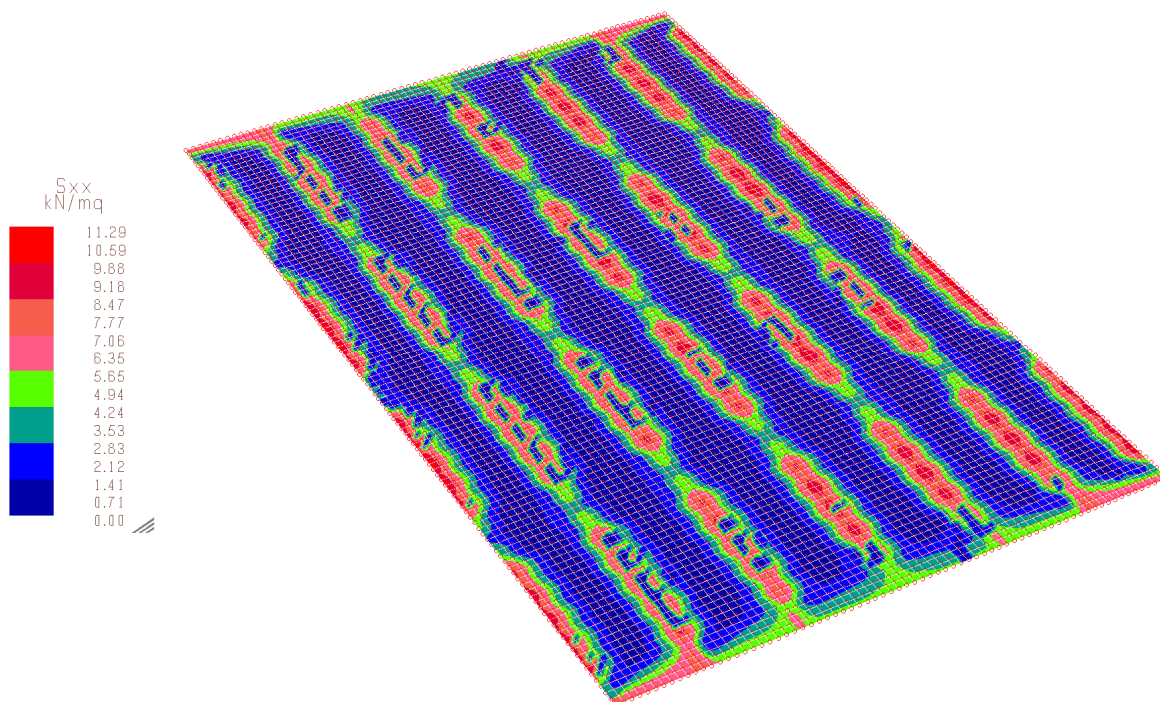


Momenti flettenti M_y elementi in c.a. (involuppo SLU SLV) [kNm]

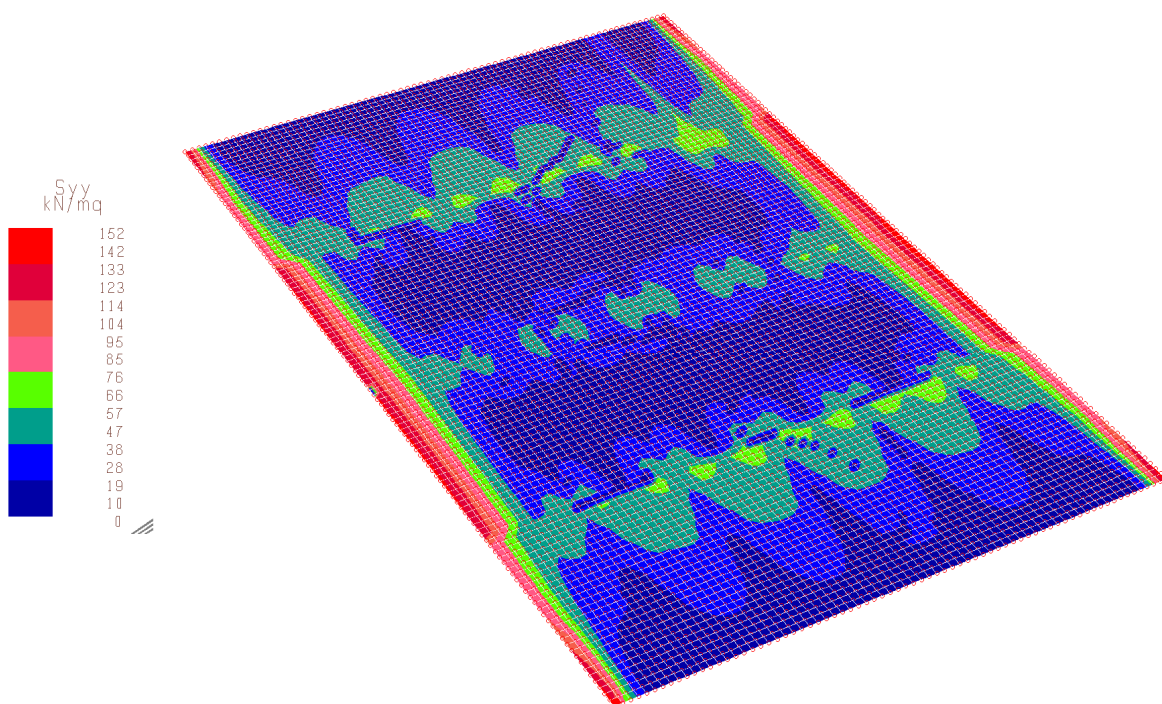


Momenti flettenti Mz elementi in c.a. (involuppo SLU SLV) [kNm]

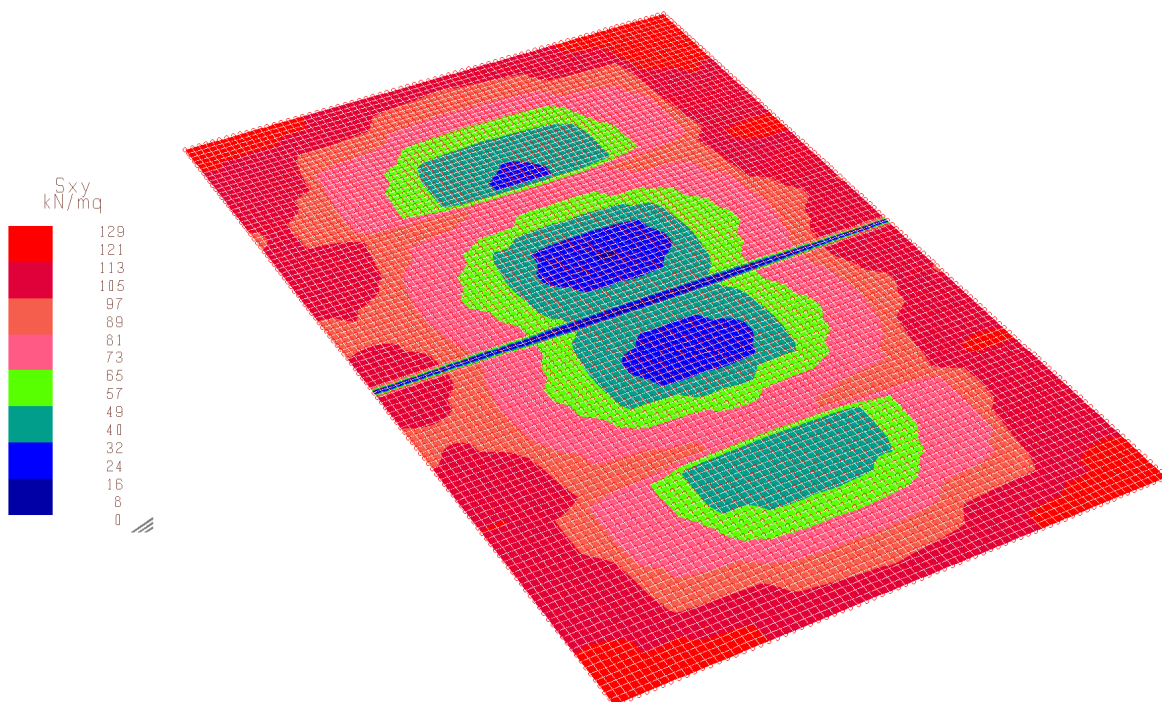
1.8.4 Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative elementi shell



Sollecitazioni membranali Sxx tavolato in legno (involuppo SLU SLV) [kN/m²]

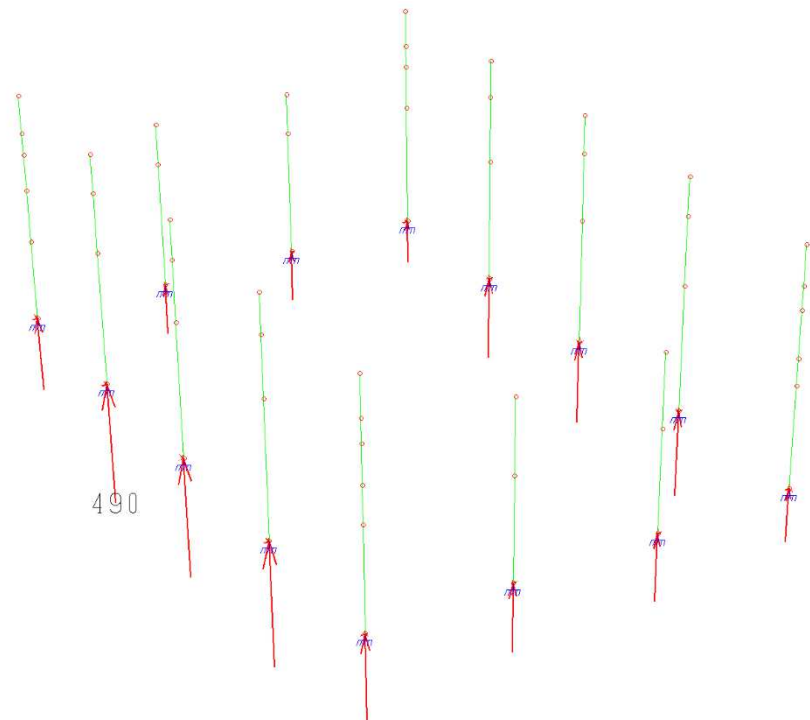


Sollecitazioni membranali S_{yy} tavolato in legno (involuppo SLU SLV) [kN/m^2]

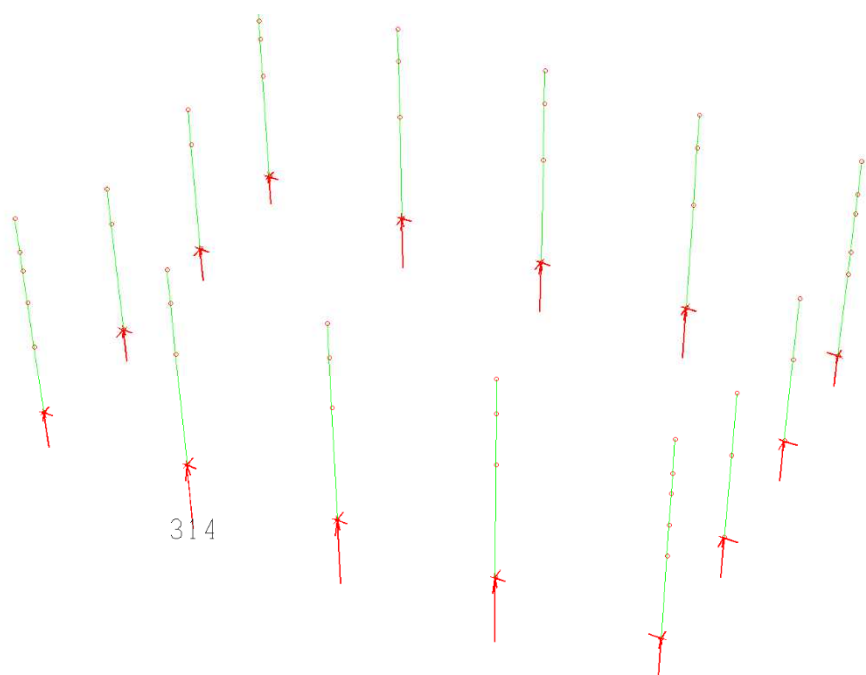


Sollecitazioni membranali S_{xy} tavolato in legno (involuppo SLU SLV) [kN/m^2]

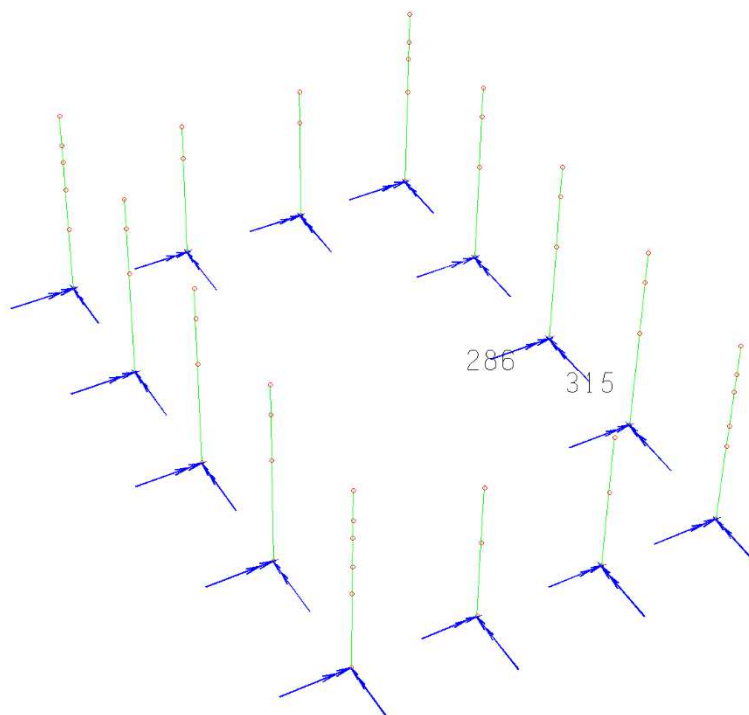
1.8.5 Reazioni vincolari



Reazione vincolare statica



Reazione vincolare sismica



Momenti reazione vincolare sismica

1.9 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste. Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

1.10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DEGLI ELEMENTI IN C.A.

Le verifiche svolte sono di seguito elencate:

- **Elementi in c.a. in elevazione**
- **Elementi in c.a. – Plinti e travi di collegamento degli stessi**
- **Elementi in c.a. – Muri di sostegno**

Per il dettaglio di queste verifiche si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione di calcolo.

1.11 VERIFICHE TRAVI E TRAVETTI IN LEGNO - SLU E IN CASO DI INCENDIO

Di seguito si elencano le verifiche svolte, per il dettaglio delle stesse si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione di calcolo:

- **Incendio**

RIDUZIONE DELLA SEZIONE

Gli elementi devono essere R60, in questo lasso di tempo vengono bruciati:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

$$d_{char,n} = b_0 \cdot t = 0.7(\text{per legno lamellare}) \cdot 60 = 42\text{mm}$$

$$k_0 = 1 \text{ (tempo di incendio superiore ai 20min)}$$

$$d_0 = 7\text{mm}$$

Pertanto si ottiene:

$$d_{ef} = 42 + 1 \cdot 7 = 49\text{mm}$$

Questa riduzione di sezione la si considera di volta in volta sulle facce esposte all'incendio.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE

Le resistenze del materiale in caso di incendio sono calcolate così:

$$f_{d,fi} = k_{fi} \cdot k_{mod,fi} \cdot f_k / \gamma_{m,fi}$$

Con:

$$k_{fi} = 1.15 \text{ per il legno lamellare}$$

$$k_{mod,fi} = 1 \text{ per l'incendio}$$

$$\gamma_{m,fi} = 1 \text{ per l'incendio}$$

$$f_k = \text{resistenza caratteristica considerata}$$

- **Verifica travetti freddo**
- **Verifica travetti caldo**
- **Terzere freddo**
- **Terzere caldo**
- **Travi principali Freddo**
- **Travi principali Caldo**
- **Verifica trave di bordo freddo**
- **Verifica trave di bordo caldo**
- **Verifica pilastri freddo**
- **Verifica pilastri caldo**

1.12 VERIFICHE LOCALI

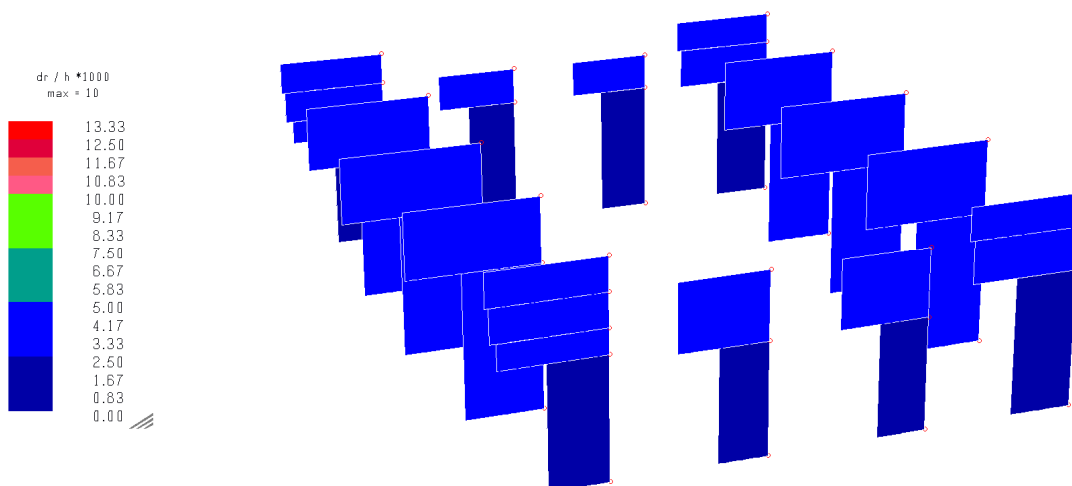
Di seguito si elencano le verifiche svolte, per il dettaglio delle stesse si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione di calcolo:

- **Verifica della sezione ridotta del pilastro in corrispondenza del giunto sismico**
- **Verifica in corrispondenza della sezione ridotta dei muri di sostegno**
- **Connessione travi principali – terze**
- **Connessione travetti – terze**
- **Verifica del sistema di controventamento copertura tavolato+bandelle metalliche**
- **Verifica secondo 7.3.7.1**
- **Verifica nei confronti del martellamento**

1.13 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DANNO

Verifica delle deformazioni in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali.

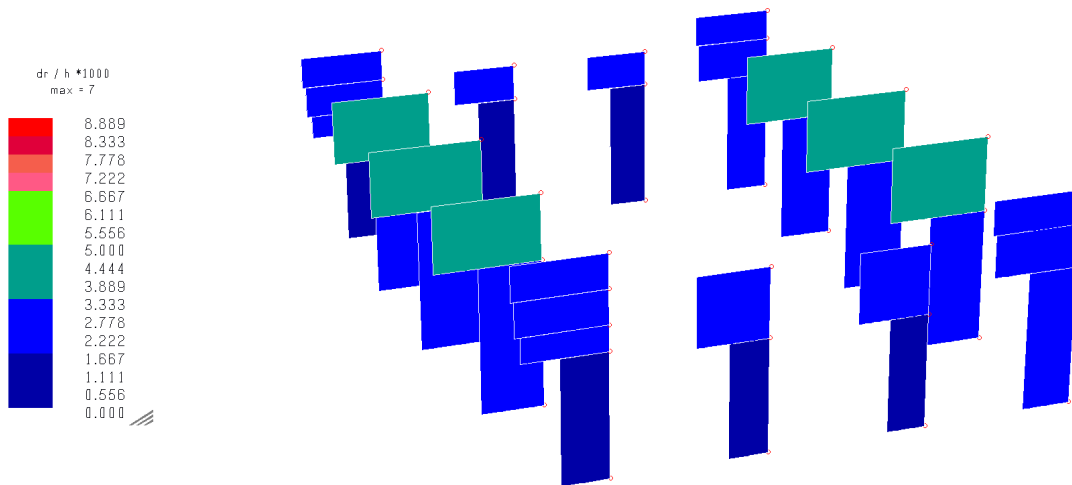
Secondo quanto riportato nella normativa tecnica di riferimento al paragrafo 7.3.7.2, si procede con la verifica della deformazione relativa allo SLD inferiore a $0.01h$ (essendo la struttura appartenente alla classe IV). Si procede ora con la verifica:



Verifica a deformazione per lo stato limite di danno

1.14 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITÀ

Secondo quanto riportato nella normativa tecnica di riferimento al paragrafo 7.3.7.2. si procede con la verifica della deformazione relativa allo SLO (essendo la struttura appartenente alla classe IV) inferiore a $0.01h \cdot 2/3 = 0.00666$. Si procede ora con la verifica:



Verifica a deformazione per lo stato limite di operatività

2 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE CORPO SPOGLIATOI

2.1 PREMESSA.

- **Caratteristiche della costruzione**

La presente relazione di calcolo è relativa alla realizzazione di nuova palestra e relativo corpo spogliatoi in Bazzano, nel comune di Neviano degli arduini, Parma (PR). Le coordinate geografiche del sito sul quale sorgerà l'edificio sono di seguito riportate:

Latitudine: 44.571457

Longitudine: 10.370600

Si riporta di seguito una vista aerea dell'area sul quale sorgerà il nuovo edificio.:



Vista aerea del polo scolastico e dell'ubicazione della futura palestra

- **Caratteristiche delle interferenze con il territorio circostante**

Il progetto generale prevede la realizzazione di due nuovi fabbricati isolati (palestra e corpo spogliatoi e servizi), rispettando la distanza tra le costruzioni contigue, l'altezza massima dei nuovi edifici e la limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

- **Caratteristiche e rilievo topografico del sito**

Per quanto concerne le caratteristiche geologiche del terreno su cui sorgeranno gli edifici in progetto si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione a firma del Dott. Geol. Fabio Picinotti allegata alla presente relazione. Il terreno in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è classificato in categoria B (DM 14/01/2008). E' opportuno precisare che però essendo la velocità individuata molto vicina alla velocità di confine tra la classe B e la classe C e che la vecchia campagna di indagini (seppur meno precisa rispetto alla nuova MASW) indicava una velocità di riferimento pari a 319m/s si è ritenuto procedere alla verifica della struttura facendo riferimento alla

classe di terreno C. L'area in esame si presenta con pendenza media $i \leq 15^\circ$, si fa ricorso al coefficiente di amplificazione topografico S_T di cui alla tab. 3.2.VI della DM 14/01/2008, ascrivendo il sito in esame alla categoria T_1 con valore $S_T = 1,0$.

2.2 ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.

Poiché l'edificio è di nuova realizzazione non è coerente far riferimento ad una *analisi storico-critica*.

2.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.

• Descrizione generale dell'opera

Per quanto concerne la descrizione della struttura si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione tecnica allegata alla presente. In estrema sintesi la struttura del corpo spogliato è realizzata con telaio in calcestruzzo armato gettato in opera su travi di fondazione a T rovescia.

• Criteri generali di progettazione

La struttura è stata progettata facendo riferimento a quanto contenuto all'interno della normativa tecnica di riferimento per le strutture in calcestruzzo armato facendo riferimento in particolare alle strutture classificate come a bassa duttilità.

• Criteri generali della costruzione

Secondo i parametri del Paragrafo 7.2.2. (DM 14/01/2008), la struttura non è regolare in pianta ed è regolare in altezza; viene rispettata la distanza tra le costruzioni contigue, l'altezza massima del nuovo edificio e la limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

• Criteri generali di analisi e verifica

– Metodo di calcolo agli stati limite

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, allo stato limite di operatività e nei confronti di eventuali azioni eccezionali, in questo caso rappresentate dall'azione del fuoco in caso d'incendio. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti per lo SLD e per lo SLO. Le verifiche svolte in relazione allo stato limite considerato sono di seguito evidenziate all'interno della tabella di riferimento presente all'interno della normativa tecnica di riferimento al C7.1.I:

Tabella C7.1.1 - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso				
			I	II	III	IV	
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x	←
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x	←
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x	←
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x			←
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x	←
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x	
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x	←
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x	←
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x	
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x	←
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x	←
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x	
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x	
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x	←
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x	
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x	
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x	
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x	
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x	

Le verifiche evidenziate in verde sono contenute all'interno della seguente relazione, per quanto riguarda le verifiche evidenziate in rosso si rimanda ad apposito elaborato. Tutte le altre verifiche non devono essere svolte per il progetto poiché non coerenti. E' importante precisare che la verifica per la duttilità della struttura non è coerente poiché in questo caso le travi non sono incastrate ai pilastri ed sono in materiale differente (legno),

– Verifiche struttura in fondazione

Le fondazioni verranno verificate sia nel caso statico che nel caso sismico; nel caso statico verranno riportati i diagrammi delle tensioni sul terreno allo SLU

Per le verifiche strutturali in fondazione nel caso sismico, secondo quanto indicato al punto 7.2.5 delle norme, vengono amplificate le sollecitazioni trasferite in fondazione, dagli elementi soprastanti, con un $\gamma_{rd}=1,1$.

Nel caso delle fondazioni non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile, comunque utilizzando un minimo dello 0.2%Ac di armature longitudinali.

– Verifica struttura in elevazione

Per la struttura in elevazione, per quanto riguarda le pareti, ed i pilastri interni (che partono dalle travi di fondazione) o quelli che sono comunque confinati nelle pareti, così come le travi in c.a. saranno eseguite le verifiche di resistenza e di deformabilità sia nel caso statico che sismico. Le verifiche di deformabilità sono eseguite allo SLD ed allo SLO (classe IV).

– Fattore di struttura

La struttura è di tipo misto, ma in funzione del funzionamento della stessa è assimilabile ad una struttura a pareti in una direzione ed a pilastri nell'altra.

Per la direzione nella quale si ha prevalenza di comportamento a pareti si può individuare la struttura come "*struttura mista equivalente a pareti*", per tanto con un fattore di struttura dato $q=q_0 \cdot K_R \cdot K_w$:

- Essendo regolare in altezza si utilizzerà un fattore riduttivo $K_R=1$
- Il fattore riduttivo K_w è pari a $(1+\alpha_0)/3$ dove α_0 è il risultato del rapporto tra la somma delle altezze delle pareti e la somma delle lunghezze delle stesse nel caso in esame si ha:
$$\alpha_0 = 4.1/2.71=1.51$$
$$k_w = (1+1.51)/3 = 0.84$$
- Non essendo regolare in pianta si utilizzerà la media tra 1 e $\alpha_u/\alpha_1=1.2$ pari a 1.1)

Perciò il fattore di struttura finale sarà $q=3 \cdot 1.1 \cdot 1 \cdot 0.84=2.76$

Per la direzione invece in cui il comportamento risulta prevalente a telaio la struttura come "*struttura a telaio di un piano*", per tanto con un fattore di struttura dato $q=q_0 \cdot K_R$:

- Essendo regolare in altezza si utilizzerà un fattore riduttivo $K_R=1$
- Non essendo regolare in pianta si utilizzerà la media tra 1 e $\alpha_u/\alpha_1=1.1$ (pertanto 1.05) ottenendo $q_0=3.0 \cdot 1.05=3.15$

Perciò il fattore di struttura finale sarà $q=3.15 \cdot 1=3.15$

Ponendosi a favore di sicurezza e per non differenziare il fattore di struttura nelle due direzioni si è scelto di adottare per le analisi un coefficiente di struttura q pari a 2.76 così come precedentemente calcolato.

Si rimanda a quanto contenuto nei paragrafi successivi, in particolare quello relativo alla analisi modale, per il dettaglio delle forze taglianti di piano e relative suddivisioni tra i diversi elementi.

2.4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.

Norme di riferimento adottato

Le norme a cui si fa riferimento nella progettazione dell'opera sono le seguenti

- OPCM 20 marzo 2003 n° 3274 "Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale (...)"

- D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617. Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- D.M. 31 dicembre 2007, n. 248, recante proroga di termini previsti da disposizioni legislative e disposizioni urgenti in materia finanziaria.

2.5 ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.

Poiché l’edificio è di nuova realizzazione non è coerente far riferimento a *Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza*.

2.6 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.

L’analisi dei carichi del corpo spogliato è la seguente:

G1: Peso proprio della lastra predalles 20+5cm $\rightarrow 3.6\text{kN/m}^2$

G2: Sottofondo $\rho=600\text{kg/m}^3$ $s=5\text{cm} \rightarrow 0.05*6=0.3\text{kN/m}^2$

Isolante in polistirene $\rho=30\text{kg/m}^3$ $s=15\text{cm} \rightarrow 0.15*0.3=0.045\text{kN/m}^2$

Peso copertura verde $0.2*18 = 3.6\text{kN/m}^2$

TOTALE : $3.945\text{kN/m}^2 \rightarrow 4.0\text{kN/m}^2$

Q: Carico Neve: $1.77\text{kN/m}^2 \rightarrow 1.8\text{kN/m}^2$

Q: Sovraccarico cat. C $\rightarrow 3.0\text{kN/m}^2$

E’ opportuno specificare che la porzione a copertura del corridoio non ha la copertura verde pertanto e non è interessata da sovraccarico variabile poiché non accessibile l’analisi dei carichi risulta essere la seguente:

G1: Peso proprio della lastra predalles 20+5cm $\rightarrow 3.6\text{kN/m}^2$

G2: Sottofondo $\rho=600\text{kg/m}^3$ $s=5\text{cm} \rightarrow 0.05*6=0.3\text{kN/m}^2$

Isolante in polistirene $\rho=30\text{kg/m}^3$ $s=15\text{cm} \rightarrow 0.15*0.3=0.045\text{kN/m}^2$

TOTALE : $0.345\text{kN/m}^2 \rightarrow 0.4\text{kN/m}^2$

Q: Carico Neve: $1.77\text{kN/m}^2 \rightarrow 1.8\text{kN/m}^2$

E’ importante però precisare che questa porzione di struttura è interessata da accumulo neve in quanto struttura vicina a struttura più alta in questo caso rappresentata dalla palestra. Il carico variabile dovuto pertanto all’accumulo neve vale:

5.3.6

Coperture confinanti e vicine a costruzioni più alte

- (1) I coefficienti di forma per il carico della neve che si raccomanda siano utilizzati per le coperture confinanti con costruzioni più alte, sono dati dalle espressioni seguenti e illustrati nella figura 5.7.

$$\mu_1 = 0,8 \quad (\text{assumendo che la copertura inferiore sia piana}) \quad (5.6)$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w \quad (5.7)$$

dove:

μ_s è il coefficiente di forma per il carico della neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore.

per $\alpha \leq 15^\circ$, $\mu_s = 0$,

per $\alpha > 15^\circ$, μ_s è dato da un carico addizionale, pari al 50% del carico della neve totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore adiacente a quella in esame calcolato in accordo al punto 5.3.3;

μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto agli effetti del vento.

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / s_w \quad (5.8)$$

dove:

γ è il peso per unità di volume della neve [kN/m^3], che ai fini del presente calcolo può essere assunto pari a 2 kN/m^3 .

Si raccomanda di specificare i limiti inferiore e superiore per μ_w .

Nota 1 L'intervallo dei valori di μ_w può essere specificato nell'appendice nazionale. I limiti raccomandati sono $0,8 \leq \mu_w \leq 4$.

La lunghezza dell'accumulo si calcola come segue:

$$l_a = 2h \quad (5.9)$$

Nota 2 L'appendice nazionale può indicare limitazioni per il valore di l_a . I limiti raccomandati sono $5 \leq l_a \leq 15 \text{ m}$.

Nota 3 Se $b_2 < l_a$ il coefficiente alla fine della copertura inferiore è calcolato per interpolazione lineare tra μ_1 e μ_2 interrotta alla fine della copertura inferiore (vedere la figura 5.7).

- (2) La distribuzione di carico uniforme che si raccomanda sia utilizzata è illustrata nella figura 5.7, caso (i).
- (3) La distribuzione di carico con accumuli che si raccomanda sia utilizzata è illustrata nella figura 5.7, caso (ii), se non specificato per condizioni locali.

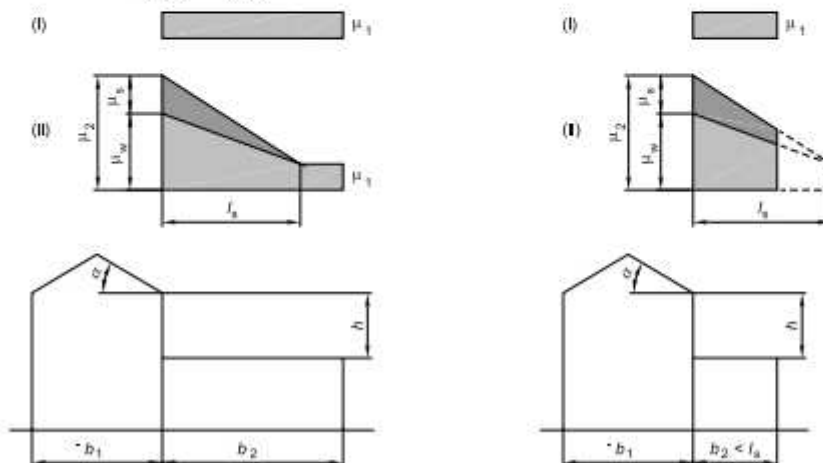
Nota Laddove sia consentito dall'appendice nazionale, l'appendice B può essere utilizzata per determinare la situazione di carico conseguente all'accumulo.

figura 5.7

Coefficiente di forma per il carico della neve per coperture confinanti con costruzioni più alte

Legenda

(i), (ii) Caso



Si applica per $b_2 < l_a$

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	16.6
b_2 [m]	3.35
h [m]	3.65
α [°]	11

l_s [m]	7.3
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

μ_s	0
---------	---

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$$

$(b_1 + b_2)/2h$	2.733
$\gamma h/q_{sk}$	3.279
μ_w	2.733

$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

μ_2	2.733
---------	-------

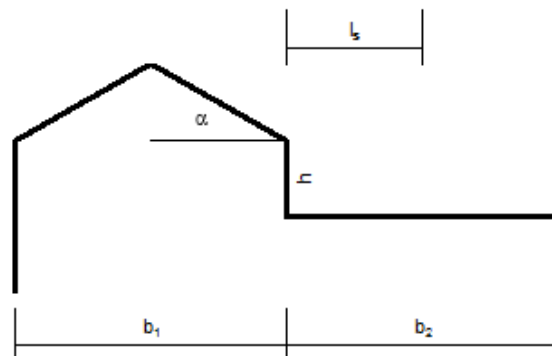
(Caso i) 1.781 kN/mq

μ_1 1.781 kN/mq

Caso in cui $l_s > b_2$

(Caso ii) 6.084 kN/mq

μ_1 4.109 kN/mq

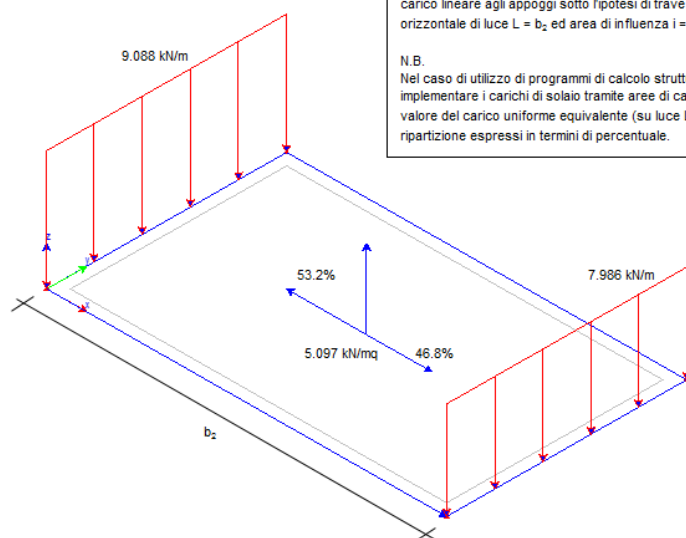


l_s	>	b_2
-------	---	-------

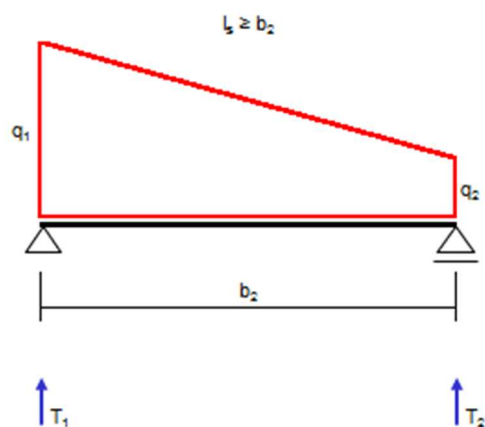
Per la condizione di carico (ii) si calcolano le azioni dovute alla neve come carico lineare agli appoggi sotto l'ipotesi di trave isostatica a giacitura orizzontale di luce $L = b_2$ ed area di influenza $i = 1$ m.

N.B.

Nel caso di utilizzo di programmi di calcolo strutturale che consentono di implementare i carichi di solaio tramite aree di carico si calcola anche il valore del carico uniforme equivalente (su luce $L = b_2$) ed i coefficienti di ripartizione espressi in termini di percentuale.



Schemi di calcolo di riferimento



$$T_1 = b_2(2q_1 + q_2)/6$$

$$T_2 = b_2(q_1 + 2q_2)/6$$

q_1	(kN/mq)	6.084
q_2	(kN/mq)	4.109
b_2	(m)	3.35

T_1	(kN/m)	9.088
T_2	(kN/m)	7.986

2.7 MODELLO NUMERICO.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutata, interpretata e trasferita nel modello che si caratterizza per la sua 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. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare modale.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

2.7.1 Metodologia di modellazione ed analisi.

Per la risoluzione completa della struttura si è utilizzata la versione 2016 del programma agli elementi finiti Mastersap (prodotto dalla AMV srl di Ronchi dei Legionari – GO). Si è realizzato un modello tridimensionale della struttura per analizzare e successivamente verificare gli elementi in c.a.. Per completezza si riportano in apposito allegato i tabulati di input (comprendenti geometrie, materiali, carichi e condizioni di carico), di output (spostamenti nodali, sollecitazioni, deformazioni relative ed armature minime) nonché lo schema del modello, della numerazione degli elementi e la visualizzazione sintetica delle sollecitazioni principali. L'azione statica e l'azione sismica sono state applicate alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008). L'azione statica è stata calcolata attraverso un'analisi statica lineare mentre l'azione sismica è calcolata mediante analisi lineare dinamica modale. Le verifiche verranno eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite così come descritto in precedenza.

2.7.2 Informazioni sul codice di calcolo.

• Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico

delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di

dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

- **Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti Software "AMV"**

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



**Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV
In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LIFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizzi la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per l'acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

AMV s.r.l.
Il legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello

- Licenza d'uso**

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



LICENZA D'USO SOFTWARE

Ragione Sociale: **AR.TEC STUDIO INGEGNERIA ARCHITETTURA SRL**

Indirizzo: **VIALE DEI MILLE, 140**

CAP: **43100**

Città: **PARMA**

Prov.: **PR**

Telefono: **0521.292918**

Fax: **0521.290195**

Email: **studio@studioartecsrl.it**

Partita IVA: **02518060344**

Codice Fiscale:

DATI RELATIVI ALL'INSTALLAZIONE DEI PROGRAMMI (se diversi da quelli di fatturazione)

Nominativo

Indirizzo (Via, n°, CAP, città, prov. e tel.):

DESCRIZIONE PROGRAMMI

TITOLO PROGRAMMA	AUTORE / DISTRIBUT.	VERS.	N° LICENZA D'USO	DECORRENZA LICENZA D'USO	SCADENZA ASSIST./ MANUT.
MASTERSAP TOP	AMV	27,10	27416	30/06/1992	29/06/2016
ANALISI NON LINEARE TOP	AMV	27,10	27416	07/10/2015	07/04/2016
SOLUTORE PUSHOVER TOP	AMV	27,10	27416	16/07/2012	29/06/2016
MASTERARM TOP	AMV	27,10	27416/8	30/06/1992	29/06/2016
MASTERESIST TOP	AMV	27,10	27416	08/06/2011	29/06/2016
MASTERMURI TOP	AMV	27,10	27416	29/09/2005	29/06/2016
MASTERLEGNO TOP	AMV	27,10	27416/8	27/06/2013	29/06/2016
MASTERSTEEL TOP	AMV	27,10	27416/8	27/06/2013	29/06/2016
MASTERNODO TOP	AMV	27,10	27416	20/11/2013	29/06/2016
CAD C.A. TRAVI/PILASTRI E VIEW	AMV	27,00	27417	30/06/1992	29/06/2016
IMPAGINATORE DXF TOP	AMV	27,00	27417	11/03/2013	29/06/2016
VERIFICHE RINFORZI	AMV	27,00	36719	16/07/2012	29/06/2016
VERIFICHE C.A. T.A./SL./S.L.U	AMV	27,00	35061	13/10/2008	29/06/2016
RESISTENZA AL FUOCO VERS. TOP	AMV	27,00	30894	14/07/1999	29/06/2016

2.7.3 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.

- **Informazioni e caratteristiche di progetto**

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	corpo spogliatoi
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC-2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Località	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.1968
F0	2.51
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	0%
Numero di frequenze	35
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=2.76
Duttilità	Bassa Duttilità

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

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	40
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno

Probabilità di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	101 anni
Località	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.0891
F0	2.48
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI DANNO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	0%
Numero di frequenze	35

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

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	40
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operatività
Probabilità di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	60 anni
Località	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.0722
F0	2.49
Tc	0.26
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	0%
Numero di frequenze	35

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

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	40
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

Come si può evincere dalle tabelle sopra riportate si sono considerate due situazioni di progetto rappresentative in relazione all'angolo di ingresso della azione sismica. In particolare si è scelto un angolo pari a 0°/90° che risulta essere significativo in particolare per l'analisi dei pilastri mentre si è scelto di adottare un angolo di 40°/130° (parallelo e perpendicolare all'allineamento 1s) significativo per l'analisi dei setti in calcestruzzo armato.

• Sezioni utilizzate nel modello strutturale

SEZIONI RETTANGOLARI

Codice	Base	H
1	0.300	0.300
7	0.300	0.200
8	0.400	0.200
9	0.500	0.250
10	0.750	0.300
13	0.450	0.200
14	0.050	0.050
18	0.400	0.250
19	0.250	0.300

SEZIONE A T

Codice	B	H	h	b
5	0.900	1.100	0.300	0.300

SEZIONI A I

Codice	B	H	a	e
2	0.500	2.000	0.250	0.250
11	0.400	1.350	0.250	0.250

SEZIONE PROFILO SEMPLICE

Codice	Codice sezione	Asse Y capovolto
16	HEA 140	No

SEZIONI A L

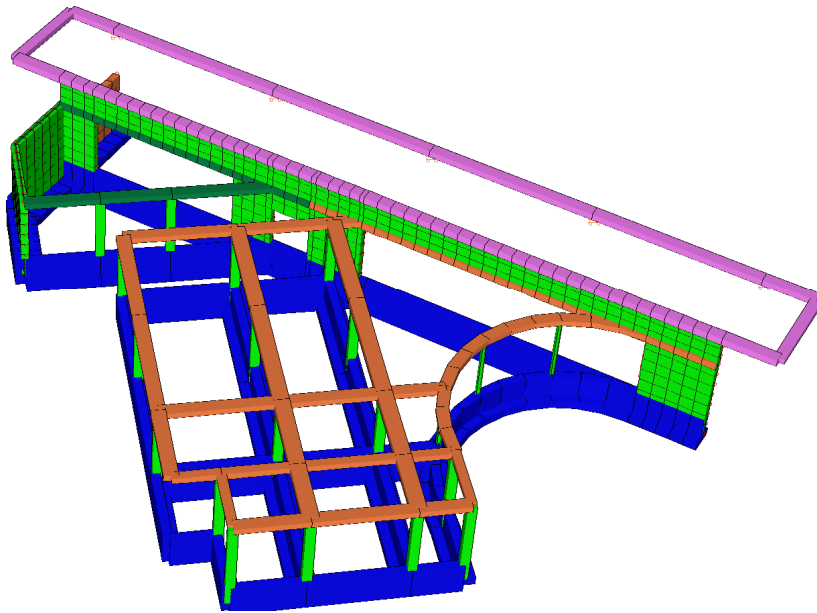
Codice	Altezza	Base	Sp. anima	Sp. Ala	Posizione
3	1.100	1.000	0.300	0.300	1
6	1.100	0.600	0.300	0.300	1

Come si potrà evincere anche dagli schemi di seguito riportati è opportuno specificare che si è scelto di modellare le travi alte con doppia sezione rettangolare pari ai due "cordoli" e di modellare la parte centrale con elementi guscio.

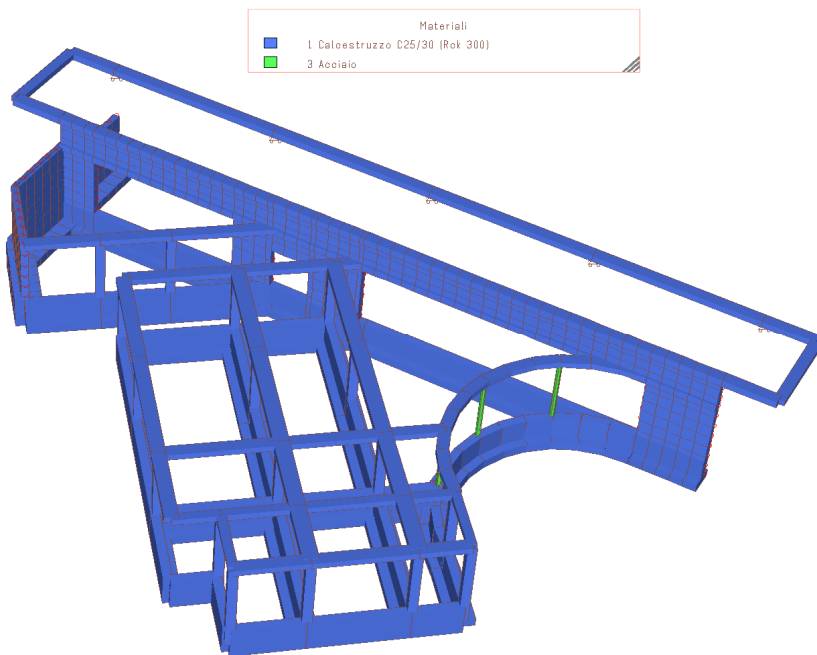
• Lista Materiali Utilizzati

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	+3.15e+007	0.120	24.52500	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	Acciaio	+2.06e+008	0.300	77.00850	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

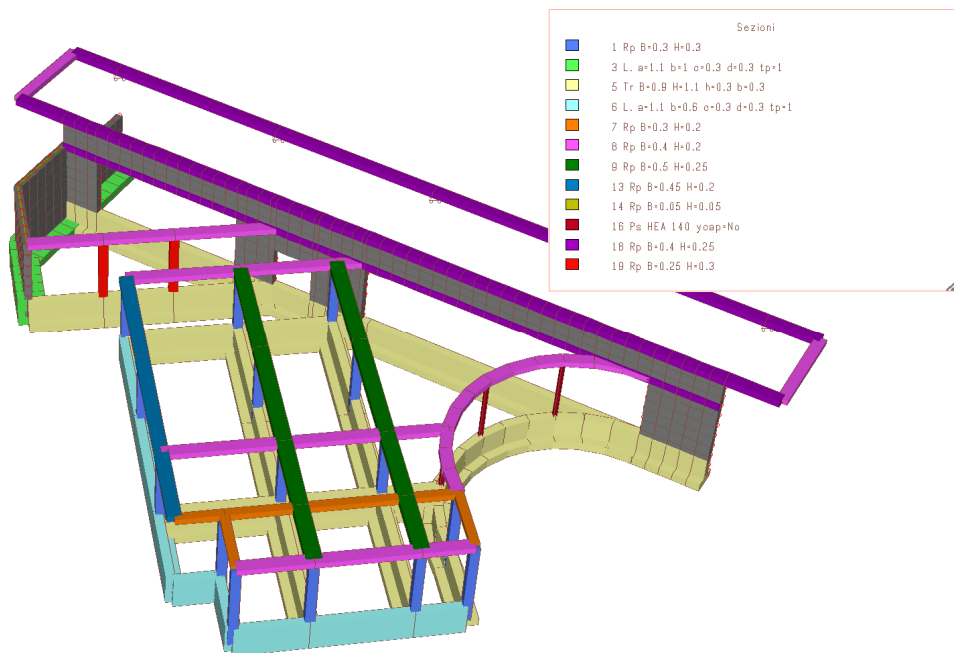
- **Presentazione del modello strutturale e sue proprietà**



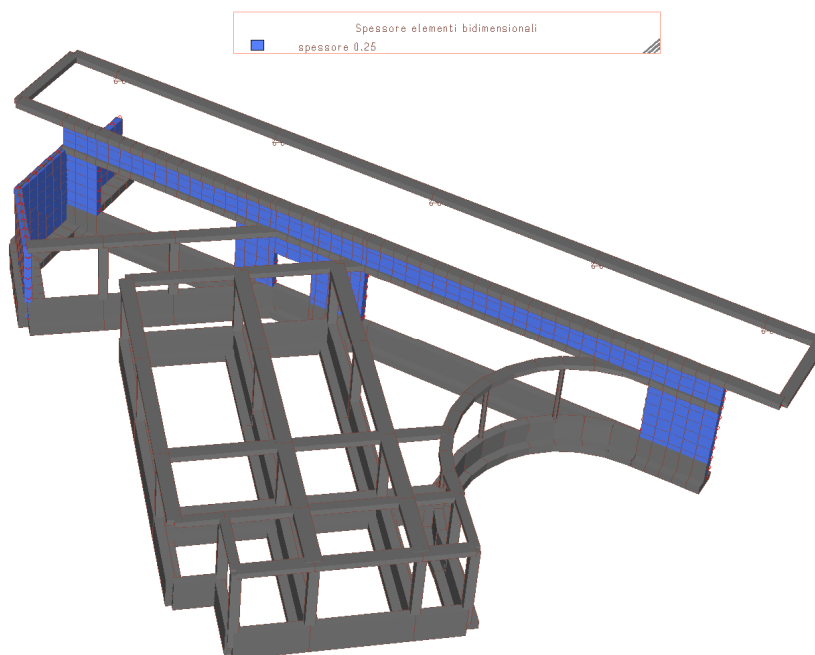
Modello di calcolo



Schema materiali in elevazione – Materiali



Schema sezioni travi – Sezioni



Spessore elementi bidimensionali

Simbologie adottate da Mastersap per il modello strutturale e sue proprietà

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap per nodi, materiali, sezioni, carichi ed elementi finiti.

– I Nodi

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati

corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi.

I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo. Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master. La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

– I Materiali

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

– Le Sezioni

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

– I Carichi

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari

sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (f_x, f_y, f_z, f_v) e locali (f_x, f_y, f_z), forze concentrate riferite agli assi globali (F_x, F_y, F_z, F_v) o locali (F_x, F_y, F_z), momenti concentrati riferiti agli assi locali (M_x, M_y, M_z), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (m_x), carichi termici (t_x, t_y, t_z), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

– Gli Elementi finiti

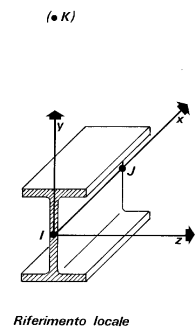
La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

▪ Elemento Truss (Asta Reticolare)

L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica. Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.

Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:

- A Area della sezione.
- E. Modulo elastico.
- ρ . Densità di peso (peso per unità di volume).
- α . Coefficiente termico di dilatazione cubica.



I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.

▪ Elemento Frame (Trave e Pilastro, Trave di fondazione)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z , come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

- carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;

- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
- carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale tZ convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito fZ, fV, fy. Inoltre accade che:

$V_i = V_f$; $d_i = d_f = 0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

▪ Elemento Shell (Guscio)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

- elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;

- pressioni e relative aliquote dinamiche;
- temperatura;
- gradiente termico;
- carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

- Elemento Plane (Stato Piano di Tensione, Stato Piano di Deformazione, Assialsimmetrico)

L'elemento plane implementa i modelli dell'elasticità piana nelle tre classiche varianti degli stati piani di tensione, di deformazione e dei problemi assialsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K, L posti nei vertici e 2 gradi di libertà per ogni nodo.

Gli elementi in stato piano di tensione, di deformazione o assialsimmetrici sono elementi piani quadrilateri (4 nodi) o triangolari (3 nodi) bidimensionali, caratterizzati da due dimensioni dello stesso ordine di grandezza, prevalenti sulla terza dimensione, che individua lo spessore. Vengono utilizzati per rappresentare strutture bidimensionali caricate nel piano: sono nulle le tensioni ortogonali al piano dell'elemento.

Gli elementi in Stato Piano di Deformazione sono elementi per cui è nulla la deformazione ortogonale al piano, ma non la tensione relativa. Vanno obbligatoriamente analizzati nel piano YZ e si assume uno sviluppo unitario sulla terza dimensione (lungo X). Hanno attivi i due gradi di libertà relativi agli spostamenti nel piano YZ.

Gli elementi Assialsimmetrici rappresentano solidi simmetrici, ottenuti per rotazione intorno all'asse verticale Z e simmetricamente caricati; sono individuati dalla loro sezione nel piano YZ. Anche gli elementi assialsimmetrici vanno studiati nel piano YZ e hanno attivi i gradi di libertà relativi agli spostamenti in questo piano.

Il programma analizza il loro comportamento per uno sviluppo angolare di un radiante.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito con questi parametri:

- numero elemento (massimo 1999 per gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;
- carichi (o pressioni) e relative aliquote dinamiche;
- temperatura.

- Elemento Boundary (Vincolo)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidità assiale in una direzione specificata e rigidità torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare

le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

- il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
- la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
- la rigidezza (per le traslazioni in F/L , per le rotazioni in $F*L/rad$).

- Elemento Plinto

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.

Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).

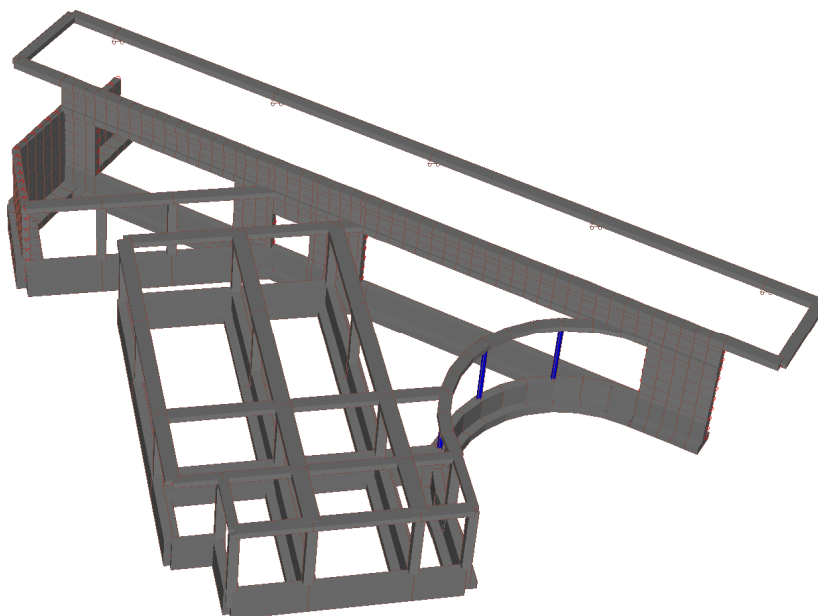
Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa. La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z , l'altezza si valuta secondo y .

L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

2.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Tutti gli elementi in relazione alla tipologia costruttiva che li caratterizza sono incastrati ad entrambe le estremità ad esclusione dei pilastri in acciaio che sono incernierati ad entrambe le estremità.

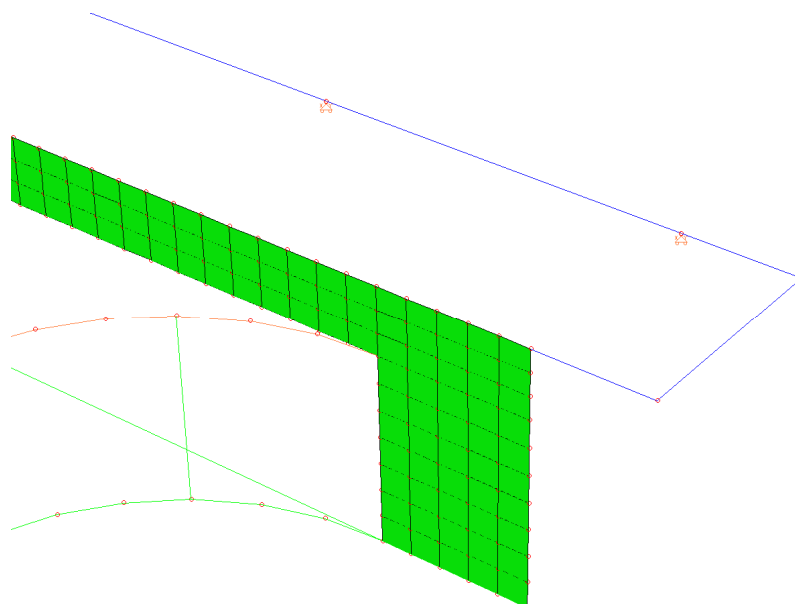
- **Elementi: Vincolo pilastri in acciaio**



Svincoli principali sui pilastri in acciaio

- **Elementi: Vincolo a carrello solaio lato palestra**

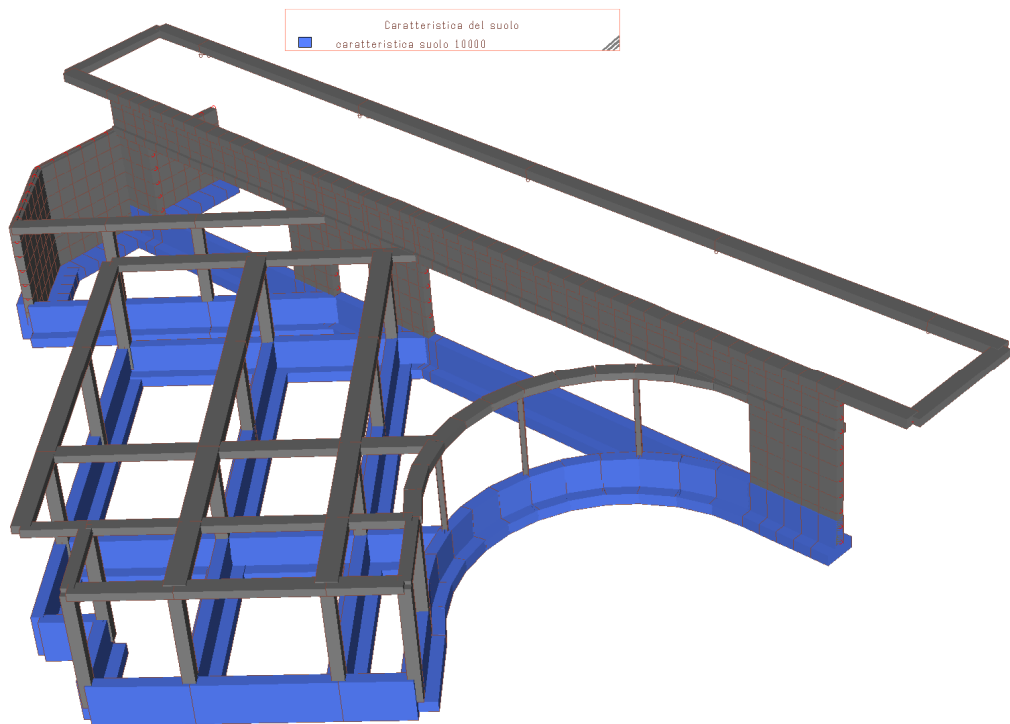
Il solaio del corridoio come si era scritto in precedenza all'interno della relazione di calcolo della palestra è da un lato appoggiata agli elementi prefabbricati di quest'ultima, ma risulta incastrata al corpo spogliatoi che ne assorbe la massa sismica totale. Per modellare questo comportamento si è scelto di inserire in corrispondenza degli appoggi dei carrelli liberi di spostarsi sul piano.



Vista dei carrelli che descrivono l'appoggio sulla struttura prefabbricata della palestra.

- **Elementi: Travi su suolo elastico alla Winkler**

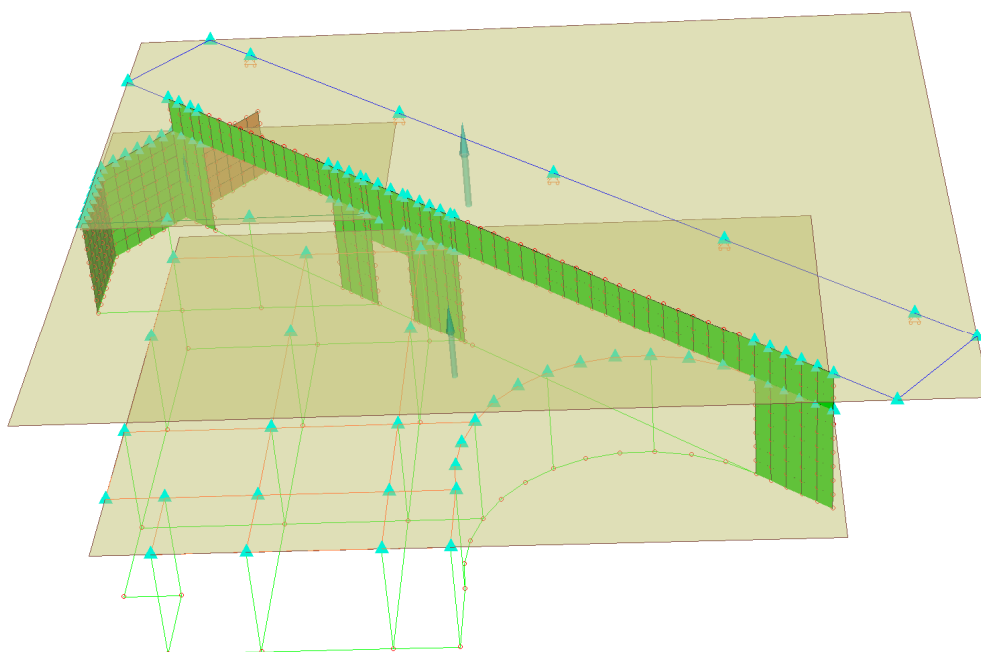
Le travi sono state modellate su suolo elastico secondo il modello di Winkler. In particolare si è scelto di applicare un K_w pari a 1kg/cm^3 .



Vista del coefficiente di Winkler applicato alle fondazioni del modello di calcolo.

- **Relazioni piani rigidi**

In virtù della tipologia costruttiva che caratterizza la struttura si sono inseriti tre diversi piani rigidi tutti indipendenti gli uni dagli altri:



Piani rigidi

In accordo con la configurazione reale dell'edificio si può notare come due dei tre piani rigidi siano posti alla medesima quota e quello che rappresenta invece il solaio di copertura della porzione che si addossa alla palestra sia posto correttamente ad una quota più alta.

2.7.5 Modellazione delle azioni

Carico distribuito con riferimento globale Z

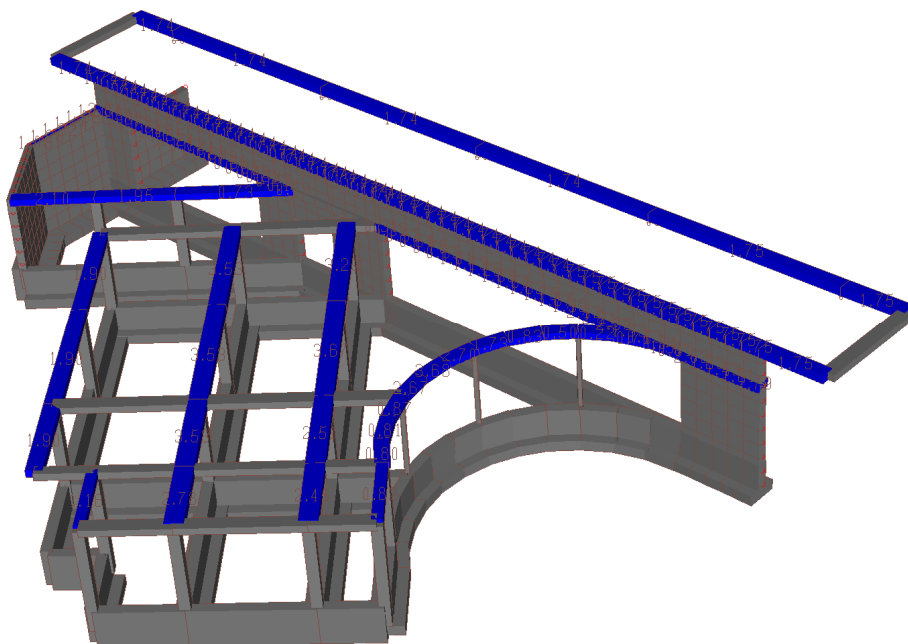
Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Neve Zona I Alpina	4	Condizione 3	Variabile: Neve	-1.800000	0.000	-1.800000	0.000	0.0000	0.0000
Neve porzione alta	7	Condizione 5	Variabile: Neve	-1.800000	0.000	-1.800000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito riferimento globale V

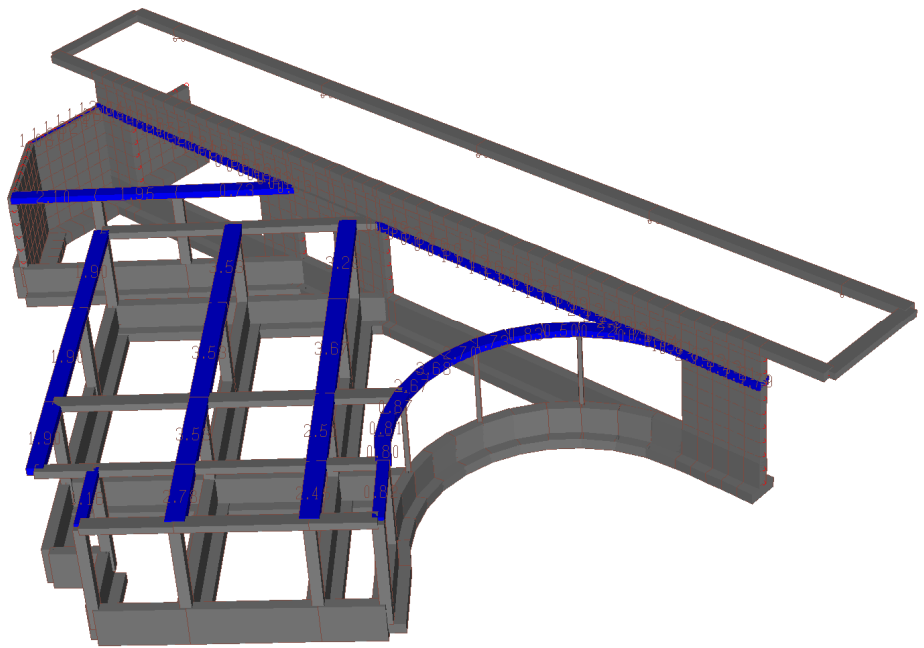
Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Neve accumulo	6	Condizione 4	Variabile: Neve	1.000000	0.000	1.000000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

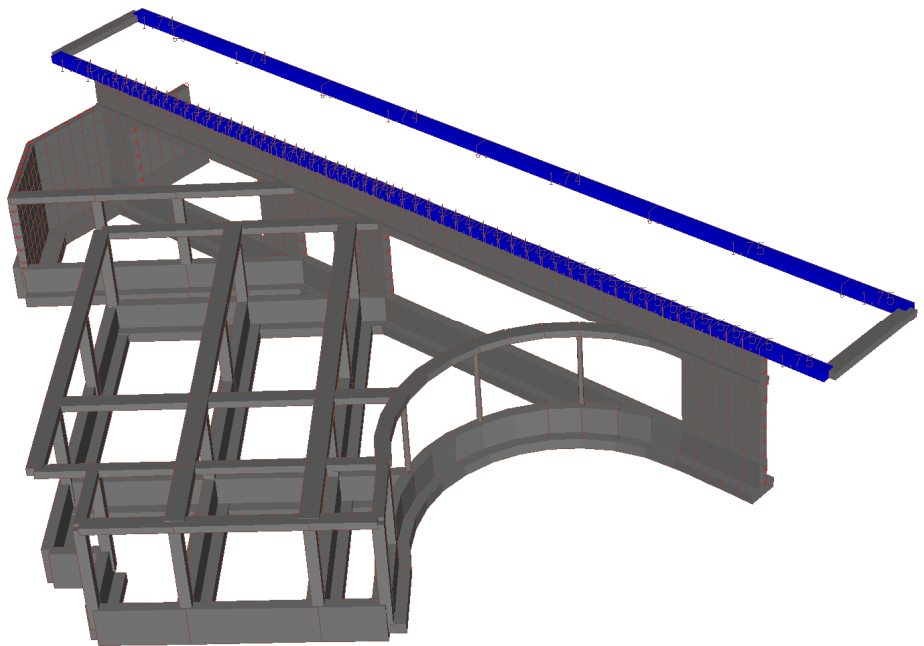
Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Peso proprio solaio h = 16+4 cm	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-3.600000	0.000	-3.600000	0.000	1.0000	1.0000
Permanente con terreno	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-4.000000	0.000	-4.000000	0.000	1.0000	1.0000
Categoria C1 - Ospedali, ristoranti, banche, scuole	3	Condizione 2	Variabile: Aree di acquisto e congresso	-3.000000	0.000	-3.000000	0.000	0.6000	0.6000
Permanente senza terreno	5	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.400000	0.000	-0.400000	0.000	1.0000	1.0000



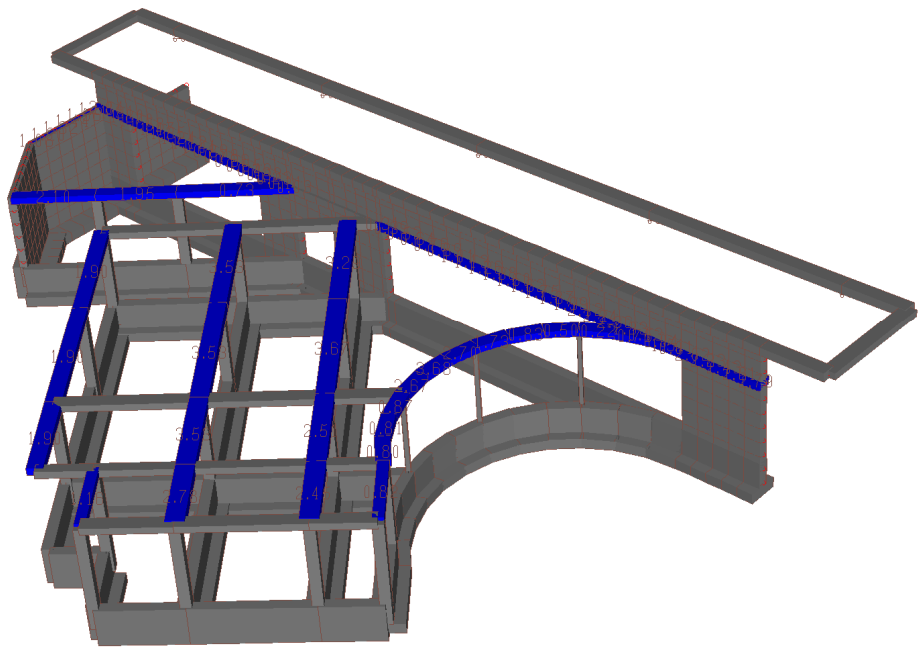
Carichi propri del solaio



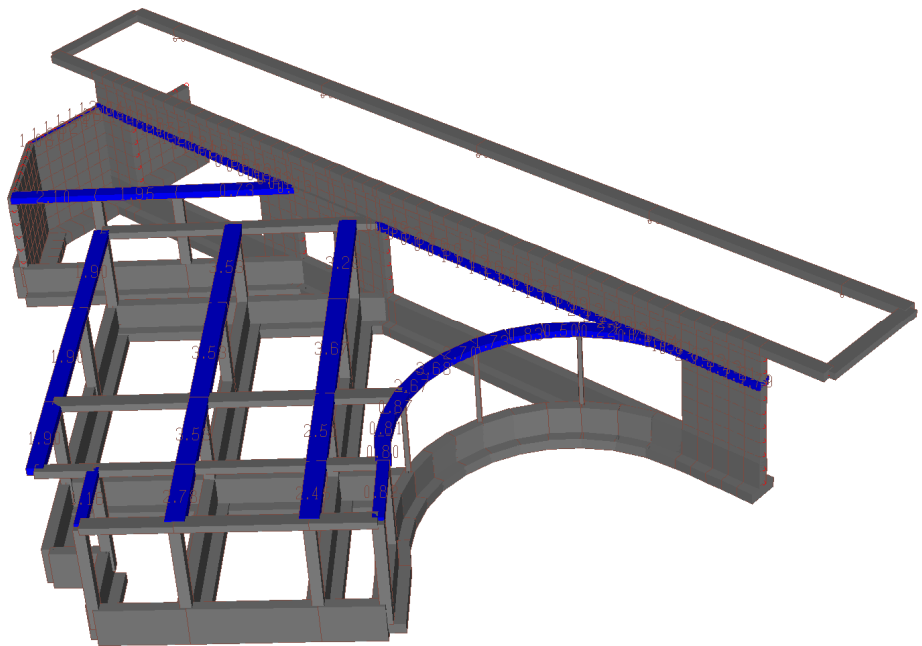
Carichi permanenti portati con terreno



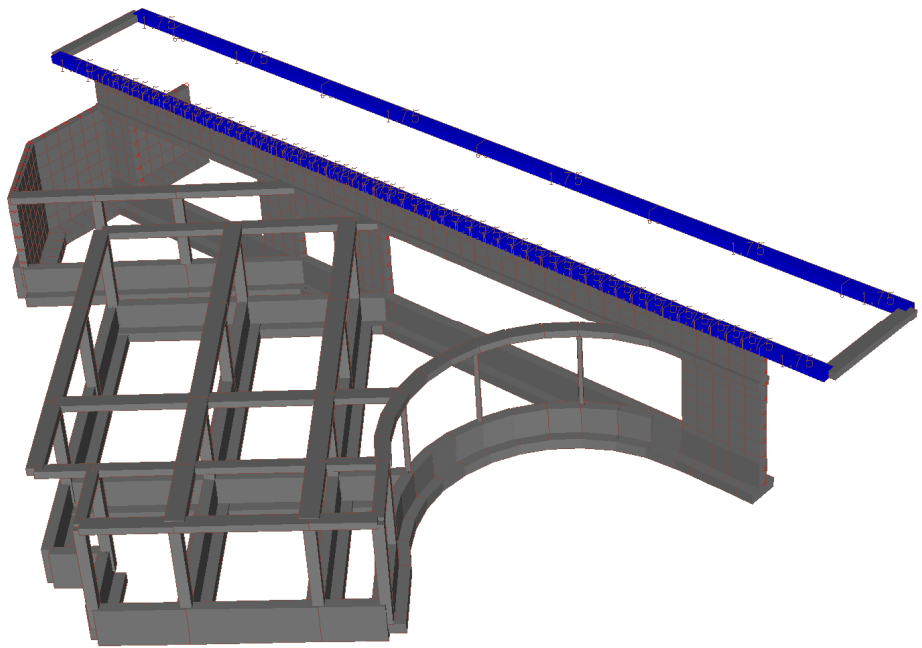
Carichi permanenti portati senza terreno



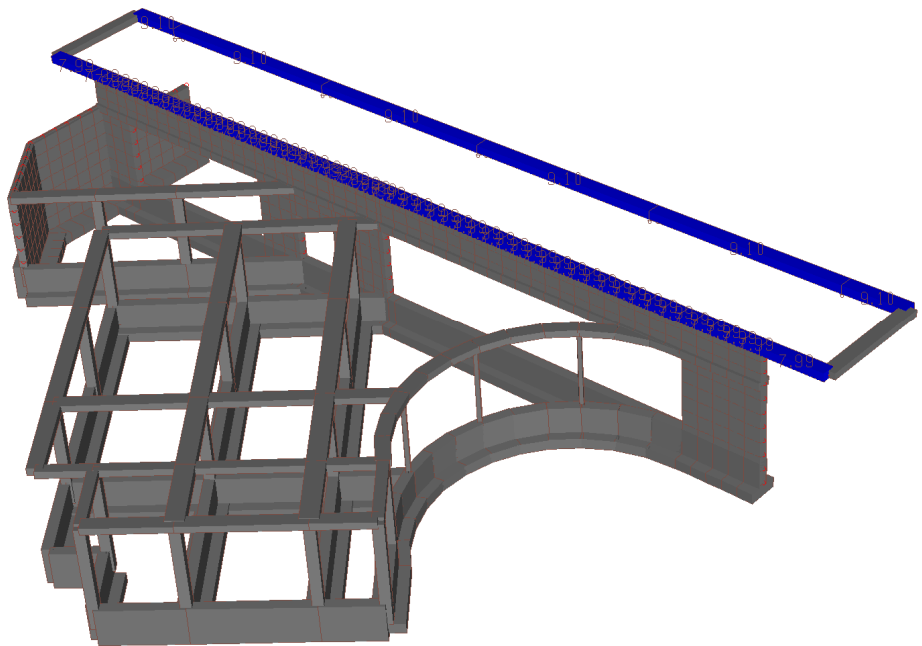
Carichi variabili sovraccarico cat.C



Carico neve (condizione di carico 3)



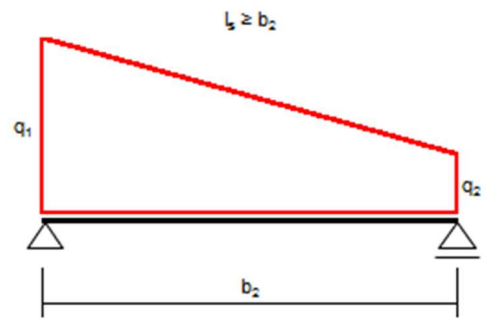
Carico neve (condizione di carico 5)



Accumulo Neve

Prima di procedere oltre è opportuno specificare le modalità con cui è stato inserito il sovraccarico dovuto all'accumulo neve. In particolare come visto in precedenza si è inserito un carico di accumulo pari a 1kN/m^2 e si è forzato l'interasse di calcolo delle singole travi per ottenere così il carico corretto. Il carico relativo all'accumulo neve come visto nel relativo paragrafo è pari a:

Schemi di calcolo di riferimento



$\uparrow T_1$

$\uparrow T_2$

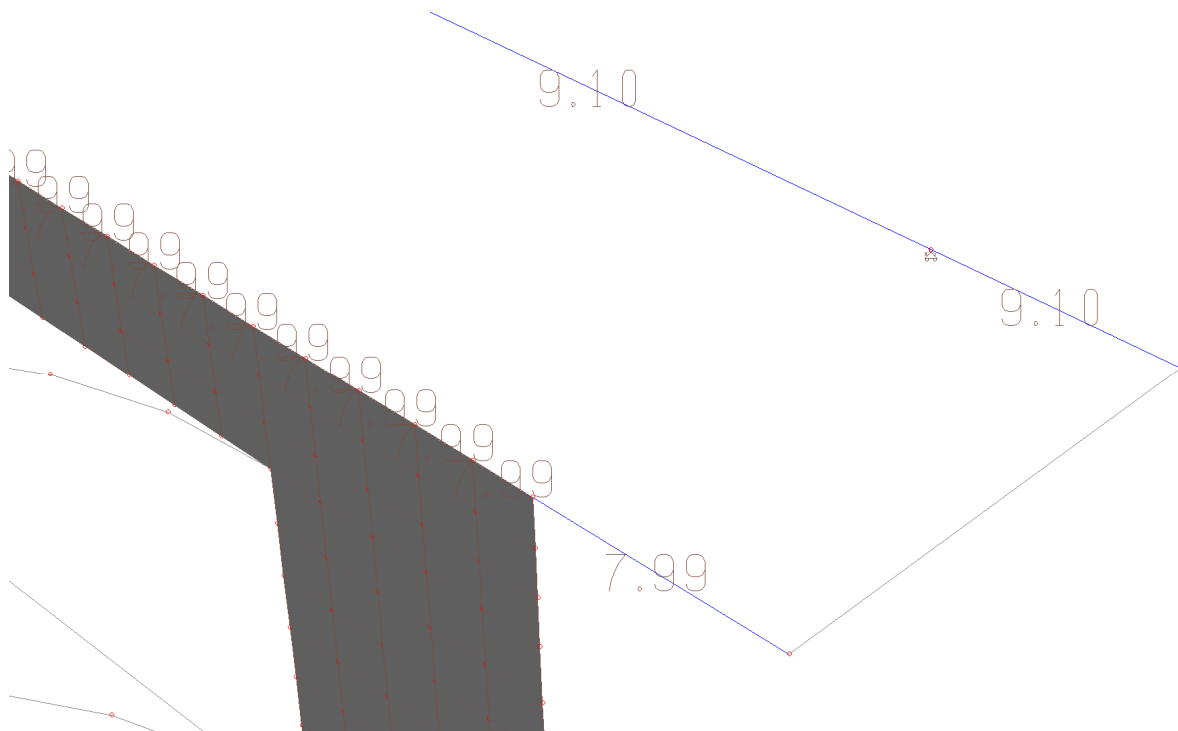
$$T_1 = b_2(2q_1 + q_2)/6$$

$$T_2 = b_2(q_1 + 2q_2)/6$$

q_1	(kN/mq)	6.084
q_2	(kN/mq)	4.109
b_2	(m)	3.35

T_1	(kN/m)	9.088
T_2	(kN/m)	7.986

Pertanto si sono forzati gli interassi delle travi in questo modo:



Come si può vedere 7.99 per la trave esterna e 9.1 per la trave interna. I carichi così applicati risultano coerenti con quanto calcolato:

$$1\text{kN/m}^2 * 7.99\text{m} = 7.99\text{kN/m}$$

$$1\text{kN/m}^2 * 9.10\text{m} = 9.10\text{kN/m}$$

2.7.6 Combinazioni e/o percorsi di carico.

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura ($\gamma_{g1}=\gamma_{g2}=1.3$, $\gamma_{q1}=1.5$).

Le combinazioni di carico SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante i coefficienti parziali di sicurezza unitari ed i coeff. di combinazione per i casi rara, frequente e quasi permanente.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. In particolare gli stati limite ultimi analizzati saranno lo "Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)" mentre per gli stati limite di esercizio sarà lo "Stato limite di danno (SLD)".

Verranno allegati gli spettri utilizzati sia per gli stati limite d'esercizio che per gli stati limiti ultimi.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.; vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Le combinazioni di carico per le fondazioni allo SLE statico sono analoghe a quelle dalla struttura in elevazione; lo stesso vale per lo SLU statico seguendo l'approccio 2 indicato nelle NTC.

Allo SLD le combinazioni di carico sono analoghe a quelle della struttura in elevazione.

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
2	Statica cat. C dominante	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.750
7	Statica neve dominante	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
10	Statica accumulo dominante	Azione sismica: Sisma assente	Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 5	1.500
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara neve dominante	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 5	1.000
4	Frequente neve dominante	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.200
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.200
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
8	rara cat.C dominante	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.500
9	frequente cat.C dominante	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.000
11	Rara Accumulo dominante	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
12	Frequente accumulo dominante	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.200
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.200

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000

2.8 PRINCIPALI RISULTATI

2.8.1 Risultati dell'analisi modale

- Analisi del secondo ordine con sisma 0°**

Nome archivio di lavoro : corpo spogliatoi esecutivo

```

Intestazione del lavoro      :
Tipo di analisi             :   Statica e Dinamica
Unita' di misura delle Forze :   kN
Unita' di misura Lunghezze  :   m
Sisma lungo l'asse Z        :   No
Combinazione dei modi       :   CQC
Combinazione componenti azioni sismiche :   Eurocodice 8
λ                            :   0.3
μ                            :   0.3

```

*** Gruppo di copertura: travi

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1 Statica+(EX+λ*EY)	1.66	1.30
1 Statica+(λ*EX+EY)	1.55	1.29
2	0.01	-0.01
3	0.01	-0.01
4	0.01	-0.00
5	0.01	-0.00
7	0.01	-0.01
8	0.01	-0.01
9	0.01	-0.00
10	0.03	-0.00
11	0.02	-0.00
12	0.01	-0.00

*** Gruppo di copertura: travi solaio rigido 2

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1 Statica+(EX+λ*EY)	0.58	0.49
1 Statica+(λ*EX+EY)	0.59	0.61
2	0.04	-0.00
3	0.03	0.00
4	0.03	0.00
5	0.03	0.00
7	0.04	-0.00
8	0.03	-0.00
9	0.03	0.00
10	0.06	0.01
11	0.05	0.01
12	0.03	0.00

*** analisi alla quota: 0.000

Piano rigido superiore: travi altezza interpiano: 3.10
Piano rigido superiore: travi solaio rigido 2 altezza interpiano: 3.10
altezza media di interpiano: 3.10

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d _{xx} [cm]	d _{xy} [cm]	FX	FY	FZ	θ_X	θ_Y
1 Statica+(EX+λ*EY)	0.00	0.00	-1.12	-0.90	726.44	573.61	2764.96	0.01	0.01
1 Statica+(λ*EX+EY)	0.00	0.00	-1.07	-0.95	680.94	614.92	2764.96	0.01	0.01
2	0.00	0.00	-0.02	0.01	8.51	1.20	4274.41	0.00	0.00
3	0.00	0.00	-0.02	0.00	7.12	1.93	3221.49	0.00	0.00
4	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.45	2.42	2845.70	0.00	0.00
5	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.24	2.51	2764.96	0.00	0.00
7	0.00	0.00	-0.03	0.00	9.37	2.09	4341.90	0.00	0.00
8	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.53	1.35	3176.45	0.00	0.00
9	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.21	2.25	2817.10	0.00	0.00
10	0.00	0.00	-0.04	-0.01	12.20	4.74	4550.04	0.00	0.00
11	0.00	0.00	-0.03	-0.01	9.01	3.68	3360.22	0.00	0.00
12	0.00	0.00	-0.02	-0.00	6.83	2.78	2873.60	0.00	0.00

RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

*** Piano rigido alla quota: 0.000

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.)	(%)	FX(Setti)	(%)	FX(Pareti)	(%)	FY(Tot)	FY(Pil.)	(%)	FY(Setti)	(%)	FY(Pareti)	(%)
1 Statica+(EX+λ*EY)	726	406	56	0	0	321	44	574	245	43	0	0	328	57
1 Statica+(λ*EX+EY)	681	380	56	0	0	301	44	615	273	44	0	0	342	56

• Analisi del secondo ordine con sisma 40°

```

Nome archivio di lavoro      :   corpo spogliatoi esecutivo
Intestazione del lavoro      :
Tipo di analisi             :   Statica e Dinamica
Unita' di misura delle Forze :   kN
Unita' di misura Lunghezze  :   m
Sisma lungo l'asse Z        :   No
Combinazione dei modi       :   CQC
Combinazione componenti azioni sismiche :   Eurocodice 8
λ                            :   0.3
μ                            :   0.3

```

*** Gruppo di copertura: travi

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
-----	----------	----------

1	Statica+(EX+λ*EY)	1.78	1.44
1	Statica+(λ*EX+EY)	0.76	0.71
2		0.01	-0.01
3		0.01	-0.01
4		0.01	-0.00
5		0.01	-0.00
7		0.01	-0.01
8		0.01	-0.01
9		0.01	-0.00
10		0.03	-0.00
11		0.02	-0.00
12		0.01	-0.00

*** Gruppo di copertura: travi solaio rigido 2

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	Statica+(EX+λ*EY)	0.66	0.61
1	Statica+(λ*EX+EY)	0.41	0.50
2		0.04	-0.00
3		0.03	0.00
4		0.03	0.00
5		0.03	0.00
7		0.04	-0.00
8		0.03	-0.00
9		0.03	0.00
10		0.06	0.01
11		0.05	0.01
12		0.03	0.00

*** analisi alla quota: 0.000

Piano rigido superiore: travi altezza interpiano: 3.10
Piano rigido superiore: travi solaio rigido 2 altezza interpiano: 3.10
altezza media di interpiano: 3.10

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ	g_X	g_Y
1 Statica+(EX+ λ *EY)	0.00	0.00	-1.22	-1.02	707.07	591.99	2764.96	0.02	0.02
1 Statica+(λ *EX+EY)	0.00	0.00	-0.58	-0.61	541.27	561.10	2764.96	0.01	0.01
2	0.00	0.00	-0.02	0.01	8.51	1.20	4274.41	0.00	0.00
3	0.00	0.00	-0.02	0.00	7.12	1.93	3221.49	0.00	0.00
4	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.45	2.42	2845.70	0.00	0.00
5	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.24	2.51	2764.96	0.00	0.00
7	0.00	0.00	-0.03	0.00	9.37	2.09	4341.90	0.00	0.00
8	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.53	1.35	3176.45	0.00	0.00
9	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.21	2.25	2817.10	0.00	0.00
10	0.00	0.00	-0.04	-0.01	12.20	4.74	4550.04	0.00	0.00
11	0.00	0.00	-0.03	-0.01	9.01	3.68	3360.22	0.00	0.00
12	0.00	0.00	-0.02	-0.00	6.83	2.78	2873.60	0.00	0.00

RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

*** Piano rigido alla quota: 0.000

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.)	(%)	FX(Setti)	(%)	FX(Pareti)	(%)	FY(Tot)	FY(Pil.)	(%)	FY(Setti)	(%)	FY(Pareti)	(%)
1 Statica+(EX+λ*EY)	707	439	62	0	0	268	38	592	289	49	0	0	303	51
1 Statica+(λ*EX+EY)	541	195	36	0	0	346	64	561	188	34	0	0	373	66

Come si può evincere dai risultati riportati si può evincere come la struttura sia equivalente a pilastri in una direzione ed a pareti nell'altra.

• Masse eccitate

FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	1.633e+001	2.599e+000	3.848e-001	0.000e+000
2	2.915e+001	4.639e+000	2.156e-001	0.000e+000
3	3.799e+001	6.047e+000	1.654e-001	4.132e-169
4	4.159e+001	6.620e+000	1.511e-001	5.467e-162
5	4.422e+001	7.038e+000	1.421e-001	2.361e-155
6	4.494e+001	7.153e+000	1.398e-001	1.838e-153
7	4.578e+001	7.286e+000	1.372e-001	8.441e-152
8	4.827e+001	7.682e+000	1.302e-001	7.746e-148
9	4.890e+001	7.782e+000	1.285e-001	4.139e-145
10	5.331e+001	8.485e+000	1.179e-001	5.819e-140
11	5.568e+001	8.862e+000	1.128e-001	3.086e-136
12	5.704e+001	9.079e+000	1.102e-001	5.686e-134
13	6.458e+001	1.028e+001	9.730e-002	3.514e-123
14	6.524e+001	1.038e+001	9.631e-002	2.684e-123
15	6.960e+001	1.108e+001	9.027e-002	3.642e-118
16	7.369e+001	1.173e+001	8.527e-002	1.545e-113
17	7.668e+001	1.220e+001	8.194e-002	1.150e-109
18	7.734e+001	1.231e+001	8.125e-002	4.315e-109
19	7.928e+001	1.262e+001	7.925e-002	1.339e-107
20	8.189e+001	1.303e+001	7.673e-002	6.791e-106

21	8.523e+001	1.357e+001	7.372e-002	2.538e-102
22	9.300e+001	1.480e+001	6.756e-002	1.174e-097
23	9.364e+001	1.490e+001	6.710e-002	1.674e-097
24	1.057e+002	1.683e+001	5.942e-002	3.684e-090
25	1.076e+002	1.713e+001	5.837e-002	8.150e-089
26	1.104e+002	1.756e+001	5.694e-002	2.014e-087
27	1.265e+002	2.013e+001	4.968e-002	1.679e-078
28	1.347e+002	2.144e+001	4.665e-002	1.736e-072
29	1.388e+002	2.209e+001	4.527e-002	9.657e-072
30	1.411e+002	2.246e+001	4.451e-002	2.752e-070
31	1.480e+002	2.356e+001	4.245e-002	8.673e-067
32	1.510e+002	2.403e+001	4.161e-002	5.536e-066
33	1.610e+002	2.562e+001	3.903e-002	6.678e-062
34	1.646e+002	2.620e+001	3.817e-002	1.903e-061
35	1.784e+002	2.839e+001	3.522e-002	1.494e-056
36	1.804e+002	2.871e+001	3.483e-002	3.157e-056
37	1.950e+002	3.104e+001	3.222e-002	5.259e-051
38	1.965e+002	3.128e+001	3.197e-002	4.750e-051
39	2.019e+002	3.213e+001	3.112e-002	1.858e-049
40	2.109e+002	3.357e+001	2.979e-002	1.256e-047
41	2.147e+002	3.417e+001	2.926e-002	1.624e-047
42	2.433e+002	3.872e+001	2.583e-002	3.551e-041
43	2.531e+002	4.028e+001	2.482e-002	2.504e-038
44	2.642e+002	4.205e+001	2.378e-002	3.197e-036
45	2.813e+002	4.478e+001	2.233e-002	1.517e-032
46	2.911e+002	4.633e+001	2.158e-002	6.221e-030
47	2.990e+002	4.759e+001	2.101e-002	2.155e-027
48	3.083e+002	4.907e+001	2.038e-002	2.301e-026
49	3.172e+002	5.049e+001	1.981e-002	9.606e-025
50	3.281e+002	5.221e+001	1.915e-002	1.114e-022
51	3.385e+002	5.388e+001	1.856e-002	8.590e-022
52	3.467e+002	5.517e+001	1.812e-002	4.700e-019
53	3.556e+002	5.659e+001	1.767e-002	5.014e-019
54	3.630e+002	5.778e+001	1.731e-002	1.284e-017
55	3.845e+002	6.119e+001	1.634e-002	1.905e-014

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Prima direzione orizzontale		Seconda direzione orizzontale	
	Direz.X	Direz.Y	Direz.X	Direz.Y
1	8.434e+000	6.320e+000	-7.077e+000	7.532e+000
2	-6.047e-001	6.366e+000	5.074e-001	7.587e+000
3	5.085e+000	-2.702e+000	-4.267e+000	-3.220e+000
4	-2.482e-001	-5.779e-001	2.082e-001	-6.887e-001
5	-5.236e-001	-3.193e-001	4.393e-001	-3.805e-001
6	-6.051e-001	-1.923e-001	5.077e-001	-2.292e-001
7	-1.608e+000	1.014e+000	1.350e+000	1.208e+000
8	-2.128e+000	1.007e+000	1.786e+000	1.200e+000
9	-1.450e+000	2.561e-001	1.217e+000	3.052e-001
10	9.671e-001	-7.335e-001	-8.115e-001	-8.742e-001
11	-2.298e-001	4.246e-001	1.928e-001	5.061e-001
12	2.340e+000	-2.220e+000	-1.963e+000	-2.646e+000
13	-2.396e-001	-2.074e-001	2.011e-001	-2.471e-001
14	4.469e+000	-2.109e+000	-3.750e+000	-2.514e+000
15	4.566e-001	1.884e-001	-3.832e-001	2.246e-001
16	2.139e+000	5.766e-001	-1.795e+000	6.872e-001
17	-2.220e-001	-4.602e-001	1.863e-001	-5.484e-001
18	1.651e+000	-6.388e-001	-1.385e+000	-7.612e-001
19	-1.779e+000	1.951e+000	1.493e+000	2.326e+000
20	8.132e-001	-6.733e-001	-6.823e-001	-8.024e-001
21	1.608e+000	-8.164e-001	-1.349e+000	-9.729e-001
22	2.132e-001	4.629e-002	-1.789e-001	5.516e-002
23	-1.113e-001	-4.953e-001	9.337e-002	-5.903e-001
24	8.231e-001	-5.954e-001	-6.907e-001	-7.096e-001
25	-1.175e+000	6.537e-001	9.862e-001	7.791e-001
26	-4.088e+000	2.655e+000	3.431e+000	3.164e+000
27	4.521e-001	-2.713e-001	-3.793e-001	-3.233e-001
28	-6.125e-002	2.182e-001	5.139e-002	2.601e-001
29	5.698e-001	-1.145e-001	-4.781e-001	-1.365e-001
30	7.062e-001	5.048e-001	-5.926e-001	6.016e-001
31	3.679e-002	1.257e-001	-3.087e-002	1.499e-001
32	-2.347e-002	4.240e-001	1.969e-002	5.053e-001
33	-1.787e-001	8.804e-002	1.500e-001	1.049e-001
34	7.225e-003	-2.056e-001	-6.062e-003	-2.450e-001
35	2.149e-001	-1.188e-001	-1.804e-001	-1.416e-001
36	3.660e-001	-1.788e-001	-3.071e-001	-2.131e-001
37	7.931e-002	1.438e-001	-6.655e-002	1.714e-001
38	4.840e-001	-3.783e-001	-4.061e-001	-4.508e-001
39	-7.135e-002	-1.252e-001	5.987e-002	-1.492e-001

40	4.092e-002	5.041e-002	-3.433e-002	6.007e-002
41	-4.363e-003	2.414e-002	3.661e-003	2.877e-002
42	-3.315e-002	8.025e-003	2.782e-002	9.564e-003
43	4.145e-002	-8.793e-002	-3.478e-002	-1.048e-001
44	4.819e-002	1.058e-001	-4.044e-002	1.261e-001
45	3.175e-001	5.317e-001	-2.664e-001	6.337e-001
46	9.263e-001	-9.313e-001	-7.772e-001	-1.110e+000
47	2.791e-002	-1.034e-002	-2.342e-002	-1.233e-002
48	3.458e-001	2.986e-002	-2.901e-001	3.559e-002
49	-8.307e-001	4.870e-001	6.971e-001	5.804e-001
50	5.551e-001	-2.854e-001	-4.658e-001	-3.402e-001
51	-1.016e-001	6.164e-001	8.526e-002	7.346e-001
52	7.532e-002	-4.336e-002	-6.320e-002	-5.167e-002
53	-5.489e-003	-7.939e-002	4.606e-003	-9.461e-002
54	1.157e-002	-4.073e-002	-9.710e-003	-4.854e-002
55	3.010e-002	-1.868e-002	-2.526e-002	-2.227e-002

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+1.21e+002	40	+9.67e+001	32	+2.61e-004	0	+1.16e+003	12
Progressiva	+1.21e+002	40	+9.67e+001	32	+2.61e-004	0	+1.16e+003	12
Modo: 2	+6.23e-001	0	+9.81e+001	32	+1.37e-001	0	+2.54e+003	27
Progressiva	+1.22e+002	40	+1.95e+002	64	+1.37e-001	0	+3.70e+003	40
Modo: 3	+4.41e+001	14	+1.77e+001	6	+1.39e+001	5	+2.83e+002	3
Progressiva	+1.66e+002	55	+2.12e+002	70	+1.40e+001	5	+3.98e+003	43
Modo: 4	+1.05e-001	0	+8.08e-001	0	+2.66e+000	1	+2.68e+002	3
Progressiva	+1.66e+002	55	+2.13e+002	70	+1.67e+001	5	+4.25e+003	46
Modo: 5	+4.67e-001	0	+2.47e-001	0	+5.32e+001	17	+1.57e+001	0
Progressiva	+1.66e+002	55	+2.13e+002	70	+6.99e+001	23	+4.26e+003	46
Modo: 6	+6.24e-001	0	+8.95e-002	0	+1.68e+001	6	+9.60e+000	0
Progressiva	+1.67e+002	55	+2.14e+002	70	+8.67e+001	28	+4.27e+003	46
Modo: 7	+4.41e+000	1	+2.49e+000	1	+5.41e-004	0	+1.44e+001	0
Progressiva	+1.72e+002	56	+2.16e+002	71	+8.67e+001	28	+4.29e+003	46
Modo: 8	+7.72e+000	3	+2.46e+000	1	+8.81e+001	29	+7.53e+001	1
Progressiva	+1.79e+002	59	+2.19e+002	72	+1.75e+002	57	+4.36e+003	47
Modo: 9	+3.58e+000	1	+1.59e-001	0	+5.18e+000	2	+1.40e+001	0
Progressiva	+1.83e+002	60	+2.19e+002	72	+1.80e+002	59	+4.38e+003	47
Modo: 10	+1.59e+000	1	+1.30e+000	0	+4.00e+000	1	+4.20e-003	0
Progressiva	+1.84e+002	61	+2.20e+002	72	+1.84e+002	60	+4.38e+003	47
Modo: 11	+9.00e-002	0	+4.36e-001	0	+4.87e+000	2	+6.96e-003	0
Progressiva	+1.84e+002	61	+2.20e+002	72	+1.89e+002	62	+4.38e+003	47
Modo: 12	+9.33e+000	3	+1.19e+001	4	+1.74e-004	0	+2.35e+001	0
Progressiva	+1.94e+002	64	+2.32e+002	76	+1.89e+002	62	+4.40e+003	47
Modo: 13	+9.78e-002	0	+1.04e-001	0	+4.99e-001	0	+3.05e+000	0
Progressiva	+1.94e+002	64	+2.32e+002	76	+1.89e+002	62	+4.40e+003	47
Modo: 14	+3.40e+001	11	+1.08e+001	4	+2.64e-001	0	+4.61e+002	5
Progressiva	+2.28e+002	75	+2.43e+002	80	+1.90e+002	62	+4.86e+003	52
Modo: 15	+3.55e-001	0	+8.59e-002	0	+2.24e-001	0	+2.38e+000	0
Progressiva	+2.28e+002	75	+2.43e+002	80	+1.90e+002	62	+4.87e+003	52
Modo: 16	+7.80e+000	3	+8.05e-001	0	+6.82e-002	0	+9.24e+001	1
Progressiva	+2.36e+002	78	+2.44e+002	80	+1.90e+002	62	+4.96e+003	53
Modo: 17	+8.40e-002	0	+5.13e-001	0	+7.62e-002	0	+8.74e+000	0
Progressiva	+2.36e+002	78	+2.45e+002	80	+1.90e+002	62	+4.97e+003	53
Modo: 18	+4.64e+000	2	+9.87e-001	0	+1.79e-003	0	+3.97e+001	0
Progressiva	+2.41e+002	79	+2.46e+002	81	+1.90e+002	62	+5.01e+003	54
Modo: 19	+5.39e+000	2	+9.22e+000	3	+1.05e-001	0	+1.19e+002	1
Progressiva	+2.46e+002	81	+2.55e+002	84	+1.90e+002	62	+5.13e+003	55
Modo: 20	+1.13e+000	0	+1.10e+000	0	+2.64e-002	0	+6.54e-001	0
Progressiva	+2.47e+002	81	+2.56e+002	84	+1.90e+002	62	+5.13e+003	55
Modo: 21	+4.41e+000	1	+1.61e+000	1	+5.20e-002	0	+3.00e+002	3
Progressiva	+2.52e+002	83	+2.58e+002	85	+1.90e+002	62	+5.43e+003	58
Modo: 22	+7.75e-002	0	+5.19e-003	0	+4.02e-002	0	+9.15e-001	0
Progressiva	+2.52e+002	83	+2.58e+002	85	+1.90e+002	62	+5.43e+003	58
Modo: 23	+2.11e-002	0	+5.94e-001	0	+1.57e-002	0	+8.05e-001	0
Progressiva	+2.52e+002	83	+2.58e+002	85	+1.90e+002	63	+5.43e+003	58
Modo: 24	+1.15e+000	0	+8.58e-001	0	+1.17e-001	0	+3.91e-001	0
Progressiva	+2.53e+002	83	+2.59e+002	85	+1.90e+002	63	+5.43e+003	58
Modo: 25	+2.35e+000	1	+1.03e+000	0	+2.30e-003	0	+2.38e+001	0
Progressiva	+2.55e+002	84	+2.60e+002	85	+1.90e+002	63	+5.45e+003	58
Modo: 26	+2.85e+001	9	+1.71e+001	6	+1.26e-002	0	+5.12e+001	1
Progressiva	+2.84e+002	93	+2.77e+002	91	+1.90e+002	63	+5.50e+003	59
Modo: 27	+3.48e-001	0	+1.78e-001	0	+7.65e-003	0	+3.18e+000	0
Progressiva	+2.84e+002	93	+2.77e+002	91	+1.90e+002	63	+5.51e+003	59
Modo: 28	+6.39e-003	0	+1.15e-001	0	+1.13e-001	0	+4.65e-002	0
Progressiva	+2.84e+002	93	+2.77e+002	91	+1.90e+002	63	+5.51e+003	59
Modo: 29	+5.53e-001	0	+3.17e-002	0	+3.49e-002	0	+1.04e+002	1

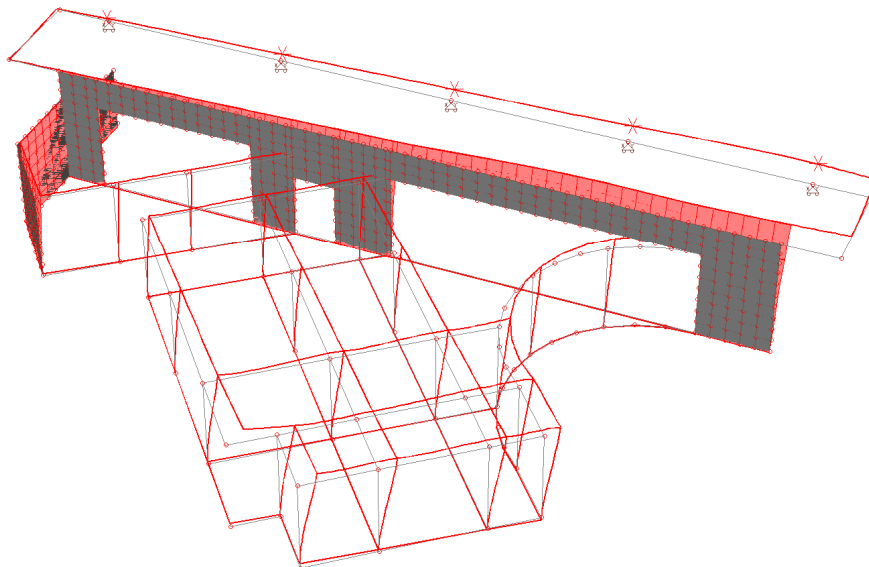
Progressiva	+2.85e+002	94	+2.77e+002	91	+1.91e+002	63	+5.61e+003	60
Modo: 30	+8.50e-001	0	+6.17e-001	0	+9.41e-002	0	+6.07e+000	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.78e+002	91	+1.91e+002	63	+5.62e+003	60
Modo: 31	+2.31e-003	0	+3.83e-002	0	+2.36e-002	0	+5.46e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.78e+002	91	+1.91e+002	63	+5.62e+003	60
Modo: 32	+9.39e-004	0	+4.35e-001	0	+2.28e-002	0	+1.27e+002	1
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.91e+002	63	+5.74e+003	62
Modo: 33	+5.44e-002	0	+1.88e-002	0	+2.00e+000	1	+1.91e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.93e+002	63	+5.74e+003	62
Modo: 34	+8.89e-005	0	+1.02e-001	0	+1.22e+000	0	+1.17e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.94e+002	64	+5.74e+003	62
Modo: 35	+7.87e-002	0	+3.42e-002	0	+4.08e-004	0	+3.84e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.94e+002	64	+5.74e+003	62
Modo: 36	+2.28e-001	0	+7.74e-002	0	+2.42e+000	1	+1.14e+000	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.96e+002	64	+5.75e+003	62
Modo: 37	+1.07e-002	0	+5.01e-002	0	+7.03e-002	0	+1.61e-002	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.96e+002	65	+5.75e+003	62
Modo: 38	+3.99e-001	0	+3.46e-001	0	+4.84e-004	0	+2.20e+000	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.96e+002	65	+5.75e+003	62
Modo: 39	+8.68e-003	0	+3.79e-002	0	+1.18e+000	0	+1.80e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.98e+002	65	+5.75e+003	62
Modo: 40	+2.85e-003	0	+6.15e-003	0	+8.33e-002	0	+1.21e-002	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.98e+002	65	+5.75e+003	62
Modo: 41	+3.24e-005	0	+1.41e-003	0	+6.52e-005	0	+2.17e+001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.98e+002	65	+5.77e+003	62
Modo: 42	+1.87e-003	0	+1.56e-004	0	+2.01e+000	1	+6.01e-003	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+2.00e+002	66	+5.77e+003	62
Modo: 43	+2.93e-003	0	+1.87e-002	0	+3.51e-001	0	+1.44e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+2.00e+002	66	+5.77e+003	62
Modo: 44	+3.96e-003	0	+2.71e-002	0	+4.15e-004	0	+1.69e+001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+2.00e+002	66	+5.79e+003	62
Modo: 45	+1.72e-001	0	+6.84e-001	0	+2.67e-003	0	+5.46e-001	0
Progressiva	+2.87e+002	94	+2.80e+002	92	+2.00e+002	66	+5.79e+003	62
Modo: 46	+1.46e+000	0	+2.10e+000	1	+1.64e-001	0	+2.74e+001	0
Progressiva	+2.88e+002	95	+2.82e+002	93	+2.00e+002	66	+5.81e+003	62
Modo: 47	+1.33e-003	0	+2.59e-004	0	+2.38e-002	0	+9.88e+000	0
Progressiva	+2.88e+002	95	+2.82e+002	93	+2.00e+002	66	+5.82e+003	62
Modo: 48	+2.04e-001	0	+2.16e-003	0	+2.51e-002	0	+2.39e+001	0
Progressiva	+2.88e+002	95	+2.82e+002	93	+2.00e+002	66	+5.85e+003	63
Modo: 49	+1.18e+000	0	+5.74e-001	0	+8.10e-002	0	+1.01e+001	0
Progressiva	+2.89e+002	95	+2.83e+002	93	+2.00e+002	66	+5.86e+003	63
Modo: 50	+5.25e-001	0	+1.97e-001	0	+6.15e-001	0	+1.01e+001	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.83e+002	93	+2.01e+002	66	+5.87e+003	63
Modo: 51	+1.76e-002	0	+9.20e-001	0	+1.08e-002	0	+4.17e+002	4
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.01e+002	66	+6.29e+003	67
Modo: 52	+9.67e-003	0	+4.55e-003	0	+1.07e+000	0	+8.78e-001	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.02e+002	66	+6.29e+003	67
Modo: 53	+5.14e-005	0	+1.53e-002	0	+8.92e-004	0	+2.76e+001	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.02e+002	66	+6.31e+003	68
Modo: 54	+2.28e-004	0	+4.02e-003	0	+6.45e-003	0	+7.77e-003	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.02e+002	66	+6.31e+003	68
Modo: 55	+1.54e-003	0	+8.45e-004	0	+3.15e+000	1	+4.02e+000	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.05e+002	67	+6.32e+003	68

MASSA TOTALE ECCITABILE

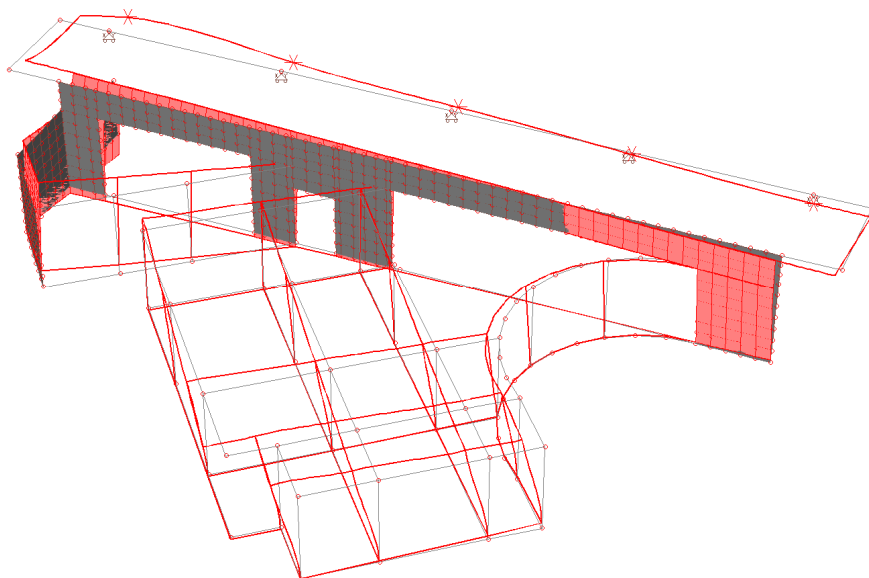
Direzione X	Direzione Y	Direzione Z	Rotazione Z
+3.04e+002	+3.04e+002	+3.04e+002	+9.33e+003

- **Principali modi di vibrare – modi di vibrare più significativi**

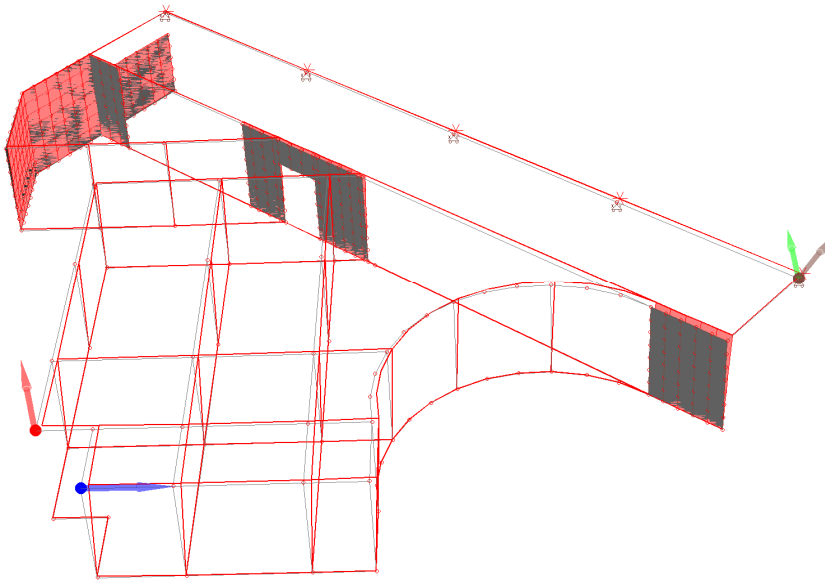
Modo 1 $f = 2.599 \text{ Hz}$ $T = 0.385 \text{ s}$



Modo 2 $f = 4.639 \text{ Hz}$ $T = 0.216 \text{ s}$



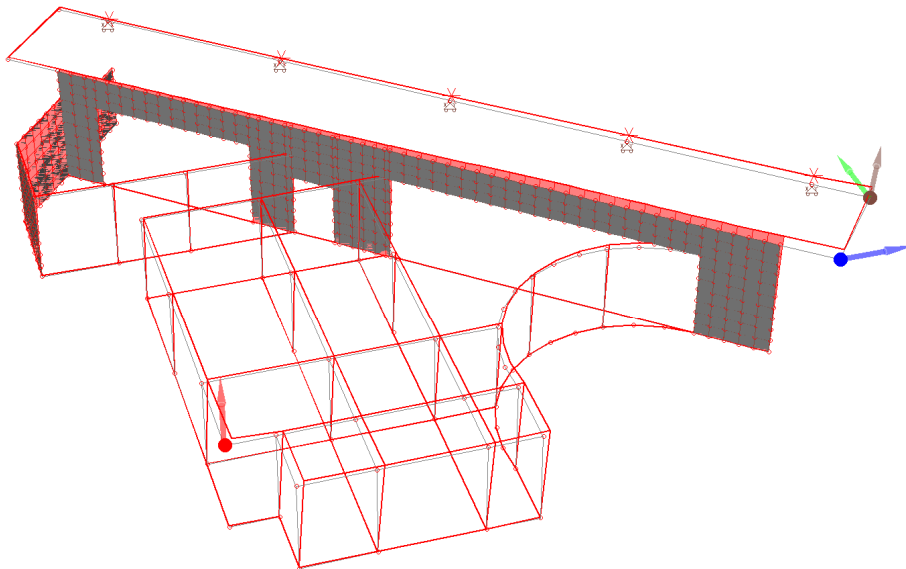
2.8.2 Spostamenti masimi per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 28 d=0.0219 dx=0.0145 dy=0.0164 dz=0.0016
Direzione x: nodo 2 dx=0.0170 dy=0.0096 dz=0.0042
Direzione y: nodo 41 dy=0.0174 dx=0.0131 dz=0.0000
Direzione z: nodo 75 dz=0.0098 dx=0.0158 dy=0.0090

Spostamenti SLV $E_x + \lambda E_y$



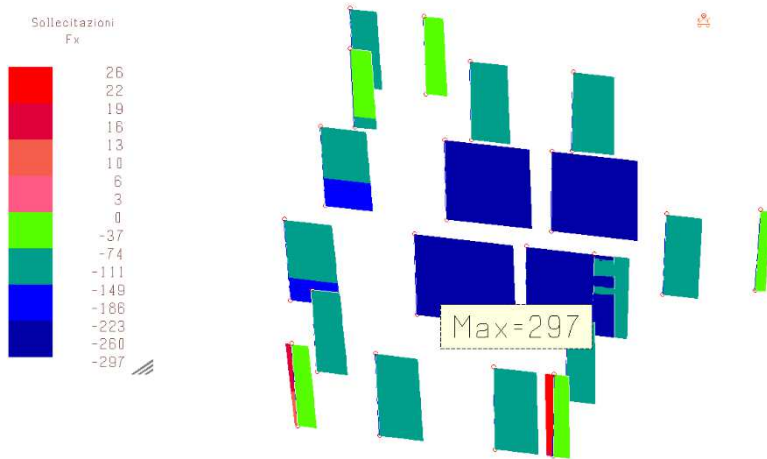
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 75 d=0.0205 dx=0.0123 dy=0.0141 dz=0.0085
Direzione x: nodo 42 dx=0.0141 dy=0.0138 dz=0.0000
Direzione y: nodo 47 dy=0.0144 dx=0.0133 dz=0.0049
Direzione z: nodo 75 dz=0.0085 dx=0.0123 dy=0.0141

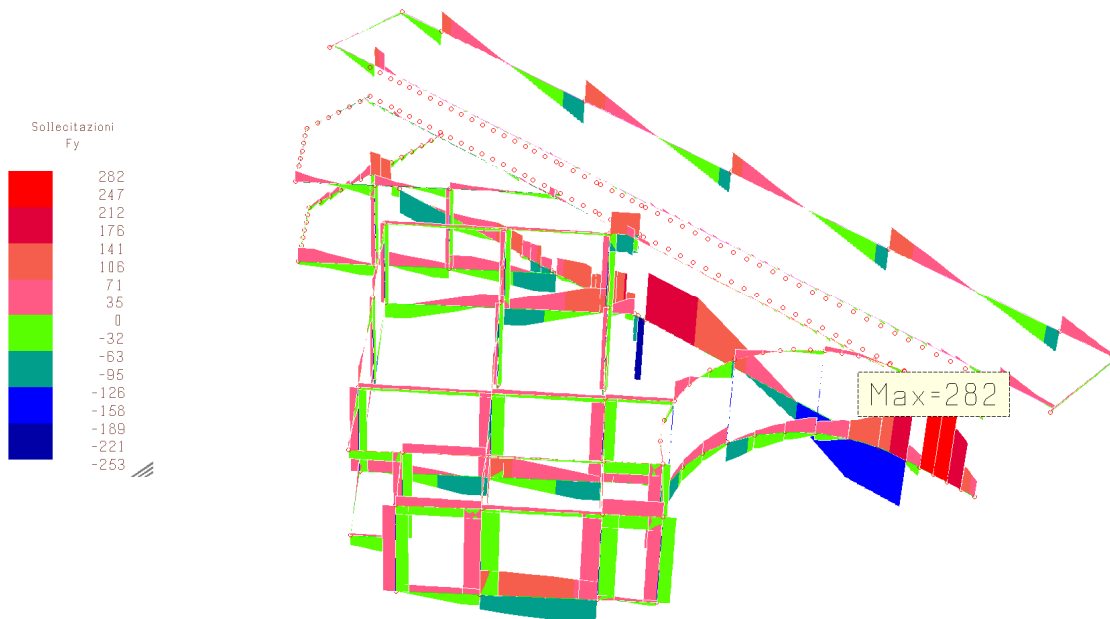
Spostamenti SLV $\lambda Ex+Ey$

2.8.3 Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative

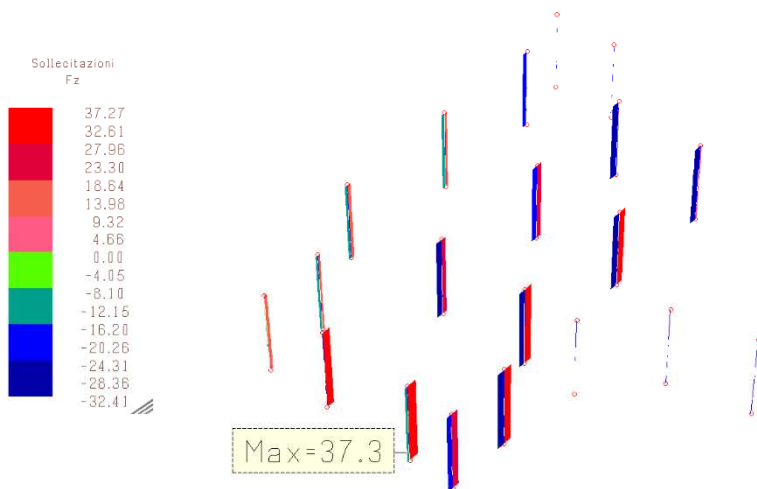
- **Elementi monodimensionali**



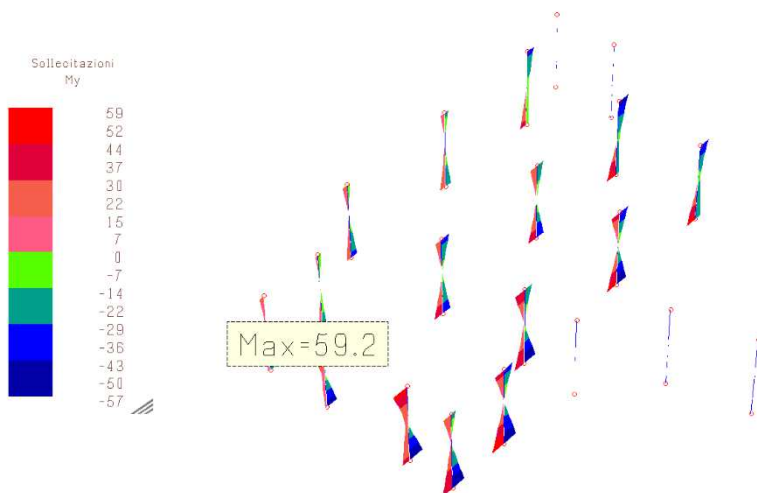
Sollecitazioni assiali Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



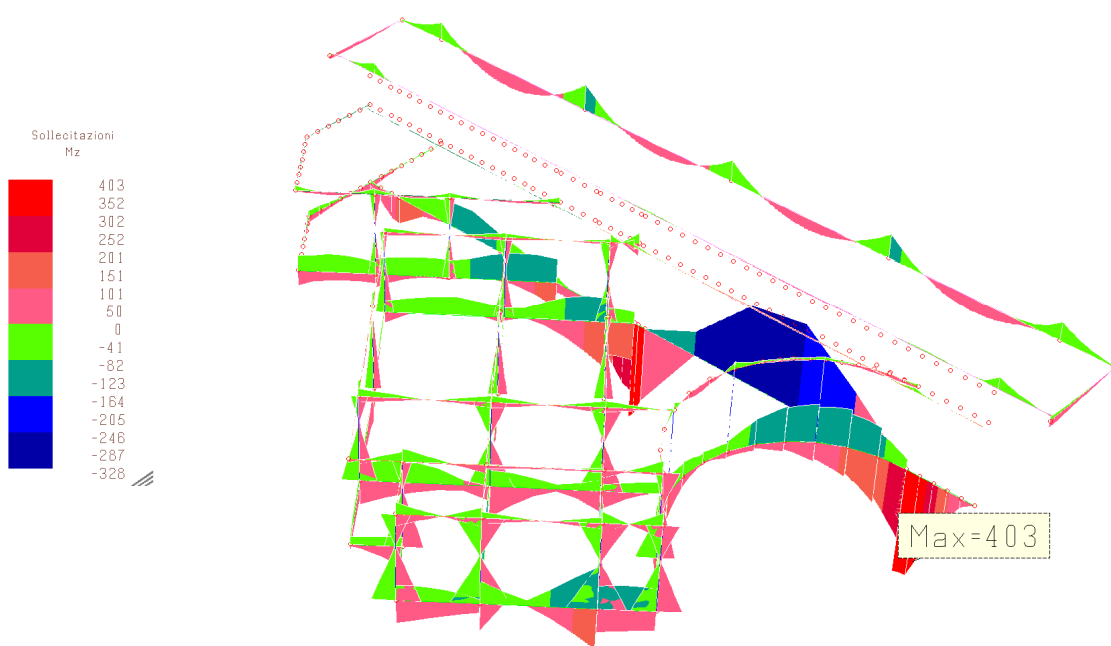
Sollecitazioni taglienti Fy (involuppo SLU SLV) [kN]



Sollecitazioni taglianti Fz (inviluppo SLU SLV) [kN]

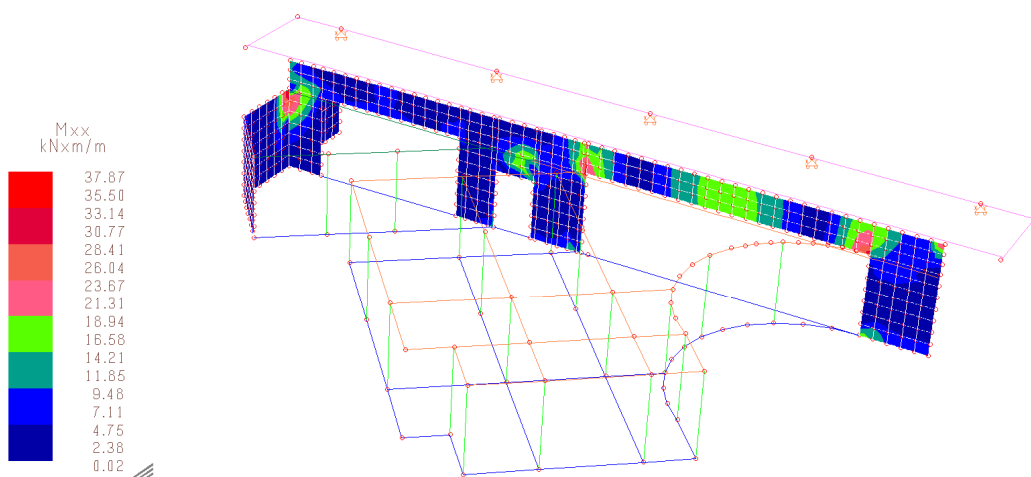


Momenti flettenti My (inviluppo SLU SLV) [kNm]

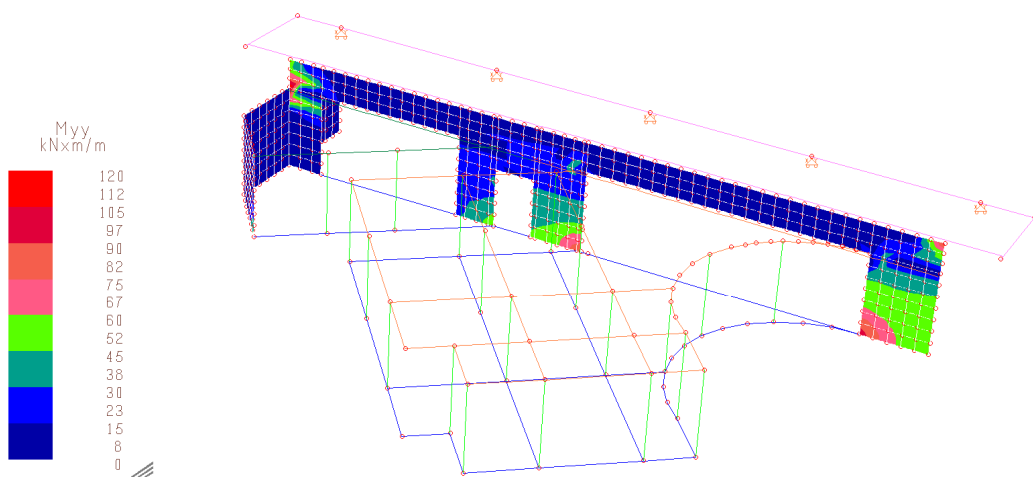


Momenti flettenti M_z (involuppo SLU SLV) [kNm]

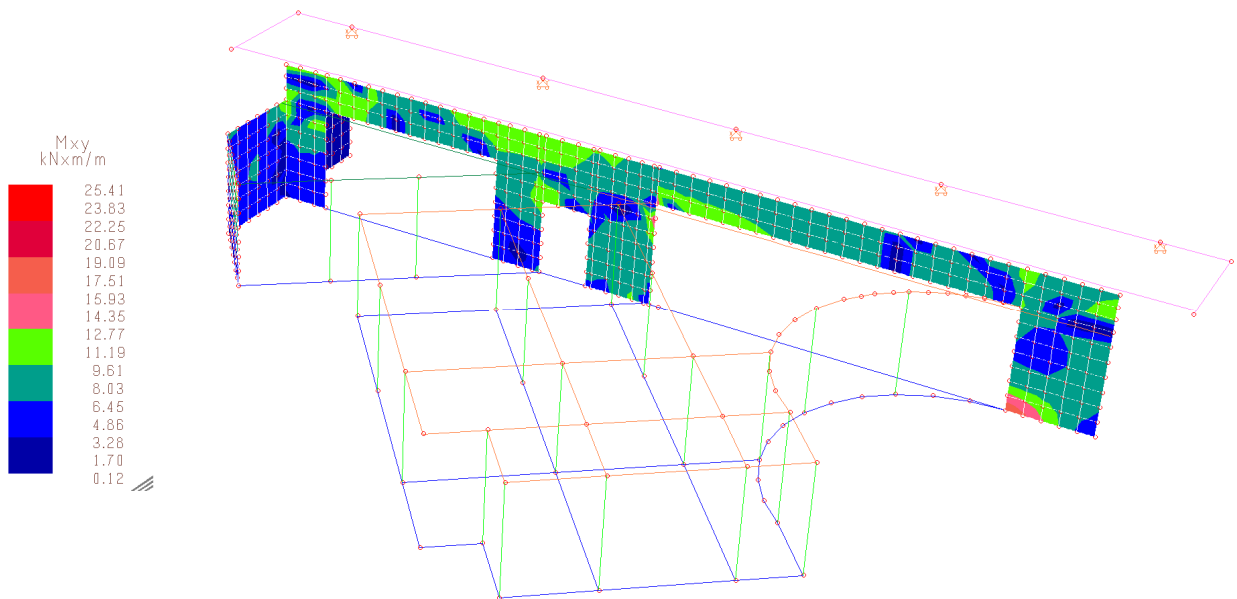
- **Elementi bidimensionali**



Momento M_{xx}

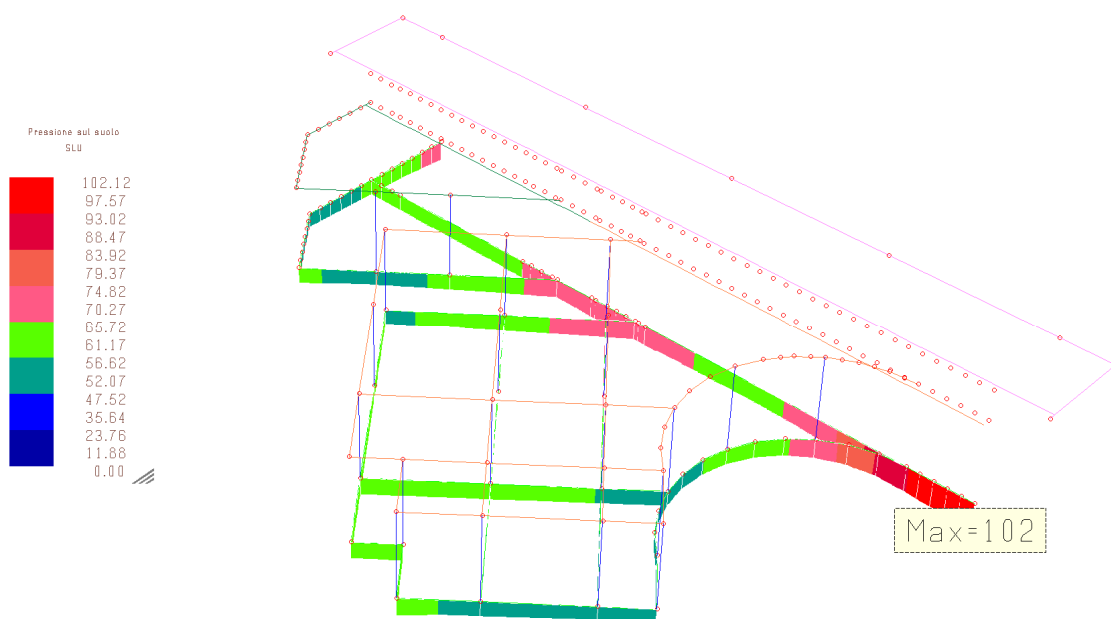


Momento M_{yy}



Momento torcente M_{xy}

2.8.4 Pressioni sul terreno



Pressione sul terreno- Travi di fondazione – Involuppo SLU SLV

2.9 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste. Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

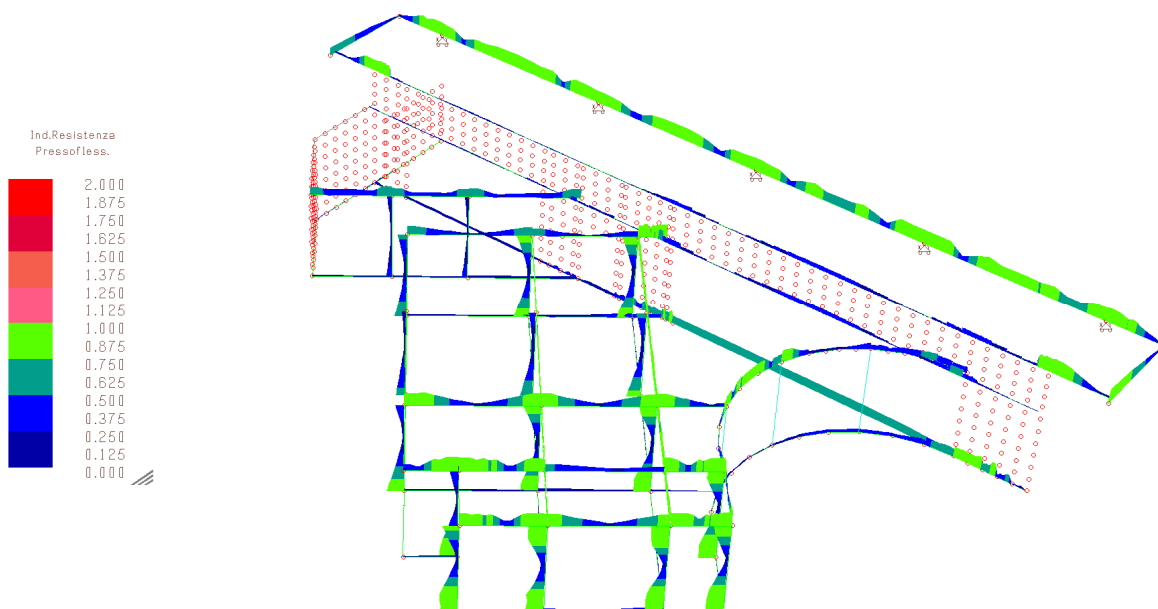
E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

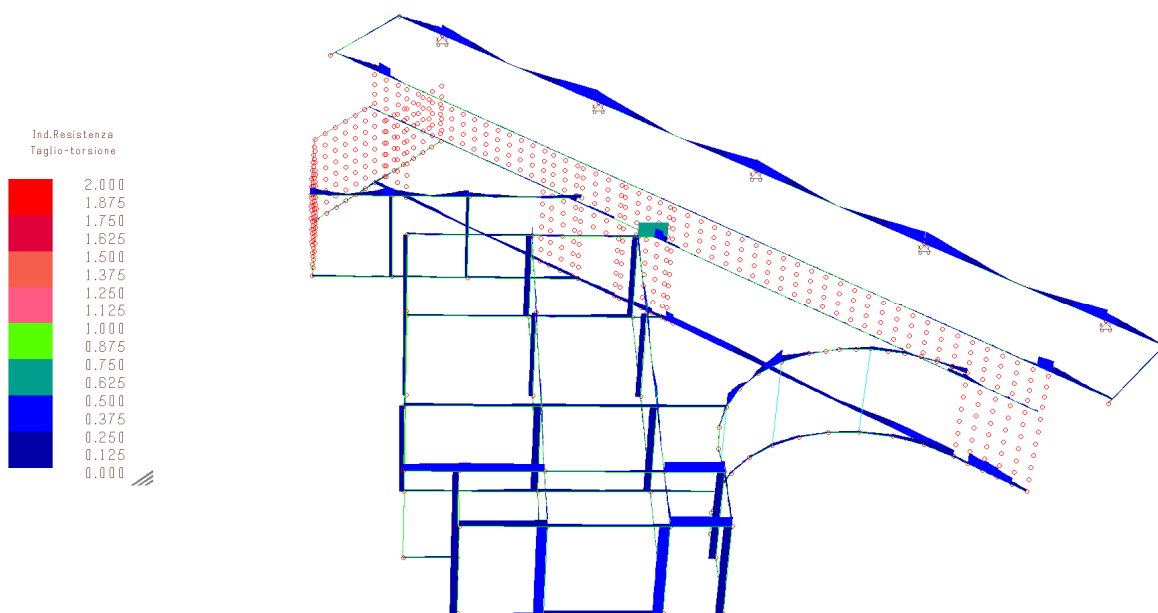
2.10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

• Elementi in c.a. in elevazione

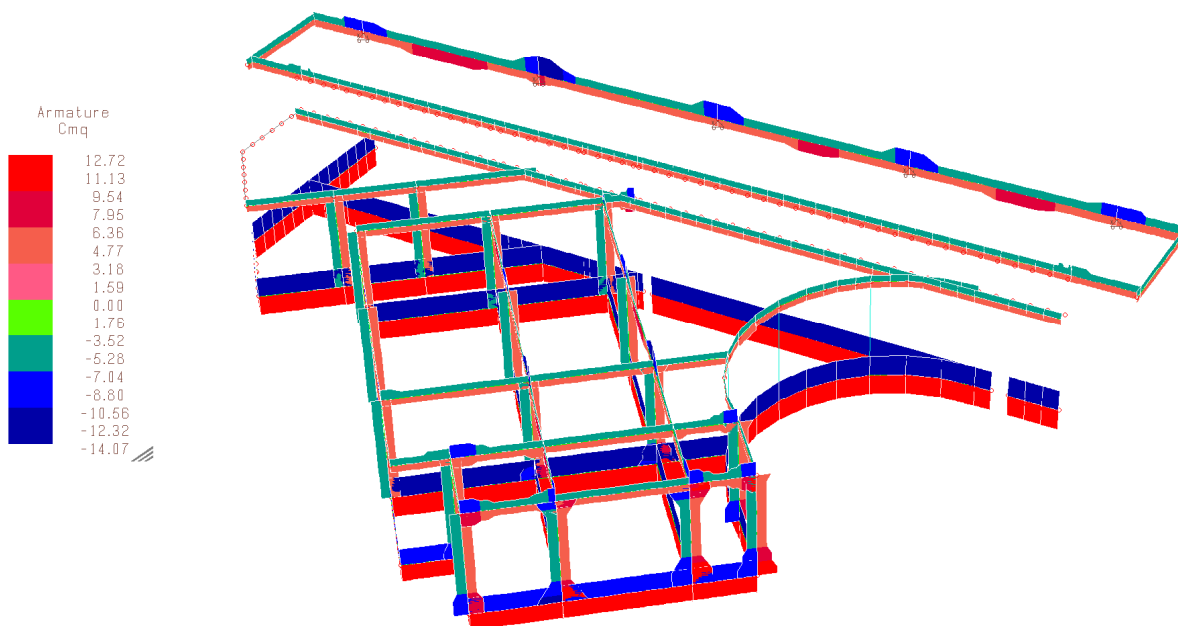
SI sono svolte le verifiche degli elementi in c.a.; gli indici di verifica nonché i quantitativi minimi di armature necessarie al relativo soddisfacimento delle stesse sono di seguito riportate:



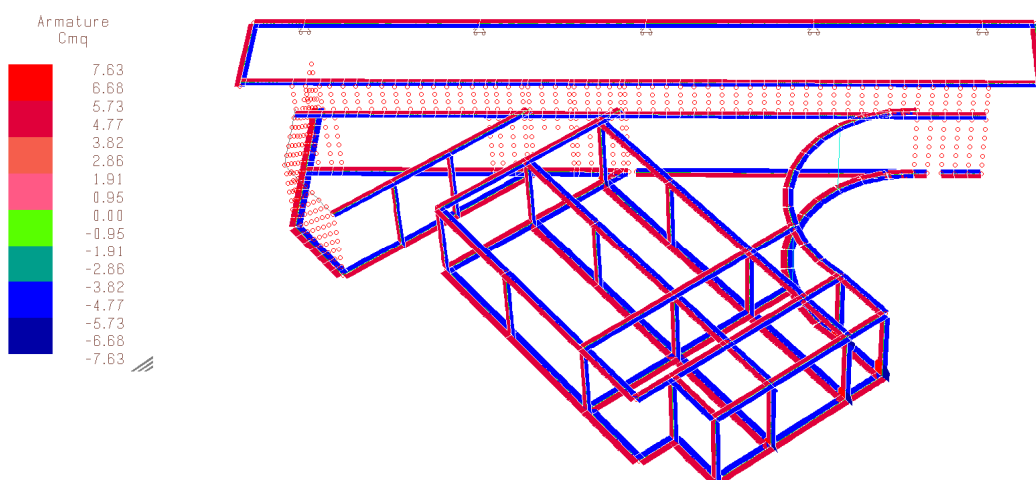
Indice di resistenza a pressoflessione



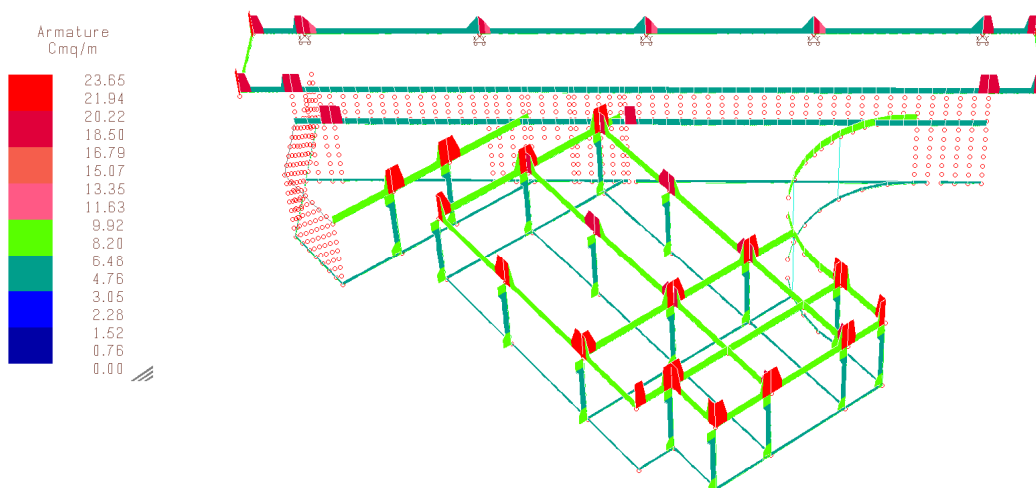
Indice di resistenza a torsione taglio



Armature necessarie superiori/inferiori



Armature necessarie anteriori/posteriori



Armature necessarie trasversali

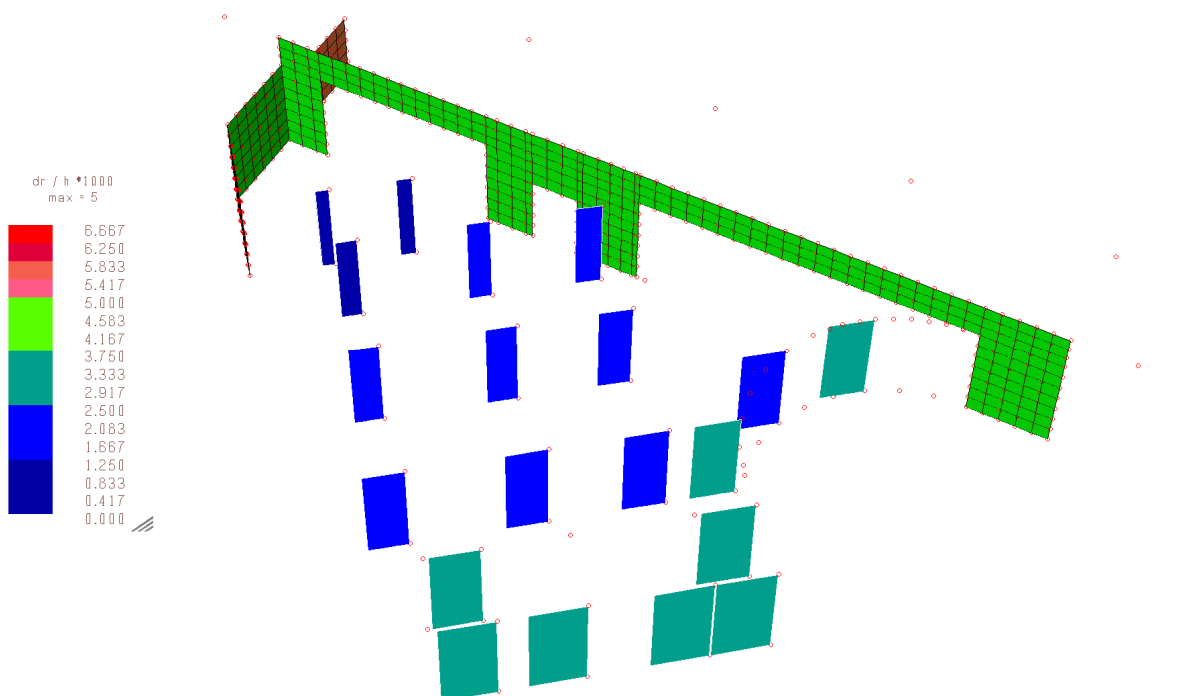
2.11 VERIFICHE LOCALI

- Elementi in c.a. Travi alte
- Elementi in c.a. pareti
- Verifica della trave in corrispondenza del giunto sismico come trave a più tratti in semplice appoggio
- Profili Pieni e zanche di collegamento per realizzazione giunto sismico
- Verifica secondo 7.3.7.1
- Verifica nei confronti del martellamento

2.12 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DANNO

Verifica delle deformazioni in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali. In particolare quest'ultimi ricadono all'interno della categoria a) tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa così come definito all'interno del paragrafo 7.3.7.2 della normativa tecnica di riferimento. Pertanto il limite di deformabilità della struttura è pari a $dr < 0.005h$

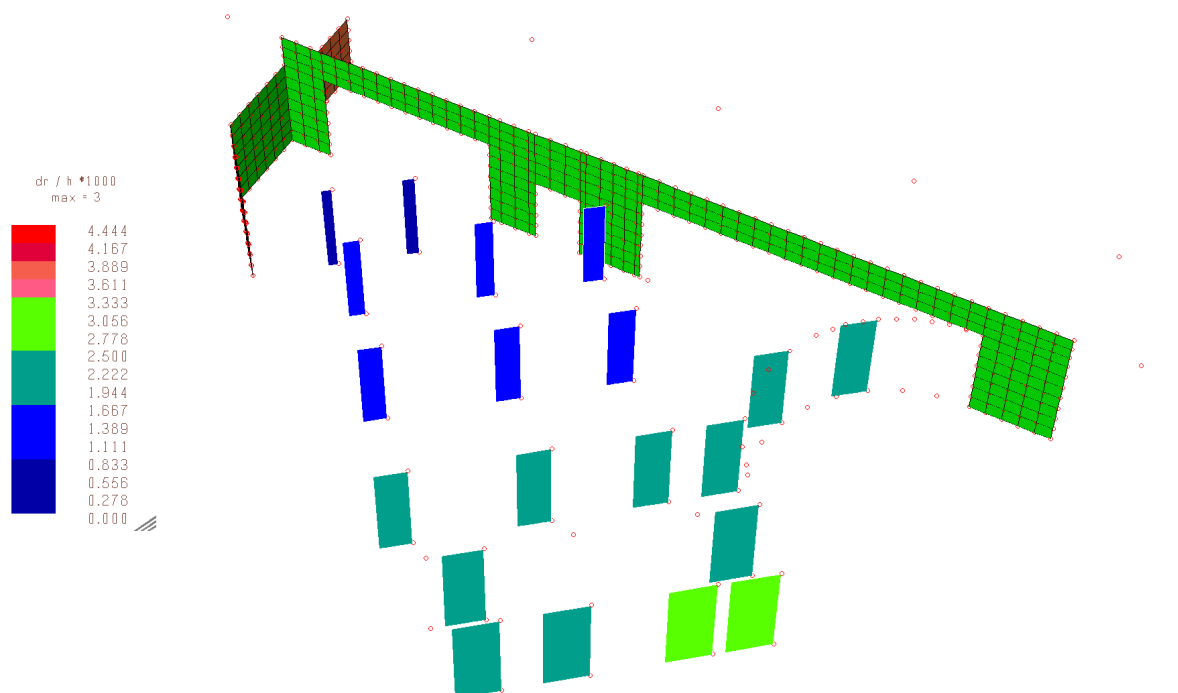
Si procede ora con la verifica:



Verifica a deformazione per lo stato limite di danno

2.13 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITÀ

Secondo quanto riportato nella normativa tecnica di riferimento al paragrafo 7.3.7.2. si procede con la verifica della deformazione relativa allo SLO (essendo la struttura appartenente alla classe IV). In particolare lo spostamento interpiano limite da considerare è pari ai $2/3$ della deformazione precedentemente ammessa ottenendo pertanto $0.005h \cdot 2/3 = 0.0033$. Si procede ora con la verifica:



Verifica a deformazione per lo stato limite di operatività

2.14 VERIFICA DEI TAMPONAMENTI COME ELEMENTI SECONDARI

I tamponamenti sono realizzati con elementi in laterizio di argilla tipo Lecablocco Termico. Poiché gli stessi sono caratterizzati da connessioni distribuite nonché connessioni con gli elementi portanti in c.a. così come richieste all'interno della circolare al C7.3.6.3 e pertanto la verifica risulta automaticamente soddisfatta.

3 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE PALESTRA

3.1 PREMESSA.

- **Caratteristiche della costruzione**

La presente relazione di calcolo è relativa alla realizzazione di nuova palestra e relativo corpo spogliatoi in Bazzano, nel comune di Neviano degli Arduini, Parma (PR). Le coordinate geografiche del sito sul quale sorgerà l'edificio sono di seguito riportate:

Latitudine: 44.571457

Longitudine: 10.370600

Si riporta di seguito una vista aerea dell'area sul quale sorgerà il nuovo edificio:



Vista aerea del polo scolastico e dell'ubicazione della futura palestra

- **Caratteristiche delle interferenze con il territorio circostante**

Il progetto generale prevede la realizzazione di due nuovi fabbricati isolati (palestra e corpo spogliatoi e servizi), rispettando la distanza tra le costruzioni contigue, l'altezza massima dei nuovi edifici e la limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

- **Caratteristiche e rilievo topografico del sito**

Per quanto concerne le caratteristiche geologiche del terreno su cui sorgeranno gli edifici in progetto si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione a firma del Dott. Geol. Fabio Picinotti allegata alla presente relazione. Il terreno in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è classificato in categoria B (DM 14/01/2008). E' opportuno precisare che però essendo la velocità individuata molto vicina alla velocità di confine tra la classe B e la classe C e che la vecchia campagna di indagini (seppur meno precisa rispetto alla nuova MASW) indicava una velocità di riferimento pari a 319m/s si è ritenuto procedere alla verifica della struttura facendo riferimento alla classe di terreno C. L'area in esame si presenta con pendenza media $i \leq 15^\circ$, si fa ricorso al coefficiente

di amplificazione topografico S_T di cui alla tab. 3.2.VI della DM 14/01/2008, ascrivendo il sito in esame alla categoria T_1 con valore $S_T = 1,0$.

3.2 ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.

Poiché l'edificio è di nuova realizzazione non è coerente far riferimento ad una *analisi storico-critica*.

3.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.

• Descrizione generale dell'opera

Per quanto concerne la descrizione della struttura si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione tecnica allegata alla presente. In estrema sintesi la struttura della palestra è realizzata in elementi prefabbricati su fondazioni a plinti con copertura in legno.

• Criteri generali di progettazione

La struttura è stata progettata considerando la struttura come incastrata alla base con copertura in legno flessibile. In quest'ottica dunque si è fatto riferimento al fattore di struttura relativo a strutture a pendolo inverso pari a 1.5.

• Criteri generali della costruzione

Secondo i parametri del Paragrafo 7.2.2. (DM 14/01/2008), la struttura è regolare in pianta ed è regolare in altezza; viene rispettata la distanza tra le costruzioni contigue, l'altezza massima del nuovo edificio e la limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

• Criteri generali di analisi e verifica

– Metodo di calcolo agli stati limite

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, allo stato limite di operatività e nei confronti di eventuali azioni eccezionali, in questo caso rappresentate dall'azione del fuoco in caso d'incendio. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti per lo SLD e per lo SLO. Le verifiche svolte in relazione allo stato limite considerato sono di seguito evidenziate all'interno della tabella di riferimento presente all'interno della normativa tecnica di riferimento al C7.1.I:

Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso				
			I	II	III	IV	
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x	←
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x	←
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x	←
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x			←
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x	←
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x	←
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x	←
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x	←
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x	
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x	←
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x	←
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x	
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x	
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x	←
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x	←
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x	
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x	
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x	
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x	

Le verifiche evidenziate in verde sono contenute all'interno della seguente relazione ed all'interno della relazione geotecnica, per quanto riguarda le verifiche evidenziate in rosso si rimanda ad apposito elaborato. Tutte le altre verifiche non devono essere svolte per il progetto poiché non coerenti. E' importante precisare che la verifica per la duttilità della struttura non è coerente poiché in questo caso le travi non sono incastrate ai pilastri ed sono in materiale differente (legno),

– Verifiche struttura in fondazione

Le fondazioni verranno verificate sia nel caso statico che nel caso sismico; In particolare saranno verificati i plinti di fondazione dal punto di vista strutturale nonché la verifica nei confronti della capacità portante. Saranno verificate inoltre le travi di collegamento tra i diversi plinti.

– Verifica struttura in elevazione

Per i pilastri in calcestruzzo armato sono riportate le verifiche nei confronti di taglio e pressoflessione deviata. È riportata anche la verifica della copertura in legno. Le verifiche di deformabilità sono eseguite allo SLD ed allo SLO (classe IV).

- Fattore di struttura

Come descritto in precedenza in relazione alla tipologia strutturale, si è scelto di adottare un fattore di struttura pari ad 1,5 facendo riferimento alle strutture a pendolo inverso.

3.4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.

Norme di riferimento adottato

Le norme a cui si fa riferimento nella progettazione dell'opera sono le seguenti:

- OPCM 20 marzo 2003 n° 3274 "Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale (...)".
- D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- D.M. 31 dicembre 2007, n. 248, recante proroga di termini previsti da disposizioni legislative e disposizioni urgenti in materia finanziaria.

Altre norme e documenti tecnici integrativi

- Eurocodice 5 - Progettazione di strutture di legno
- Eurocodice 8 – UNI EN 1998-1:2005 (Regole specifiche per il legno)
- CNR DT206/2007

3.5 ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.

Poiché l'edificio è di nuova realizzazione non è coerente far riferimento a *Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza*.

3.6 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.

Le azioni applicate al modello strutturale sono le seguenti:

G1: Peso proprio della trave altezza media 120cm larghezza 24cm $\rightarrow 1.2 \cdot 0.24 \cdot 4.2 = 1.21 \text{ kN/m}$
 $i = 6.125 \rightarrow 0.2 \text{ kN/m}^2$

G2: Peso delle travi principali: $0.2 \cdot 0.4 \cdot 4.2 = 0.336 \text{ kN/m}$ $i = 2.75 \text{ m} \rightarrow 0.336 / 2.75 = 0.122 \text{ kN/m}^2$

Peso dei travetti: $0.12 \cdot 0.14 \cdot 4.2 = 0.07 \text{ kN/m}$ $i = 1 \text{ m} \rightarrow 0.07 \text{ kN/m}^2$

Peso del tavolato ligneo $s = 3 \text{ cm} \rightarrow 0.03 \cdot 6 = 0.18 \text{ kN/m}^2$

Isolante in lana di roccia $\rho = 120 \text{ kg/m}^3$ $s = 7 \text{ cm} \rightarrow 0.07 \cdot 1.2 = 0.084 \text{ kN/m}^2$

Isolante in polistirene $\rho = 30 \text{ kg/m}^3$ $s = 8 \text{ cm} \rightarrow 0.08 \cdot 0.3 = 0.024 \text{ kN/m}^2$

Peso lamiera grecata 0.15 kN/m^2

Peso pannelli fotovoltaici 0.25 kN/m^2

TOTALE : $0.88 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.9 \text{ kN/m}^2$

Q: Carico Neve: $1.77 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 1.8 \text{ kN/m}^2$

3.7 MODELLO NUMERICO.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua 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. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali (non utilizzati). Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare di tipo dinamico. La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui. In questo caso i solai orizzontali non vengono considerati come rigidi. Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

3.7.1 Metodologia di modellazione ed analisi.

Per la risoluzione completa della struttura si è utilizzata la versione 2018 del programma agli elementi finiti Mastersap (prodotto dalla AMV srl di Ronchi dei Legionari – GO). Si è realizzato un modello tridimensionale della struttura per analizzare e successivamente verificare i pilastri e le travi in calcestruzzo armato prefabbricate. Le travi principali così come tutti gli altri elementi lignei saranno verificati separatamente mediante fogli di calcolo autoprodotti. Questa scelta è possibile in relazione alle tipologie di vincolo che caratterizzano questi elementi che permettono di procedere all'analisi di questi elementi semplicemente facendo riferimento a semplici relazioni della scienza delle costruzioni. Per completezza si riportano in apposito allegato i tabulati di input (comprendenti

geometrie, materiali, carichi e condizioni di carico), di output (spostamenti nodali, sollecitazioni, deformazioni relative ed armature minime) nonché lo schema del modello, della numerazione degli elementi e la visualizzazione sintetica delle sollecitazioni principali. L'azione statica e l'azione sismica sono state applicate alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008). L'azione statica è stata calcolata attraverso un'analisi statica lineare mentre l'azione sismica è calcolata mediante analisi lineare dinamica modale. Le verifiche verranno eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite così come descritto in precedenza.

3.7.2 Informazioni sul codice di calcolo.

- **Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

- **Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti Software "AMV"**

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV
In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LIFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizzi la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per l'acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

AMV s.r.l.
Il legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello

- **Licenza d'uso**

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



LICENZA D'USO SOFTWARE

Ragione Sociale: **AR.TEC STUDIO INGEGNERIA ARCHITETTURA SRL**

Indirizzo: **VIALE DEI MILLE, 140**

CAP: **43100**

Città: **PARMA**

Prov.: **PR**

Telefono: **0521.292918**

Fax: **0521.290195**

Email: **studio@studioartecsrl.it**

Partita IVA: **02518060344**

Codice Fiscale:

DATI RELATIVI ALL'INSTALLAZIONE DEI PROGRAMMI (se diversi da quelli di fatturazione)

Nominativo

Indirizzo (Via, n°, CAP, città, prov. e tel.):

DESCRIZIONE PROGRAMMI

TITOLO PROGRAMMA	AUTORE / DISTRIBUT.	VERS.	N° LICENZA D'USO	DECORRENZA LICENZA D'USO	SCADENZA ASSIST./ MANUT.
MASTERSAP TOP	AMV	27,10	27416	30/06/1992	29/06/2016
ANALISI NON LINEARE TOP	AMV	27,10	27416	07/10/2015	07/04/2016
SOLUTORE PUSHOVER TOP	AMV	27,10	27416	16/07/2012	29/06/2016
MASTERARM TOP	AMV	27,10	27416/8	30/06/1992	29/06/2016
MASTERESIST TOP	AMV	27,10	27416	08/06/2011	29/06/2016
MASTERMURI TOP	AMV	27,10	27416	29/09/2005	29/06/2016
MASTERLEGNO TOP	AMV	27,10	27416/8	27/06/2013	29/06/2016
MASTERSTEEL TOP	AMV	27,10	27416/8	27/06/2013	29/06/2016
MASTERNODO TOP	AMV	27,10	27416	20/11/2013	29/06/2016
CAD C.A. TRAVI/PILASTRI E VIEW	AMV	27,00	27417	30/06/1992	29/06/2016
IMPAGINATORE DXF TOP	AMV	27,00	27417	11/03/2013	29/06/2016
VERIFICHE RINFORZI	AMV	27,00	36719	16/07/2012	29/06/2016
VERIFICHE C.A. T.A./S.L./S.L.U	AMV	27,00	35061	13/10/2008	29/06/2016
RESISTENZA AL FUOCO VERS. TOP	AMV	27,00	30894	14/07/1999	29/06/2016

3.7.3 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.

- **Informazioni e caratteristiche di progetto**

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	Palestra con pannelli appesi
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC-2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Località	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.1968
F0	2.51
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	0%
Numero di frequenze	25

Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=1.5
Duttilità	Bassa Duttilità

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

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno
Probabilità di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	101 anni
Località	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.0891
F0	2.48
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI DANNO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	25

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

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operativita'
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	60 anni
Localita'	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.0722
F0	2.49
Tc	0.26
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	25

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

• Sezioni utilizzate nel modello strutturale

SEZIONI RETTANGOLARI

Codice	Base	H
1	0.500	0.500
2	0.500	0.500
3	0.200	1.200
4	0.200	0.200
5	0.200	0.360
6	0.040	0.002
7	0.120	0.140

• Lista Materiali Utilizzati

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	+3.15e+007	0.120	24.52500	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

2	Legno	+1.10e+007	0.430	0.00000	+3.00e-006	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	Acciaio	+2.06e+008	0.300	0.00000	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
4	Senza peso	+2.06e+008	0.300	0.00000	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

Materiali ortotropici

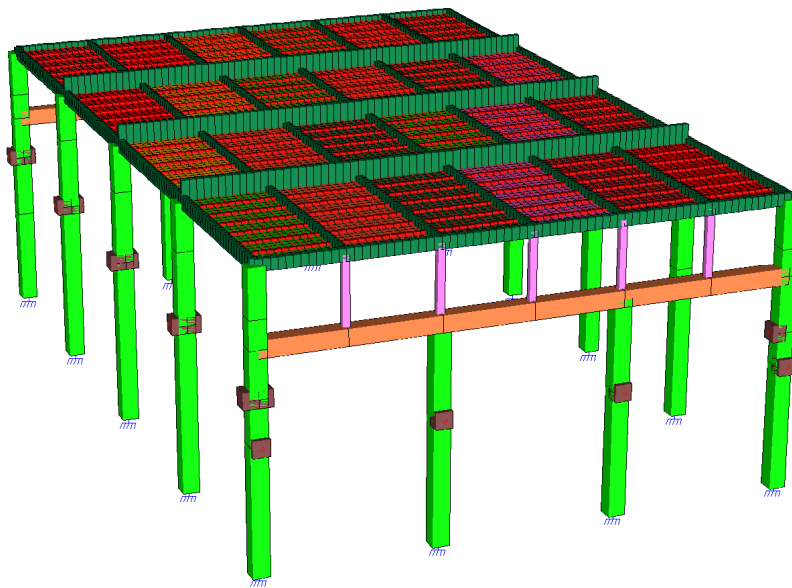
Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef.Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
5	legno tavolato	+7.00e+006	0.370	0.00000	+3.00e-006	1.000	+2.00e-001	+1.00e-002
	Mod.elast.2 +2.30e+005	Mod.elast.3 +2.30e+005	Coef.Poisson 2 0.370	Coef.Poisson 3 0.370	Mod. taglio +4.40e+005	Dil. term.2 +3.00e-006	Dil. term.3 +3.00e-006	Ang.ortotr. 90

Come si può evincere dalla tabella sopra riportata il peso unitario del materiale legno ed acciaio è stato posto uguale a zero poiché il relativo carico degli elementi della copertura è stato già considerato nel carico applicato agli elementi del modello. Operando in questo modo quindi si evita che le analisi considerino il peso degli elementi della copertura in legno due volte. Si specifica che il valore del coefficiente di Poisson utilizzato sia per il massiccio C24 che per il lamellare GL24h è riferito al valore indicato per il legno di conifera.

E' opportuno precisare inoltre che si è inserito un materiale con le medesime caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato, ma privo di peso proprio. Questo per modellare gli elementi con cui si sono considerate le eccentricità accidentali nonché il tratto di altezza del pilastro "fittizia" per poter considerare la corretta quota della copertura in relazione all'azione sismica.

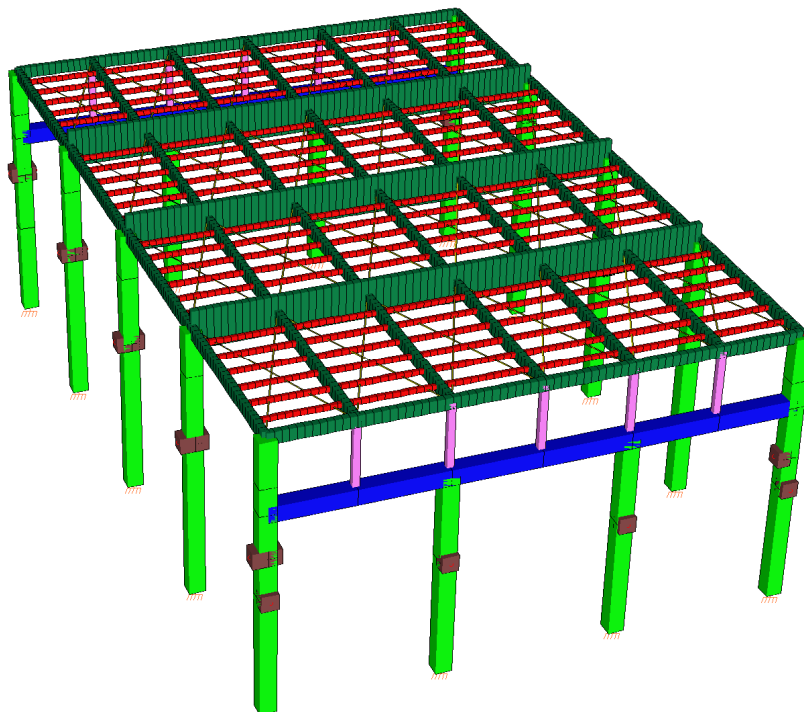
Infine è opportuno descrivere il materiale con il quale è stato modellato il tavolato ligneo, in particolare essendo quest'ultimo realizzato con tavole di legno inchiodate in corrispondenza dei travetti è stato modellato con elementi guscio di idoneo spessore caratterizzato però da comportamento ortotropo in accordo con il reale comportamento del materiale ligneo. I dati inseriti sono relativi ad un legno di conifera C14. Il tavolato è caratterizzato da bassa resistenza nei confronti della flessione che infatti è stata ridotta con un coefficiente di 0.01 rispetto al valore di calcolo e per tenere in considerazione che le tavole sono in realtà separate le une dalle altre in senso longitudinale si è abbattuta la resistenza nei confronti dell'azione tagliente al 20% rispetto a quella di calcolo. Ulteriori precisazioni saranno contenute all'interno del paragrafo relativo alla verifica del tavolato, delle bandelle metalliche e relative chiodature a cui si rimanda per completezza.

- **Presentazione del modello strutturale e sue proprietà - Elevazione**

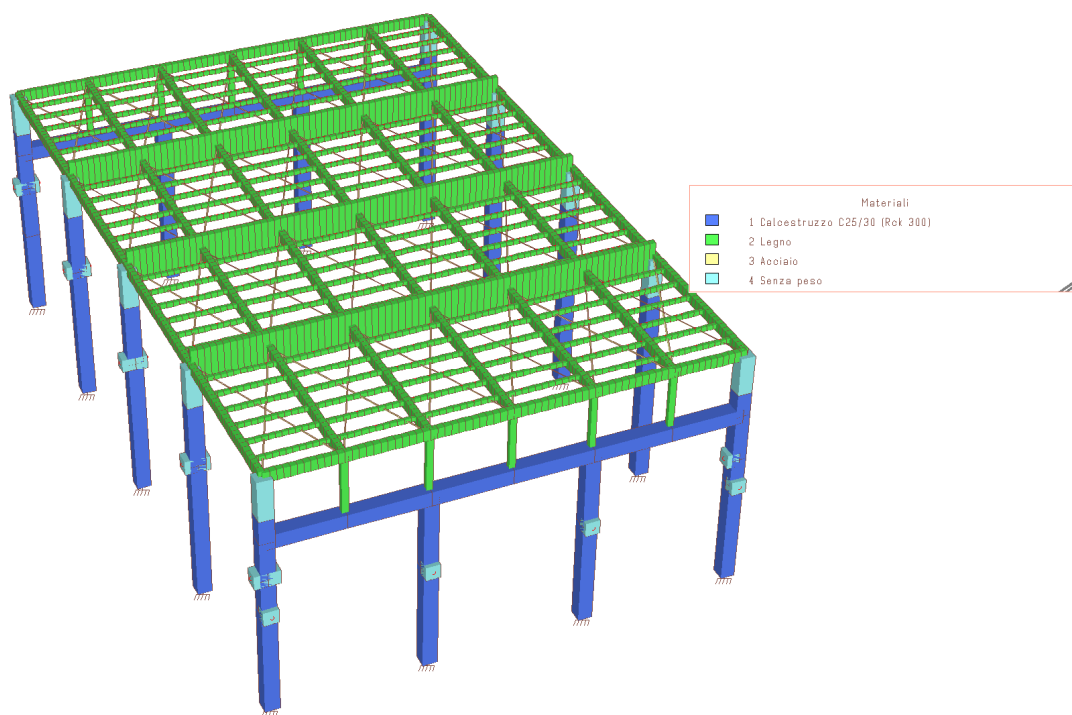


Modello di calcolo

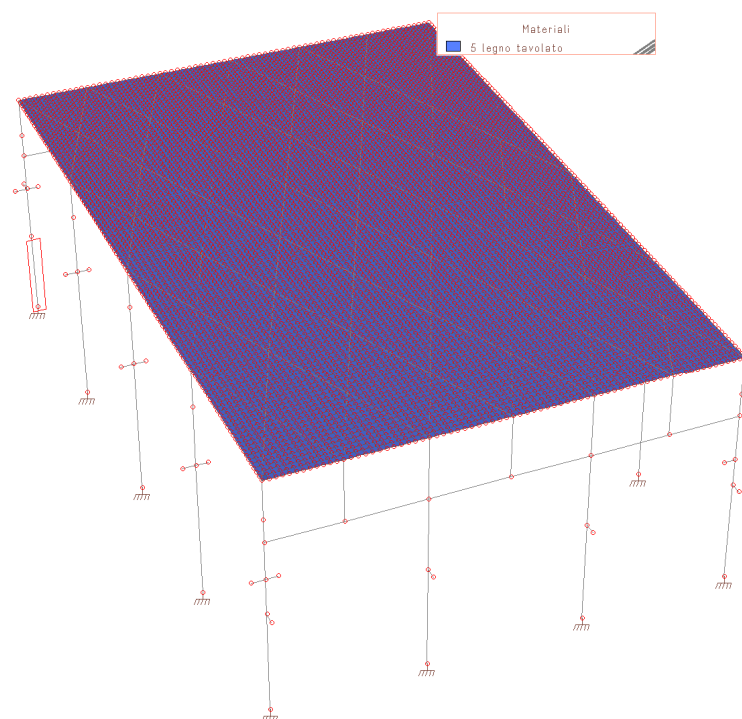
Come descritto appena sopra si chiarisce che si è modellata la copertura piana alla quota media di posa della falda così da considerare correttamente le forze sismiche in gioco. Il tratto di pilastro "fittizio" è stato modellato con un materiale senza peso ma di analoghe caratteristiche meccaniche.



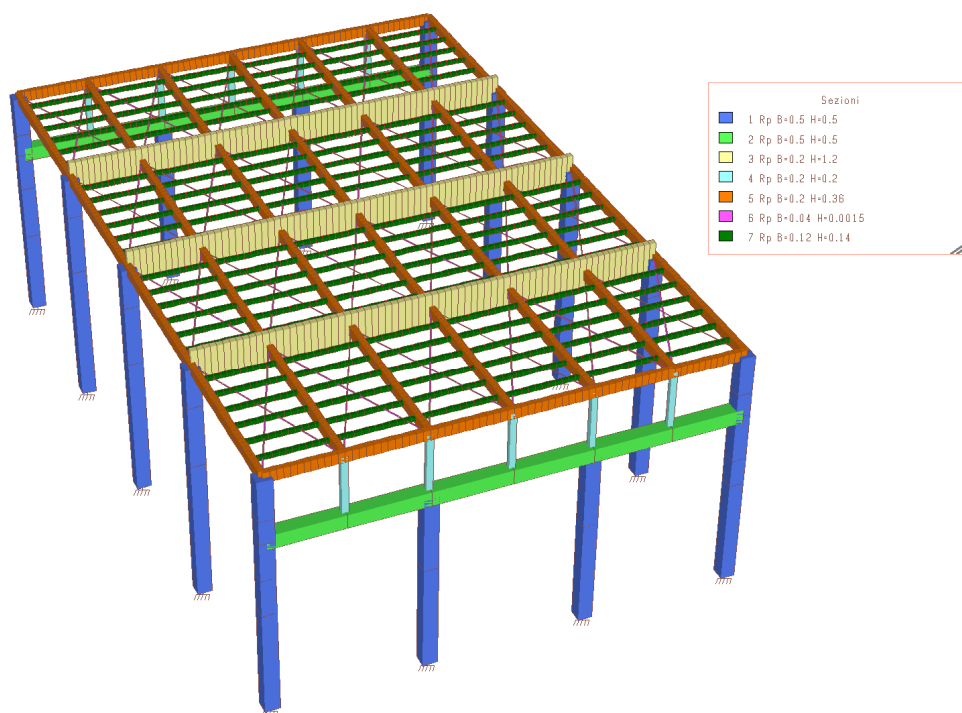
Modello di calcolo 3D senza i gusci che modellano il tavolato ligneo



Schema materiali in elevazione – Materiali



Schema materiali in elevazione – Materiali elementi bidimensionali



Schema sezioni travi – Sezioni

Simbologie adottate da Mastersap per il modello strutturale e sue proprietà

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap per nodi, materiali, sezioni, carichi ed elementi finiti.

– I Nodi

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi.

I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo. Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master. La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

– I Materiali

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente

di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

– Le Sezioni

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

– I Carichi

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (f_X , f_Y , f_Z , f_V) e locali (f_x , f_y , f_z), forze concentrate riferite agli assi globali (F_X , F_Y , F_Z , F_V) o locali (F_x , F_y , F_z), momenti concentrati riferiti agli assi locali (M_x , M_y , M_z), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (m_x), carichi termici (t_x , t_y , t_z), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

– Gli Elementi finiti

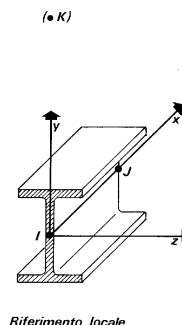
La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

▪ Elemento Truss (Asta Reticolare)

L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica. Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.

Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:

- A Area della sezione.
- E. Modulo elastico.
- ρ . Densità di peso (peso per unità di volume).
- α . Coefficiente termico di dilatazione cubica.



I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.

▪ Elemento Frame (Trave e Pilastro, Trave di fondazione)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z , come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

- carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
- carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita

automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale t_Z convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito f_Z , f_V , f_Y . Inoltre accade che:

$V_i = V_f$; $d_i = d_f = 0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

- Elemento Shell (Guscio)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, u_X , u_Y , r_Z , per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

- elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;
- pressioni e relative aliquote dinamiche;
- temperatura;
- gradiente termico;
- carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

- Elemento Plane (Stato Piano di Tensione, Stato Piano di Deformazione, Assialsimmetrico)

L'elemento plane implementa i modelli dell'elasticità piana nelle tre classiche varianti degli stati piani di tensione, di deformazione e dei problemi assialsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K, L posti nei vertici e 2 gradi di libertà per ogni nodo.

Gli elementi in stato piano di tensione, di deformazione o assialsimmetrici sono elementi piani quadrilateri (4 nodi) o triangolari (3 nodi) bidimensionali, caratterizzati da due dimensioni dello

stesso ordine di grandezza, prevalenti sulla terza dimensione, che individua lo spessore. Vengono utilizzati per rappresentare strutture bidimensionali caricate nel piano: sono nulle le tensioni ortogonali al piano dell'elemento.

Gli elementi in Stato Piano di Deformazione sono elementi per cui è nulla la deformazione ortogonale al piano, ma non la tensione relativa. Vanno obbligatoriamente analizzati nel piano YZ e si assume uno sviluppo unitario sulla terza dimensione (lungo X). Hanno attivi i due gradi di libertà relativi agli spostamenti nel piano YZ.

Gli elementi Assialsimmetrici rappresentano solidi simmetrici, ottenuti per rotazione intorno all'asse verticale Z e simmetricamente caricati; sono individuati dalla loro sezione nel piano YZ. Anche gli elementi assialsimmetrici vanno studiati nel piano YZ e hanno attivi i gradi di libertà relativi agli spostamenti in questo piano.

Il programma analizza il loro comportamento per uno sviluppo angolare di un radiante.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito con questi parametri:

- numero elemento (massimo 1999 per gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;
- carichi (o pressioni) e relative aliquote dinamiche;
- temperatura.

- Elemento Boundary (Vincolo)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

- il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
- la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
- la rigidezza (per le traslazioni in F/L , per le rotazioni in $F*L/rad$).

- Elemento Plinto

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.

Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).

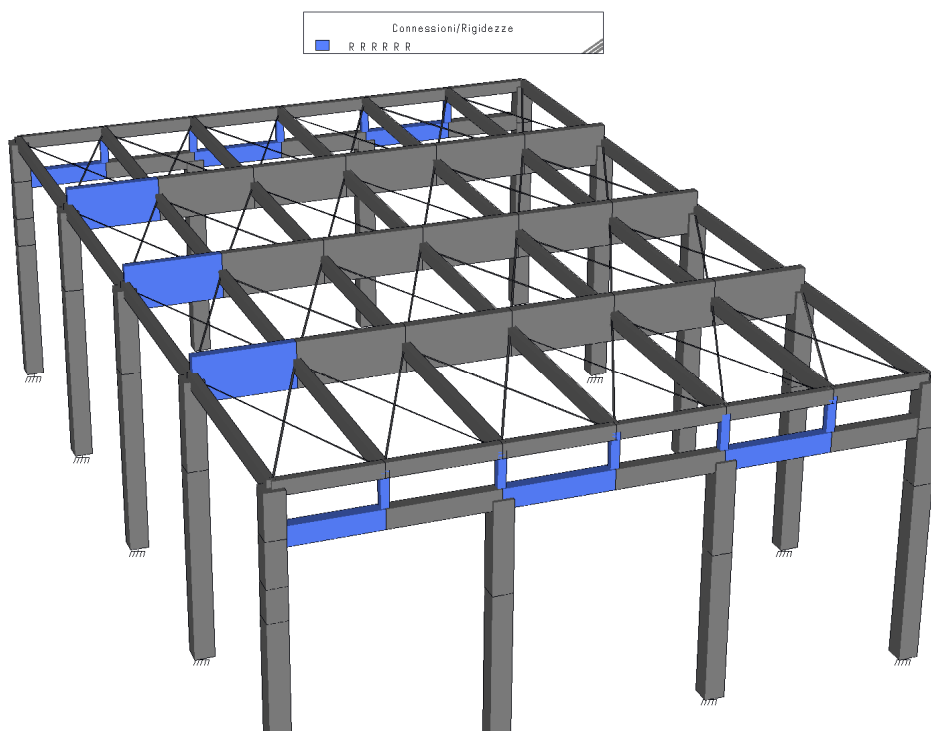
Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale

y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa. La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y. L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

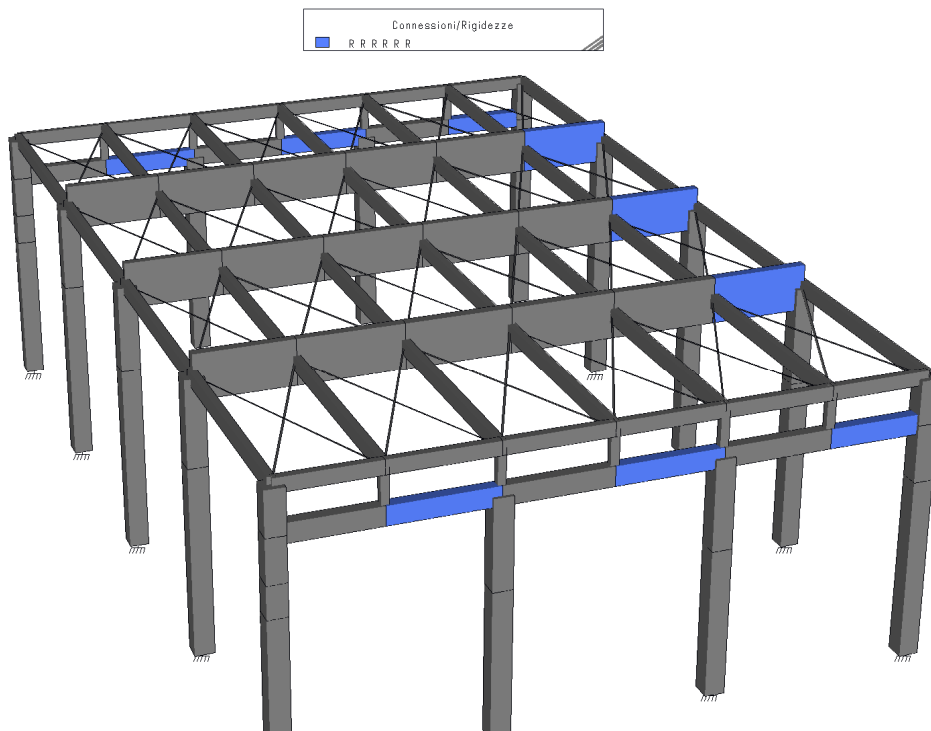
3.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

In accordo con il reale comportamento degli elementi in legno si sono considerati nella modellazione come elementi doppiamente incernierati alle estremità. Gli svincoli inseriti all'interno del modello di calcolo per poter ottenere correttamente questo comportamento sono di seguito riportati:

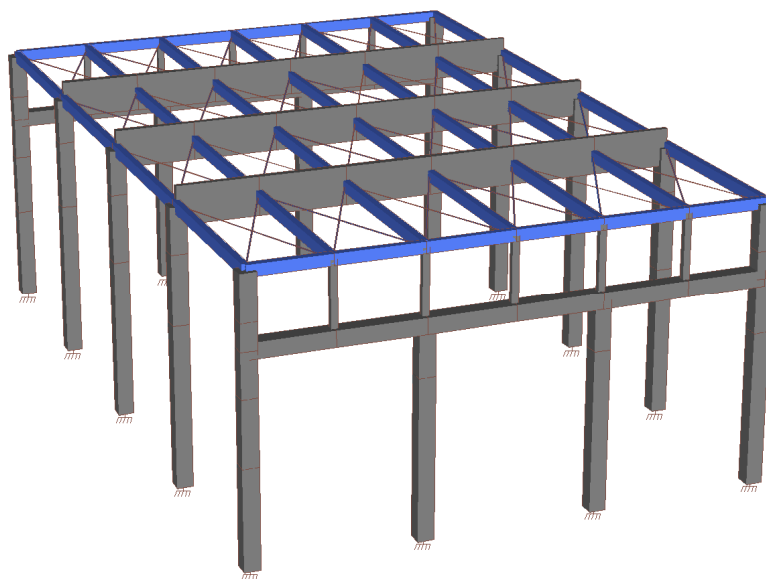
- **Elementi: Vincolo travi**



Svincoli principali sulle travi in legno (cerniere – nodo iniziale)



Svincoli principali sulle travi in legno (cerniere – nodo finale)

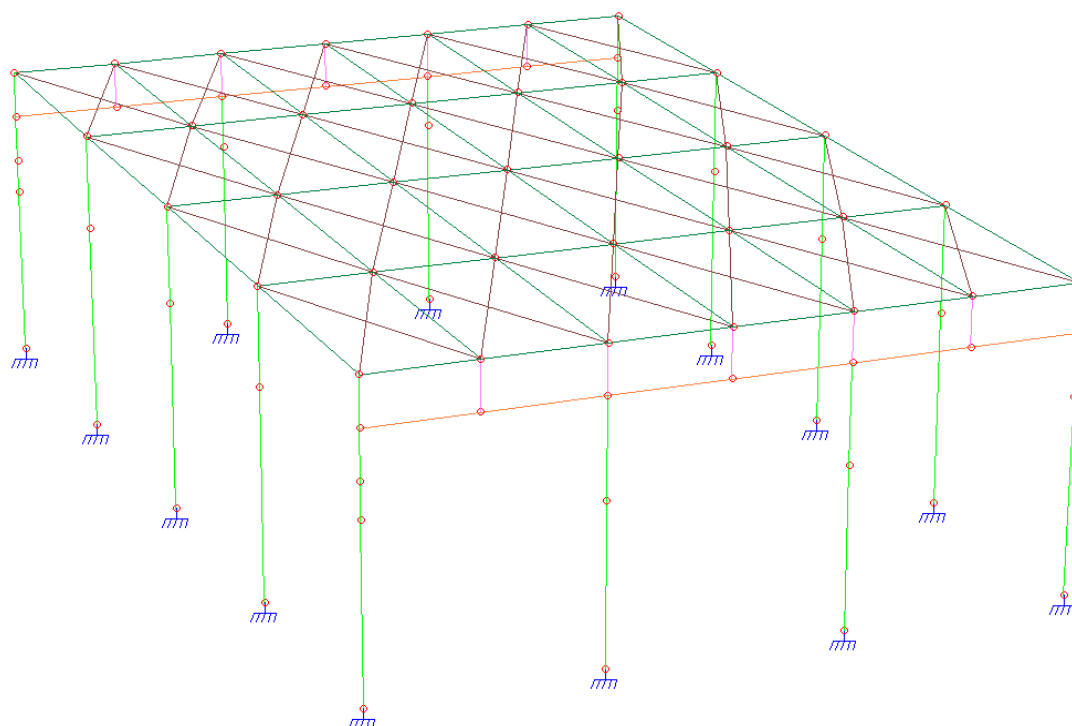


Svincoli principali sulle travi in legno (cerniere – nodo iniziale e nodo finale)

E' opportuno precisare che anche i travetti sono stati vincolati secondo lo schema cerniera-cerniera così come le bandelle metalliche.

- **Elementi: Vincolo a terra dei pilastri**

I pilastri sono stati considerati incastrati alla base, pertanto si è inserito il vincolo di incastro alla base degli stessi come si può evincere dalla immagine di seguito riportata:



Vista degli incastri al piede dei pilastri

3.7.5 Modellazione delle azioni

In accordo con l'analisi dei carichi riportata in precedenza si sono applicati al modello di calcolo i seguenti carichi:

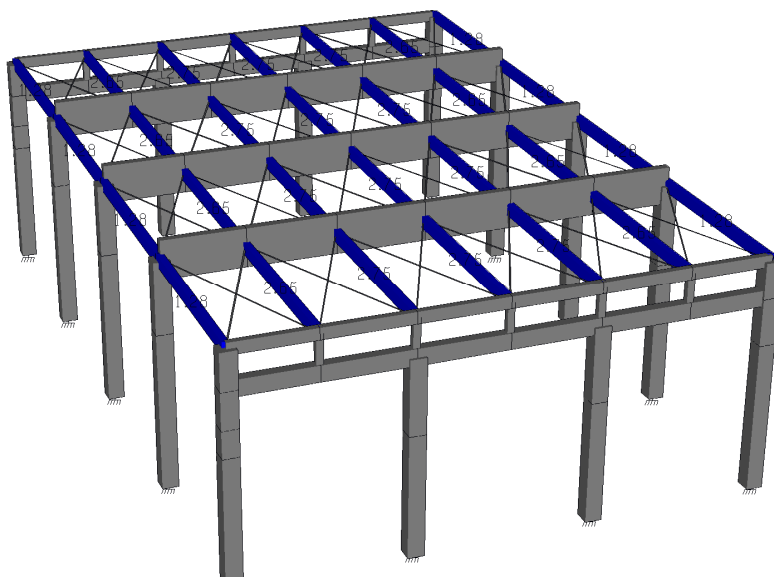
• Carichi per elementi Trave – Elevazione

Carico distribuito con riferimento globale Z

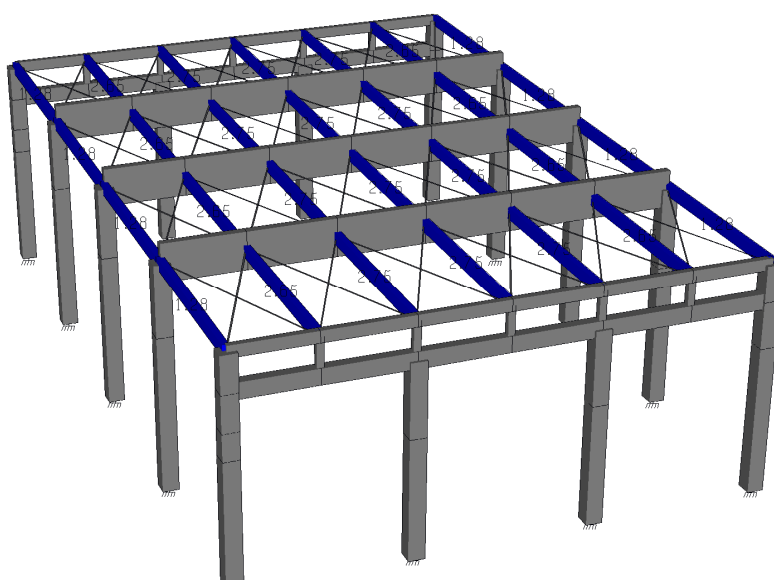
Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Neve Zona I Alpina	2	Condizione 2	Variabile: Neve	-1.800000	0.000	-1.800000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Permanente	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.900000	0.000	-0.900000	0.000	1.0000	1.0000



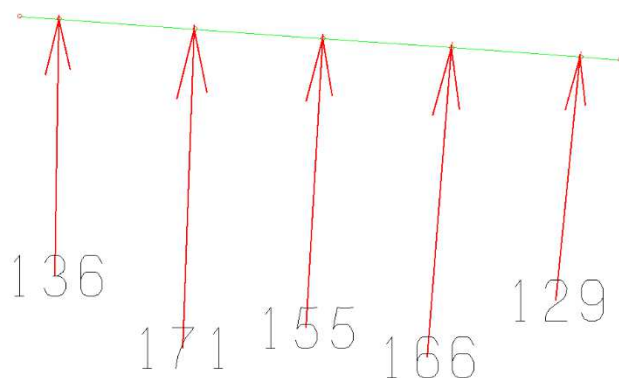
Carichi permanenti portati



Carichi neve

- **Carichi Nodali rappresentativi del corridoio**

Ai pilastri del lato sinistro della struttura è poggato, mediante opportune mensole, anche il solaio che caratterizza la copertura del corridoio centrale del corpo spogliatoi. E' opportuno pertanto considerare anche tale carico. Il carico da applicare è il risultato della analisi del modello di calcolo del corpo spogliatoi, in particolare quindi si riportano nel seguito le reazioni ottenute ed inserite all'interno del modello di calcolo della palestra:



Carichi solaio condizioni SLU



Carichi solaio in condizioni SLV

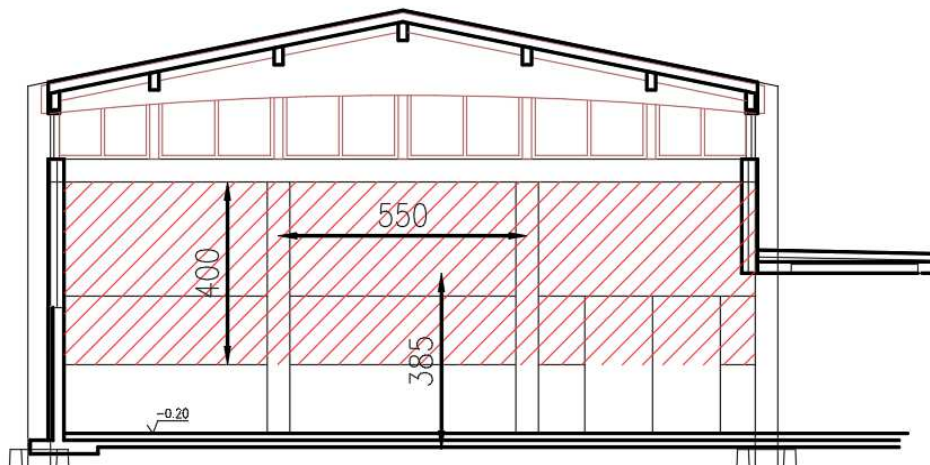
Num.cond.carico	Descrizione							
1	Solaio corridoio SLU interni	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		97			-1.55e+002			
		98			-1.66e+002			
		99			-1.71e+002			
2	Solaio corridoio SLU esterni	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		96			-1.36e+002			
		100			-1.29e+002			
3	Solaio corridoio SLV interni	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		97			-5.71e+001			
		98			-6.14e+001			
		99			-6.31e+001			
4	Solaio corridoio SLV esterni	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		96			-5.85e+001			
		100			-5.58e+001			

E' opportuno precisare che si sono correttamente considerate le eccentricità relative al solaio di corridoio pari a mezza larghezza di trave + metà pilastro.

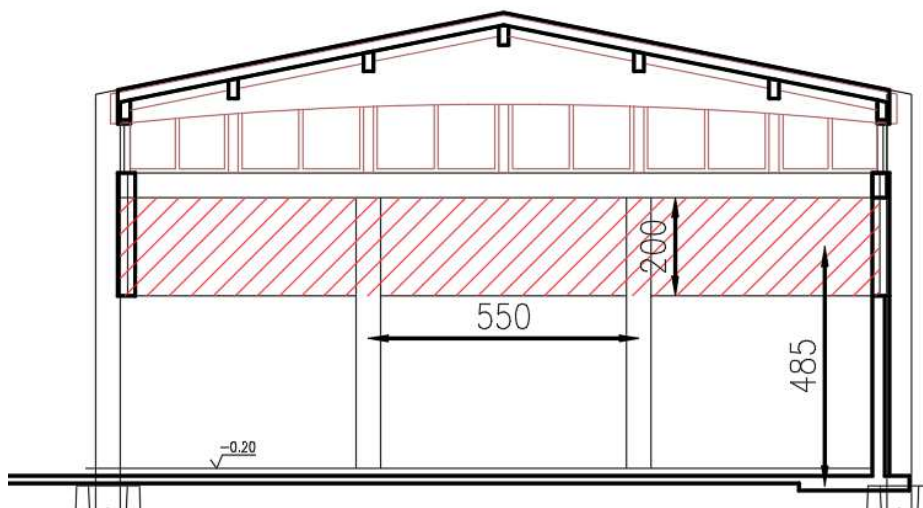
- Masse dinamiche rappresentative dei pannelli perimetrali**

I pannelli perimetrali sono caratterizzati da una massa pari a 353kg/m^2 , si sono pertanto inserite opportune masse dinamiche poste in corrispondenza del baricentro della pannellatura stessa che tengano conto della massa aggiuntiva dovuta a questi elementi nel caso di azione dinamica dovuta

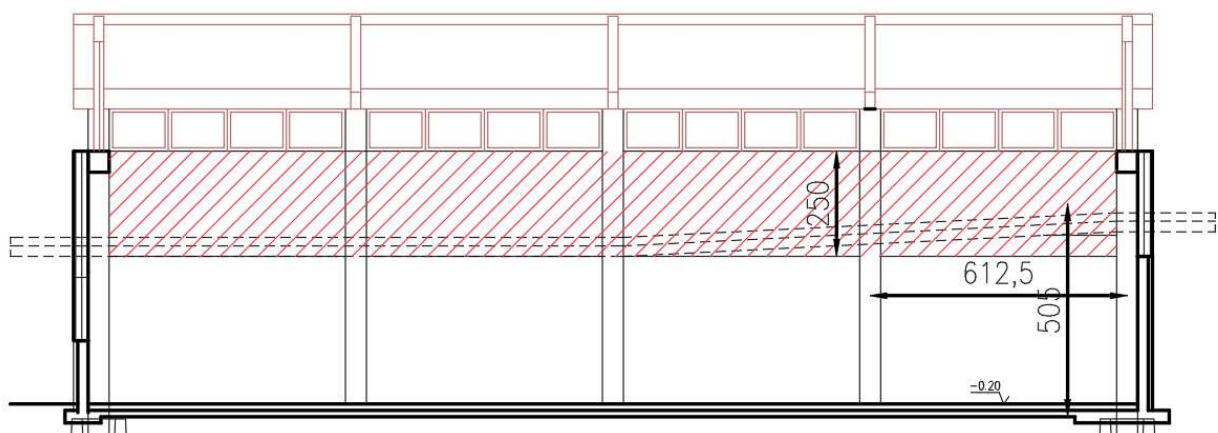
al sisma. In particolare gli schemi di riferimento adottati per la valutazione delle masse sono di seguito riportati:



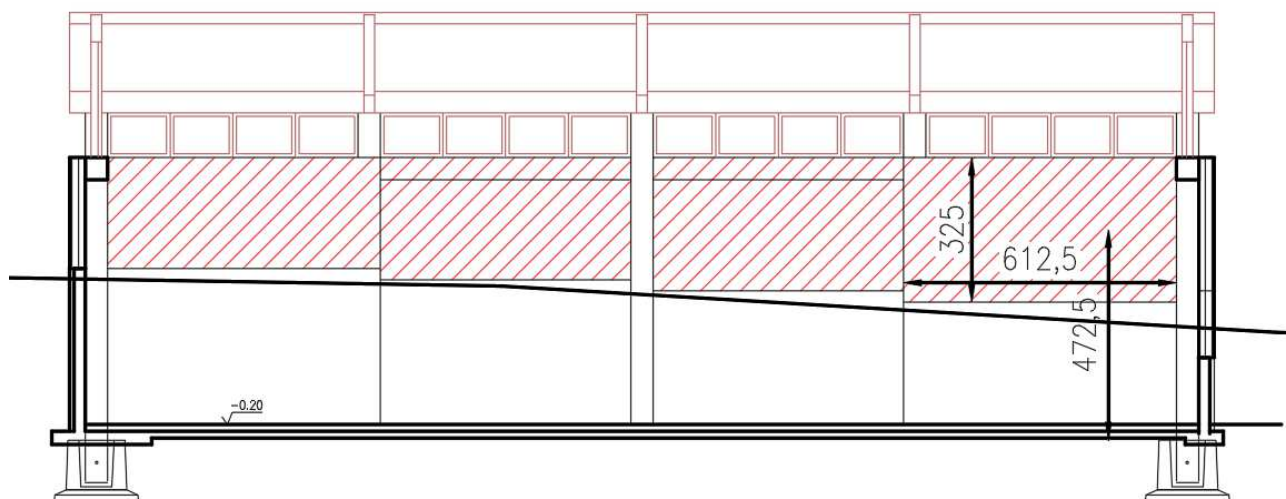
Vista della pannellatura considerata sul fronte della palestra



Vista della pannellatura considerata sul retro della palestra

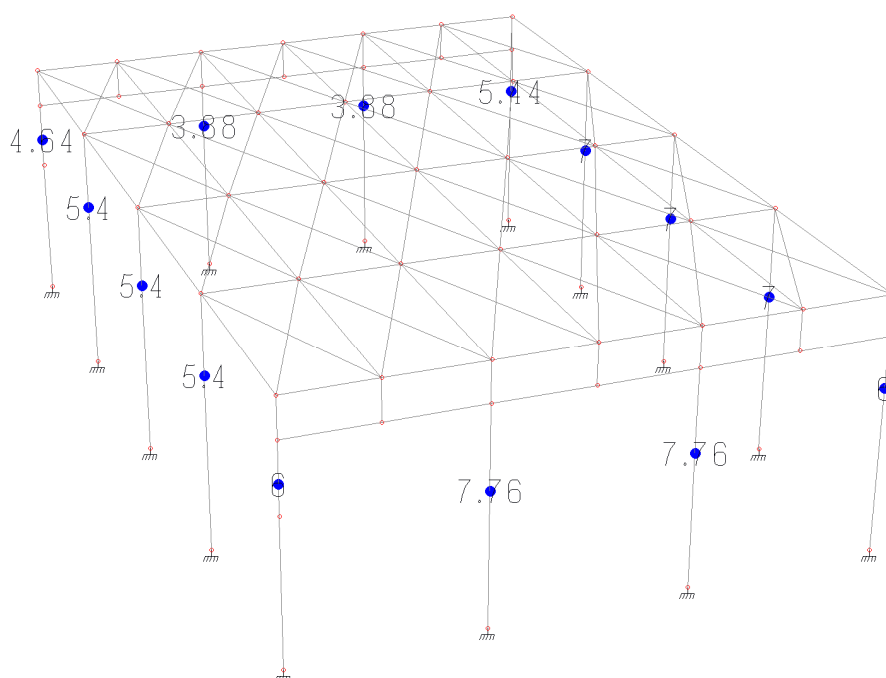


Vista della pannellatura considerata sul lato corridoio della palestra



Vista della pannellatura considerata sul lato esterno della palestra

In virtù del peso dei singoli pannelli nonché delle geometrie sopra riportate si sono inserite le seguenti masse all'interno del modello di calcolo. E' opportuno far notare che queste masse sono il risultato del calcolo diviso poi per l'accelerazione di gravità pari 9.81m/s^2



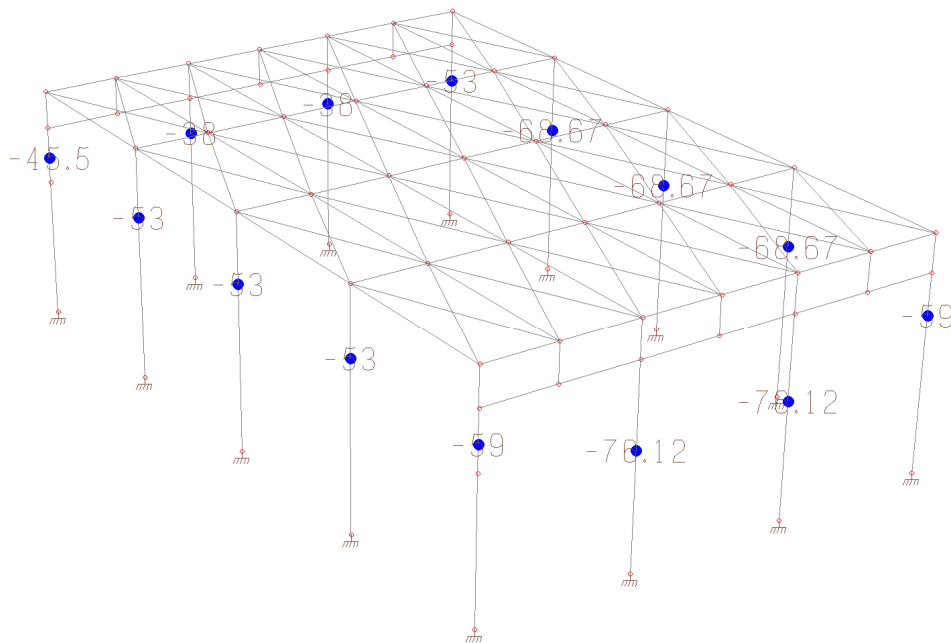
Masse dinamiche nodali Mx e My

MASSE DINAMICHE AI NODI

Nodo	MaX	MaY	MaZ	MiX	MiY	MiZ
69	+6.00e+000	+6.00e+000				
70	+5.40e+000	+5.40e+000				
71	+5.40e+000	+5.40e+000				
72	+5.40e+000	+5.40e+000				
73	+4.64e+000	+4.64e+000				
75	+7.76e+000	+7.76e+000				

Nodo	MaX	MaY	MaZ	MiX	MiY	MiZ
76	+7.76e+000	+7.76e+000				
78	+7.00e+000	+7.00e+000				
79	+5.44e+000	+5.44e+000				
80	+7.00e+000	+7.00e+000				
81	+7.00e+000	+7.00e+000				
82	+6.00e+000	+6.00e+000				
83	+3.88e+000	+3.88e+000				
84	+3.88e+000	+3.88e+000				

E' opportuno precisare che oltre alle masse sismiche si sono anche inseriti i carichi verticali pari alle masse dei pannelli poiché quest'ultimi risultano appesi ai pilastri:



5	pannelli	Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		69			-5.90e+001			
		70			-5.30e+001			
		71			-5.30e+001			
		72			-5.30e+001			
		73			-4.55e+001			
		75			-7.61e+001			
		76			-7.61e+001			
		78			-6.87e+001			
		79			-5.30e+001			
		80			-6.87e+001			
		81			-6.87e+001			
		82			-5.90e+001			
		83			-3.80e+001			
		84			-3.80e+001			

E' opportuno precisare che si sono correttamente considerate le eccentricità relative alla posa del pannello pari a metà spessore del pannello + metà larghezza pilastro.

3.7.6 Combinazioni e/o percorsi di carico.

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura ($\gamma_{g1}=\gamma_{g2}=1.3$, $\gamma_{q1}=1.5$).

Le combinazioni di carico SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante i coefficienti parziali di sicurezza unitari ed i coeff. di combinazione per i casi rara, frequente e quasi permanente.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. In particolare gli stati limite ultimi analizzati saranno lo "Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)" mentre per gli stati limite di esercizio sarà lo "Stato limite di danno (SLD)".

Verranno allegati gli spettri utilizzati sia per gli stati limite d'esercizio che per gli stati limiti ultimi.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.; vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Le combinazioni di carico per le fondazioni allo SLE statico sono analoghe a quelle dalla struttura in elevazione; lo stesso vale per lo SLU statico seguendo l'approccio 2 indicato nelle NTC.

Allo SLD le combinazioni di carico sono analoghe a quelle della struttura in elevazione.

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000
2	Statica	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
4	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Variabile: Neve	Condizione 2	0.200
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000

3.8 PRINCIPALI RISULTATI

3.8.1 Risultati dell'analisi modale

• Analisi del secondo ordine

```

Nome archivio di lavoro      : corpo palestra esecutivo
Intestazione del lavoro     :
Tipo di analisi             : Statica e Dinamica
Unita' di misura delle Forze : kN
Unita' di misura Lunghezze  : m
Sisma lungo l'asse Z        : No
Combinazione dei modi       : CQC
Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8
λ                            : 0.3
μ                            : 0.3

```

*** Gruppo di copertura: mensole eccentricita

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	Statica+(EX+ λ *EY)	2.49	0.82
1	Statica+(λ *EX+EY)	0.76	2.40
3		-0.03	-0.02
4		-0.03	-0.02
5		-0.03	-0.02

*** Gruppo di copertura: travi in c.a.

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	Statica+(EX+ λ *EY)	3.52	1.08
1	Statica+(λ *EX+EY)	1.09	3.30
3		-0.06	-0.06
4		-0.06	-0.06
5		-0.06	-0.06

*** Gruppo di copertura: travi in legno

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	Statica+(EX+ λ *EY)	6.25	2.20
1	Statica+(λ *EX+EY)	1.91	6.73
3		-0.09	-0.03
4		-0.09	-0.03
5		-0.09	-0.03

*** Gruppo di copertura: bandelle metalliche

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1	Statica+(EX+ λ *EY)	6.25	2.20
1	Statica+(λ *EX+EY)	1.91	6.73
3		-0.09	-0.03
4		-0.09	-0.03
5		-0.09	-0.03

*** analisi alla quota: 0.000

```

Gruppo di copertura: mensole eccentricita altezza interpiano: 5.08
Gruppo di copertura: travi in c.a. altezza interpiano: 6.60
Gruppo di copertura: travi in legno altezza interpiano: 8.90
Gruppo di copertura: bandelle metalliche altezza interpiano: 8.90
altezza media di interpiano: 7.37

```

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ	θ_X	θ_Y	
1	Statica+(EX+ λ *EY)	0.00	0.00	-4.63	-1.57	596.70	198.07	2295.50	0.02	0.02

1 Statica+(λ*EX+EY)	0.00	0.00	-1.42	-4.79	185.49	581.99	2295.50	0.02	0.03
3	-0.00	0.00	0.07	0.04	0.00	0.00	3039.70	0.00	0.00
4	-0.00	0.00	0.07	0.04	0.00	0.00	2471.90	0.00	0.00
5	-0.00	0.00	0.07	0.04	0.00	0.00	2330.00	0.00	0.00

CONTROLLO REGOLARITÀ DELLA VARIAZIONE DELLA RIGIDEZZA LATERALE IN ALTEZZA

	Quota [m]	Rigidezza laterale X [KN/cm]	Variazione [%]	Rigidezza laterale Y [KN/cm]	Variazione [%]
Livello 0	0.00	129.84	---	123.65	---

RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

*** Piano rigido alla quota: 0.000

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.) (%)	FX(Setti) (%)	FX(Pareti) (%)	FY(Tot)	FY(Pil.) (%)	FY(Setti) (%)	FY(Pareti) (%)
1 Statica+(EX+λ*EY)	597	597 100	0 0	0 0	198	198 100	0 0	0 0
1 Statica+(λ*EX+EY)	185	185 100	0 0	0 0	582	582 100	0 0	0 0

• Masse eccitate

FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	1.097e+001	1.747e+000	5.725e-001	0.000e+000
2	1.200e+001	1.910e+000	5.235e-001	0.000e+000
3	1.394e+001	2.219e+000	4.506e-001	0.000e+000
4	1.687e+001	2.685e+000	3.724e-001	0.000e+000
5	1.746e+001	2.779e+000	3.599e-001	0.000e+000
6	1.822e+001	2.900e+000	3.448e-001	0.000e+000
7	1.895e+001	3.017e+000	3.315e-001	0.000e+000
8	2.605e+001	4.146e+000	2.412e-001	0.000e+000
9	2.962e+001	4.714e+000	2.121e-001	0.000e+000
10	2.965e+001	4.719e+000	2.119e-001	0.000e+000
11	3.058e+001	4.867e+000	2.055e-001	0.000e+000
12	3.660e+001	5.825e+000	1.717e-001	0.000e+000
13	3.909e+001	6.221e+000	1.607e-001	0.000e+000
14	4.449e+001	7.081e+000	1.412e-001	0.000e+000
15	4.482e+001	7.133e+000	1.402e-001	0.000e+000
16	4.550e+001	7.241e+000	1.381e-001	0.000e+000
17	4.657e+001	7.411e+000	1.349e-001	2.414e-024
18	4.770e+001	7.592e+000	1.317e-001	2.491e-019
19	4.770e+001	7.592e+000	1.317e-001	1.201e-019
20	4.771e+001	7.593e+000	1.317e-001	4.012e-020
21	4.798e+001	7.636e+000	1.310e-001	1.321e-017
22	4.811e+001	7.657e+000	1.306e-001	8.534e-015
23	4.818e+001	7.667e+000	1.304e-001	1.941e-014
24	4.819e+001	7.669e+000	1.304e-001	7.576e-014
25	4.835e+001	7.695e+000	1.299e-001	5.906e-012

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y
1	2.101e-002	1.061e+001
2	-1.213e+001	2.246e-002
3	-2.836e-001	-1.376e-001
4	5.331e-004	4.093e+000
5	5.038e-004	4.753e+000
6	-1.455e-002	-1.659e-003
7	-8.640e-003	-3.391e-004
8	-3.757e-006	-2.249e-007
9	-1.823e-001	2.912e-001
10	-6.443e-005	6.823e-005
11	2.454e+000	4.347e-002
12	-5.034e-006	2.089e-006
13	-2.855e-001	1.320e-001
14	6.166e-001	6.536e-001
15	9.613e-002	-4.265e+000
16	1.472e-005	-7.171e-005
17	-3.127e-006	-7.046e-005
18	-4.519e-006	2.161e-005
19	8.251e-006	3.292e-005

Modo	Direz.X	Direz.Y
20	1.778e-005	-4.324e-005
21	1.563e-006	4.581e-006
22	5.063e-006	-1.424e-005
23	4.542e-007	8.973e-006
24	2.865e-006	-1.295e-005
25	-4.109e-005	1.195e-004

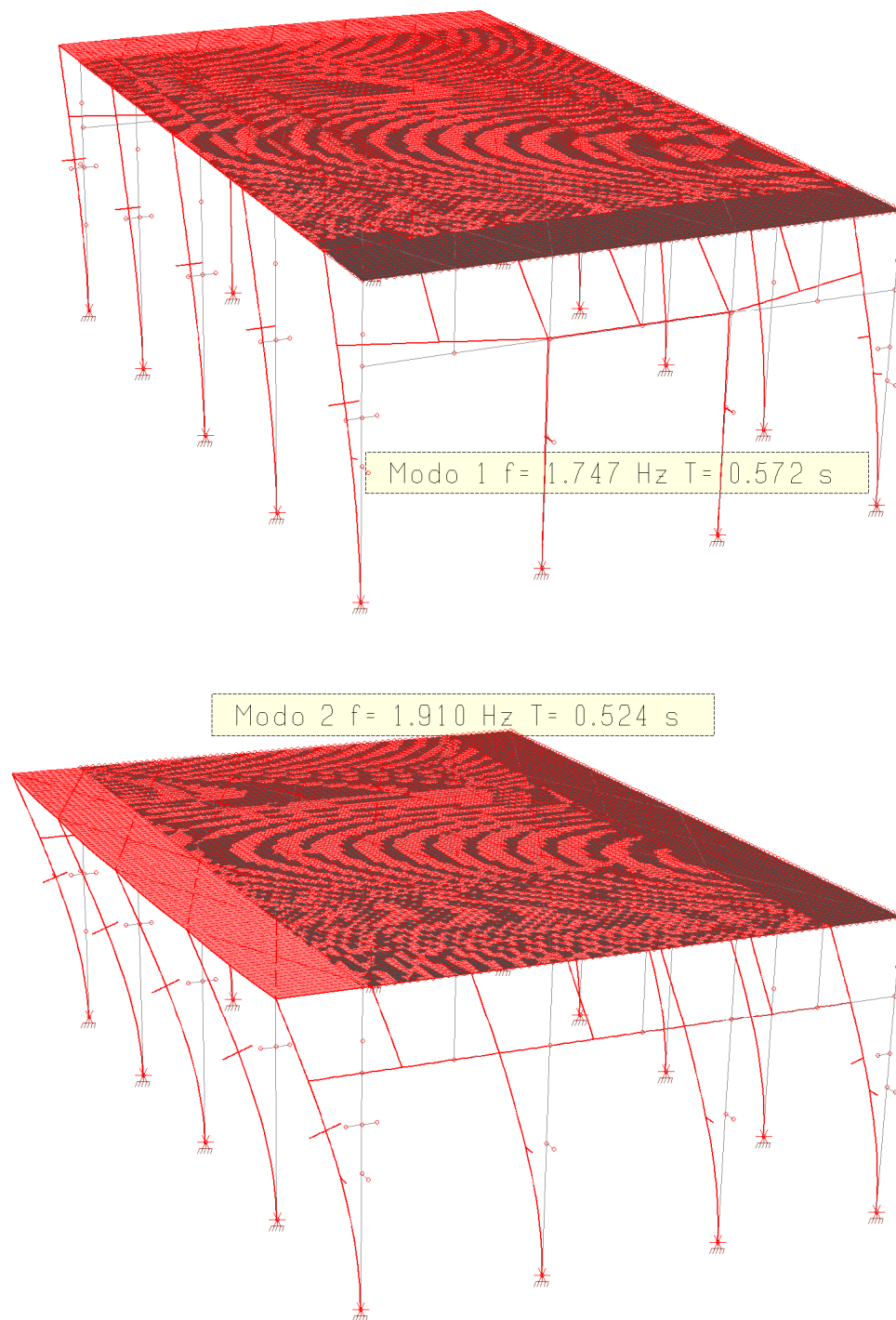
MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+4.41e-004	0	+1.13e+002	62	+2.71e-014	0
Progressiva	+4.41e-004	0	+1.13e+002	62	+2.71e-014	0
Modo: 2	+1.47e+002	81	+5.04e-004	0	+2.07e-012	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.13e+002	62	+2.10e-012	0
Modo: 3	+8.05e-002	0	+1.89e-002	0	+5.55e-013	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.13e+002	62	+2.65e-012	0
Modo: 4	+2.84e-007	0	+1.68e+001	9	+6.40e-014	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.29e+002	71	+2.72e-012	0
Modo: 5	+2.54e-007	0	+2.26e+001	12	+6.40e-014	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.78e-012	0
Modo: 6	+2.12e-004	0	+2.75e-006	0	+1.34e-013	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.91e-012	0
Modo: 7	+7.47e-005	0	+1.15e-007	0	+1.08e-013	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+3.02e-012	0
Modo: 8	+1.41e-011	0	+5.06e-014	0	+2.30e+001	23
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.30e+001	23
Modo: 9	+3.32e-002	0	+8.48e-002	0	+1.15e-013	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.30e+001	23
Modo: 10	+4.15e-009	0	+4.66e-009	0	+3.02e-010	0
Progressiva	+1.47e+002	81	+1.52e+002	84	+2.30e+001	23
Modo: 11	+6.02e+000	3	+1.89e-003	0	+1.12e-013	0
Progressiva	+1.53e+002	84	+1.52e+002	84	+2.30e+001	23
Modo: 12	+2.53e-011	0	+4.36e-012	0	+2.80e+000	3
Progressiva	+1.53e+002	84	+1.52e+002	84	+2.58e+001	26
Modo: 13	+8.15e-002	0	+1.74e-002	0	+1.68e-012	0
Progressiva	+1.53e+002	84	+1.52e+002	84	+2.58e+001	26
Modo: 14	+3.80e-001	0	+4.27e-001	0	+3.49e-012	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.53e+002	84	+2.58e+001	26
Modo: 15	+9.24e-003	0	+1.82e+001	10	+1.17e-010	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.58e+001	26
Modo: 16	+2.17e-010	0	+5.14e-009	0	+3.86e-010	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.58e+001	26
Modo: 17	+9.78e-012	0	+4.96e-009	0	+4.05e-009	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.58e+001	26
Modo: 18	+2.04e-011	0	+4.67e-010	0	+7.41e-004	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.58e+001	26
Modo: 19	+6.81e-011	0	+1.08e-009	0	+5.92e-001	1
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.64e+001	27
Modo: 20	+3.16e-010	0	+1.87e-009	0	+2.78e-005	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.64e+001	27
Modo: 21	+2.44e-012	0	+2.10e-011	0	+1.49e-001	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27
Modo: 22	+2.56e-011	0	+2.03e-010	0	+4.31e-007	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27
Modo: 23	+2.06e-013	0	+8.05e-011	0	+4.30e-006	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27
Modo: 24	+8.21e-012	0	+1.68e-010	0	+3.64e-006	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27
Modo: 25	+1.69e-009	0	+1.43e-008	0	+2.66e-002	0
Progressiva	+1.54e+002	84	+1.71e+002	94	+2.66e+001	27

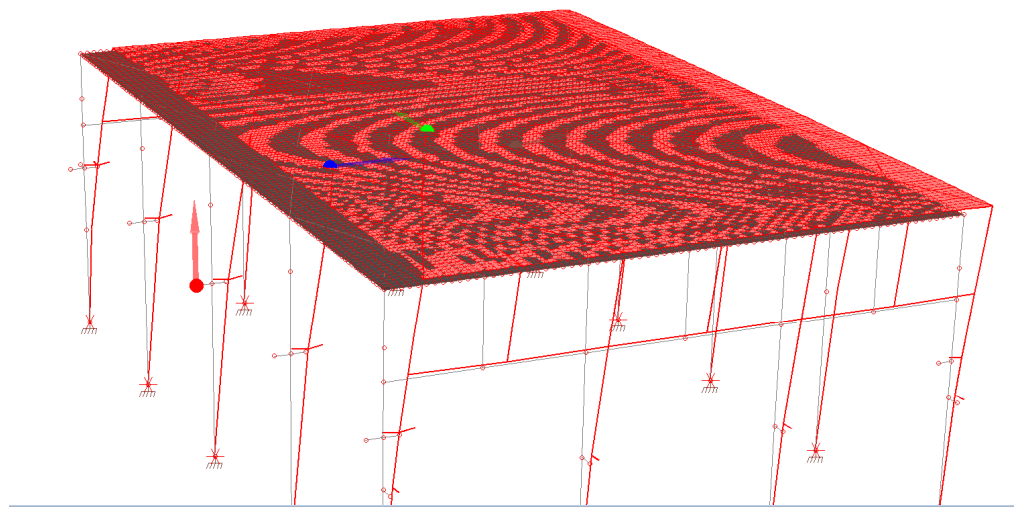
MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
+1.82e+002	+1.82e+002	+9.95e+001

- **Principali modi di vibrare – modi di vibrare più significativi**



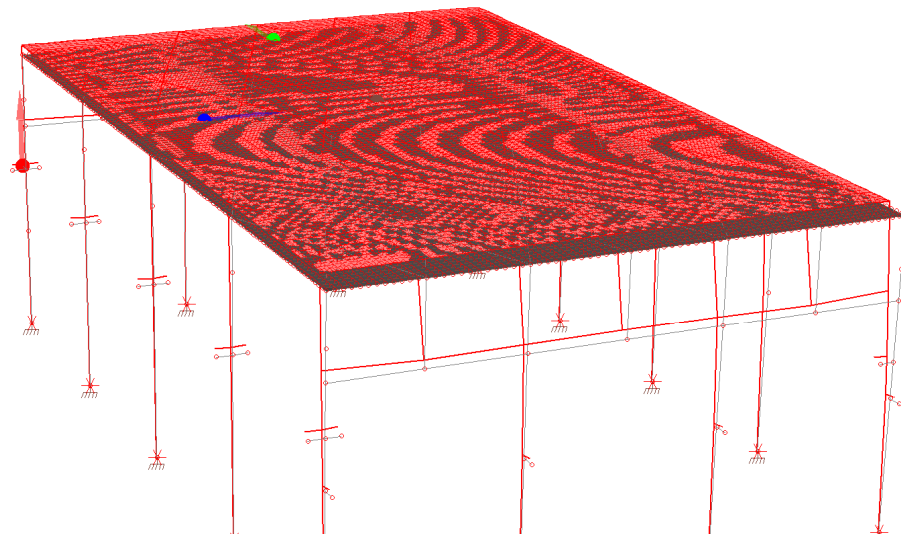
3.8.2 Spostamenti massimi per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 924 d=0.0687 dx=0.0656 dy=0.0206 dz=0.0000
Direzione x: nodo 906 dx=0.0656 dy=0.0202 dz=0.0000
Direzione y: nodo 2225 dy=0.0206 dx=0.0646 dz=0.0000
Direzione z: nodo 97 dz=0.0041 dx=0.0282 dy=0.0084

Spostamenti SLV $E_x + \lambda E_y$

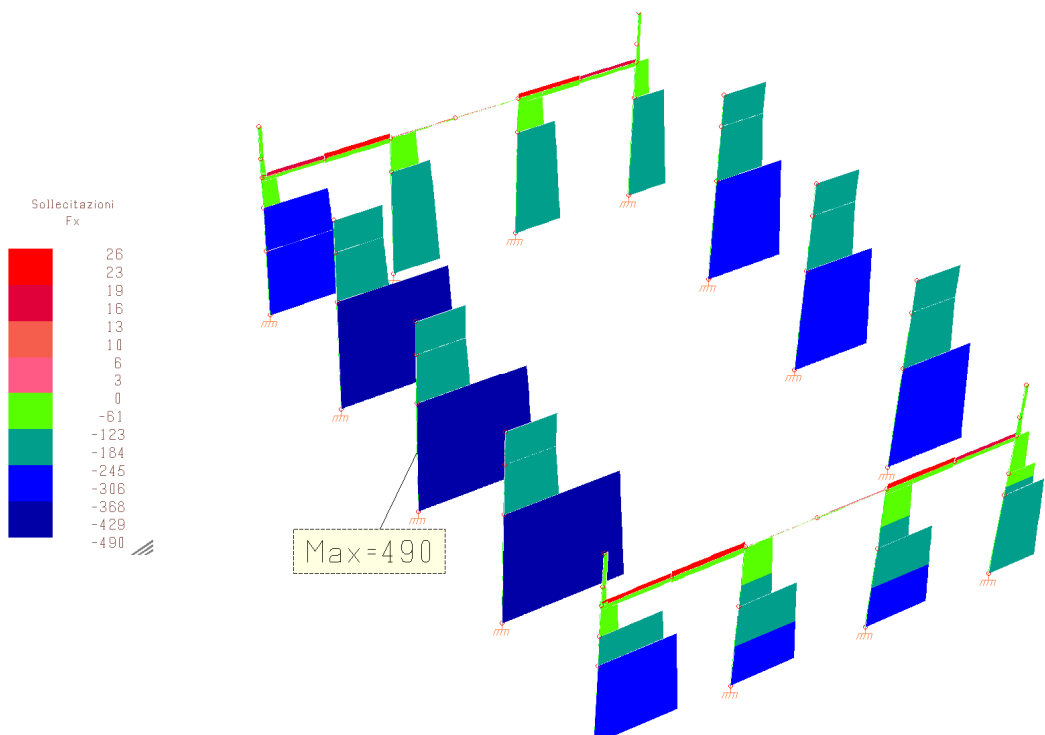


Massime deformazioni tra i nodi visibili:

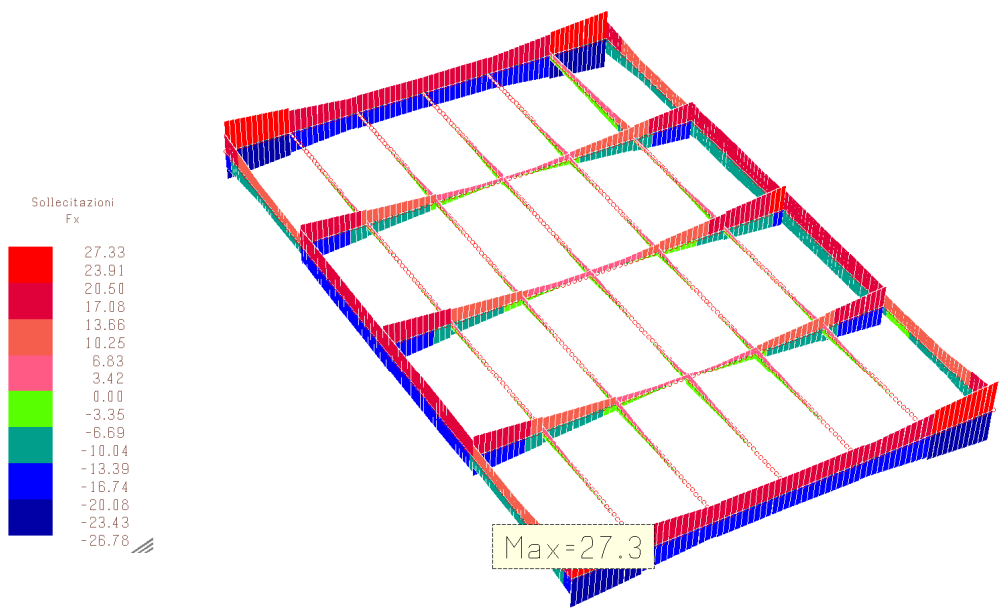
Massime deformazioni al nodo 3536 d=0.0711 dx=0.0199 dy=0.0683 dz=0.0000
Direzione x: nodo 3611 dx=0.0199 dy=0.0653 dz=0.0000
Direzione y: nodo 121 dy=0.0683 dx=0.0185 dz=0.0000
Direzione z: nodo 59 dz=0.0035 dx=0.0077 dy=0.0268

Spostamenti SLV $\lambda E_x + E_y$

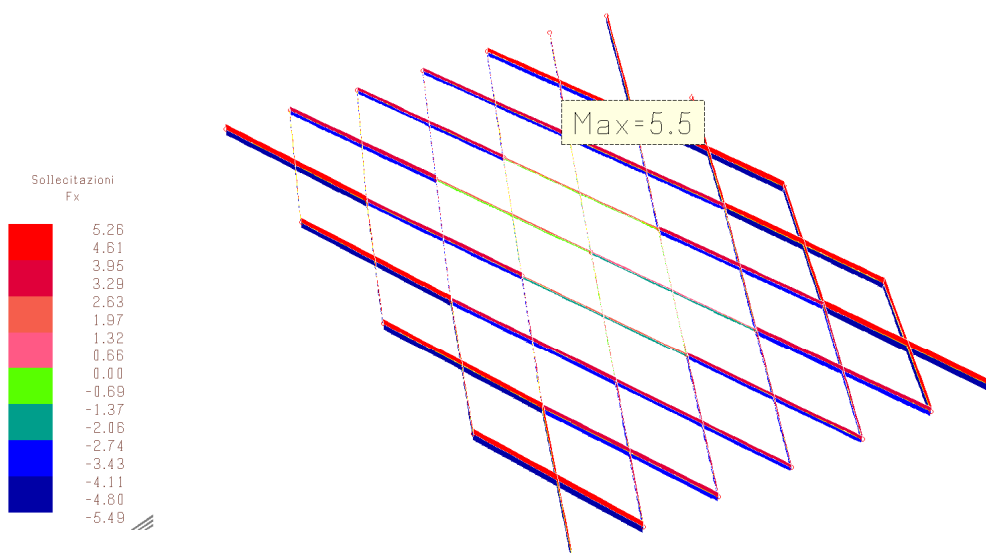
3.8.3 Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative elementi beam



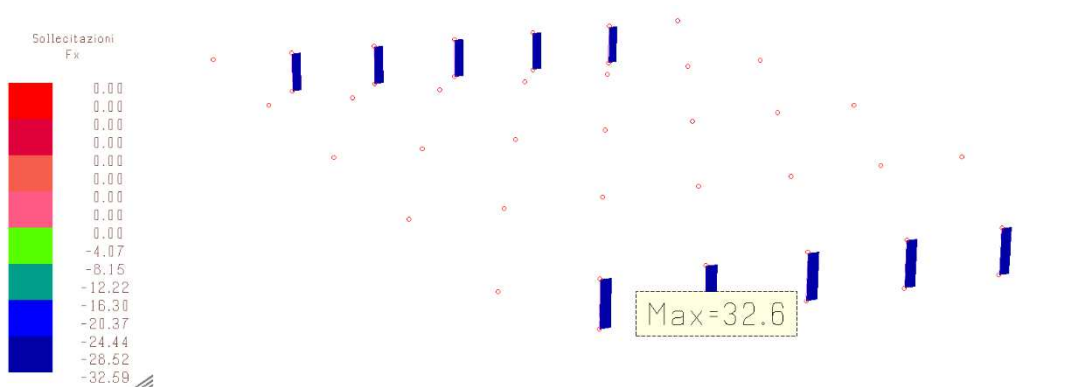
Sollecitazioni assiali elementi in c.a. Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



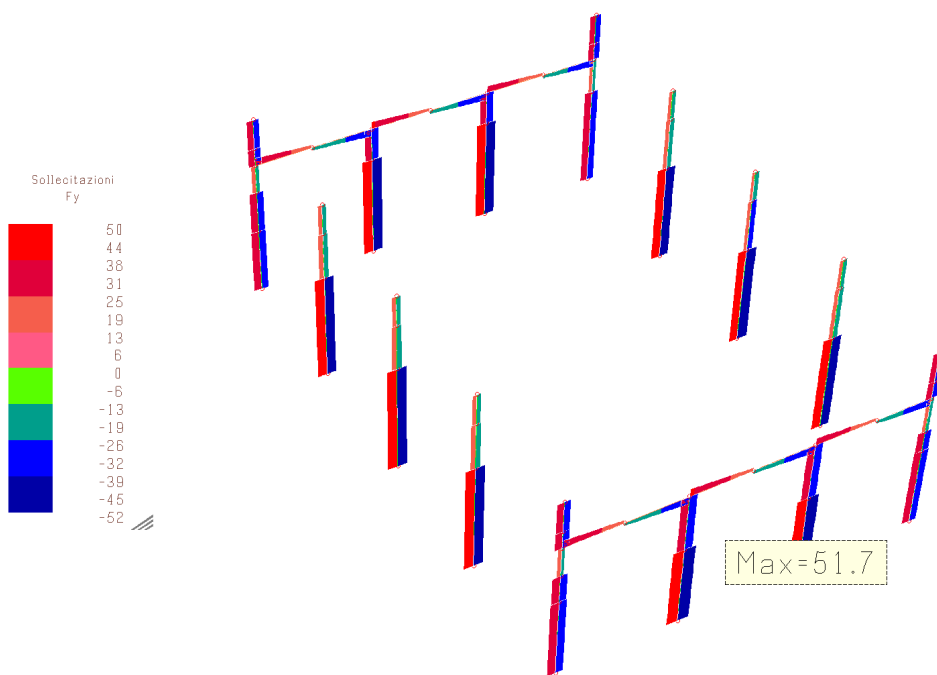
Sollecitazioni assiali travi in legno. Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



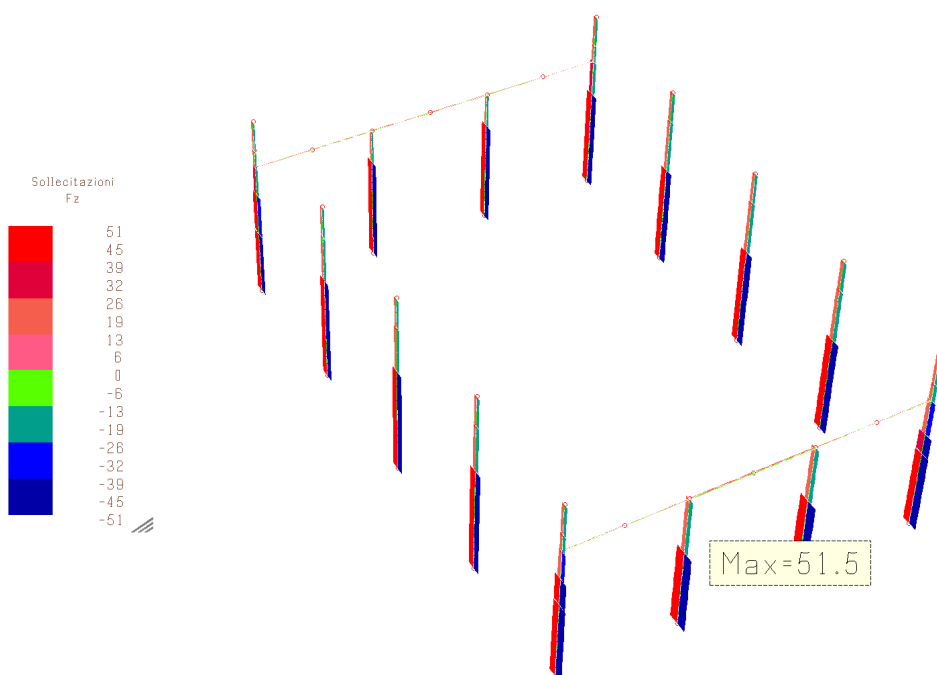
Sollecitazioni assiali bandelle metalliche . Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



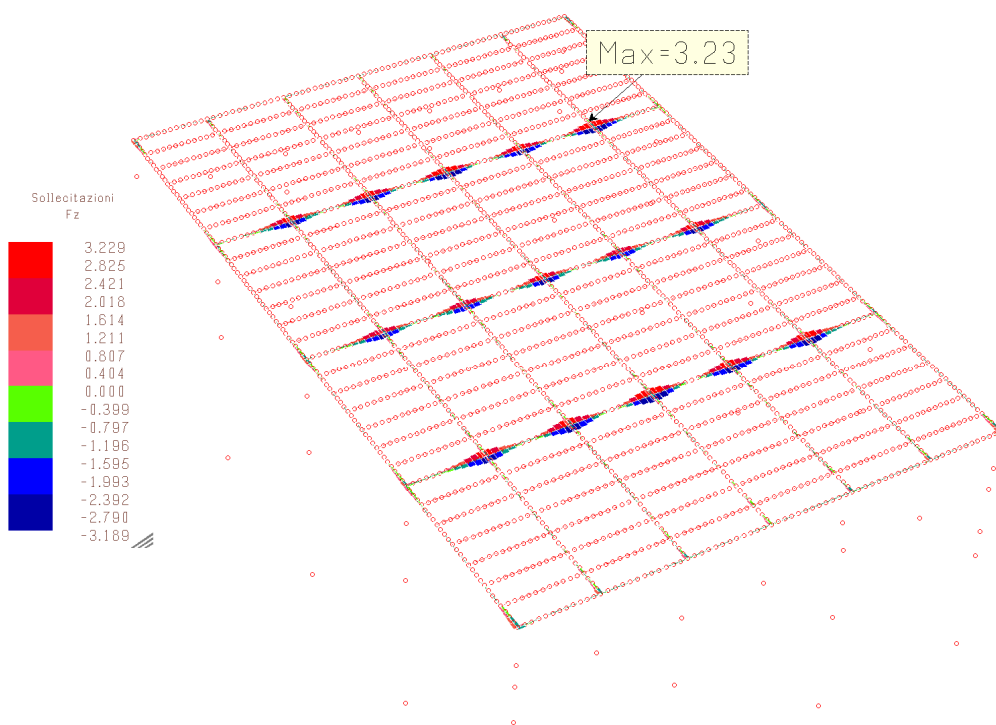
Sollecitazioni assiali pilastri in legno. Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



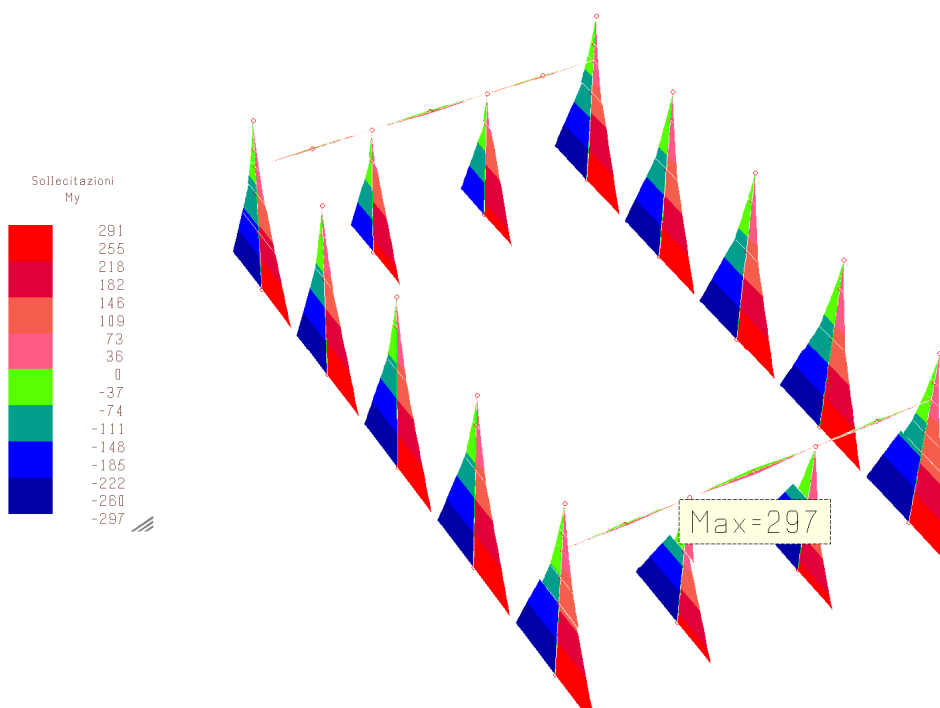
Sollecitazioni taglienti Fy elementi in c.a. (involuppo SLU SLV) [kN]



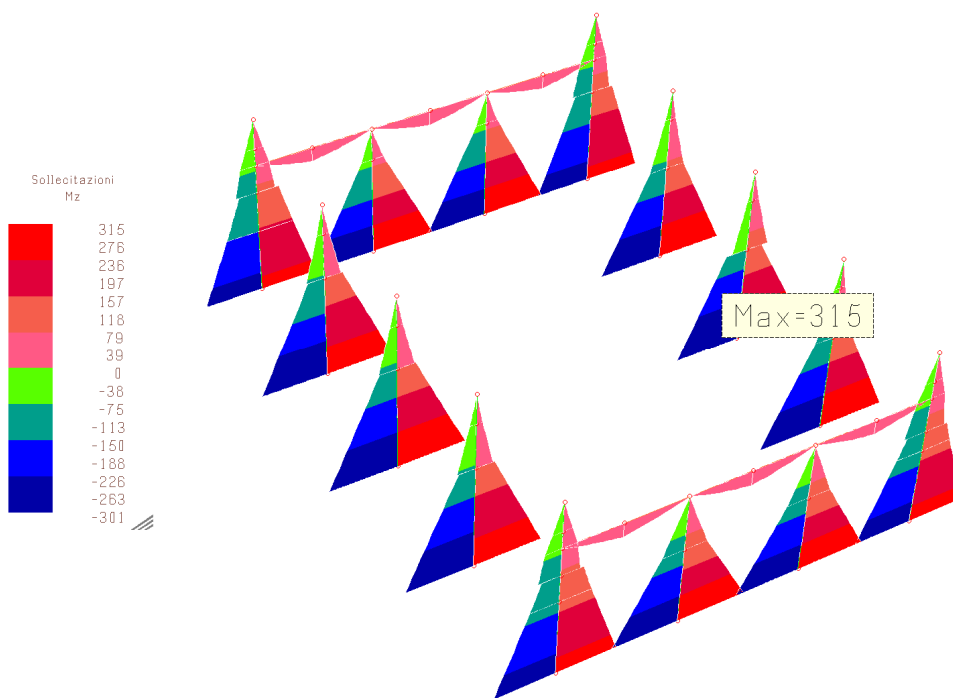
Sollecitazioni taglienti Fz elementi in c.a. (involuppo SLU SLV) [kN]



Sollecitazioni taglienti F_z elementi in legno (involuppo SLU SLV) [kN]

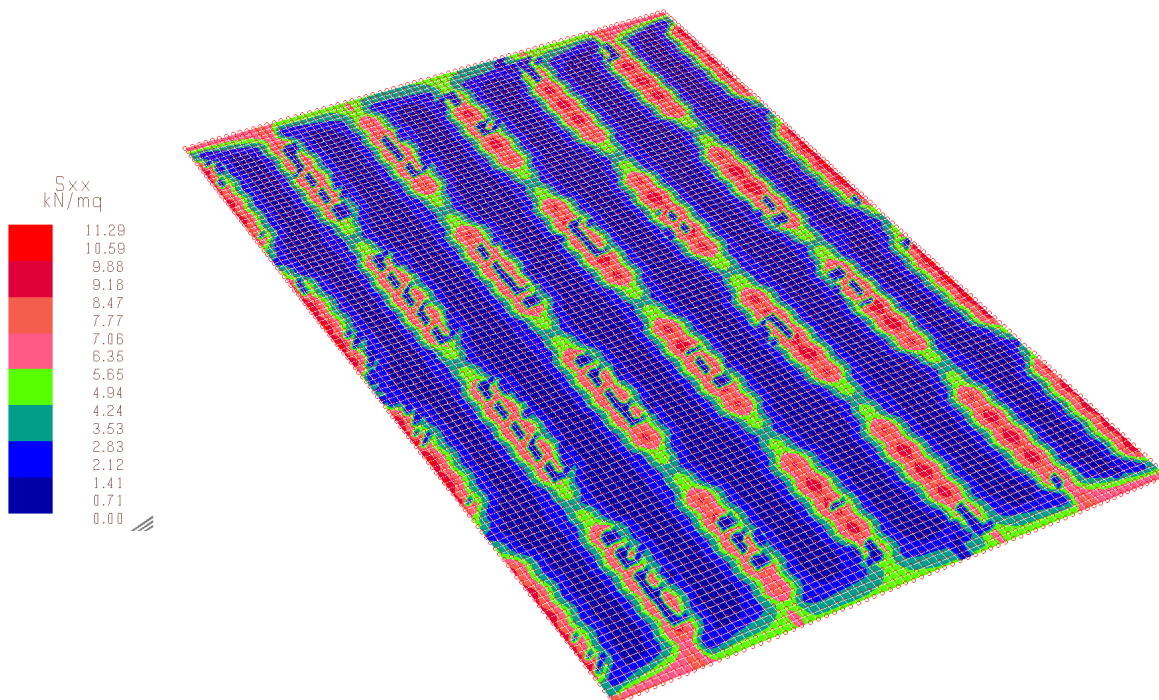


Momenti flettenti M_y elementi in c.a. (involuppo SLU SLV) [kNm]

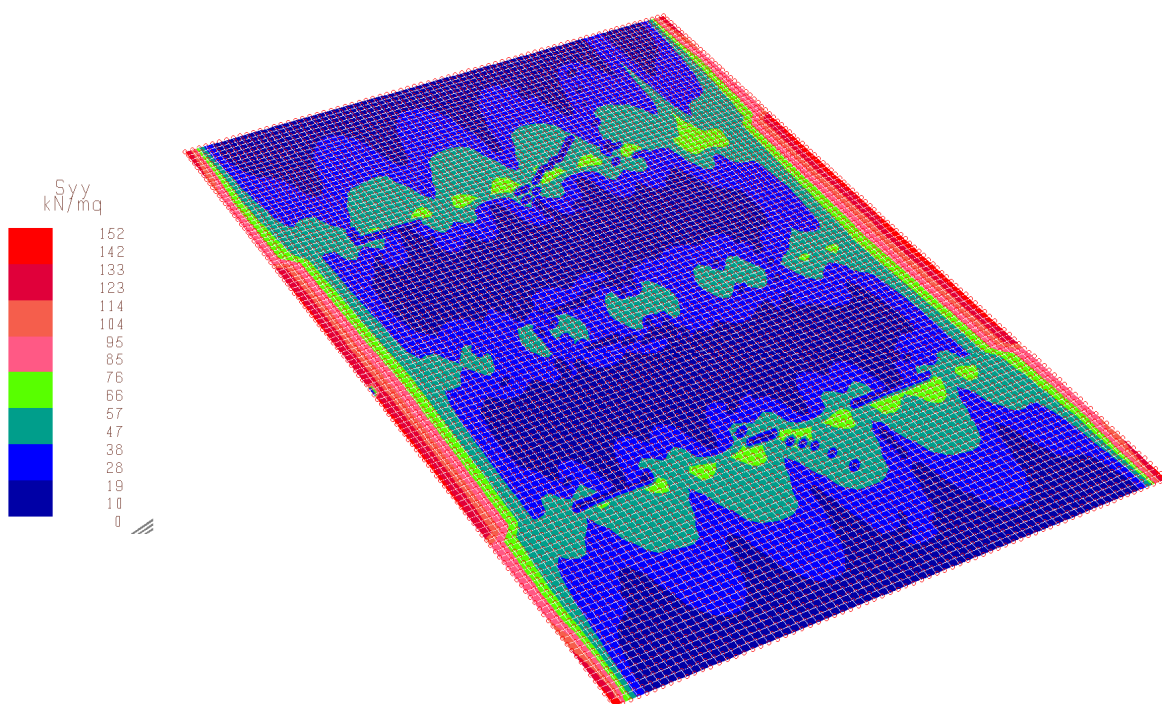


Momenti flettenti Mz elementi in c.a. (inviluppo SLU SLV) [kNm]

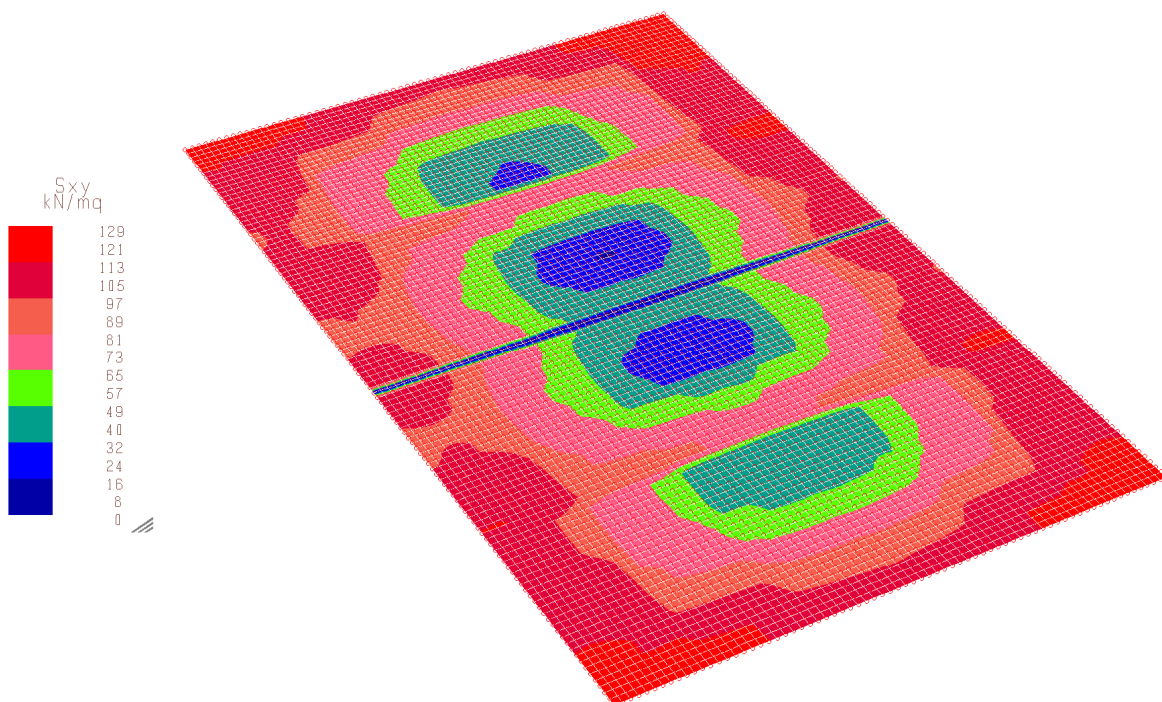
3.8.4 Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative elementi shell



Sollecitazioni membranali Sxx tavolato in legno (inviluppo SLU SLV) [kN/m²]

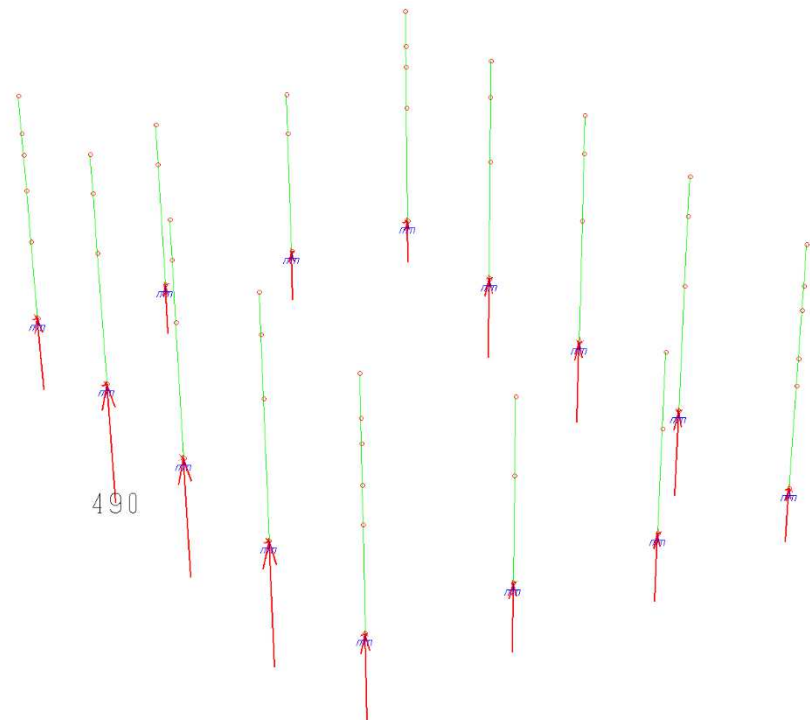


Sollecitazioni membranali S_{yy} tavolato in legno (involuppo SLU SLV) [kN/m^2]

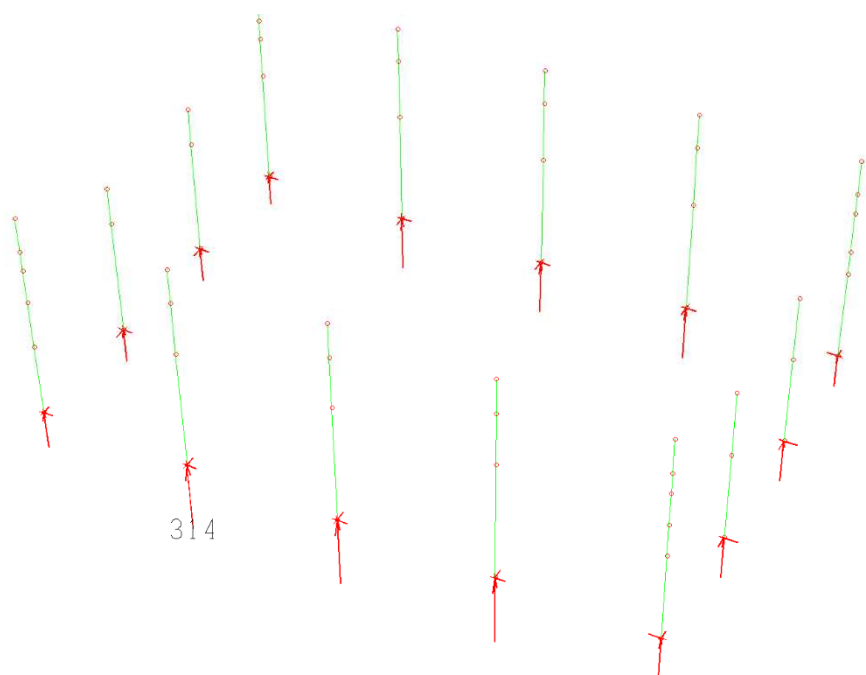


Sollecitazioni membranali S_{xy} tavolato in legno (involuppo SLU SLV) [kN/m^2]

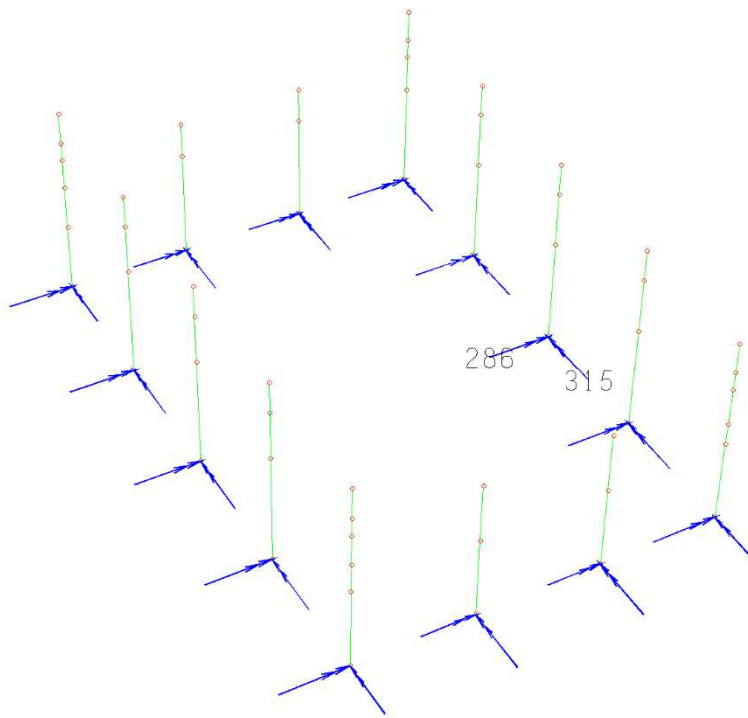
3.8.5 Reazioni vincolari



Reazione vincolare statica



Reazione vincolare sismica



Momenti reazione vincolare sismica

- **Simbologie adottate da Mastersap per la presentazione dei risultati**

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap per i Metodi di calcolo e per la presentazione dei risultati dell'analisi strutturale.

- I Metodi di Calcolo

- Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili.

L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione t_0 e l'istante finale di osservazione t_f (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove K è la matrice di rigidezza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

- Analisi dinamica modale

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osserva che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

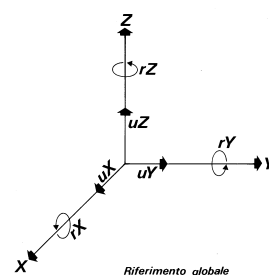
Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

- Presentazione Dei Risultati Dell'analisi Strutturale

- Deformate

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).



Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

- Aspetti particolari dell'analisi dinamica

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

- Aste reticolari

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria (F/L^2);
- forza assiale (F).

Il segno positivo indica trazione.

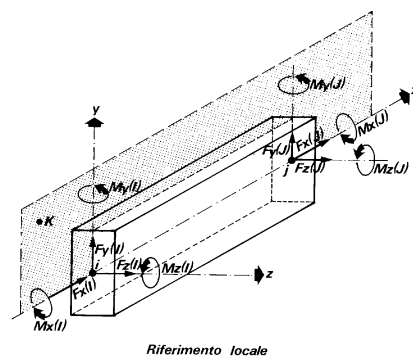
Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involuppi viene riportata la tensione e lo sforzo assiale F_x calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

- Travi, Pilastrini e Travi di fondazione

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- F_x = forza assiale nella direzione locale x ;
- F_y = taglio nella direzione locale y ;
- F_z = taglio nella direzione locale z ;
- M_x = momento torcente attorno all'asse locale x ;
- M_y = momento flettente attorno all'asse locale y ;
- M_z = momento flettente attorno all'asse locale z , con le seguenti convenzioni sui segni:
- forze positive se concordi con gli assi locali (F);
- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F \cdot L$).



Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

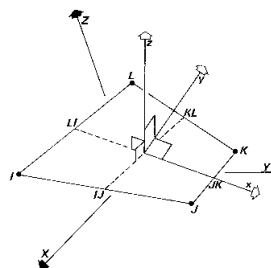
Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- F_y = taglio nella direzione locale y (F);
- M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F \cdot L$);
- M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F \cdot L$);
- U_z = spostamento lungo Z (L);
- r_x = rotazione intorno X (rad);
- r_y = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L^2).

▪ Gusci

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);
- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F \cdot L/L$);
- M_{yy} ($F \cdot L/L$);
- M_{xy} ($F \cdot L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per M_{yy} ;



- M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involucri viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involucri dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

▪ Vincoli

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti ($F \cdot L$) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I ; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involucri viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

▪ Plinti

La procedura calcola le rigidezze del plinto e le assegna come avviene per un elemento "vincolo" disposto secondo le direzioni globali X , Y , Z . Pertanto i risultati per un plinto corrispondono a quelli

proposti per l'elemento "vincolo". Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto.

La rigidezza alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l'area del plinto per la costante di sottofondo.

Le rigidezze alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d'inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidezze alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali.

Le due rigidezze alla traslazione secondo gli assi globali X e Y , nonché la rigidezza alla rotazione intorno l'asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato, che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all'asse verticale Z .

3.9 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste. Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

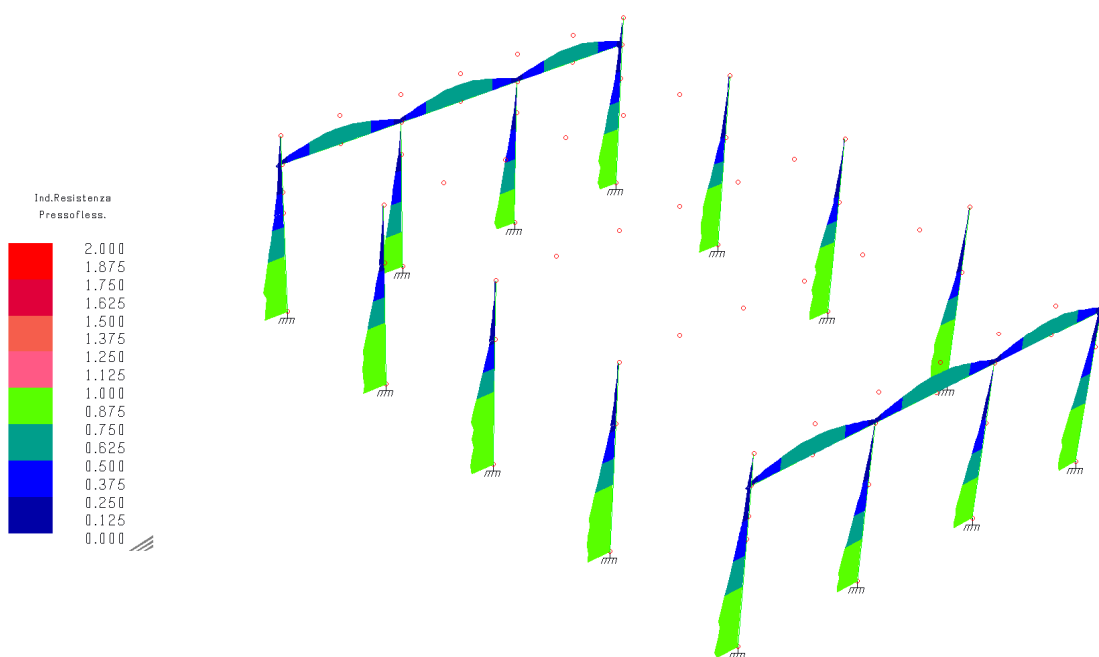
E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

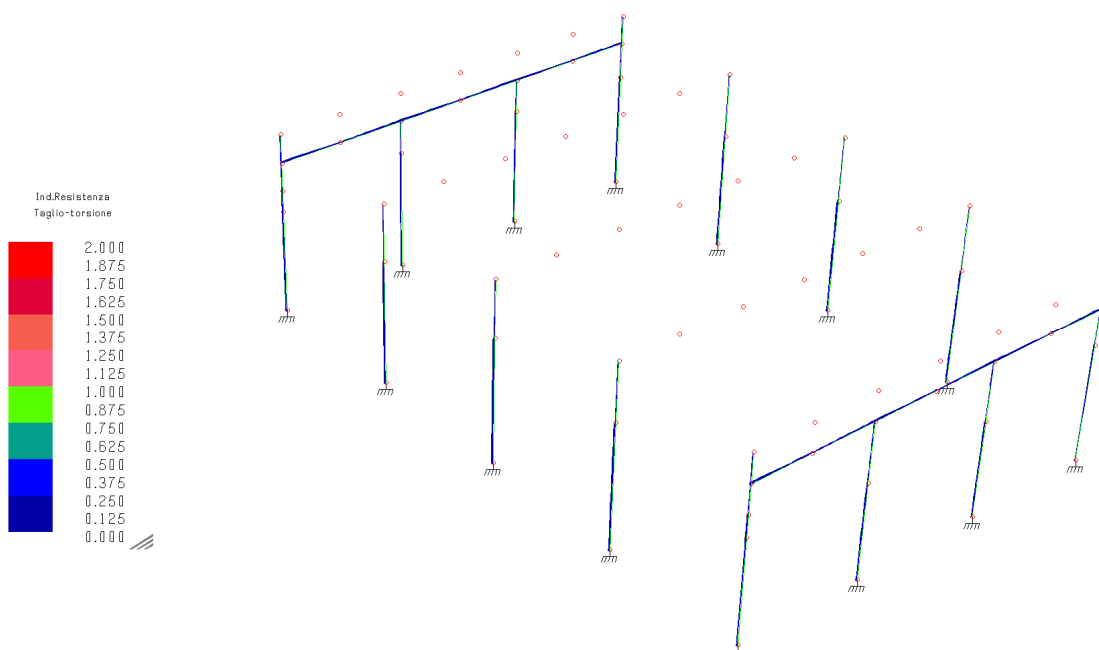
3.10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DEGLI ELEMENTI IN C.A.

• Elementi in c.a. in elevazione

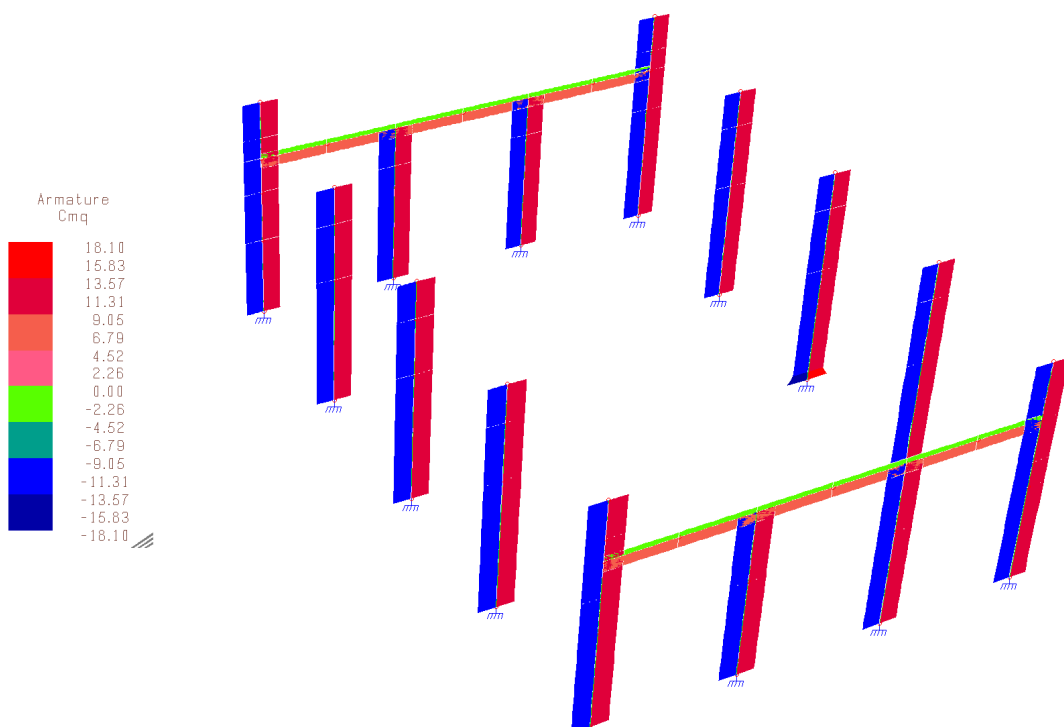
SI sono svolte le verifiche degli elementi in c.a.; gli indici di verifica nonché i quantitativi minimi di armature necessarie al relativo soddisfacimento delle stesse sono di seguito riportate:



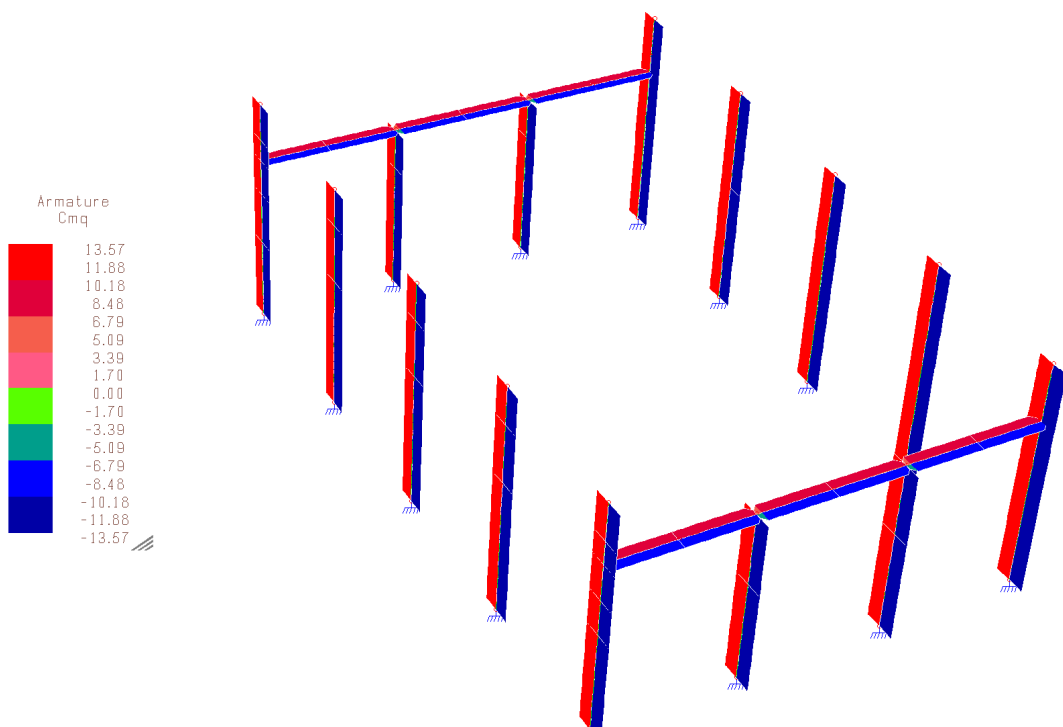
Indice di resistenza a pressoflessione



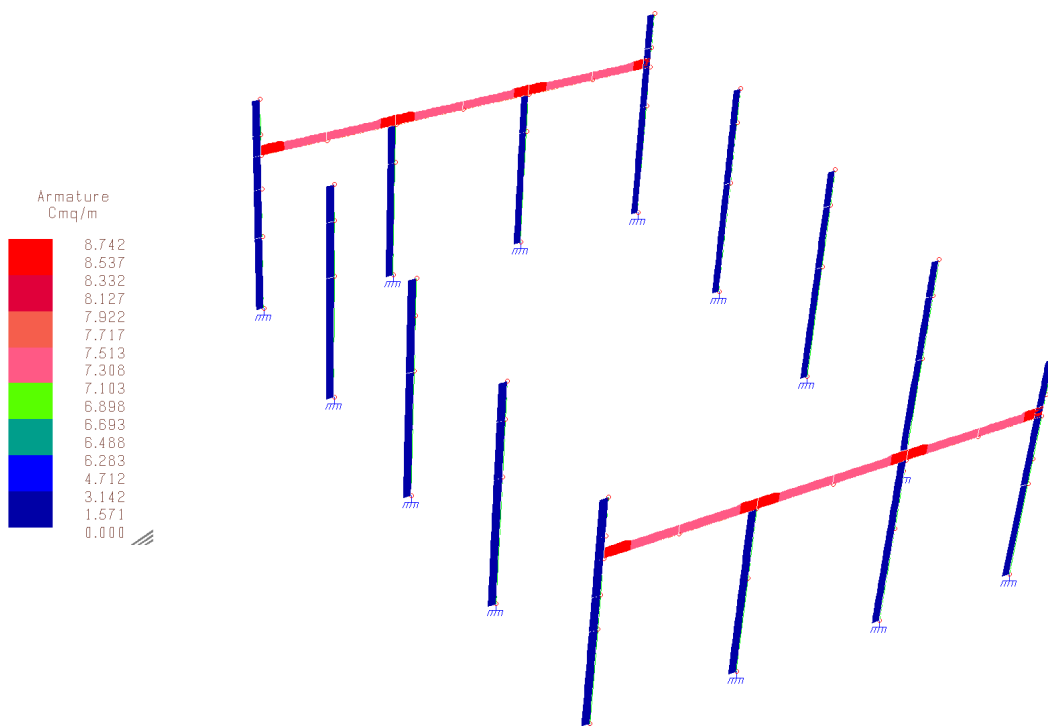
Indice di resistenza a torsione taglio



Armature necessarie superiori/inferiori



Armature necessarie anteriori/posteriori



Armature necessarie trasversali

- **Elementi in c.a. – Travi di collegamento tra i plinti**

VERIFICA DELLE TRAVI DI COLLEGAMENTO TRA PLINTI (NTC 7.2.5.1)		
La verifica delle travi di collegamento è eseguita con le azioni e le indicazioni riportate nel punto 7.2.5.1 delle NTC 2008. La trave di collegamento è verificata sia a trazione che a compressione. In quest'ultimo caso la verifica è eseguita come riportato nel punto 4.1.2.1.7.2 <i>Verifiche di stabilità per elementi snelli</i> , trascurando, a favore della sicurezza, l'effetto di contenimento dell'instabilità offerto dal terreno.		
Dati		
Accelerazione massima locale (su suolo in piano di tipo A)	a_g	0.197*g
Fattore di amplificazione spettrale massima	F_o	2.506
Categoria suolo		C
coef. di amplificazione stratigrafica	S_s	1.404
Coef. di amplificazione topografica	S_T	1.000
categoria di sottosuolo e topografico $S = S_s S_T$	S	1.404
Base della sezione della trave di collegamento	b	30.0cm
Altezza della sezione della trave di collegamento	h	30.0cm
Diametro dell'armatura longitudinale nella trave	f_i	16.0mm
Numero di barre di armatura longitudinale	n	4
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	900.00cm ²
Area totale armatura nella sezione della trave	A_{stot}	8.04cm ²
Classe di resistenza del calcestruzzo	R_{ck}	30.00MPa
Tensione di progetto a compressione del cls	f_{cd}	14.11MPa
Tensione di progetto a compressione dell'acciaio	f_{yd}	391.30MPa
Valore medio forze verticali negli elementi sui plinti collegati	N_{sd}	314.00kN
Risultati		
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	$a_{max} = a_g S$	0.277*g
Forza assiale nella trave di collegamento N_{Ed}	$0.4N_{sd} a_{max} / g$	34.73kN
Forza assiale di resistenza a compressione N_{Rc}	$0,8A_c f_{cd} + A_{stot} f_{yd}$	1330.62kN
Forza assiale di resistenza a trazione della trave N_{Rt}	$A_{stot} f_{yd}$	314.70kN
Verifiche		
Verifica per trave compressa	$N_{Rc} > N_{Ed}$	1330.62 > 34.73
Verifica per trave tesa	$N_{Rt} > N_{Ed}$	314.7 > 34.73
VERIFICATO		

Controllo snellezza		
lunghezza netta della trave	l	1474.0cm
coefficiente per il calcolo della lunghezza libera di inflessione	β	0.700
coefficiente C per calcolo della snellezza limite ($0,7 \leq C \leq 2,7$)	C	1.700
lunghezza libera di inflessione della trave di collegamento	$l_0 = \beta l$	1031.8cm
raggio di inerzia minimo della sezione della trave	$i = \sqrt{J_{\min}/A_c}$	8.7cm
snellezza della trave:	$\lambda = l_0 / i$	119.14
snellezza limite $\lambda_{\lim} = 15,4 C / \sqrt{N_{\text{ed}}/(A_c f_{cd})}$ (4.1.33)	$\lambda_{\lim} = 15,4 C / \sqrt{v}$ (v)	158.30
Gli effetti di instabilità possono essere trascurati se	$\lambda < \lambda_{\lim}$	119.14 < 158.3
VERIFICATO		

• Elementi in c.a. – Plinti

La struttura in esame è stata calcolata come "struttura a telaio" con collegamenti a cerniera tra travi e pilastri (C7.4.5.1); si applicheranno in questo caso collegamenti tipo *a* di cui al 7.4.5.2.1 delle NTC mentre il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole relative ai collegamenti tipo *b* di cui al 7.4.5.2.1 delle NTC.

Il plinto verrà pertanto calcolato, nel caso sismico, determinando il taglio con le regole della gerarchia delle resistenze amplificando per il fattore $\gamma_{Rd}=1.2$ per strutture CD "B"; si trascura il caso statico in cui le sollecitazioni sono tutte minori e più favorevoli. Per la verifica strutturale si farà riferimento ad una schematizzazione a mensola incastrata e si svolgeranno le opportune verifiche a punzonamento.

Si valuta ora la sollecitazione agente considerando la gerarchia delle resistenze prima descritta:

CASO SISMICO – PLINTO INTERMEDIO

$h=7.35\text{m}$; $N_{\text{Ed}}=314\text{kN}$;

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18.1	4
2	18.1	46
3	9.05	18
4	9.05	32

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed **0** kN
M xEd **0** kNm
M yEd **0**

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Materiali

B450C	c32/40
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="18.13"/> N/mm²
E_s/E_c <input type="text" value="10"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="12.25"/> N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.7333"/> N/mm²
	τ_{c1} <input type="text" value="2.114"/> N/mm²

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

$$M_{RdX}=487.6\text{ kNm}$$

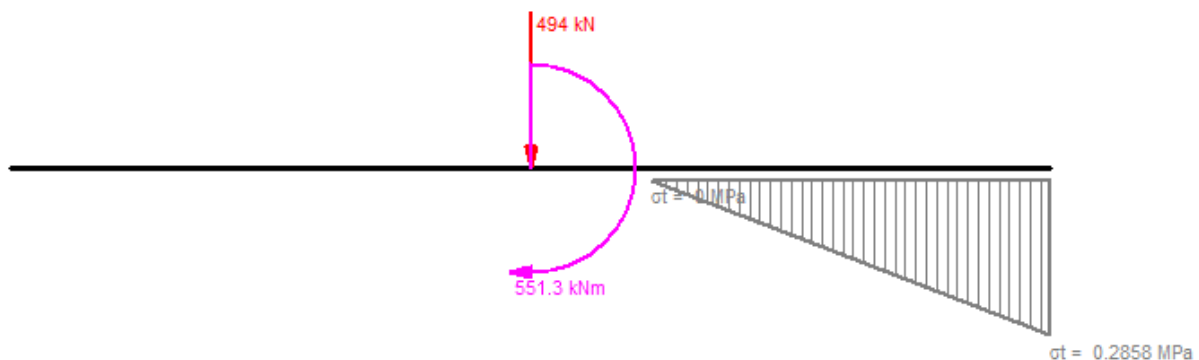
$$V_{Rd} = \gamma_{Rd} * M_{Rd} / h = 1.2 * 487.6 / 7.35 = 79.6\text{ kN}$$

Le azioni che agiscono alla base del plinto sono dunque le seguenti:

$$N = N_{ed} + W_{plinto} = 314 + 180 = 494\text{ kN}$$

$$M_{ed} = M_{RdX} + V_{Rd} * h_{plinto} = 487 + 79.6 * 0.8 = 551.28\text{ kNm}$$

Il plinto è realizzato con un dado di dimensioni 3x3x0.8m soggetto alle azioni precedentemente calcolate. Si svolge l'analisi della fondazione per determinare la reazione del terreno e determinare così la sollecitazione flettente su cui va dimensionata l'armatura del plinto di fondazione:



Si determina ora la risultante della sollecitazione sul terreno considerando che il triangolo ha base di larghezza pari a 1.15m:

$$285\text{kN/m}^2 * 1.15\text{m}/2 * 3\text{m} = 491.6\text{kN}$$

Considerando ora la sezione di verifica in corrispondenza della mezzeria del plinto si ottiene il momento flettente agente sullo stesso:

$$\text{braccio della reazione del terreno} = 0.925\text{m}$$

$$491.6\text{kN} * \text{braccio} = 454.73\text{kNm}$$

Si procede ora con la verifica della sezione con il software del professor Gelfi VCASlu:

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	300	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.16	5
2	30.16	75

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

Materiali
B450C **C25/30**
ε_{su} ‰ **ε_{c2}** ‰
f_{yd} N/mm² **ε_{cu}** ‰
E_s N/mm² **f_{cd}** N/mm²
E_s/E_c **f_{cc}/f_{cd}** ?
ε_{syd} ‰ **σ_{c,adm}** N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² **τ_{co}** N/mm²
τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kNm
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** ☐ **Devata**

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**

☐ **Precompresso**

È necessaria una armatura rappresentata da una barra di diametro 16mm ogni 20cm per un totale di 15barre in entrambe le direzioni. Questa armatura rispetta anche i minimi di norma.

Si procede ora con la verifica a taglio dell'elemento considerando che l'azione sollecitante è pari a 491.6kN:

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

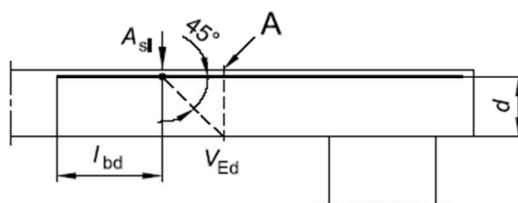
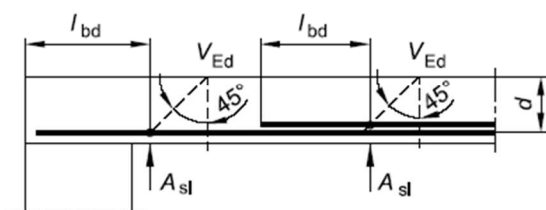
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	491.6	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.52	[-]
		1.52	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0013404	[-]
		0	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0.00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	735.26	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	735.26	[kN]

Anche la verifica a taglio risulta soddisfatta si procede ora alla verifica nei confronti del punzonamento:

CASO 1

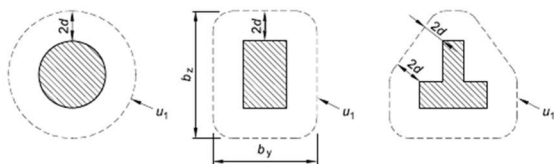


Fig. 6.13 - da UNI EN 1992-1-1:2005

altezza utile soletta in direzione y	d_y	800	mm
altezza utile soletta in direzione z	d_z	800	mm
altezza utile (effettiva) soletta:	$d = d_{eff} = 0.5 \cdot (d_y + d_z)$	800	mm
distanza 2d da area perif. applic. forza:	2d	1600	mm
perimetro di verifica di base:	u_1	12053	mm (CASO 1)

[Calcola \(se circolare, rettangolare o a "T"\)...](#)

PILASTRO RETTANGOLARE:

lato // eccentricità carico: $c_1 = 500$ mm

lato ⊥ eccentric. carico: $c_2 = 500$ mm

$$u_1(\text{rettangolare}) = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2\pi \cdot 2d = 12053 \text{ mm}$$

CALCOLO TAGLIO PUNZONAMENTO - UNI EN 1992-1-1:2005

(Par. 6.4.3 - "Calcolo del taglio-punzonamento")

VERIFICHE RACCOMANDATE 6.4.3 (2) - (a); (b); (c)

$V_{Rd,c}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.	→	(b)	L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se: $V_{Ed} < V_{Rd,c}$
$V_{Rd,cs}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.	→	(c)	Se $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ per la sezione di verifica considerata, si raccomanda che sia disposta l'armatura per il taglio-punzonamento (determinando $V_{Rd,cs}$), lungo la sezione di verifica considerata.
$V_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.	→	(a)	lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata: $V_{Ed} < V_{Rd,max}$

CASO CONSIDERATO ? CASO 1 → relativo perimetro di verifica: 12053 mm
 altezza utile media: 800 mm

CASO 1
 (vedere foglio "Dati geometria")

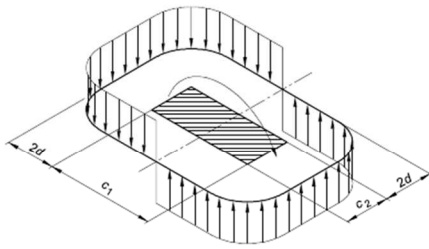


Fig. 6.19 - da UNI EN 1992-1-1:2005

Calcolo parametro W_1 per pilastro rettangolare:

$$W_1 = 14728877 \text{ mm}^2 = 14.73 \text{ m}^2 \quad (\text{scelta sezione pilastro rettangolare/quadrata})$$

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO BASE PILASTRO

Taglio: $V_{Ed} = 314.00 \text{ kN} = 3.14E+05 \text{ N}$

Flettente: $M_{Ed} = 487.60 \text{ kNm} = 4.88E+08 \text{ Nmm}$
 (flettente attorno all'asse d'inertia \perp al lato c_1 come da figura EC2)

GRANDEZZE DERIVATE:

$$M_{Ed}/V_{Ed} = 1553 \text{ mm}$$

GEOMETRIE PILASTRO

(Pilastro circolare: $D = c_1 = c_2$)

geometria sezione pilastro: $c_1 = 500 \text{ mm}$ (dimensione del pilastro // all'eccentricità del carico)

$c_2 = 500 \text{ mm}$ (dimensione del pilastro \perp all'eccentricità del carico)

grandezza derivata: distanza $2d = 1600 \text{ mm}$

rapporto c_1/c_2 (prosp. 6.1-EC2): $c_1/c_2 = 1.00$ (adim.)

parametro k (prosp. 6.1-EC2): $k = 0.600$

Pilastro circolare interno: $D = 500 \text{ mm}$

Caso scelto → CASO 1

$$W_1 = 14728877 \text{ mm}^2 = 14.73 \text{ m}^2$$

(da eq. 6.41 - EC2) --

$$k = 0.600$$

(per eq. 6.39 - EC2) --

$$u_1 = 12053 \text{ mm}$$

$$d = 800 \text{ mm}$$

Taglio di calcolo: $V_{Ed} = 3.14E+05 \text{ N}$

Flettente di calcolo: $M_{Ed} = 4.88E+08 \text{ Nmm}$

Grandezze derivate: $\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} = 1.76$

(eq. 6.39 - EC2)

Tensione max di taglio: $v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 0.06$

(eq. 6.38 - EC2)

DATI DI PROGETTO SCELTI

Forza tagliante/punzonamento applicata $V_{Ed} = 314.00 \text{ kN} = 3.14E+05 \text{ N}$

Resistenza cls (caratteristica) $f_{ck} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$

Resistenza acciaio armature (caratt.) $f_{yk} = 450 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

Altezza utile assunta: $d = 800 \text{ mm}$

larghezze di calcolo piastre (EC2 - 6.4.4(1))

$b_{llc1} = 5300 \text{ mm}$
 (larghezza parallela a lato c_1)

$b_{llc2} = 5300 \text{ mm}$
 (larghezza parallela a lato c_2)

ARMATURA PRESENTE (complessiva)

Armatura (totale) tesa dal punzonamento dir. \perp c_1 : $A_{\perp c1} = 3016 \text{ mm}^2$

Armatura (totale) tesa dal punzonamento dir. \perp c_2 : $A_{\perp c2} = 3016 \text{ mm}^2$

Percentuale geometrica di armatura (tesa): $\rho_1 = \sqrt{\rho_{\perp c1} \cdot \rho_{\perp c2}} = 0.000711 \leq 0.02 \rightarrow$ valore assunto, $\rho_1 = 0.000711$

Dimensioni pilastro
 (scelte)

$c_1 = 500 \text{ mm}$

$c_2 = 500 \text{ mm}$

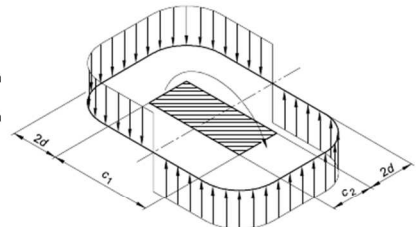


Fig. 6.19 - da UNI EN 1992-1-1:2005

MODULO DI CALCOLO N. 1

RESISTENZA A PUNZONAMENTO DI PIASTRE E FONDAZIONI DI PILASTRI PRIVE DI ARMATURE AL TAGLIO (EC2 - 6.4.4) - (1)

valore coefficiente: $\gamma_C = 1.5 \rightarrow C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_C = 0.12 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \rightarrow k = 1.500 \quad k_1 = 1 \quad v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.32 \text{ MPa}$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.22 \text{ MPa} \quad \text{Limite inferiore da rispettare: } V_{Rd,c} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) = 0.32 \text{ MPa}$$

Valore da assumere per le verifiche: $V_{Rd,c} = \max \{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}; v_{min} \} = 0.32 \text{ MPa} \geq v_{Ed} = 0.06 \text{ MPa}$ Casi 1 a 3B?

Le verifiche risultano soddisfatte. Per quanto concerne le verifiche nei confronti della capacità portante si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione geotecnica allegata alla presente.

- **Sistema "arma-tubo"**

La struttura in esame è stata calcolata come "struttura a telaio" con collegamenti a cerniera tra travi e pilastri (C7.4.5.1); si applicheranno in questo caso collegamenti tipo *a* di cui al 7.4.5.2.1 delle NTC mentre il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole relative ai collegamenti tipo *b* di cui al 7.4.5.2.1 delle NTC.

Per la verifica dell'ancoraggio del sistema arma-tubo si applicherà la gerarchia delle resistenze amplificando per il fattore $\gamma_{Rd}=1.2$ per strutture CD "B"; si trascura il caso statico in cui le sollecitazioni sono tutte minori e più favorevoli.

La connessione con l'arma-tubo è realizzata con 4 barre diametro 24mm.

l'ancoraggio delle barre nella malta di sigillatura con il criterio della gerarchia delle resistenze (GdR).

$$l_b u f_{bd,m} \geq \gamma_{Rd} A_s f_{td}$$

l_b lunghezza di ancoraggio delle barre nella malta

$u = \pi \phi$ perimetro della barra

$f_{bd,m} = 2.25 f_{ctd,m} = 2.25 f_{ctk0.05,m} / \gamma_c$ tensione di aderenza barra/malta

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1,35$ in CD "A"

$A_s = \pi \phi^2 / 4$ area della barra

$f_{td} = f_{tk} / \gamma_s$ tensione di rottura della barra

Per l'ancoraggio di barre di diametro $\phi > 32$ mm e di barre in gruppo si rimanda all'Eurocodice 2 (cap. 8.4.2 e 8.9)

$l_b = 750$ mm

$u = 75$ mm; $A_s = 452$ mm²

$f_{bd,m} = 2.25 * 2.03 = 4.56$ MPa (l'EMACO è equivalente ad un cls C60/75)

$f_{td} = 540 / 1.15 = 469$ MPa

$750 * 75 * 4.56 = 256.5$ kN $> 1.2 * 452 * 469 = 254.4$ kN

l'ancoraggio delle guaine metalliche zigrinate nel calcestruzzo della fondazione con GdR.

$$l_{bg} u_g f_{bd,f} \geq \gamma_{Rd} A_s f_{td}$$

l_{bg} lunghezza di ancoraggio delle guaine nel cls fondazione

$u_g = \pi \phi_g$ perimetro della guaina

$f_{bd,f} = 2.25 f_{ctd,f} = 2.25 f_{ctk0.05,f} / \gamma_c$ tensione di aderenza guaina/cls fondazione

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1,35$ in CD "A"

$A_s = \pi \phi^2 / 4$ area della barra

$f_{td} = f_{tk} / \gamma_s$ tensione di rottura della barra

$l_b = 750$ mm

$u = \pi * 79$ mm = 247 mm; $A_s = 616$ mm²

$f_{bd,m} = 2.25 * 1.20 = 2.70$ MPa (fondazione C25/30)

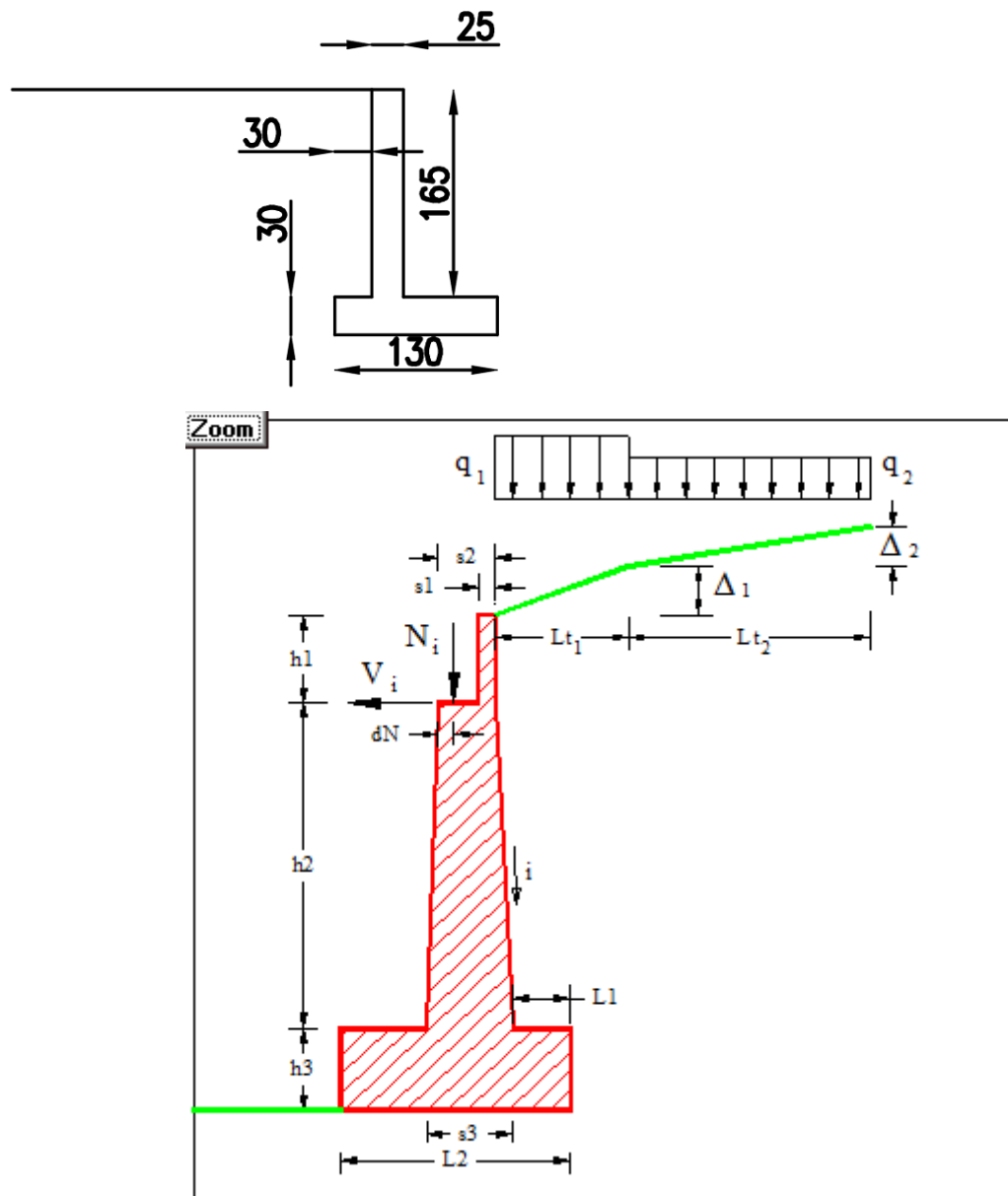
$$f_{td}=540/1.15=469\text{MPa}$$

$$750*247*2.7=500\text{ kN} > 254.4\text{ kN}$$

Anche la verifica del sistema di fissaggio risulta soddisfatta.

- **Elementi in c.a. – Muri di sostegno**

La struttura perimetrale della palestra è caratterizzata dalla presenza di muri di sostegno ad altezza e sezione variabile in funzione dell'altezza del terreno. Si riportano di seguito le verifiche delle diverse tipologie presenti

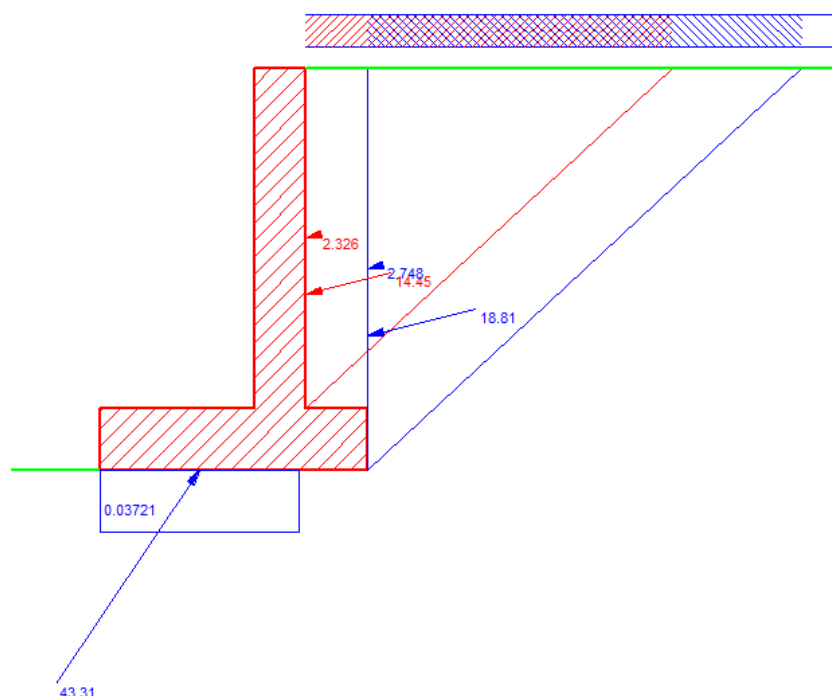


Legenda dati di input

Titolo : muro piccolo

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	ϕ°	22	<div style="border: 1px solid blue; padding: 5px;"> Impalcato Ni 0 dN 0 Vi 0 kN </div>								
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ°	14									
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	ϕ_f°	0									
Altezza parete (m)	h2	1.65	Peso spec. terre [kN/m ³]	γ_t	19									
Spessore in testa (m)	s2	0.25	Peso spec. muro [kN/m ³]	γ_m	25	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Zoom  </div>								
Spessore alla base (m)	s3	0.25	Dati Sisma	K_v	0.0332									
Altezza fondazione (m)	h3	0.3	K_h		0.0663	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Lungh.</th> <th>Dislivello</th> <th>q</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Lato 1</td> <td>15</td> <td>0</td> <td>3</td> </tr> </tbody> </table>		Lungh.	Dislivello	q	Lato 1	15	0	3
	Lungh.	Dislivello	q											
Lato 1	15	0	3											
Sbalzo fond. contro terra	L1	0.3	N° lati terreno		1									
Larghezza totale fond.	L2	1.3	Calcolo	Visualizza										

muro piccolo
Normativa: NTC 2008



Dati
 $\phi = 22^\circ$
 $\delta = 14^\circ$
 $\phi_f = 0^\circ$
 $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_m = 25 \text{ kN/m}^3$
 $k_h = 0.0663$; $k_v = 0.0332$
 $N_i = 0$
 $dN = 0$
 $V_i = 0$
 $V_f = 0$

Sollecitazioni Parete
 $St = 12.15$
 $Sq = 2.326$
 $Ss = 2.297$
 $Si = 1.307$
 $M = 10.14$
 $N = 14.71$
 $V = 17.58$

Sollecitazioni Fondazione per Ribaltamento
 $St = 16.97$
 $Sq = 2.748$
 $Ss = 1.838$
 $Si = 1.954$
 $Mr = 9.250$

Verifiche Fondazione
 Sicurezza ribaltamento = 2.736

$M = 5.996$
 $N = 35.97$
 $\sigma_{t, valle} = 0.03721 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{t, monte} = 0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{sbalzo valle} = 8.357$
 $M_{sbalzo monte} = 1.748$

Le verifiche risultano soddisfatte. Anche in questo caso come in precedenza per le verifiche geotecniche si rimanda alla relativa relazione allegata alla presente. Le armature necessarie sono le seguenti:

PARETE (d=distanza sezione da base paraghiaia)						
d [m]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
1.65	10.14	14.71	17.58	1.03	3.86	0.09
1.55	8.545	13.63	15.74	0.84	3.54	0.08
1.45	7.121	12.57	14.00	0.68	3.23	0.07
1.35	5.864	11.53	12.35	0.54	2.94	0.06
1.25	4.761	10.52	10.81	0.42	2.66	0.05
1.15	3.804	9.535	9.369	0.32	2.39	0.05
1.05	2.982	8.575	8.028	0.23	2.13	0.04
0.9499998	2.286	7.639	6.787	0.16	1.89	0.03
0.8499998	1.705	6.729	5.646	0.11	1.66	0.03
0.7499998	1.229	5.843	4.605	0.06	1.44	0.02
0.6499997	0.8480	4.983	3.665	0.03	1.23	0.02
0.5499997	0.5524	4.147	2.825	0.01	1.04	0.01
0.4499997	0.3319	3.337	2.086	0.00	0.09	0.01
0.3499997	0.1764	2.552	1.447	0.00	0.03	0.01
0.2499997	0.07603	1.791	0.9078	0.00	0.01	0.00
0.1499997	0.02064	1.056	0.4694	0.00	0.01	0.00
4.999974E-02		0.001751	0.3458	0.1314	0.00	0.00
						0.00

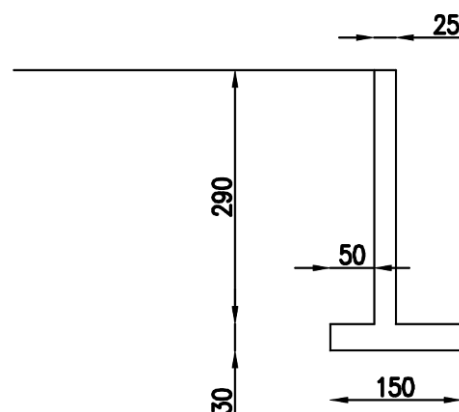
SUOLA A VALLE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura inferiore)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
0	8.357	22.29	0.82	2.60	0.09
0.1	6.277	19.31	0.61	2.24	0.08
0.2	4.494	16.34	0.44	1.88	0.07
0.3	3.009	13.37	0.29	1.52	0.06
0.4	1.820	10.40	0.17	1.17	0.04
0.5	0.9286	7.429	0.09	0.83	0.03
0.6	0.3343	4.457	0.03	0.50	0.02
0.7	0.03714	1.486	0.00	0.16	0.01

SUOLA A MONTE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura superiore)

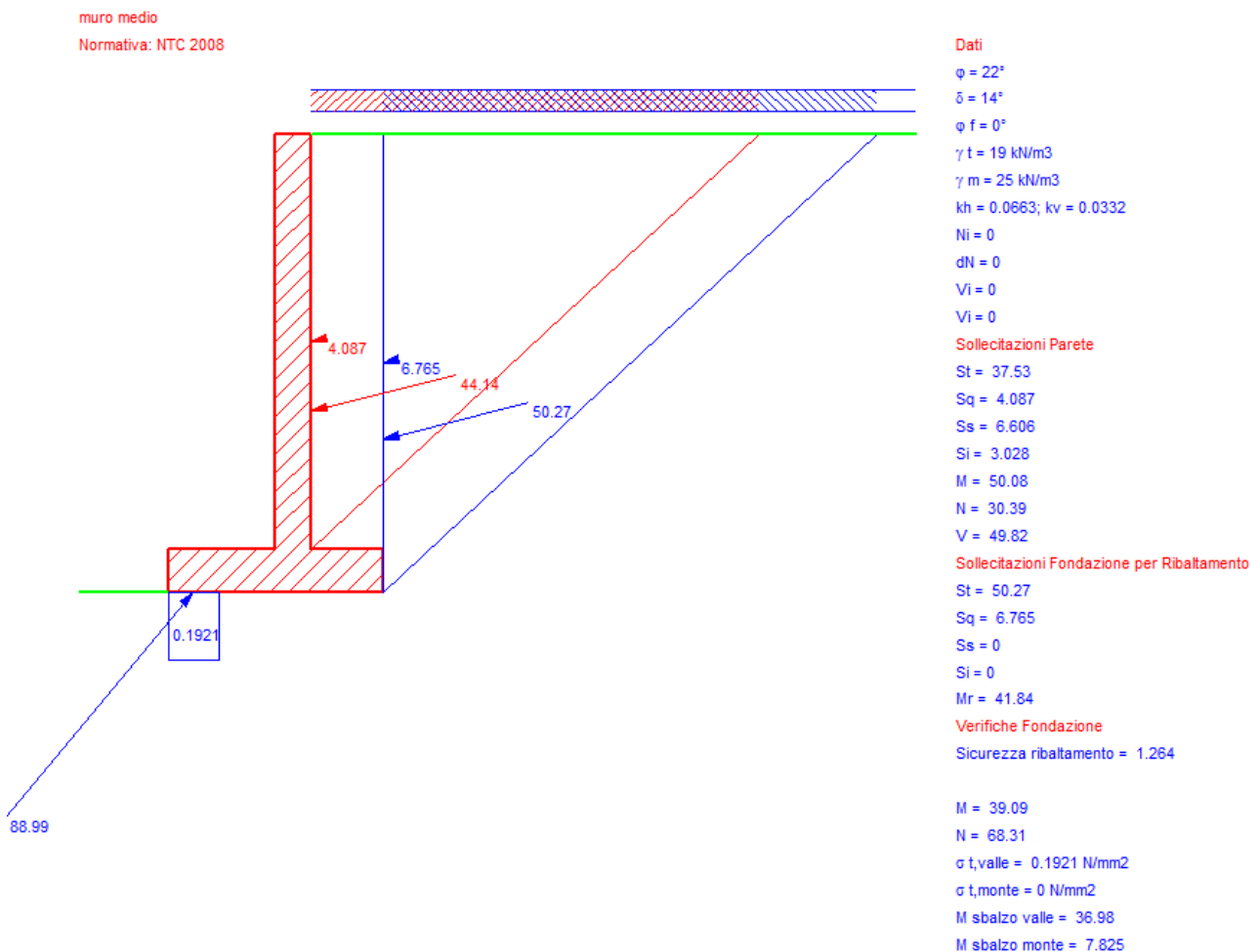
d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
0	1.748	11.66	0.17	1.15	0.05
0.1	0.7770	7.770	0.07	0.76	0.03
0.2	0.1943	3.885	0.02	0.38	0.02

Si procede ora con il calcolo del muro di sostegno di dimensioni medie:



Titolo : muro medio

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	ϕ°	22	<div style="border: 1px solid blue; padding: 5px;"> Impalcato Ni 0 dN 0 Vi 0 kN </div>								
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ°	14									
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	ϕ_f°	0									
Altezza parete (m)	h2	2.9	Peso spec. terre [kN/m3]	γ_t	19	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Zoom </div>								
Spessore in testa (m)	s2	0.25	Peso spec. muro [kN/m3]	γ_m	25									
Spessore alla base (m)	s3	0.25	Dati Sisma	K_v	0.0332	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Lungh.</th> <th>Dislivello</th> <th>q</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Lato 1</td> <td>15</td> <td>0</td> <td>3</td> </tr> </tbody> </table>		Lungh.	Dislivello	q	Lato 1	15	0	3
	Lungh.	Dislivello	q											
Lato 1	15	0	3											
Altezza fondazione (m)	h3	0.3	K_h	0.0663										
Sbalzo fond. contro terra	L1	0.5	N° lati terreno	1										
Larghezza totale fond.	L2	1.5	Calcolo	Visualizza										



Le verifiche risultano soddisfatte. Anche in questo caso come in precedenza per le verifiche geotecniche si rimanda alla relativa relazione allegata alla presente. Le armature necessarie sono le seguenti:

PARETE (d=distanza sezione da base paraghiaia)						
d [m]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
2.9	50.08	30.39	49.82	5.97	9.19	0.25
2.8	45.37	29.00	46.70	5.36	8.68	0.24
2.7	40.97	27.62	43.68	4.80	8.19	0.22
2.6	36.85	26.27	40.76	4.28	7.71	0.21
2.5	33.02	24.95	37.93	3.80	7.25	0.19
2.400001	29.47	23.65	35.21	3.35	6.80	0.18
2.300001	26.17	22.38	32.59	2.95	6.37	0.16
2.200001	23.13	21.13	30.07	2.58	5.95	0.15
2.100001	20.33	19.91	27.65	2.24	5.55	0.14
2.000001	17.77	18.71	25.33	1.93	5.17	0.13
1.900001	15.43	17.54	23.11	1.65	4.79	0.12
1.800001	13.30	16.39	20.99	1.40	4.44	0.11
1.700001	11.38	15.27	18.97	1.17	4.09	0.10
1.600001	9.644	14.17	17.05	0.97	3.76	0.09
1.500001	8.095	13.09	15.23	0.79	3.44	0.08
1.400001	6.719	12.05	13.52	0.64	3.14	0.07
1.300001	5.506	11.02	11.90	0.51	2.85	0.06
1.200001	4.446	10.02	10.38	0.39	2.57	0.05
1.100001	3.529	9.052	8.963	0.29	2.30	0.05
1.000001	2.745	8.104	7.647	0.21	2.05	0.04
0.9000007	2.084	7.181	6.430	0.14	1.80	0.03
0.8000007	1.535	6.283	5.314	0.09	1.58	0.03
0.7000006	1.089	5.410	4.299	0.05	1.36	0.02
0.6000006	0.7355	4.562	3.384	0.02	1.15	0.02
0.5000006	0.4648	3.739	2.569	0.00	0.96	0.01
0.4000006	0.2668	2.941	1.854	0.00	0.06	0.01
0.3000006	0.1313	2.168	1.240	0.00	0.02	0.01
0.2000006	0.04838	1.421	0.7265	0.00	0.01	0.00
0.1000006	0.007953	0.6978	0.3131	0.00	0.00	0.00
6.109476E-07	0	0	0	0	0.00	0.00

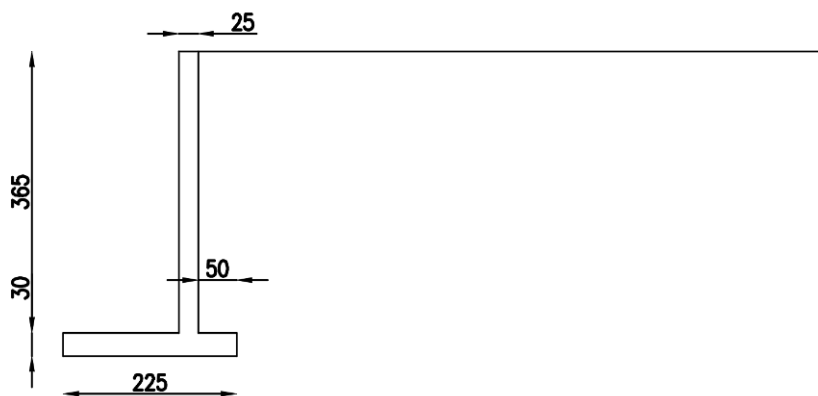
SUOLA A VALLE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura inferiore)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
0	36.98	62.69	3.73	5.88	0.26
0.1	30.67	63.44	3.08	5.29	0.26
0.2	24.29	64.19	2.42	4.64	0.26
0.3	17.84	64.94	1.77	3.92	0.27
0.4	11.31	64.61	1.11	3.06	0.27
0.5	5.769	46.15	0.56	2.14	0.19
0.6	2.077	27.69	0.20	1.26	0.11
0.7	0.2308	9.230	0.02	0.41	0.04

SUOLA A MONTE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura superiore)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
0	7.825	31.30	0.76	2.51	0.13
0.1	5.008	25.04	0.49	1.99	0.10
0.2	2.817	18.78	0.27	1.47	0.08
0.3	1.252	12.52	0.12	0.97	0.05
0.4	0.3130	6.260	0.03	0.48	0.03

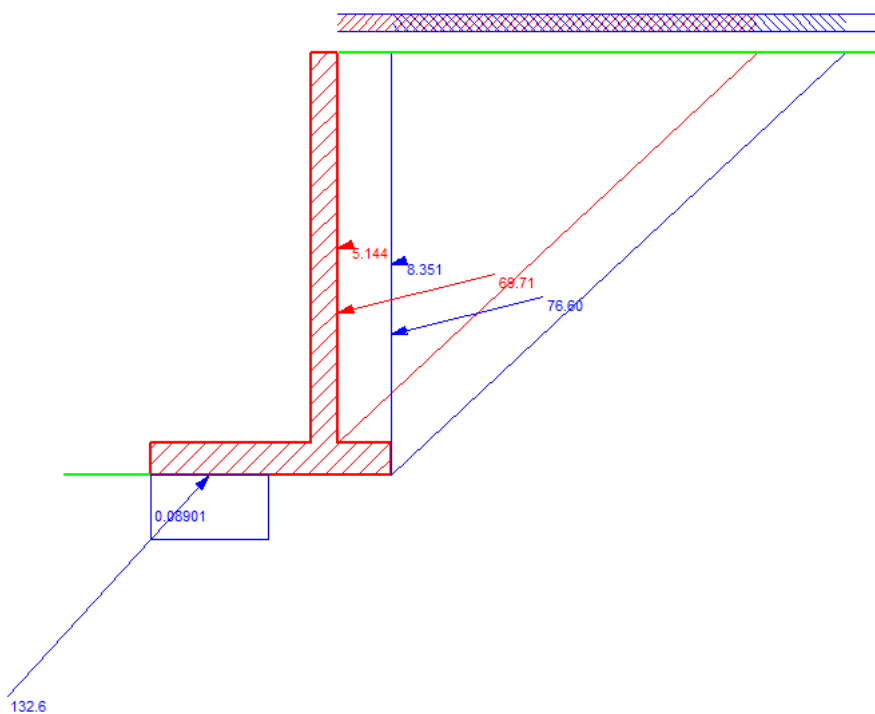
Si procede ora con il calcolo del muro di sostegno di dimensioni maggiori:



Titolo : muro grande

Altezza paraghiaia (m)	h1	0	Angolo attrito interno	ϕ^o	22	Impalcato Ni 0 dN 0 Vi 0 kN					
Spessore paraghiaia (m)	s1	0	Ang. attrito terra-muro	δ^o	14						
Inclinazione parete (%)	i	0	Ang. attrito fondazione	ϕ_f^o	0						
Altezza parete (m)	h2	3.65	Peso spec. terre [kN/m3]	γ_t	19	Zoom					
Spessore in testa (m)	s2	0.25	Peso spec. muro [kN/m3]	γ_m	25						
Spessore alla base (m)	s3	0.25	Dati Sisma	K_v	0.0332	K_h	0.0663				
Altezza fondazione (m)	h3	0.3	N° lati terreno		1						
Sbalzo fond. contro terra	L1	0.5			Lato 1	Lungh.	15	Dislivello	0	q	3
Larghezza totale fond.	L2	2.25	Calcolo Visualizza								

muro grande
Normativa: NTC 2008



Dati

$\phi = 22^\circ$
 $\delta = 14^\circ$
 $\phi_f = 0^\circ$
 $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_m = 25 \text{ kN/m}^3$
 $k_h = 0.0663$; $k_v = 0.0332$
 $N_i = 0$
 $dN = 0$
 $V_i = 0$
 $V_i = 0$

Sollecitazioni Parete

$St = 59.46$
 $Sq = 5.144$
 $Ss = 10.25$
 $Si = 3.811$
 $M = 96.10$
 $N = 41.68$
 $V = 76.44$

Sollecitazioni Fondazione per Ribaltamento

$St = 76.60$
 $Sq = 8.351$
 $Ss = 0$
 $Si = 0$
 $Mr = 67.62$

Verifiche Fondazione

Sicurezza ribaltamento = 1.669

$M = 56.30$
 $N = 97.91$
 $\sigma_{t, \text{valle}} = 0.08901 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{t, \text{monte}} = 0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{\text{sbalzo valle}} = 84.58$
 $M_{\text{sbalzo monte}} = 9.606$

Le verifiche risultano soddisfatte. Anche in questo caso come in precedenza per le verifiche geotecniche si rimanda alla relativa relazione allegata alla presente. Le armature necessarie sono le seguenti:

PARETE (d=distanza sezione da base paraghiaia)

d [m]	M [kNm]	N [kN]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]	
3.65	96.10	41.68	76.44	12.07	13.61	0.39	
3.55	88.79	40.09	72.57	11.08	12.96	0.37	
3.45	81.87	38.53	68.79	10.15	12.33	0.35	
3.35	75.31	37.00	65.12	9.27	11.72	0.33	
3.25	69.11	35.49	61.54	8.45	11.12	0.31	
3.150001	63.25	34.00	58.07	7.68	10.55	0.29	
3.050001	57.74	32.54	54.70	6.96	9.99	0.28	
2.950001	52.56	31.10	51.42	6.29	9.46	0.26	
2.850001	47.69	29.69	48.25	5.66	8.94	0.24	
2.750001	43.13	28.31	45.18	5.08	8.43	0.23	
2.650001	38.87	26.95	42.20	4.53	7.95	0.21	
2.550001	34.90	25.61	39.33	4.03	7.48	0.20	
2.450001	31.21	24.30	36.56	3.57	7.02	0.18	
2.350001	27.79	23.01	33.89	3.15	6.58	0.17	
2.250001	24.62	21.75	31.32	2.76	6.16	0.16	
2.150002	21.70	20.52	28.85	2.40	5.75	0.15	
2.050002	19.02	19.31	26.48	2.08	5.36	0.13	
1.950002	16.57	18.12	24.21	1.78	4.98	0.12	
1.850002	14.34	16.96	22.04	1.52	4.61	0.11	
1.750002	12.31	15.82	19.97	1.28	4.26	0.10	
1.650002	10.49	14.71	18.00	1.07	3.92	0.09	
1.550002	8.847	13.63	16.13	0.88	3.60	0.08	
1.450001	7.386	12.57	14.36	0.71	3.29	0.07	
1.350001	6.093	11.53	12.69	0.57	2.99	0.06	
1.250001	4.958	10.52	11.13	0.45	2.70	0.06	
1.150001	3.971	9.535	9.659	0.34	2.43	0.05	
1.050001	3.121	8.575	8.292	0.25	2.17	0.04	
0.9500014	2.400	7.639	7.026	0.18	1.92	0.04	
0.8500013	1.796	6.729	5.860	0.12	1.69	0.03	
0.7500013	1.300	5.843	4.794	0.07	1.47	0.02	
0.6500013	0.9012	4.983	3.829	0.03	1.26	0.02	
0.5500013	0.5905	4.147	2.964	0.01	1.06	0.01	
0.4500013	0.3574	3.337	2.199	0.00	0.12	0.01	
0.3500013	0.1919	2.552	1.535	0.00	0.03	0.01	
0.2500013	0.08390	1.791	0.9708	0.00	0.02	0.00	
0.1500013	0.02348	1.056	0.5072	0.00	0.01	0.00	
5.000129E-02		0.002066	0.3458	0.1440	0.00	0.00	0.00

SUOLA A VALLE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura inferiore)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
0	84.58	86.66	8.80	9.52	0.36
0.1	75.87	87.41	7.85	8.92	0.36
0.2	67.10	88.16	6.91	8.29	0.36
0.3	58.24	88.91	5.97	7.63	0.37
0.4	49.31	89.66	5.02	6.93	0.37
0.5	40.75	81.51	4.13	6.21	0.34
0.6	33.01	73.36	3.32	5.51	0.30
0.7	26.08	65.21	2.61	4.83	0.27
0.8000001	19.97	57.06	1.98	4.17	0.23
0.9000001	14.67	48.91	1.45	3.52	0.20
1	10.19	40.75	1.00	2.89	0.17
1.1	6.521	32.60	0.63	2.28	0.13
1.2	3.668	24.45	0.35	1.69	0.10
1.3	1.630	16.30	0.16	1.11	0.07
1.4	0.4075	8.151	0.04	0.55	0.03

SUOLA A MONTE (d=distanza sezione da filo parete. As positiva per armatura superiore)

d [m]	M [kNm]	V [kN]	As [cm ²]	sig c [MPa]	tau c [MPa]
0	9.606	38.43	0.94	2.80	0.16
0.1	6.148	30.74	0.60	2.21	0.13
0.2	3.458	23.06	0.33	1.64	0.09
0.3	1.537	15.37	0.15	1.08	0.06
0.4	0.3843	7.685	0.04	0.53	0.03

Come si può evincere dai risultati precedentemente ottenuti si è trascurata la verifica a scorrimento poiché i muri di sostegno risultano collegati in modo continuo alla pavimentazione in calcestruzzo armato della palestra che assorbe dunque le spinte orizzontali.

Inoltre è opportuno chiarire che in parte questi muri di sostegno poggiano sui plinti dei pilastri della palestra e pertanto nella verifica della capacità portante si è tenuto conto di due situazioni limite considerando dapprima il muro di sostegno come elemento a se stante poggiante sul terreno e poi i plinti dei pilastri considerando anche il carico derivante dai muri. Si rimanda pertanto alla relativa relazione per il dettaglio di questa analisi.

3.11 VERIFICHE TRAVI E TRAVETTI IN LEGNO - SLU E IN CASO DI INCENDIO

• Incendio

RIDUZIONE DELLA SEZIONE

Gli elementi devono essere R60, in questo lasso di tempo vengono bruciati:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0$$

$$d_{char,n} = b_0 \cdot t = 0.7(\text{per legno lamellare}) \cdot 60 = 42\text{mm}$$

$$k_0 = 1 \text{ (tempo di incendio superiore ai 20min)}$$

$$d_0 = 7\text{mm}$$

Pertanto si ottiene:

$$d_{ef} = 42 + 1 \cdot 7 = 49\text{mm}$$

Questa riduzione di sezione la si considera di volta in volta sulle facce esposte all'incendio.

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MATERIALE

Le resistenze del materiale in caso di incendio sono calcolate così:

$$f_{d,fi} = k_{fi} * k_{mod,fi} * f_k / \gamma_{m,fi}$$

Con:

k_{fi} = 1.15 per il legno lamellare

$k_{mod,fi}$ = 1 per l'incendio

$\gamma_{m,fi}$ = 1 per l'incendio

f_k = resistenza caratteristica considerata

• Verifica travetti freddo

Si procede ora alla verifica dei travetti realizzati sempre in legno lamellare appartenente alla categoria GL24h. L'analisi dei carichi è sulla base di quella descritta in precedenza la seguente:

G1: Peso proprio della trave altezza 14cm larghezza 12cm $\rightarrow 0.12 \cdot 0.14 \cdot 4.2 = 0.07 \text{ kN/m}$

G2: Peso del tavolato ligneo $s=3\text{cm} \rightarrow 0.03 \cdot 6 = 0.18 \text{ kN/m}^2$

Isolante in lana di roccia $\rho=120 \text{ kg/m}^3$ $s=7\text{cm} \rightarrow 0.07 \cdot 1.2 = 0.084 \text{ kN/m}^2$

Isolante in polistirene $\rho=30 \text{ kg/m}^3$ $s=8\text{cm} \rightarrow 0.08 \cdot 0.3 = 0.024 \text{ kN/m}^2$

Peso lamiera grecata 0.15 kN/m^2

Peso pannelli fotovoltaici 0.25 kN/m^2

TOTALE : $0.688 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.7 \text{ kN/m}^2$

Q: Carico Neve: $1.77 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 1.8 \text{ kN/m}^2$



Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	11.0	°	(19%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	

Tipo di legno C, D, GLh, GLc

Lamellare - GL24h EN 1194

Classe di esposizione

Ambiente protetto - Kdef=0,6

Classe di durata del carico permanente

Permanente

Coefficiente di durata

$k_{mod,p} = 0.60$

Classe di durata del carico variabile

Breve durata

Coefficiente di durata

$k_{mod,v} = 0.90$

Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1

$\gamma_{G1} = 1.30$

Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2

$\gamma_{G2} = 1.30$

Coefficiente moltiplicativo del carico variabile

$\gamma_Q = 1.50$

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	380	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.6	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.39	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.72	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	2.7	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

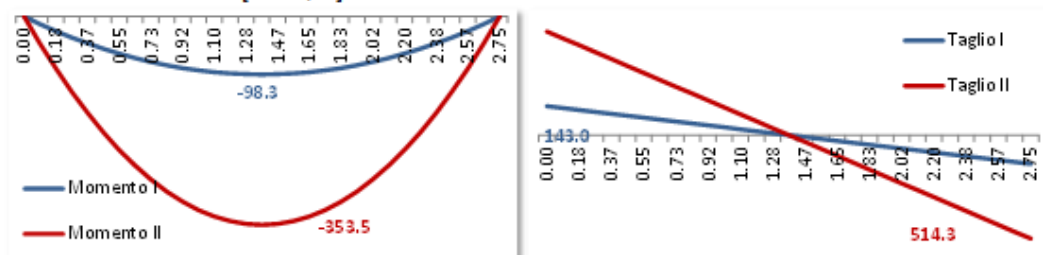
Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	81.5	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	180.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	261.5	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico I ($\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2$)	$F_{d,I}$	=	104.0	daN/m
	Momento massimo in mezz'aria ($F_{d,I} l^2 / 8$)	$M_{d,I}$	=	98.3	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I} l / 2$)	$T_{d,I}$	=	143.0	daN
Carico II	Combinazione di carico II ($\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_Q Q$)	$F_{d,II}$	=	374.0	daN/m
	Momento massimo in mezz'aria ($F_{d,II} l^2 / 8$)	$M_{d,II}$	=	353.5	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II} l / 2$)	$T_{d,II}$	=	514.3	daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:



Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	168	cm ²
Modulo di resistenza della sezione	W	=	392	cm ³
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	J _h	=	2,744	cm ⁴
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	J _b	=	2,016	cm ⁴

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:				II
$M_{d,I}/k_{mod,p}$	=	164	VERIFICA SODDISFATTA	σ_s = 90.2 daN/cm ²
$M_{d,II}/k_{mod,v}$	=	393		$f_{m,d}$ = 149.0 daN/cm ²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:				II
$T_{d,I}/k_{mod,p}$	=	238	VERIFICA SODDISFATTA	σ_s = 4.6 daN/cm ²
$T_{d,II}/k_{mod,v}$	=	571		$f_{m,d}$ = 16.8 daN/cm ²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione dell'altezza	$U_{ist,g,h}$	=	0.19	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione dell'altezza	$U_{ist,q,h}$	=	0.42	cm
Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione della base	$U_{ist,g,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione della base	$U_{ist,q,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	$U_{ist,g}$	=	0.19	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	$U_{ist,q}$	=	0.42	cm
	U_{ist}	=	0.61	cm
	U_{ist}	=	1/450	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile

Neve a quota ≤ 1.000 m

ψ_2 = 0.00

☐ Valuta la deformabilità a taglio

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti

$U_{fin,g}$ = 0.31 cm

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili

$U_{fin,q}$ = 0.42 cm

☒ Verifica con $L/200$ = 1.38 cm

VERIFICA SODDISFATTA

U_{fin} = 0.73 cm

☐ Verifica con $L/300$

U_{fin} = 1/379 della luce

Verifica con $L/300$ = 0.92 cm

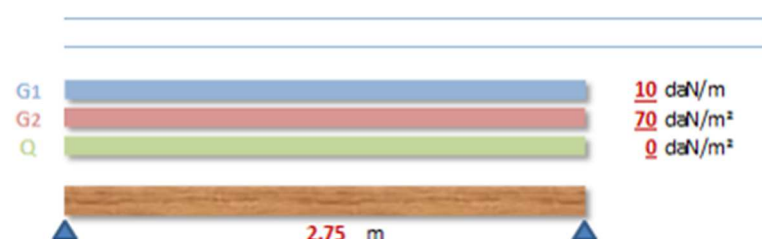
VERIFICA SODDISFATTA

$U_{ist,q}$ = 0.42 cm

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

• Verifica travetti caldo

Anche in questo caso si è scelto di applicare il metodo della riduzione della sezione pertanto la sezione in casi di incendio non sarà più 120x140mm bensì 22x91mm. Le sollecitazioni in caso di incendio sono le seguenti:



Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	11.0	°	(19%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Tipo di legno C, D, GLh, GLc	Lamellare - GL24h EN 1194				
Classe di esposizione	Ambiente protetto - Kdef=0,6				
Classe di durata del carico permanente	Permanente				
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60		
Classe di durata del carico variabile	Breve durata				
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_Q	=	1.00		

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	380	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.6	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.39	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.72	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	2.7	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

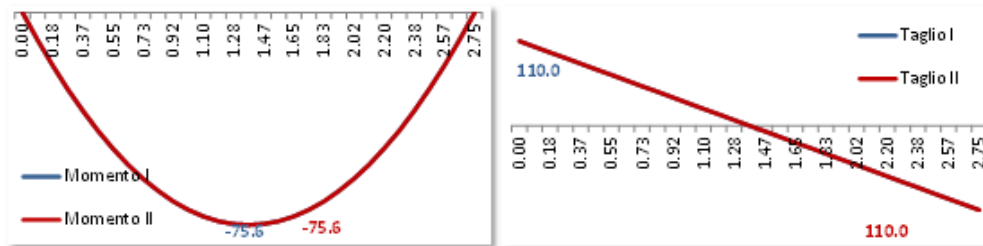
Analisi dei carichi:

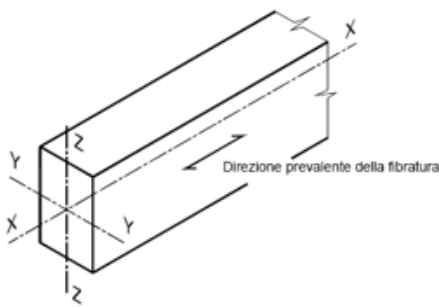
Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	81.5	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	0.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	$G + Q$	=	81.5	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico I ($\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2$)	$F_{d,I}$	=	80.0	daN/m
	Momento massimo in mezz'aria ($F_{d,I} l^2 / 8$)	$M_{d,I}$	=	75.6	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I} l / 2$)	$T_{d,I}$	=	110.0	daN
Carico II	Combinazione di carico II ($\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_Q Q$)	$F_{d,II}$	=	80.0	daN/m
	Momento massimo in mezz'aria ($F_{d,II} l^2 / 8$)	$M_{d,II}$	=	75.6	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II} l / 2$)	$T_{d,II}$	=	110.0	daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:



Classe di durata del carico			Istantaneo				
Classe di servizio			1	UR < 65%		k_{mod}	1
Tipologia			Legno lamellare incollato			γ_m	1.00
Sezione Rettangolare	H [cm]	9.1	A [cm ²]	J_y [cm ⁴]	J_z [cm ⁴]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]
	B [cm]	2.2	20	138	8	30	7
Valori caratteristici del materiale						GL24h Fuoco	
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]			Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*			$f_{m,k}$	27.60	parallelo medio		$E_{0,m}$ 13340
Trazione parallela*			$f_{t,0,k}$	18.98	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$ 10810
Trazione perpendicolare			$f_{t,90,k}$	0.46	perpendicolare medio		$E_{90,m}$ 448.5
Compressione parallela			$f_{c,0,k}$	27.60	tangenziale medio		G_m 828
Compressione perpendicolare			$f_{c,90,k}$	3.11	Massa volumica [kg/m ³]		
Taglio			$f_{v,k}$	3.11			
Considero k_h ?			NO	$k_{h,fless,y}$ 1.00	$k_{h,fless,z}$ 1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela							
Stati limite ultimi							
Sollecitazioni [kN,kNm]							
N_d	0.00	kN					
$T_{z,d}$	1.10	kN					
$T_{y,d}$	0.00	kN					
$M_{y,d}$	0.75	kNm					
$M_{z,d}$	0.00	kNm					
$M_{t,d}$	0.00	kNm					
Verifiche di resistenza							
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria			
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare			
Compressione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria			
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare			
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare			
Flessione				La sezione è verificata			
$\sigma_{m,y,d}$	24.70	N/mm ²		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm ²	
$f_{m,y,d}$	27.60	N/mm ²		$f_{m,z,d}$	27.60	N/mm ²	
k_m	0.70						
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.89	<	1	
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.63	<	1	
Tensoflessione				Verifica non necessaria			
Pressoflessione				Verifica non necessaria			
Taglio				La sezione è verificata			
τ_d	0.82	N/mm ²	<	$f_{v,d}$	3.11	N/mm ²	
Torsione				Verifica non necessaria			
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria			

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

- **Terzere freddo**

Si procede ora alla verifica delle terzere realizzate sempre in legno lamellare appartenente alla categoria GL24h. L'analisi dei carichi è sulla base di quella descritta in precedenza la seguente:

G1: Peso proprio della trave altezza 40cm larghezza 20cm $\rightarrow 0.4 \cdot 0.2 \cdot 4.2 = 0.336 \text{ kN/m}$

G2: Peso dei travetti: $0.12 \cdot 0.14 \cdot 4.2 = 0.07 \text{ kN/m}$ $i=1\text{m} \rightarrow 0.07 \text{ kN/m}^2$

Peso del tavolato ligneo $s=3\text{cm} \rightarrow 0.03 \cdot 6 = 0.18 \text{ kN/m}^2$

Isolante in lana di roccia $\rho=120 \text{ kg/m}^3$ $s=7\text{cm} \rightarrow 0.07 \cdot 1.2 = 0.084 \text{ kN/m}^2$

Isolante in polistirene $\rho=30 \text{ kg/m}^3$ $s=8\text{cm} \rightarrow 0.08 \cdot 0.3 = 0.024 \text{ kN/m}^2$

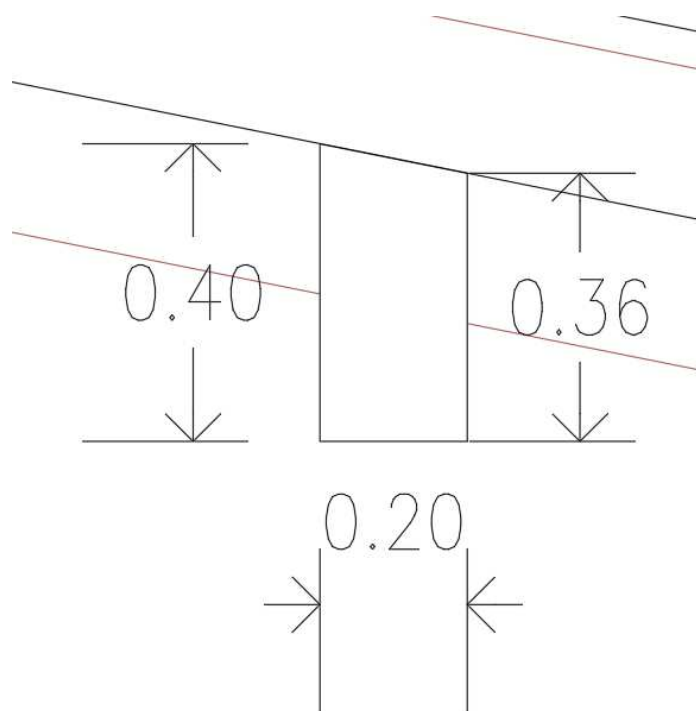
Peso lamiera grecata 0.15 kN/m^2

Peso pannelli fotovoltaici 0.25 kN/m^2

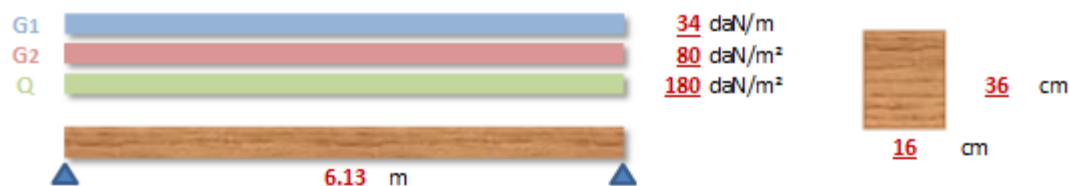
TOTALE : $0.758 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.8 \text{ kN/m}^2$

Q: Carico Neve: $1.77 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 1.8 \text{ kN/m}^2$

Prima di procedere con la verifica è opportuno chiarire che, come si può evincere dagli elaborati grafici di progetto la sezione risulta sagomata quindi per procedere ad una verifica cautelativa si è scelto di considerare la sezione rettangolare contraddistinta dalla altezza minore pari a 36cm come si può evincere dallo schema di seguito riportato:



Inoltre è opportuno chiarire che sulle terzere sono presenti delle tasche di alloggiamento dei travetti, tasche che hanno profondità pari a 2cm per lato. La sezione di verifica è pertanto pari a 16x36cm. Questa sezione è utilizzata per le verifiche nelle condizioni fredde, mentre nelle verifiche in condizioni di incendio si considera la sezione completa poiché di fatto queste tasche sono protette da altro legno.



Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	°	(0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	2.75	m	
Tipo di legno C, D, GLh, GLc	Lamellare - GL24h EN 1194				
Classe di esposizione	Ambiente protetto - Kdef=0,6				
Classe di durata del carico permanente	Permanente				
Coefficiente di durata	$K_{mod,p}$	=	0.60		
Classe di durata del carico variabile	Breve durata				
Coefficiente di durata	$K_{mod,v}$	=	0.90		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_Q	=	1.50		

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	380	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.6	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.39	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.72	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	2.7	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

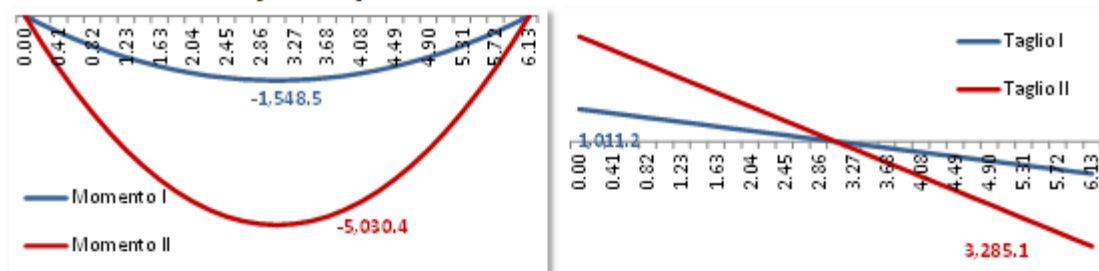
Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	254.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	495.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	$G + Q$	=	749.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico I ($\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2$)	$F_{d,I}$	=	330.2	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I} l^2 / 8$)	$M_{d,I}$	=	1,548.5	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I} l / 2$)	$T_{d,I}$	=	1,011.2	daN
Carico II	Combinazione di carico II ($\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_Q Q$)	$F_{d,II}$	=	1,072.7	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II} l^2 / 8$)	$M_{d,II}$	=	5,030.4	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II} l / 2$)	$T_{d,II}$	=	3,285.1	daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:



Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	576	cm ²
Modulo di resistenza della sezione	W	=	3,456	cm ³
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	J _h	=	62,208	cm ⁴
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	J _b	=	12,288	cm ⁴

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:				II
M _{d,II} /K _{mod,p}	=	2,581	VERIFICA SODDISFATTA	σ _d = 145.6 daN/cm ²
M _{d,II} /K _{mod,v}	=	5,589		f _{m,d} = 149.0 daN/cm ²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:				II
T _{d,II} /K _{mod,p}	=	1,685	VERIFICA SODDISFATTA	σ _d = 8.6 daN/cm ²
T _{d,II} /K _{mod,v}	=	3,650		f _{m,d} = 16.8 daN/cm ²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione dell'altezza	U _{ist,g,h}	=	0.65	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione dell'altezza	U _{ist,q,h}	=	1.26	cm
Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione della base	U _{ist,g,b}	=	0.00	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione della base	U _{ist,q,b}	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	U _{ist,g}	=	0.65	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	U _{ist,q}	=	1.26	cm
	U _{ist}	=	1.90	cm
	U _{ist}	=	1/322	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile

Neve a quota ≤ 1.000 m

ψ₂ = 0.00

☐ Valuta la deformabilità a taglio

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti

U_{fin,g} = 1.03 cm

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili

U_{fin,q} = 1.26 cm

☒ Verifica con L/200 = 3.06 cm

VERIFICA SODDISFATTA

U_{fin} = 2.29 cm

☐ Verifica con L/300

U_{fin} = 1/268 della luce

Verifica con L/300 = 2.04 cm

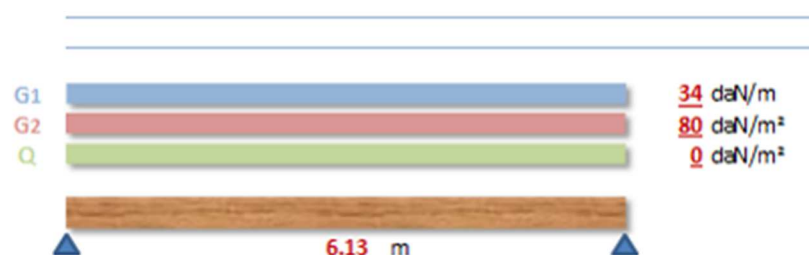
VERIFICA SODDISFATTA

U_{ist,q} = 1.26 cm

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

- **Terzere caldo**

Anche in questo caso si è scelto di applicare il metodo della riduzione della sezione pertanto la sezione in casi di incendio non sarà più 200x360mm bensì 102x311mm. Le sollecitazioni in caso di incendio sono le seguenti:



Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	°	(0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	2.75	m	
Tipo di legno C, D, GLH, GLC	Lamellare - GL24h EN 1194				
Classe di esposizione	Ambiente protetto - Kdef=0,6				
Classe di durata del carico permanente	Permanente				
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60		
Classe di durata del carico variabile	Breve durata				
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_Q	=	1.00		

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	380	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.6	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.39	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.72	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	2.7	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

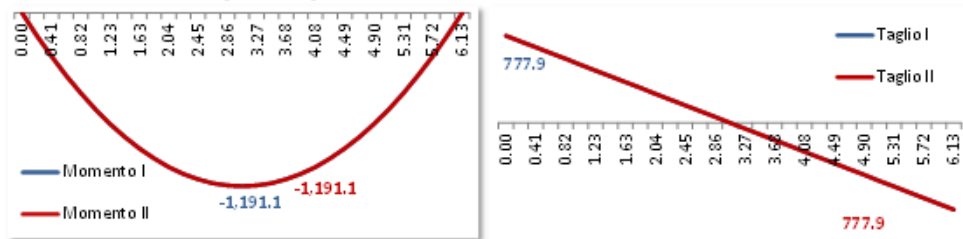
Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	254.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	0.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	$G + Q$	=	254.0	daN/m

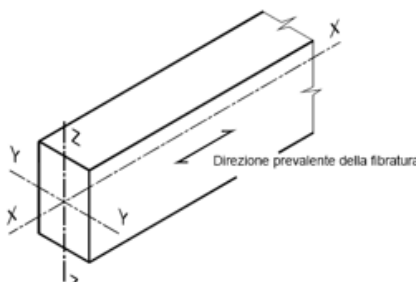
Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico I ($\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2$)	$F_{d,I}$	=	254.0	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I} l^2 / 8$)	$M_{d,I}$	=	1,191.1	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I} l / 2$)	$T_{d,I}$	=	777.9	daN
Carico II	Combinazione di carico II ($\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_Q Q$)	$F_{d,II}$	=	254.0	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II} l^2 / 8$)	$M_{d,II}$	=	1,191.1	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II} l / 2$)	$T_{d,II}$	=	777.9	daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:



Si procede ora alla verifica della sezione:

Classe di durata del carico		Istantaneo						
Classe di servizio		1	UR < 65%			k_{mod}	1	
Tipologia		Legno lamellare incollato				γ_m	1.00	
Sezione	H [cm]	31.1	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
Rettangolare	B [cm]	10.2	317	25568	2750	1644	539	
Valori caratteristici del materiale							GL24h Fuoco	
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		$f_{m,k}$	27.60	parallelo medio		$E_{0,m}$	13340	
Trazione parallela*		$f_{t,0,k}$	18.98	parallelo caratteristico		$E_{0,05}$	10810	
Trazione perpendicolare		$f_{t,90,k}$	0.46	perpendicolare medio		$E_{90,m}$	448.5	
Compressione parallela		$f_{c,0,k}$	27.60	tangenziale medio		G_m	828	
Compressione perpendicolare		$f_{c,90,k}$	3.11	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		$f_{v,k}$	3.11	caratteristica		ρ_k	380	
Considero k_h ?		NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d		0.00	kN					
T _{z,d}		7.78	kN					
T _{y,d}		0.00	kN					
M _{y,d}		11.91	kNm					
M _{z,d}		0.00	kNm					
M _{t,d}		0.00	kNm					

Verifiche di resistenza

Trazione parallela alla fibratura		Verifica non necessaria	
Trazione perpendicolare alla fibratura		Da sviluppare	
Compressione parallela alla fibratura		Verifica non necessaria	
Compressione perpendicolare alla fibratura		Da sviluppare	
Compressione inclinata rispetto alla fibratura		Da sviluppare	
Flessione		La sezione è verificata	
$\sigma_{m,y,d}$	7.24 N/mm ²	$\sigma_{m,z,d}$	0.00 N/mm ²
$f_{m,y,d}$	27.60 N/mm ²	$f_{m,z,d}$	27.60 N/mm ²
k_m	0.70		
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$		0.26	< 1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$		0.18	< 1
Tensoflessione		Verifica non necessaria	
Pressoflessione		Verifica non necessaria	
Taglio		La sezione è verificata	
τ_d	0.37 N/mm ²	$f_{v,d}$	3.11 N/mm ²
Torsione		Verifica non necessaria	
Taglio e Torsione		Verifica non necessaria	

La verifica risulta soddisfatta.

- **Travi principali Freddo**

I carichi che caratterizzano la struttura di copertura sono i seguenti:

G1: Peso proprio della trave altezza media 120cm larghezza 24cm $\rightarrow 1.2 \cdot 0.24 \cdot 4.2 = 1.21 \text{ kN/m}$

G2: Peso delle travi principali: $0.2 \cdot 0.4 \cdot 4.2 = 0.336 \text{ kN/m}$ $i = 2.75 \text{ m} \rightarrow 0.336 / 2.75 = 0.122 \text{ kN/m}^2$

Peso dei travetti: $0.12 \cdot 0.14 \cdot 4.2 = 0.07 \text{ kN/m}$ $i = 1 \text{ m} \rightarrow 0.07 \text{ kN/m}^2$

Peso del tavolato ligneo $s = 3 \text{ cm} \rightarrow 0.03 \cdot 6 = 0.18 \text{ kN/m}^2$

Isolante in lana di roccia $\rho = 120 \text{ kg/m}^3$ $s = 7 \text{ cm} \rightarrow 0.07 \cdot 1.2 = 0.084 \text{ kN/m}^2$

Isolante in polistirene $\rho = 30 \text{ kg/m}^3$ $s = 8 \text{ cm} \rightarrow 0.08 \cdot 0.3 = 0.024 \text{ kN/m}^2$

Peso lamiera grecata 0.15 kN/m^2

Peso pannelli fotovoltaici 0.25 kN/m^2

TOTALE : $0.88 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.9 \text{ kN/m}^2$

Q: Carico Neve: $1.77 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 1.8 \text{ kN/m}^2$

Si valuta ora se è determinante la combinazione con il solo carico permanente oppure quella con anche il carico variabile:

Considerando l'interasse di calcolo pari a 6.125m si ottengono i seguenti carichi distribuiti per lo:

SLU senza carichi variabili: $1.3 \cdot 1.21 + 1.3 \cdot 0.9 \cdot 6.125 = 8.73 \text{ kN/m} \rightarrow k_{\text{mod}} = 0.6$

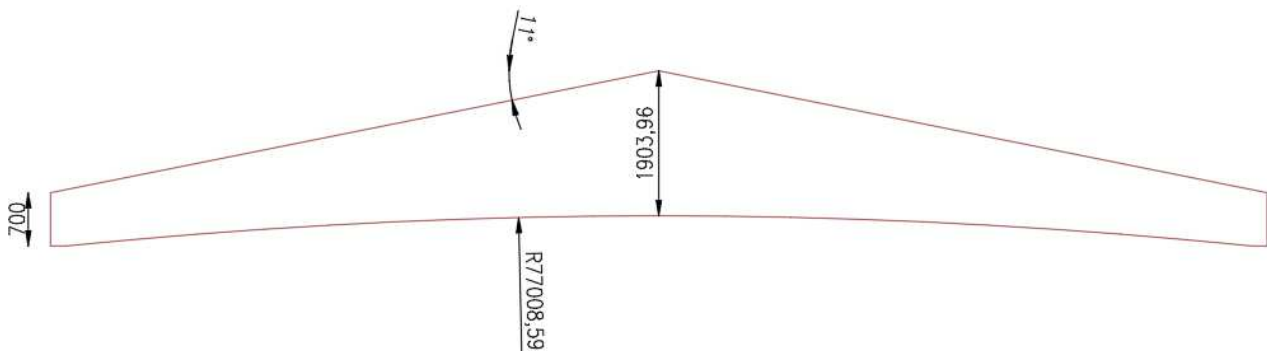
SLU con carichi variabili: $1.3 \cdot 1.21 + 1.3 \cdot 0.9 \cdot 6.125 + 1.8 \cdot 1.5 \cdot 6.125 = 25.27 \text{ kN/m} \rightarrow k_{\text{mod}} = 0.9$

Si ottiene:

$$8.73 / 0.6 = 14.55 < 25.27 / 0.9 = 28.08$$

Pertanto è determinante la combinazione con il carico neve.

Si procede ora alla verifica della trave rastremata considerando la luce di calcolo che è pari a 15.8m e che la geometria della trave risulta essere la seguente:

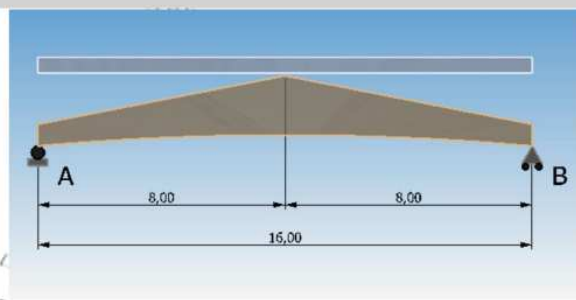


Elemento calcolato: trave centinata

Sez. 20,0x70,0-190,4-70,0 cm - Lamellare GL24h (cappello solidale)

Geometria :

Luce campata = 16,00 m
interasse irrigidimenti = 2,75 m



Carichi:

Classe di esercizio = 1
Peso proprio elemento = 95 daNm
Peso proprio portato = 0 daNm
Permanenti = 90 daN/m² kmod = 0,60 kdef = 0,60 categoria = Permanenti
Breve durata = 180 daN/m² kmod = 0,90 kdef = 0,60 categoria = Neve (quota <= 1000 msm)

Carichi ripartiti:

Ascissa sx (m)	interasse sx (m)	ascissa dx (m)	interasse dx (m)	entità G (daN/m ²)	entità Qb (daN/m ²)	commento
0,00	5,65	16,00	5,65	90	180	

Materiale(valori caratteristici):

Lamellare GL24h (omogeneo): (YM = 1,45)

kh = 1,00 fm,k = 24,00 N/mm² ft,0,k = 19,20 N/mm² ft,90,k = 0,50 N/mm² fc,0,k = 24,00 N/mm²
fc,90,k = 2,50 N/mm² fv,k = 3,50 N/mm² E0,mean = 11500,00 N/mm² Gmean = 650,00 N/mm² rk = 385 daN/m³

Sollecitazioni:

Sollecitazioni di calcolo: ESERCIZIO

G: Reaz. v. in A = 4828 daN Reaz. v. in B = 4828 daN
Qb: Reaz. v. in A = 8135 daN Reaz. v. in B = 8135 daN
1*G+1*Qb: Reaz. v. in A = 12963 daN Reaz. v. in B = 12963 daN

Sollecitazioni di calcolo: Stato limite 1: 1,3*G

Reaz. v. in A (stato limite) = 6276 daN Reaz. v. in B (stato limite) = 6276 daN
Nmax = -881 daN punto = 0,0 cm
Tmax = 6215 daN punto = 800,0 cm
Mmax = 25106 daNm

Sollecitazioni di calcolo: Stato limite 2: 1,3*G+1,5*Q(Qb)

Reaz. v. in A (stato limite) = 18479 daN Reaz. v. in B (stato limite) = 18479 daN
Nmax = -2594 daN punto = 0,0 cm
Tmax = 18298 daN punto = 800,0 cm
Mmax = 73922 daNm

[Combinazione: Stato limite 1: 1,3*G (kmod=0,60)]

Verifiche Stato limite ultimo: (Punto di calcolo x = 3,00 m) sez. nel punto = 20,0 x 106,9

Sollecitazioni nel punto: -----> N = -491 daN M = 15299 daNm T = 3931 daN

fm,d = 9,93 N/mm² fc,0,d = 9,93 N/mm² km = 0,7

Instabilità:

λrel,y = 0,83 kc,y = 0,92 λrel,z = 0,76 kc,z = 0,95
σc,0,d = 0,02 N/mm² σm,y,d = 4,02 N/mm² σm,z,d = 0,00 N/mm²

Tensioni al lembo non rastremato:

σm,0,d = 4,32 N/mm²

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,44$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,31$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,30$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,44$$

Tensioni al lembo rastremato: (7,89°)

fm,α,d = 8,55 N/mm² σm,α,d = 3,71 N/mm²

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,44$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,31$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,30$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,43$$

Tensioni al colmo:

(Punto di calcolo x = 8,00 m) sez. nel punto: 20,0 x 190,4

Sollecitazioni nel punto: -----> N = -4 daN M = 25106 daNm T = 39 daN

kl = 1,45

$$\frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d}} = 0,30$$

kp = 0,04 (V0/V)² = 0,30

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{(k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d})} = 0,78$$

(Calcolato rinforzo. verifica = 0,28)

Verifica a taglio: (Punto di calcolo x = 0,00 m) sez. nel punto: 20,0 x70,0)

Sollecitazioni nel punto: -----> N = -876 daN M = 0 daNm T = 6215 daN

$f_{v,d} = 1,45 \text{ N/mm}^2$

$k_{cr} = 1,00$ (EC5 - punto 6.13a)

$\tau_d = 0,67 \text{ N/mm}^2$ $\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = 0,46$

Instabilità flessionale: (Punto di calcolo x = 2,90 m) sez. nel punto: 20,0 x105,5)

Sollecitazioni nel punto: -----> N = -503 daN M = 14903 daNm T = 4009 daN

$L_{eff} = 2750 \text{ mm}$

$\lambda_{rel,m} = 0,50$

$k_{crit} = 1,00$

$f_{m,d} = 9,93 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,0,d} = 9,93 \text{ N/mm}^2$

$k_m = 0,7$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_{crit}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,41$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_{crit}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,29$$

[Combinazione: Stato limite 2: 1,3*G+1,5*Q(Qb) (kmod=0,90)]

Verifiche Stato limite ultimo: (Punto di calcolo x = 3,00 m) sez. nel punto = 20,0 x106,9)

Sollecitazioni nel punto: -----> N = -1445 daN M = 45046 daNm T = 11576 daN

$f_{m,d} = 14,90 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,0,d} = 14,90 \text{ N/mm}^2$

$k_m = 0,7$

Instabilità:

$\lambda_{rel,y} = 0,83$

$k_{c,y} = 0,92$

$\lambda_{rel,z} = 0,76$

$k_{c,z} = 0,95$

$\sigma_{c,0,d} = 0,07 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{m,y,d} = 11,82 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{m,z,d} = 0,00 \text{ N/mm}^2$

Tensioni al lembo non rastremato:

$\sigma_{m,0,d} = 12,73 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,86$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,60$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,60$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,0,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,85$$

Tensioni al lembo rastremato: (7,89°)

$f_{m,\alpha,d} = 12,82 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{m,\alpha,d} = 10,92 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,86$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,60$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,60$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right]^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,\alpha,d}}{f_{m,\alpha,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,85$$

Tensioni al colmo:

(Punto di calcolo x = 8,00 m)

sez. nel punto: 20,0 x190,4)

Sollecitazioni nel punto: ----->

N = -11 daN

M = 73922 daNm

T = 115 daN

$k_l = 1,45$

Verifiche FUOCO: [Combinazione: Stato limite fuoco 1: 1*G (kmod=1,00)]

Resistenza al fuoco: R= 89 min.

Verifiche Stato limite ultimo: (Punto di calcolo = 3,00 m) sez. nel punto= 20,0 x106,9)

$f_{m,fi,d} = 27,60 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,0,fi,d} = 27,60 \text{ N/mm}^2$

$k_m = 0,7$

Instabilità:

$\lambda_{rel,y,fi} = 0,88$

$k_{c,y,fi} = 0,89$

$\lambda_{rel,z,fi} = 2,47$

$k_{c,z,fi} = 0,16$

$\sigma_{c,0,fi,d} = 0,06 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{m,y,fi,d} = 11,50 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{m,z,fi,d} = 0,00 \text{ N/mm}^2$

Tensioni al lembo non rastremato:

$\sigma_{m,0,fi,d} = 12,39 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{k_c \cdot f_{c,0,fi,d}} + \frac{\sigma_{m,0,fi,d}}{f_{m,y,fi,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,fi,d}}{f_{m,z,fi,d}} = 0,46$$

$$\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{k_c \cdot f_{c,0,fi,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,0,fi,d}}{f_{m,y,fi,d}} + \frac{\sigma_{m,z,fi,d}}{f_{m,z,fi,d}} = 0,33$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{f_{c,0,fi,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{m,0,fi,d}}{f_{m,y,fi,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,fi,d}}{f_{m,z,fi,d}} = 0,31$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{f_{c,0,fi,d}} \right]^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,0,fi,d}}{f_{m,y,fi,d}} + \frac{\sigma_{m,z,fi,d}}{f_{m,z,fi,d}} = 0,45$$

Tensioni al lembo rastremato: (7,89°)

$f_{m,\alpha,fi,d} = 23,75 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{m,\alpha,fi,d} = 10,62 \text{ N/mm}^2$

$$\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{k_c \cdot f_{c,0,fi,d}} + \frac{\sigma_{m,\alpha,fi,d}}{f_{m,\alpha,fi,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,fi,d}}{f_{m,z,fi,d}} = 0,46$$

$$\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{k_c \cdot f_{c,0,fi,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,\alpha,fi,d}}{f_{m,\alpha,fi,d}} + \frac{\sigma_{m,z,fi,d}}{f_{m,z,fi,d}} = 0,33$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{f_{c,0,fi,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{m,\alpha,fi,d}}{f_{m,\alpha,fi,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,fi,d}}{f_{m,z,fi,d}} = 0,31$$

$$\left[\frac{\sigma_{c,0,fi,d}}{f_{c,0,fi,d}} \right]^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,\alpha,fi,d}}{f_{m,\alpha,fi,d}} + \frac{\sigma_{m,z,fi,d}}{f_{m,z,fi,d}} = 0,45$$

Tensioni al colmo:

(Punto di calcolo $x = 8,00$ m)

sez. nel punto: $20,0 \times 190,4$)

$$kl = 1,45$$

$$\frac{\sigma_{m,o,fi,d}}{f_{m,y,fi,d}} = 0,29$$

$$kp,fi = 0,04 \quad (V_0/V,fi)^{1,2} = 0,38$$

$$\frac{\sigma_{t,90,fi,d}}{(kdis \cdot kvol \cdot f_{t,90,fi,d})} = 0,60$$

(Calcolato rinforzo. verifica = 0,28)

Verifiche a taglio:

(Punto di calcolo = $0,00$ m)

Sezione residua nel punto = $6,1 \times 63,1$)

$$fv,fi,d = 4,03 \text{ N/mm}^2$$

$$tfi,d = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{tfi,d}{fv,fi,d} = 0,46$$

Instabilità flessionale:

(Punto di calcolo = $2,90$ m)

Sezione residua nel punto = $6,1 \times 98,6$)

$$Leff = 2750 \text{ mm}$$

$$\lambda_{rel,fi,m} = 1,50$$

$$k_{crit,fi} = 0,44$$

$$fm,fi,d = 27,60 \text{ N/mm}^2$$

$$fc,0,fi,d = 27,60 \text{ N/mm}^2$$

$$km = 0,7$$

$$k_{mod,fi} = 1,00 \text{ N/mm}^2$$

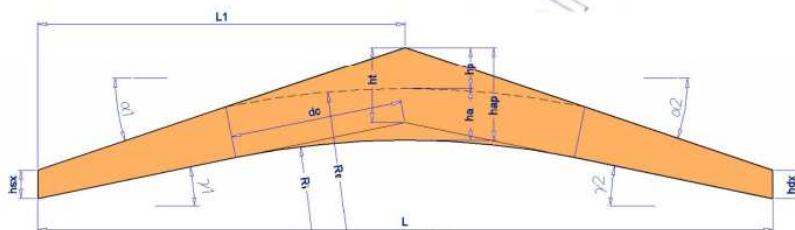
$$k_{fi} = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{kc \cdot fc,0,d} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_{crit}} + km \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,95$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{kc \cdot fc,0,d} + km \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d} \cdot k_{crit}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,67$$

Dati geometrici trave:

Sagoma reale:



Angolo estradosso lato six (α_1)	= $11,00^\circ$
Angolo estradosso lato dex (γ_1)	= $11,00^\circ$
Altezza a piombo appoggio six (hsx)	= 700 mm
Altezza cappello (hp)	= 1210 mm
Altezza al colmo lamelle incollate	= 1904 mm
Distanza inizio curvatura da colmo (dc)	= $800,0 \text{ cm}$
Raggio curvatura intradosso (Ri)	= $91,44 \text{ m}$
Volume cappello	= $1,76 \text{ m}^3$

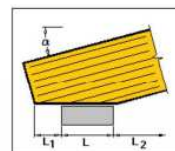
Angolo intradosso lato six (α_2)	= $5,00^\circ$
Angolo intradosso lato dex (γ_2)	= $5,00^\circ$
Altezza a piombo appoggio dex (hdx)	= 700 mm
Altezza trave curva al colmo (ha)	= 694 mm
Altezza tot. al colmo (hâp)	= 1904 mm
Situazione cappello	= solidale
Raggio curvatura estradosso (Re)	= $92,13 \text{ m}$
Volume totale	= $3,98 \text{ m}^3$

Verifiche appoggio sinistro A: (EC5 - 2009)

Geometria:

base elemento
Altezza elemento
Lunghezza appoggio
Lunghezza extra appoggio
Lunghezza scarica in campata

(b)	= $20,0 \text{ cm}$
(h)	= $70,0 \text{ cm}$
(L)	= $20,0 \text{ cm}$
(L1)	= $0,0 \text{ cm}$
(L2)	= $1630,0 \text{ cm}$



Rinforzi a compressione:

Numero elementi di rinforzo
Tipo rinforzo
Tipo acciaio

=	4
=	$4 \text{ Viti tutto filetto VGZ - } 9 \times 360$
=	$(f_{uk} = 1200)$

Verifiche:

[Combinazione: Stato limite 2: $1,3 \cdot G + 1,5 \cdot Q(Q_b)$ ($k_{mod} = 0,9$)]

Azione orizzontale
Azione verticale
Azione parallela all' appoggio
Azione perpendicolare all' appoggio

(Rx)	= 0 daN
(Ry)	= 18479 daN
(Nc)	= 0 daN
(Nc)	= 18479 daN

Verifiche taglio:

Altezza efficace
Tau design
Tau

(heff)	= $70,0 \text{ cm}$	Coeff. $kv = 1,00$
	= $2,17 \text{ N/mm}^2$	
	= $1,96 \text{ N/mm}^2$	Verifica unitaria = $0,90$

Rinforzi a compressione:

Appoggio rinforzato con
Numero rinforzi
Forza caratteristica in campo plastico vite ($N_{pl,k}$)
Carico critico vite ($N_{crit,G/E,k}$)
Coeff. critico (kc)
Resistenza ultima design vite ($R_{c,d}$)
Resistenza penetrazione parte filettata
Resistenza finale vite (R_d)
Lunghezza efficace 1 appoggio
Lunghezza efficace 2 appoggio
Coeff. di confinamento ($kc,90$)
Sigma design
Resistenza totale appoggio rinforzato
Verifica schiacciamento

=	$4 \text{ Viti tutto filetto VGZ - } 9 \times 360$
=	4
=	3281 daN
=	3786 daN
=	$0,58$
=	139 daN
=	1786 daN
=	7146 daN
=	$23,0 \text{ cm}$
=	$56,5 \text{ cm}$
=	$1,75$
=	$1,56 \text{ N/mm}^2$
=	19723 daN
=	$0,94$

Verifica rinforzo a scollamento:

Numero tronchi rinforzati	=	1
Tipo di rinforzo	=	Viti tutto filetto (classe 8.8)
Diametro rinforzo	=	9 mm
Lunghezza rinforzo	=	1864 mm
Lunghezza tratto filettato	=	1864 mm
Materiale rinforzo	=	classe 8.8
Numero rinforzi per interasse	=	1

Tronco 1: (porzione di trave non verificata a trazione perpendicolare)

Ascissa iniziale tronco	(xini)	=	8000 mm
Ascissa finale tronco	(xfin)	=	8000 mm
Sviluppo tronco da rinforzare	(lt)	=	100 mm
Interasse corretto rinforzi su tronco	(ir)	=	100 mm
Tensione max scollamento su tronco	(σ_{90})	=	0,25 N/mm ²
Forza massima su ogni rinforzo	(Ft90)	=	491 daN
Lunghezza rinforzo	(lr)	=	1864 mm
Lunghezza efficace rinforzo	(lr,eff)	=	912 mm
Tensione caratteristica estrazione filetto lato testa	(Faxk,t)	=	10,22 N/mm ²
Tensione caratteristica estrazione filetto lato punta	(Faxk,p)	=	10,26 N/mm ²
Resistenza caratteristica estrazione lato testa	(Rak,t)	=	8757 daN
Resistenza caratteristica estrazione lato punta	(Rak,p)	=	8422 daN
Resistenza caratteristica penetrazione testa	(Rhk,t)	=	266 daN
Resistenza caratteristica per rottura vite	(Ryk)	=	1774 daN
Resistenza max design rinforzo	(Ft90d)	=	1774 daN
verifica	(Ft90d)	=	0,28

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

- **Verifica trave di bordo freddo**

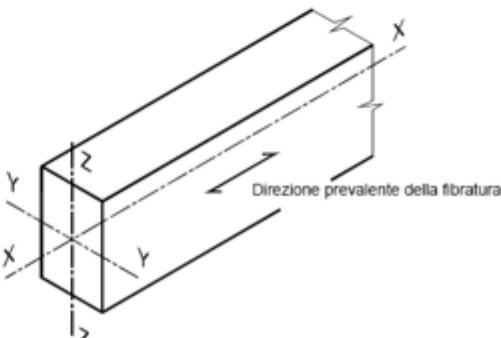
La trave di bordo è automaticamente verificata poiché è interessata da un carico identico a quello che caratterizza i travetti, ma la sezione è maggiore.

- **Verifica trave di bordo caldo**

Valgono le medesime considerazioni fatte per la verifica a freddo dell'elemento.

- **Verifica pilastri freddo**

Le sollecitazioni che interessano i pilastri si possono ricavare dalle reazioni calcolate in precedenza per le travi terzere. In particolare la reazione è pari a 32.85kN. Il pilastro maggiormente vulnerabile alla sollecitazione di compressione è quello più alto la cui altezza è pari a 2.8m. I pilastri sono caratterizzati da una sezione pari a 20x20cm. SI procede ora con la verifica di tale elemento:

Classe di durata del carico		Breve durata						
		meno di 1 settimana [neve a bassa quota]						
Classe di servizio		1	UR < 65%		k _{mod}	0.9		
Tipologia		Legno lamellare incollato			γ _m	1.45		
Sezione Rettangolare	H [cm]	20.0	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]	
	B [cm]	20.0	400	13333	13333	1333	1333	
Valori caratteristici del materiale						GL24h		
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]				Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]				
Flessione*		f _{m,k}	24.00	parallelo medio		E _{0,m}	11600	
Trazione parallela*		f _{t,0,k}	16.50	parallelo caratteristico		E _{0,05}	9400	
Trazione perpendicolare		f _{t,90,k}	0.40	perpendicolare medio		E _{90,m}	390	
Compressione parallela		f _{c,0,k}	24.00	tangenziale medio		G _m	720	
Compressione perpendicolare		f _{c,90,k}	2.70	Massa volumica [kg/m ³]				
Taglio		f _{v,k}	2.70	caratteristica		ρ _k	380	
Considero k _h ?		NO	k _{h,fless,y}	1.00	k _{h,fless,z}	1.00	k _{h,traz}	1.00
Il coefficiente k _h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela								
Stati limite ultimi								
Sollecitazioni [kN,kNm]								
N _d		32.85	kN					
T _{z,d}		0.00	kN					
T _{y,d}		0.00	kN					
M _{y,d}		0.00	kNm					
M _{z,d}		0.00	kNm					
M _{t,d}		0.00	kNm					

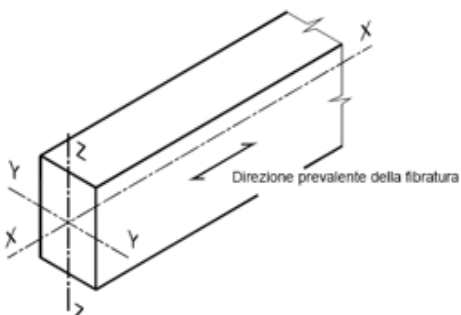
Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	0.82	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	14.90	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				Verifica non necessaria		
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				Verifica non necessaria		
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		
Verifiche di stabilità						
Elementi inflessi - asse y				Verifica non necessaria		
Elementi inflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y				Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi compressi				La sezione è verificata		
l_0	280.00	cm	lunghezza di libera inflessione			
i_y	5.77	cm	raggio di inerzia y			
i_z	5.77	cm	raggio di inerzia z			
$\lambda_{rel,c,y}$	0.78	snellezza relativa y				
$\lambda_{rel,c,z}$	0.78	snellezza relativa z				
k	0.83					
$k_{crit,c}$	0.90	coefficiente di sbandamento laterale				
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$				0.06	<	1
Elementi pressoinflessi - asse y				Verifica non necessaria		
Elementi pressoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		

Tutte le verifiche risultano soddisfatte,

- **Verifica pilastri caldo**

Allo stesso modo di quanto fatto in precedenza è possibile stimare l'azione amssima sui pilastri in caso di incendio considerando le reazioni desunte dalle analisi precedenti. I particolare l'azione massima è pari a 7.78kN. Il pilastro in caso di incendio è caratterizzato da una sezione che considerando la riduzione per l'incendio diventa (esposizione su tre lati): 102x151mm. SI procede ora con la verifica del pilastro:

Classe di durata del carico		Istantaneo					
		-					
Classe di servizio		1	UR < 65%		k _{mod}	1	
Tipologia		Legno lamellare incollato			γ _m	1.00	
Sezione	H [cm]	15.1	A [cm ²]	J _y [cm ⁴]	J _z [cm ⁴]	W _y [cm ³]	W _z [cm ³]
Rettangolare	B [cm]	10.2	154	2927	1335	388	262

Valori caratteristici del materiale				GL24h Fuoco		
Proprietà di Resistenza [N/mm ²]			Proprietà di modulo elastico [N/mm ²]			
Flessione*	f _{m,k}	27.60	parallelo medio	E _{0,m}	13340	
Trazione parallela*	f _{t,0,k}	18.98	parallelo caratteristico	E _{0,05}	10810	
Trazione perpendicolare	f _{t,90,k}	0.46	perpendicolare medio	E _{90,m}	448.5	
Compressione parallela	f _{c,0,k}	27.60	tangenziale medio	G _m	828	
Compressione perpendicolare	f _{c,90,k}	3.11	Massa volumica [kg/m ³]			
Taglio	f _{v,k}	3.11				
Considero k _h ?		NO	k _{h,fless,y}	1.00	k _{h,fless,z}	1.00
			k _{h,fless,z}	1.00	k _{h,traz}	1.00
Il coefficiente k _h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela						
Stati limite ultimi						
Sollecitazioni [kN,kNm]						
N _d	7.78	kN				
T _{z,d}	0.00	kN				
T _{y,d}	0.00	kN				
M _{y,d}	0.00	kNm				
M _{z,d}	0.00	kNm				
M _{t,d}	0.00	kNm				

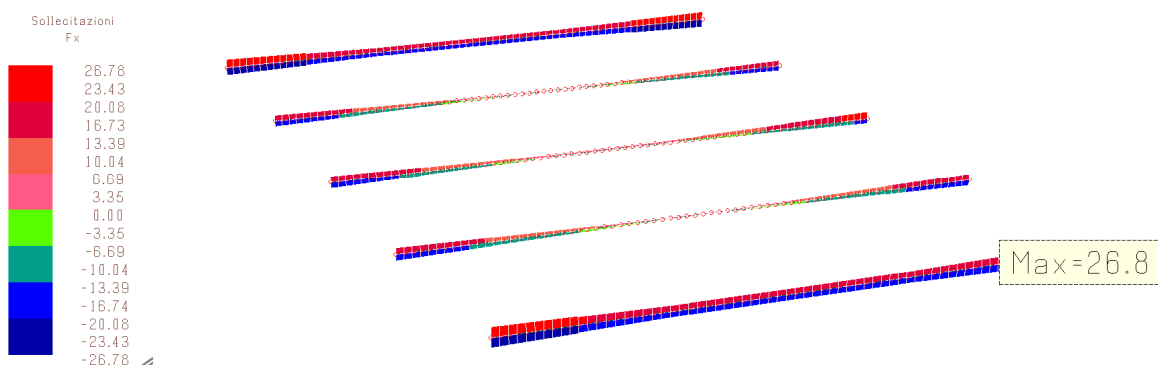
Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				La sezione è verificata		
$\sigma_{c,0,d}$	0.51	N/mm ²	<	$f_{c,0,d}$	27.60	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				Verifica non necessaria		
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				Verifica non necessaria		
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		
Verifiche di stabilità						
Elementi inflessi - asse y				Verifica non necessaria		
Elementi inflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse y				Verifica non necessaria		
Elementi tensoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		
Elementi compressi				La sezione è verificata		
l_0	280.00	cm	lunghezza di libera inflessione			
i_y	4.36	cm	raggio di inerzia y			
i_z	2.94	cm	raggio di inerzia z			
$\lambda_{rel,c,y}$	1.03		snellezza relativa y			
$\lambda_{rel,c,z}$	1.53		snellezza relativa z			
k	1.73					
$k_{crit,c}$	0.39		coefficiente di sbandamento laterale			
$\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} f_{c,0,d})$				0.05	<	1
Elementi pressoinflessi - asse y				Verifica non necessaria		
Elementi pressoinflessi - asse z				Verifica non necessaria		

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

3.12 VERIFICHE LOCALI

- **Verifica del collegamento delle travi principali ai pilastri**

Le connessioni sono interessate dalle seguenti sollecitazioni:



In particolare la connessione è realizzata mediante barra filettata M20 classe 8.8 passante nel legno così come è possibile evincere dagli elaborati grafici di progetto. Per il calcolo della resistenza della connessione si è fatto riferimento teoria di johansen ed in particolare alla condizione con 1 piano di taglio con piastra esterna spessa. Si riporta di seguito la verifica della connessione:



Connessione	2 elementi
Tipo legno	conifere

Caratteristiche materiale

Densità caratteristica legno	350 kg/m³
------------------------------	-----------

Coefficienti di sicurezza per la connessione in legno

γ_m unioni	1.50
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	istantanea
k mod	1

Spessori

Spessore elemento legno	700 mm
-------------------------	--------



Connettore	Bullone
Codice	M22
Diametro nominale	22.00 mm
Area in corrispondenza del filetto	303 mm²
Classe bullone	8.8
Resistenza ultima a trazione	810 N/mm²
Resistenza caratteristica $f_{c,90,k}$ (valore orientativo proposto)	2 N/mm²


Geometria della connessione

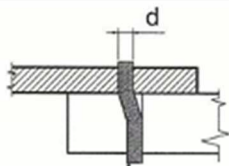
Angolo α tra la forza e la direzione della fibratura	0.0°
Spaziatura fra i bulloni di una fila, parallelamente alla fibratura (a1)	110 mm
Spaziatura fra le file di bulloni, perpendicolarmente alla fibratura (a2)	88 mm
Numero di file	1
Distanza fra bullone ed estremità sollecitata (a3,t)	154 mm
Distanza fra bullone e bordo sollecitato (a4,t)	66 mm
Numero di bulloni per fila	1

Sollecitazioni, direzione riferita al mezzo di connessione

Forza laterale	26.80 kN
Forza assiale (>0 trazione)	0.00 kN

Risultati del calcolo	Verificato
-----------------------	------------

 Mezzi di unione	a taglio singolo
Piastra spessa/sottile/intermedia	spessa
Resistenza caratteristica a rifollamento $f_{h,k}$	22.4 N/mm ²
Momento caratteristico di snervamento	751459 N·mm
Resistenza caratteristica a trazione del bullone F_u, R_k	176.71 N/mm ²
Resistenza caratteristica per 1 bullone e 1 piano di taglio F_v, R_k	55.31 kN
Resistenza di progetto per 1 bullone e 1 piano di taglio F_v, R_d	36.87 kN
Numero efficace di bulloni in una fila	0.79
Numero minimo di bulloni in una fila	1
Numero di bulloni TOTALI in opera su tutte le file	1
Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi laterali	29.04 kN
Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi assiali	117.81 kN
Indice di resistenza peggiore	0.92

Modo di rottura		
III	 $2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	e

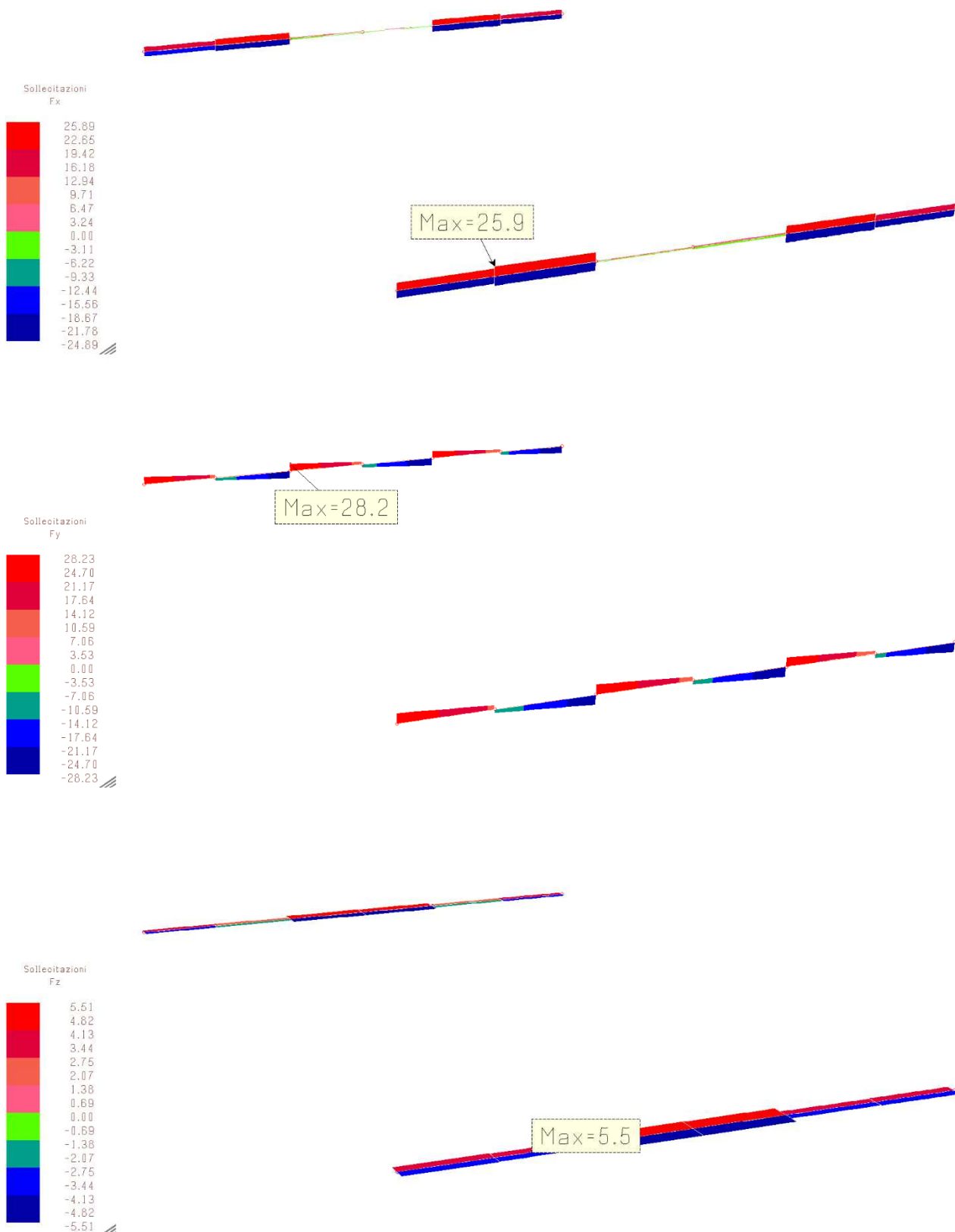
Verifica bulloni

Resistenza di progetto a taglio	117.81 kN
Resistenza di progetto a trazione	141.37 kN
Indice di resistenza combinato	0.23

La verifica risulta soddisfatta.

• **Verifica del collegamento tra trave prefabbricata e pilastro prefabbricato**

La connessione in oggetto è soggetta alle seguenti sollecitazioni:



Questa connessione è realizzata con un dente in calcestruzzo su cui la trave prefabbricata è appoggiata che deve pertanto resistere alla sola azione tagliente F_y . Il ritegno nei confronti della trazione compressione e del taglio F_z è rappresentato dal perno annegato nel getto di dimensione M24. Si procede ora alla verifica dei due sistemi.

Mensola di appoggio

La mensola di appoggio si configura come elemento tozzo e pertanto per la sua verifica si fa riferimento ad uno schema tirante puntone così come descritto all'interno della normativa tecnica di riferimento al C4.1.2.1.5.

Verifica mensola tozza secondo DM2008

- Esecuzione getto: Monolitico
- Mensola non soggetta a fenomeni di fatica
- Larghezza mensola $b = 300.00\text{mm}$
- Altezza mensola $h = 250.00\text{mm}$
- Copriferro barre superiori $c_{\text{sup}} = 40.00\text{mm}$
- Diametro staffe $\Phi = 8\text{mm}$
- Area barre superiori $A_{\text{sup}} = 452.39\text{mm}^2$
- Staffe: n° 4 x ø8 2braccia
- Distanza punto applicazione forze $a = 125.00\text{mm}$
- Carico orizzontale $H_d = 25.90\text{kN}$
- Carico verticale $V_d = 28.20\text{kN}$
- Resistenza lato acciaio $P_{R_s} = 184.56\text{kN}$
- Resistenza lato cls $P_{R_c} = 394.70\text{kN}$

Verifiche di resistenza soddisfatte

Perno di collegamento

Il perno di collegamento con un bullone M24 appartenente alla categoria 8.8. In particolare quest'ultimo è soggetto ad una azione di taglio combinata nelle due direzioni principali (trazione/compressione e taglio F_z). Nel caso in esame pertanto la sollecitazione agente è pari a:
 $(25.9^2 + 5.5^2)^{0.5} = 26.5\text{kN}$

Si procede ora alla verifica:

Considerando il bullone come perno:

- Diametro piolo $\Phi = 24.00\text{ mm}$
- Resistenza a rottura piolo $f_t = 800.00\text{ MPa}$
- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_v = 1.25$
- $P_{Rd,a} = 231.62\text{ kN}$

Considerando il bullone come bullone in unione di carpenteria:

Classe bulloni	Diametro	$F_{v,Rd,min}$	$F_{v,Rd,max}$
	[mm]	[kN]	[kN]
8.8	24	135.55	173.72

Legenda:

- $F_{p,C}$ = Forza di precarico del bullone
- $F_{v,Rd,min}$ = Resistenza a taglio parte filettata
- $F_{v,Rd,max}$ = Resistenza a taglio gambo

In entrambi i casi la verifica risulta soddisfatta.

Verifica lato calcestruzzo della mensola tozza

Come è possibile evincere dagli elaborati grafici di progetto la scatola inghisata all'interno della mensola in calcestruzzo è collegata alla staffa maggiormente stretta delle due presenti che corrono orizzontalmente all'estradosso della mensola stessa. Pertanto la sollecitazione tagliante è trasferita direttamente come trazione a queste barre. In particolare pertanto si procede ad una verifica a trazione delle due barre diametro 12mm a cui la scatola metallica è collegata:

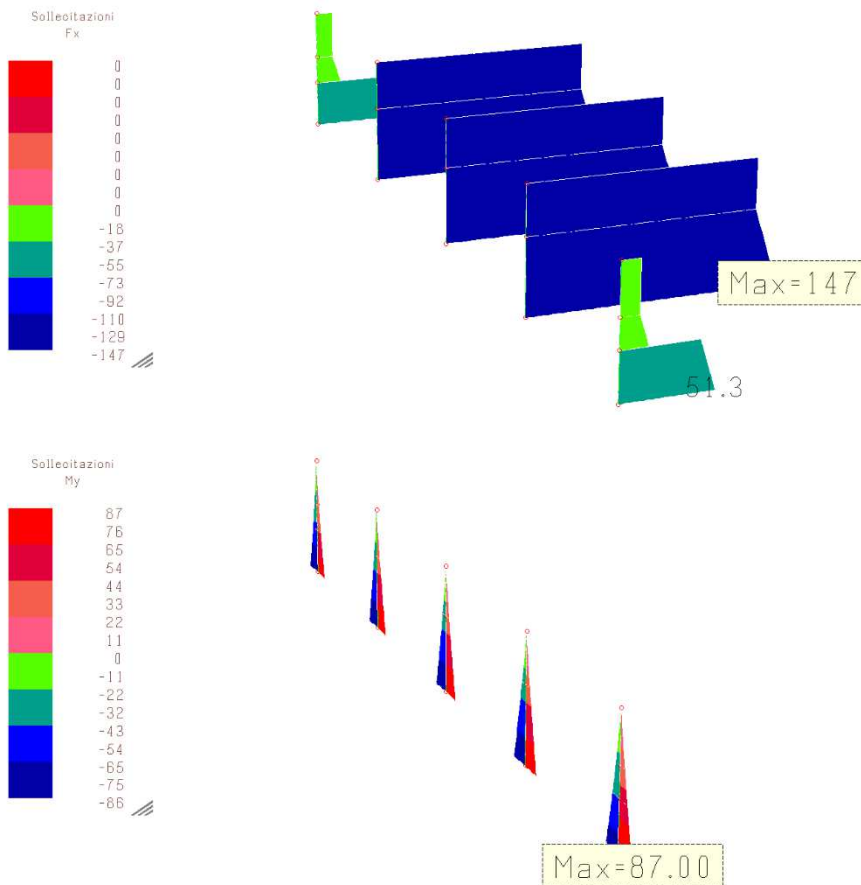
$$N = 25.9\text{kN}$$

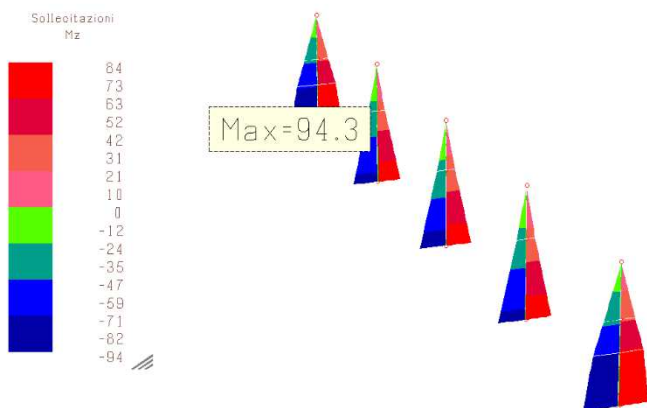
$$N/A = 25900\text{N}/113 \times 2\text{mm}^2 = 115\text{MPa} < 450/1.15 = 391\text{MPa}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

- **Verifica della sezione ridotta del pilastro in corrispondenza del giunto sismico**

Il giunto sismico in progetto prevede la realizzazione di uno scasso all'interno del pilastro che riduce la sezione resistente pertanto occorre procedere ad opportuna verifica in corrispondenza di queste riduzioni. In particolare le sollecitazioni che interessano tali elementi, in condizioni sismiche, sono di seguito riportate:





Lo scasso che caratterizza il pilastro è pari alla larghezza del piatto di appoggio pari a $6\text{cm} + 5\text{cm} + 5\text{cm} = 16\text{cm}$ (larghezza del giunto in entrambi le direzioni laterali) mentre la profondità è pari a 30cm .

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
4	50	0
5	33	0
6	33	30
7	17	30
8	17	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	5	5
2	4.52	45	45
3	4.52	5	45
4	4.52	45	5
5	4.52	5	25
6	4.52	45	25

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed **0** kN
M xEd **0** kNm
M yEd **0**

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M xRd kN m
M yRd kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

Sezio... **File**

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

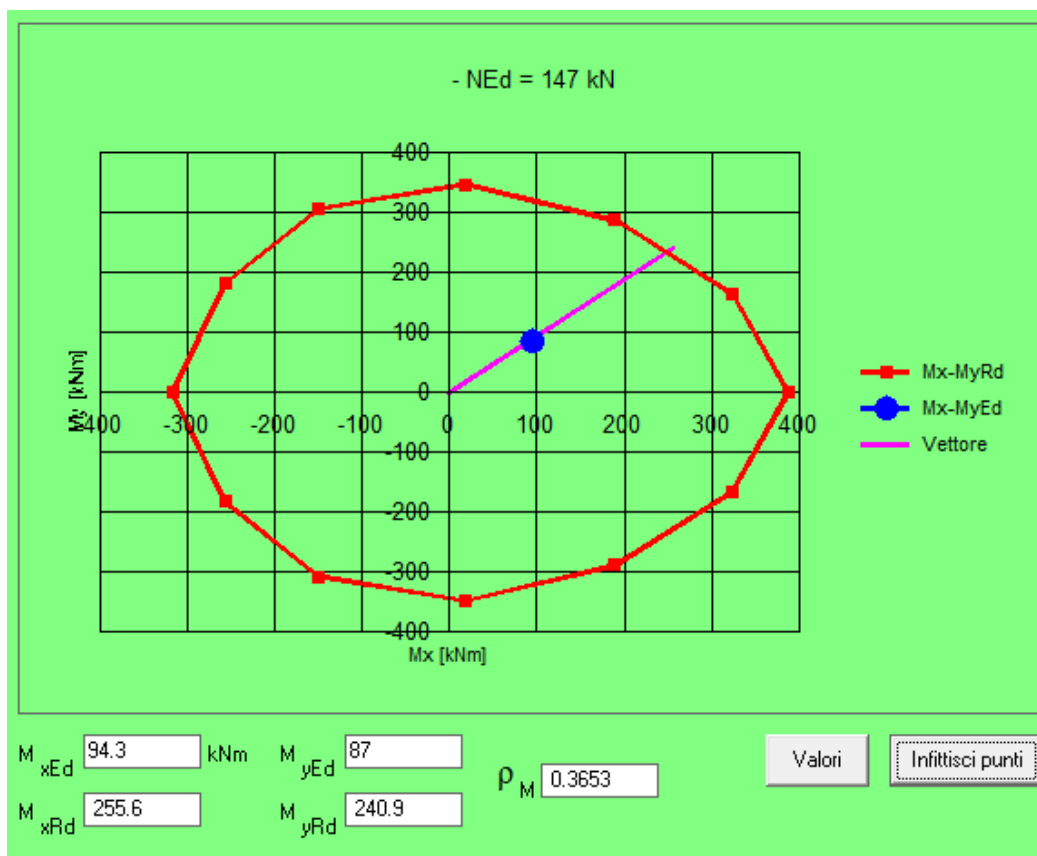
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

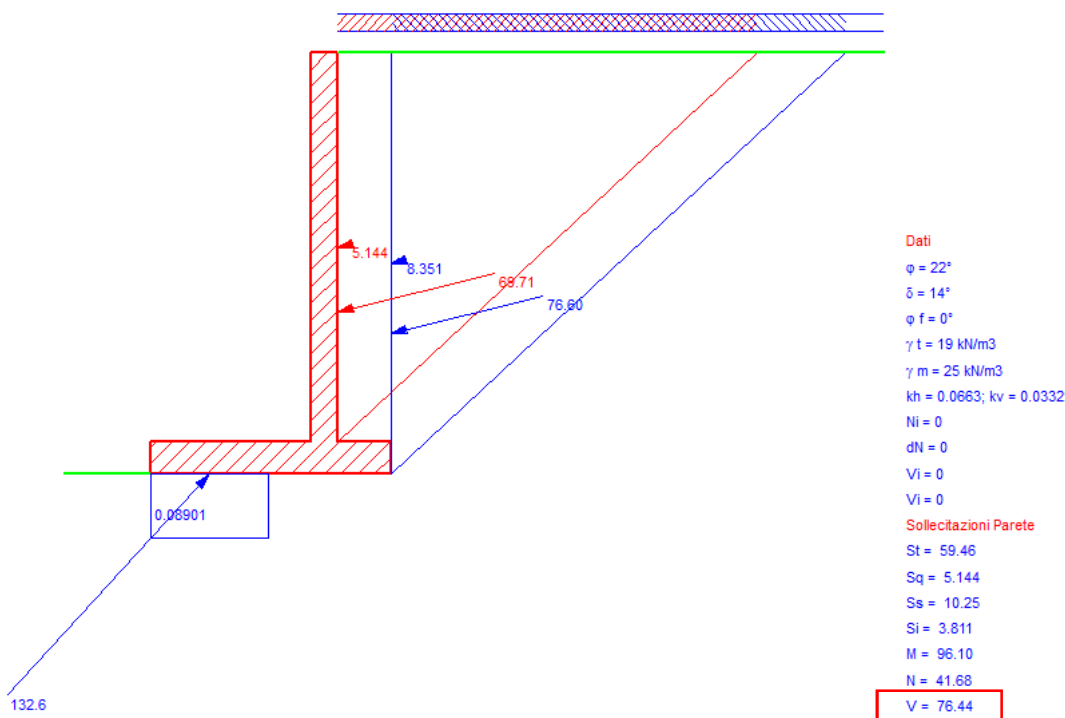


La verifica risulta soddisfatta.

- **Verifica in corrispondenza della sezione ridotta dei muri di sostegno**

In corrispondenza dei pilastri per ottenere il corretto giunto sismico i muri di sostegno risultano rastremati, infatti la sezione come si evince dagli elaborati grafici di progetto risulta ridotta da 25cm a 21cm. In corrispondenza di questa sezione occorre dunque operare le verifiche nei confronti del taglio agente sia alla base che nella zona di rastremazione.

Dalla analisi del muro di sostegno alto è possibile ricavare la spinta sulla parete pari a 76.44kN come si può evincere dai risultati riportati precedentemente e nel seguito per facilità di lettura:



Questa sollecitazione è riferita ad 1m di parete pertanto poiché nel caso in esame la zona rastreamta è caratterizzata da lunghezza di 58cm si ottiene la seguente sollecitazione tagliante:

$76.44 \cdot 0.58 = 44.33 \text{ kN}$. SI procede ora alla verifica della sezione di base pari a 58x21cm.

DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	210	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	580	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	170	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_t	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	3	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_e	16	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	3	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	942	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	3	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	16	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	3	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	942	[mm ²]

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

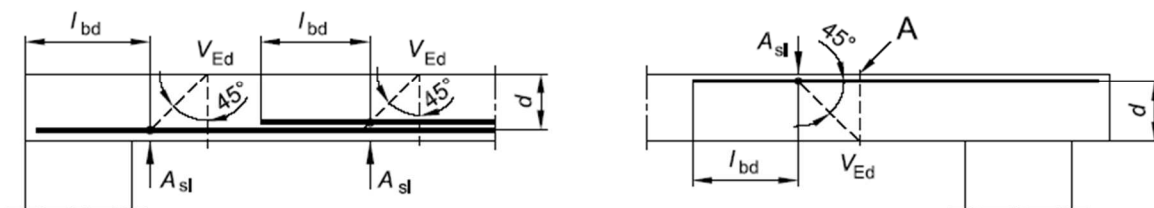
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	44.33	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		no	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	2.05	[-]
		2.00	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.0090276	[-]
		0	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



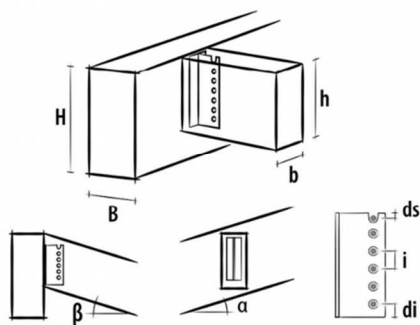
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	0.00	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	51.68	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	51.68	[kN]

La verifica appare soddisfatta

• Connessione travi principali – terzere

La connessione è realizzata mediante staffe a scomparsa del tipo Rothoblaas AluMidi. Si riporta di seguito la relativa verifica:

CONNESSIONE CON STAFFA A SCOMPARSA ALU



Staffa tipo ALU M (cod. ALUMIDI2200)

Fissaggio ali con 30 LBS -Vite da legno - 5x70 (cod. PF603570)

Fissaggio anima con 10 Spinotto autoforante SBD - 7,5x155 (cod. SBD75155)



Marcatura CE secondo ETA 09/0361

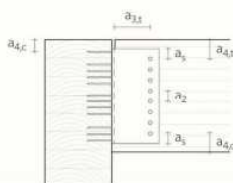
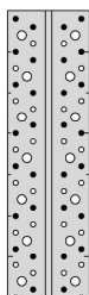
DATI DI CALCOLO

Azione di taglio di progetto	$F_{v,d}$	=	32,85 KN
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	t_q	=	breve
coefficiente k_{mod}	k_{mod}	=	0,90
coefficiente sicurezza connessione	γ_M	=	1,50
Qualità trave principale		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno principale	ρ_k	=	385 Kg/m ³
Base trave principale	B	=	240 mm
Altezza trave principale	H	=	700 mm
Angolo posa trave principale	α	=	11,00°
Qualità trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno secondaria	ρ_k	=	385 Kg/m ³
Base trave secondaria	b	=	200 mm
Altezza trave secondaria	h	=	360 mm
Angolo posa trave secondaria	α	=	0,00°

ISTRUZIONI GRAFICHE DI MONTAGGIO

Schema chiodatura: parziale

Posizionamento consigliato staffa:



SECONDARY BEAM - TIMBER

				self-drilling dowel SBD Ø7,5
Dowel - Dowel	a_2	[mm]	$\geq 3 d$	≥ 23
Dowel - Beam extrados	$a_{4,1}$	[mm]	$\geq 4 d$	≥ 30
Dowel - Beam intrados	$a_{4,2}$	[mm]	$\geq 3 d$	≥ 23
Dowel - Beam end	$a_{3,1}$	[mm]	$\geq (7 d; 80)$	≥ 80
Dowel - Bracket edge	a_1	[mm]	$\geq 1,2 d_{br}^{(1)}$	≥ 10

⁽¹⁾ hole diameter

MAIN BEAM - TIMBER

				anker nail LBA Ø4	screw LBS Ø5
First connector - Beam extrados	$a_{4,e}$	[mm]	$\geq 5 d$	≥ 20	≥ 25

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:

Azione di taglio	T	=	32,85 KN
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	t_q	=	breve
Coefficiente k_{mod}	k_{mod}	=	0,9
Coefficiente sicurezza connessione	γ_M	=	1,5
Qualità trave principale		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno principale	ρ_k	=	385 Kg/m ³
Base trave principale	B	=	240 mm
Altezza trave principale	H	=	700 mm
Angolo posa trave principale	α	=	11,00 °
Qualità trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno secondaria	ρ_k	=	385 Kg/m ³
Base trave secondaria	b	=	200 mm
Altezza trave secondaria	h	=	360 mm
Angolo posa trave secondaria	β	=	0,00 °
Tipo staffa		=	ALU MIDI 280 (da barra ALUMIDI2200)
Tipo connettori ali		=	LBS
Tipo connettori anima		=	spinotto SBD

Viti:

Tipo vite		=	LBS -Vite da legno - 5x70
Diametro filetto	d	=	5,0 mm
Lunghezza vite	l_h	=	70 mm
Lunghezza filetto	l_f	=	66 mm
Diametro gambo	d_g	=	4,9 mm
Diametro nocciolo	d_n	=	3,0 mm
Diametro testa vite	d_h	=	7,8 mm
Numero totale viti	nc	=	30

(assunto fissaggio parziale a causa dell'angolo fra trave principale e staffa)

Spinotti autoforanti:
 Resistenza ultima caratteristica
 Diametro spinotto
 Lunghezza spinotto
 Lunghezza efficace spinotto
 Numero totale spinotti
 Spessore fresatura testa
 Distanza efficace spinotti-testa
 Distanza minima da testa-spinotto superiore
 Distanza minima da testa-spinotto inferiore
 Coeff. riduzione secondo EN1995:1995
 Distanza efficace spinotti-bordo superiore
 Distanza minima dal bordo-spinotto superiore
 Distanza efficace spinotti-bordo inferiore
 Distanza minima dal bordo-spinotto inferiore
 Coeff. riduzione secondo EN1995:1995
 Distanza minima dal bordo-spinotto superiore
 Distanza minima dal bordo-spinotto inferiore
 Distanza minima da testa-spinotto superiore
 Distanza minima da testa-spinotto inferiore

fuk	=	0 N/mm ²
ds	=	7,5 mm
ls	=	155 mm
leff	=	147 mm
ns	=	10
spf	=	8 mm
a3eff	=	78,0 mm
a3s	=	80 mm
a3i	=	80 mm
k3	=	0,99
a4sup	=	72 mm
a4s	=	30 mm
a4inf	=	32 mm
a4i	=	22 mm
k4	=	1,00
a4s	=	30 mm
a4i	=	22 mm
a3s	=	80 mm
a3i	=	80 mm

RISULTATI CALCOLO CON METODO ETA:

Momento su ali
 Distanza LBS -Vite da legno più lontano
 Resistenza caratteristica LBS -Vite da legno a trazione
 Resistenza caratteristica LBS -Vite da legno a taglio
 Resistenza caratteristica a taglio STAFFA lato LBS -Vite da legno
 Resistenza caratteristica Spinotti autoforanti a taglio
 Resistenza caratteristica a taglio STAFFA lato Spinotti autoforanti
 Resistenza caratteristica finale a taglio STAFFA
 Resistenza di design finale a taglio STAFFA
 Verifica globale staffa ALU

Jp	=	794928 mm ²
dmax	=	262 mm
Rek,c	=	4,04 KN
Rvk,c	=	2,68 KN
RkALUf	=	70,05 KN
Rvk,p	=	10,15 KN
RkALUa	=	101,55 KN
RkALU	=	70,05 KN
RdALU	=	42,03 KN
	=	0,78 VERIFICATO

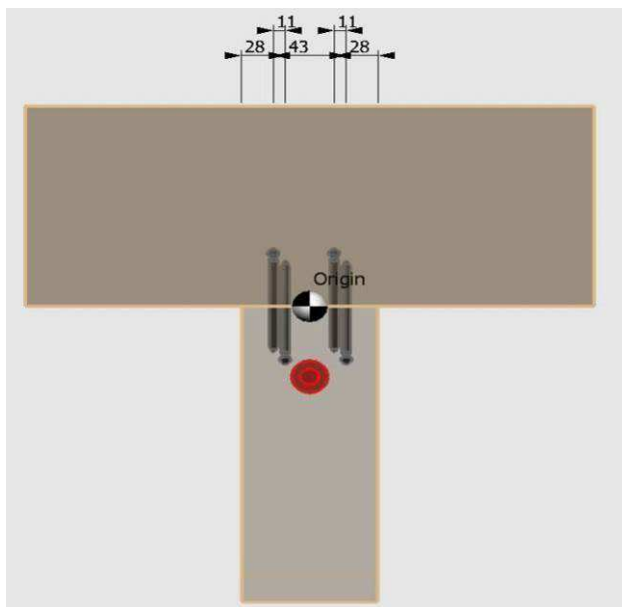
Resistenza caratteristica finale a taglio STAFFA
Resistenza di design finale a taglio STAFFA
Verifica globale staffa ALU

RkALU	=	70,05 KN
RdALU	=	42,03 KN
	=	0,78 VERIFICATO

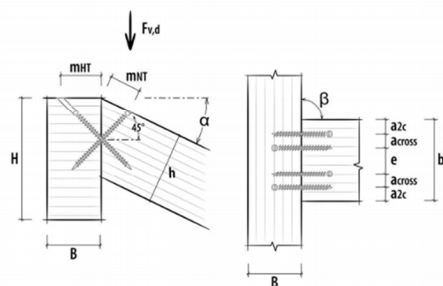
La connessione risulta verificata.

• Connessione travetti – terze

La connessione è realizzata mediante 2 coppie di viti incrociate a tutto filetto. SI procede ora con la verifica:



Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ



VGZ - Connettore tutto filetto a testa cilindrica 7x140 mm - (cod. VGZ7140)
Numero di coppie di connettori = 2 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0,90
Coefficiente sicurezza connessione	gammaM	=	1,50
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	5,14 KN
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	360 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Base trave secondaria	b	=	120 mm
Altezza trave secondaria	h	=	140 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	alpha	=	11,00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	beta	=	0,00 °
Numero di coppie di connettori		=	2

DATI VITE:

Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	7,0 mm
Diametro gambo	ds	=	5,0 mm
Diametro nocciolo	d2	=	4,6 mm
Diametro testa	dk	=	9,5 mm
Lunghezza vite	Lv	=	140 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	130 mm

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0,90
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	5,14 KN
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	360 mm
Tipo legno trave principale		=	GL24h
Base trave secondaria	b	=	120 mm
Altezza trave secondaria	h	=	140 mm
Base trave secondaria	b	=	120 mm
Altezza trave secondaria	h	=	140 mm
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	alpha	=	11,00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	beta	=	0,00 °
Tipo legno trave secondaria		=	GL24h

TIPO CONNETTORE:

Diametro filetto (nominale)	vite VGZ	=	7x140
Diametro gambo	df	=	7,0 mm
Diametro nocciolo	dg	=	5,0 mm
Diametro testa	dn	=	4,6 mm
Lunghezza vite	dh	=	9,5 mm
Lunghezza filetto	lv	=	140 mm
	lf	=	130 mm

GEOMETRIA CONNESSIONE:	=	
Numero di coppie di connettori	=	2
Angolo di inserimento viti	=	45,00 °
Viti su trave principale:	=	
Quota di montaggio su trave principale	mHT	= 52 mm
Lunghezza penetrazione lato testa	=	73 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	= 55 mm
Lunghezza penetrazione lato punta	=	70 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	= 55 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave principale	y2,p	= 90,00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave secondaria	y2,s	= 34,00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave principale	Fax,Rk,3	= 9,07 KN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave secondaria	Fax,Rk,4	= 7,98 KN
Viti su trave secondaria:	=	
Quota di montaggio su trave secondaria	mNT	= 53 mm
Lunghezza penetrazione lato testa	=	73 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	= 55 mm
Lunghezza penetrazione lato punta	=	70 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	= 55 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave secondaria	y1,s	= 56,00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave principale	y1,p	= 90,00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave secondaria	Fax,Rk,1	= 8,54 KN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave principale	Fax,Rk,2	= 9,07 KN
ELEMENTO PIÙ SOLLECITATO:	=	
Forza totale generata dal taglio lungo asse viti	Fax,d,tot	= 3,63 KN
Numero efficace	nef	= 1,9
Resistenza caratteristica totale ad estrazione	Fax,Rk	= 7,98 KN
Resistenza caratteristica totale ad instabilità viti nel legno	Fki,Rk	= 18,88 KN
Resistenza di design totale ad estrazione	Fax,Rd	= 4,79 KN
Resistenza caratteristica a taglio verticale	Fv,Rk	= 11,28 KN
Resistenza di design a taglio verticale dell'intero collegamento	Fv,Rd	= 6,77 KN
Grado di sfruttamento della connessione	=	0,76 VERIFICATO
VERIFICA A TAGLIO TRAVE SECONDARIA:	=	
Altezza efficace (vincolata)	hef	= 101 mm
Altezza non vincolata (al di sotto delle viti)	hint	= 39 mm
Coefficiente kcr	kcr	= 0,67
base efficace	bef	= 80 mm
Coefficiente di riduzione	kv	= 0,94
Tensione a taglio in hef	τ	= 0,95 N/mm²
Resistenza di design a taglio del legno	fv,d	= 2,17 N/mm²
Verifica tensione a taglio trave secondaria	=	0,47 VERIFICATO
Verifica tensione a taglio solo hef	=	0,44 VERIFICATO
Resistenza caratteristica finale a taglio STAFFA	RkALU	= 70,05 KN
Resistenza di design finale a taglio STAFFA	RdALU	= 42,03 KN
Verifica globale staffa ALU	=	0,78 VERIFICATO

Le verifiche risultano soddisfatte.

• Verifica del sistema di controventamento copertura tavolato+bandelle metalliche

Il sistema di controventamento della copertura è realizzato mediante il tavolato ligneo dello spessore di 2.5cm e dalle bandelle metalliche di sezione 40*1.5mm. Questa scelta è dettata in funzione dal comportamento dei due elementi che vede da un lato il tavolato ligneo in grado di resistere alle azioni di trazione e compressione e dall'altro le bandelle metalliche che sono in grado di resistere alle azioni di trazione. In particolare come descritto in precedenza quindi si è inserito all'interno del modello sia il tavolato ligneo con le proprie caratteristiche meccaniche ortotrope (create sulla base del materiale C14) che le bandelle metalliche. In relazione al comportamento dei due materiali pertanto si ritiene che il tavolato svolga la maggior parte della funzione di controventamento, ma che necessiti delle bandelle metalliche per assorbire il mutuo scorrimento tra le tavole. In virtù di ciò si è scelto infatti di limitare la resistenza tagliante del materiale inserito nella modellazione al 20% così da non considerare un contributo eccessivo del tavolato stesso alla luce anche della reale costruzione che non vede un elemento continuo ma una serie di tavole accostate ed inchiodate ai travetti lignei. Si procede ora con la verifica di tutti gli elementi che compongono il sistema:

Tavolato e relativa chiodatura

Le sollecitazioni che interessano il tavolato ligneo sono state riportate in precedenza ed in particolare rappresentano le tre tensioni membranali, S_{xx} , S_{yy} e S_{xy} . Secondo quanto riportato all'interno del manuale di calcolo valgono le seguenti corrispondenze:

$$\sigma_x = S_{xx} \pm 6 \frac{M_{xx}}{h^2};$$

$$\sigma_y = S_{yy} \pm 6 \frac{M_{yy}}{h^2};$$

$$\tau_{xy} = S_{xy} \pm 6 \frac{M_{xy}}{h^2}$$

Considerando ora che la rigidezza flessionale del tavolato è molto bassa e che pertanto le sollecitazioni flettenti che lo interessano sono trascurabili si può scrivere:

$$\sigma_x = S_{xx}$$

$$\sigma_y = S_{yy}$$

$$\tau_{xy} = S_{xy}$$

Pertanto nel caso in esame si ha:

$$\sigma_x = 11.29 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.01129 \text{ MPa}$$

$$\sigma_y = 152 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.152 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy} = 129 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.129 \text{ MPa}$$

In relazione alla geometria del modello di calcolo ed alla disposizione del tavolato si possono ricavare le seguenti relazioni:

σ_x = compressione/trazione ortogonale alla fibra

σ_y = compressione/trazione parallela alla fibra

τ_{xy} = taglio

Si procede pertanto a svolgere le opportune verifiche considerando che l'azione sismica è di tipo istantaneo e che quindi si può assumere un k_{mod} pari ad 1:

Valori riferiti alle norme UNI EN 338-2009 e UNI EN 1194-2000

- Classe di servizio: 1
- Classe di carico: Istantanea
- Classe legno: C14

Valori caratteristici

f_{mk}	f_{t0k}	f_{t90k}	f_{c0k}	f_{c90k}	f_{vk}
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
14.00	8.00	0.40	16.00	2.00	3.00

Valori caratteristici

γ_L	k_{mod}	f_{md}	f_{t0d}	f_{t90d}	f_{c0d}	f_{c90d}	f_{vd}	$E_{w,mean}$	$E_{w5\%}$	E_{w90}	$G_{w,mean}$	β_C	ρ_{0k}	ρ_{mean}
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		[kN/m ³]	[kN/m ³]
1.50	1.00	9.33	5.33	0.27	10.67	1.33	2.00	7,000	4,700	230	440	0.20	2.90	3.50

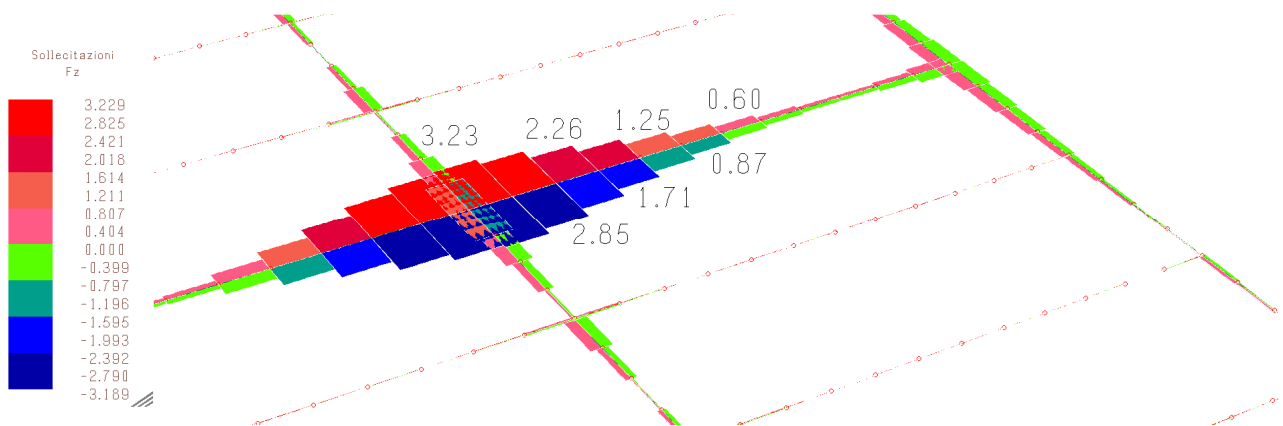
$$\sigma_x = 0.01129 \text{ MPa} < \min(f_{t90d}; f_{c90d}) = 0.27 \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\sigma_y = 0.152 \text{ MPa} < \min(f_{t0d}; f_{c0d}) = 5.33 \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\tau_{xy} = 0.129 \text{ MPa} < f_{vd} = 2 \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Tutte le verifiche appaiono soddisfatte.

E' opportuno ora procedere con la verifica della chiodatura del tavolato che risulta realizzata con due chiodi di tipo Anker 4x60mm per tavola. In particolare la sollecitazione massima che interessa la connessione è pari alla differenza di taglio tra due nodi successivi. Analizzando pertanto i risultati ottenuti tramite il modello di calcolo in particolare il taglio Tz per travi e travetti lignei si ottiene la seguente sollecitazione massima:



$$F_t \text{ chiodi} = 2.85 - 2.26 = 0.59 \text{ kN}$$

Si procede pertanto alla verifica della connessione:



Connessione	2 elementi legno - legno
Tipo legno	conifere

Caratteristiche materiale

Densità caratteristica legno	350 kg/m ³
-------------------------------------	-----------------------

Coefficienti di sicurezza per la connessione in legno

y m unioni	1.50
Classe di servizio	1
Classe di durata del carico	istantanea
k mod	1

Spessori

Elemento lato testa connettore	25 mm
Elemento lato punta connettore	140 mm
Spessore totale	165 mm



Connettore	Chiodo ad aderenza migliorata
Codice	rothoblaas LBA460
Diametro gambo	4.00 mm
Diametro testa	8.00 mm
Lunghezza chiodo	60.00 mm
Resistenza ultima a trazione	600 N/mm ²


Geometria della connessione

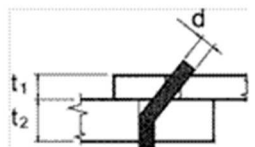
Preforo anche quando non previsto da normativa	Assente
Angolo α tra la forza e la direzione della fibratura	90.0°
Spaziatura minima fra i chiodi di una fila, parallelamente alla fibratura (a1)	20 mm
Spaziatura minima fra le file di chiodi, perpendicolarmente alla fibratura (a2)	20 mm
Numero di file	1
Distanza minima fra chiodo ed estremità scarica (a3,c)	40 mm
Distanza minima fra chiodo e bordo sollecitato (a4,t)	28 mm
Numero di chiodi per fila	2

Sollecitazioni, direzione riferita al mezzo di connessione

Forza laterale	0.59 kN
Forza assiale (>0 trazione)	0.00 kN



Risultati del calcolo	Verificato
 Mezzi di unione	a taglio singolo
Lunghezza penetrazione (lato punta)	32.00 mm
Resistenza caratteristica a rifollamento primo elemento $f_{h,1,k}$	18.9 N/mm ²
Resistenza caratteristica a rifollamento secondo elemento $f_{h,2,k}$	18.9 N/mm ²
β	1.0
Momento caratteristico di snervamento	4992 N·mm
Resistenza caratteristica a estrazione lato punta $f_{ax,k}$	2.45 N/mm ²
Resistenza caratteristica attraversamento lato testa $f_{head,k}$	8.58 N/mm ²
Capacità caratteristica estrazione chiodo $F_{ax,Rk}$	0.31 kN
Resistenza caratteristica per 1 chiodo e 1 piano di taglio $F_{v,Rk}$	1.00 kN
Resistenza di progetto per 1 chiodo e 1 piano di taglio $F_{v,Rd}$	0.66 kN
Kef	1.00
Numero efficace di chiodi in una fila	2.00
Numero minimo di chiodi in una fila	2
Numero di chiodi TOTALI in opera su tutte le file	2
Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi laterali	1.33 kN
Capacità resistente di progetto della connessione ai carichi assiali	0.42 kN
Indice di resistenza carico laterale e trazione	0.44

Modo di rottura		
II A	 $1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$	d

La verifica risulta soddisfatta.

Bandelle metalliche e relativa chiodatura

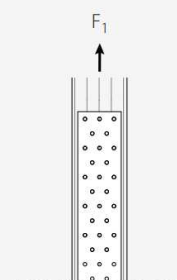
La sollecitazione che interessa le bandelle metalliche è pari a 5.5kN. Dalla scheda tecnica del produttore si può evincere quanto segue:

RESISTENZA DEL SISTEMA

La resistenza a trazione del sistema $R_{1,d}$ è la minima fra la resistenza a trazione lato nastro $R_{ax,d}$ e fra la resistenza a taglio dei connettori utilizzati per il fissaggio $n \cdot R_{v,d}$.

Nel caso in cui i connettori vengano disposti su più file si dovrà applicare il coefficiente correttivo m_{ef} .

$$R_{1,d} = \min \begin{cases} R_{ax,d} \\ n \cdot m_{ef} \cdot R_{v,d} \end{cases}$$



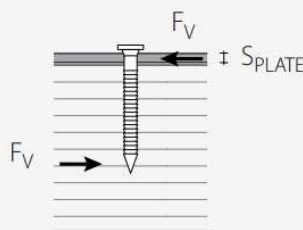
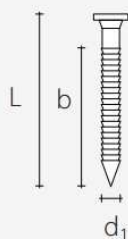
NASTRO - RESISTENZA A TRAZIONE

TIPO	B [mm]	s [mm]	n. fori Area netta [pz]	VALORI CARATTERISTICI	VALORI AMMISSIBILI
				$R_{ax,k}$ [kN]	N_{amm} [kg]
LBB 1,5 mm	40	1,5	2	17,0	955
	60	1,5	3	25,5	1432
	80	1,5	4	34,0	1909
LBB 3,0 mm	40	3,0	2	26,7	1364

Pertanto la resistenza a trazione della bandella lato piastra è pari a $17 \cdot 1 (k_{mod} = 1 \text{ per il sisma}) / 1.25 = 13.6 \text{ kN}$ pertanto la verifica lato acciaio appare soddisfatta.

Occorre ora verificare la chiodatura della bandella realizzata sulle terzere lignee. In particolare si è scelto di considerare come azione sollecitante non l'azione reale bensì l'azione di snervamento della bandella così da dimensionare una chiodatura a completo ripristino. La sollecitazione che interessa l'elemento vale pertanto 13.6 kN. Secondo quanto riportato all'interno della scheda tecnica del connettore la resistenza del singolo connettore è pari a:

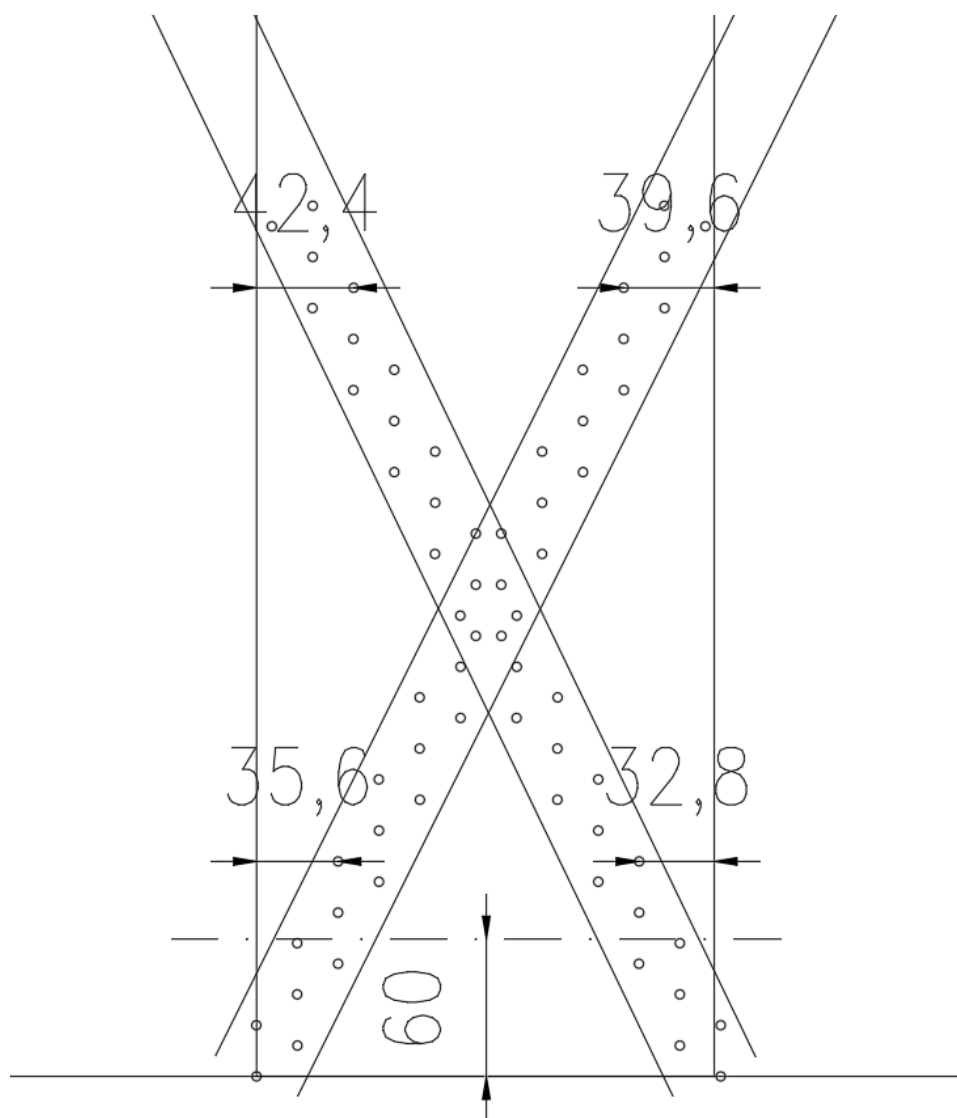
LBA



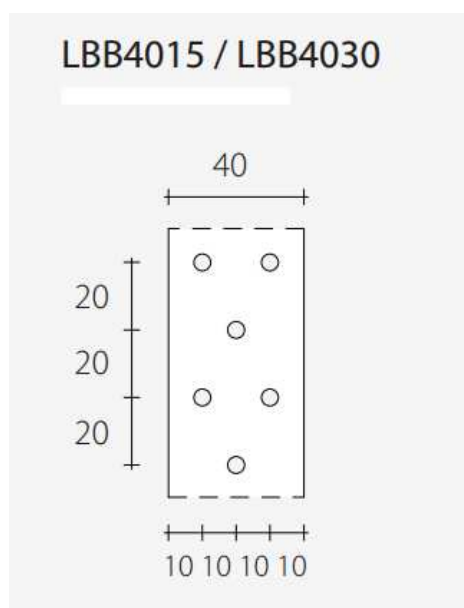
			VALORI CARATTERISTICI ⁽¹⁾						
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	TAGLIO ACCIAIO-LEGNO $R_{v,k}$ [kN]						
			S_{plate} 1,5 mm	S_{plate} 2 mm	S_{plate} 2,5 mm	S_{plate} 3 mm	S_{plate} 4 mm	S_{plate} 5 mm	S_{plate} 6 mm
4	40	30	2,02	2,01	2,00	1,98	1,95	1,93	1,90
	50	40	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32	2,32
	60	50	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48	2,48
	75	60	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64	2,64
	100	80	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96
6	60	50	2,56	2,53	3,39	4,24	4,20	4,16	4,13
	80	70	3,43	3,41	4,19	5,00	5,00	5,00	5,00
	100	80	4,27	4,27	4,75	5,24	5,24	5,24	5,24

$$F_{vrd} = 2.48 \cdot 1 (k_{mod} = 1 \text{ per il sisma}) / 1.5 = 1.65 \text{ kN}$$

Ogni connessione è realizzata secondo lo schema di seguito riportato indicato all'interno degli elaborati grafici allegati alla presente a cui si rimanda per completezza:

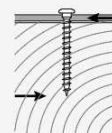
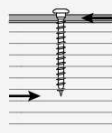


La bandella metallica è caratterizzata dalla seguente preforatura:



Considerando ora le distanze minime si possono contare 19 connessioni corrette per ogni bandella metallica, distanze minime di seguito riportate:

DISTANZE MINIME PER CHIODI / VITI SOLLECITATI A TAGLIO ACCIAIO-LEGNO



		CHIODI / VITI INSERITI SENZA PREFORO					
		Angolo tra forza e fibre $\alpha = 0^\circ$			Angolo tra forza e fibre $\alpha = 90^\circ$		
		LBA 4	LBS 5	LBA 6	LBA 4	LBS 5	LBA 6
a_1	[mm]	28	42	50	14	18	21
a_2	[mm]	14	18	21	14	18	21
$a_{3,t}$	[mm]	60	75	90	40	50	60
$a_{3,c}$	[mm]	40	50	60	40	50	60
$a_{4,t}$	[mm]	20	25	30	28	50	60
$a_{4,c}$	[mm]	20	25	30	20	25	30

E' opportuno ora valutare il coefficiente k_{ef} che in relazione alla geometria determina quante connessioni sono realmente efficaci. Secondo quanto riportato dall'eurocodice si ha:

- (8) Per una fila di n chiodi disposti parallelamente alla fibratura, a meno che i chiodi di tale fila siano sfalsati ortogonalmente alla fibratura per almeno $1d$ (vedere figura 8.6), si raccomanda che la capacità portante parallela alla fibratura [vedere 8.1.2(4)] sia calcolata utilizzando il numero efficace di mezzi di unione n_{ef} , dove:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \quad (8.17)$$

dove:

n_{ef} è il numero efficace di chiodi nella fila;

n è il numero di chiodi in una fila;

k_{ef} è fornito nel prospetto 8.1.

prospetto 8.1 Valori di k_{ef}

Passo ^{a)}	k_{ef}	
	Non preforati	Preforati
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	-	0,5

a) Per passi intermedi, è ammessa l'interpolazione lineare di k_{ef} .

Poiché nel caso in esame con $d=4\text{mm}$, $a_1=40\text{mm}$ e senza preforatura si ha $k_{ef}=0.85$ si può calcolare la resistenza globale della connessione chiodata che è pari a:

$FR_{tot} = F_{vrd} \cdot n_{ef} = 1.65 \cdot 19^{0.85} = 20.15\text{kN} > 13.6\text{kN}$ pertanto la verifica risulta soddisfatta.

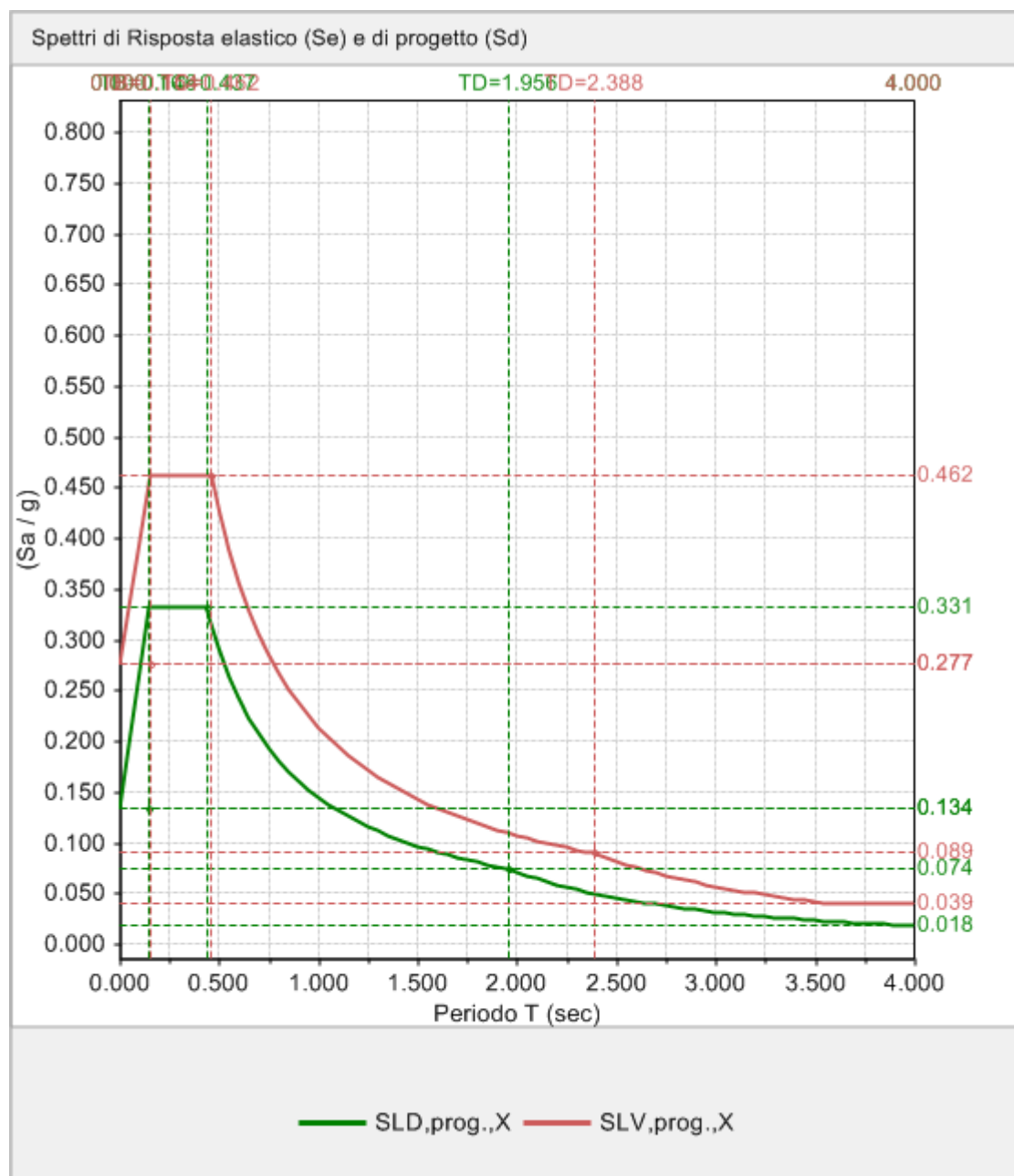
• Verifica secondo 7.3.7.1

La normativa tecnica di riferimento al paragrafo 7.3.7.1 riporta quanto segue:

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

Per svolgere tale verifica si è confrontato lo spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita con lo spettro di progetto per lo stato limite di danno costruito assumendo $q=1,5$ ($\eta=2/3$).

Il risultato di tale confronto risulta essere il seguente:



Poiché lo spettro relativo allo stato limite di danno risulta in ogni punto contenuto all'interno di quello relativo allo stato limite di salvaguardia della vita la verifica si considera automaticamente soddisfatta.

- **Verifica nei confronti del martellamento**

La palestra risulta essere giuntata rispetto al corpo spogliatoi, in particolare quindi è necessario determinare l'ampiezza minima del giunto affinché non avvengano fenomeni di martellamento. Lo spostamento massimo nella direzione di martellamento per la palestra è pari, come visto in precedenza a 0.0656m ad una quota di 8.9m. Assumendo l'andamento dello spostamento lineare con l'altezza si determina lo spostamento in corrispondenza della quota di martellamento pari a 3.75m:

$$3.75 \cdot 0.0656 / 8.9 = 0.0276 \rightarrow 2.78 \text{ cm}$$

Lo spostamento massimo del corpo spogliatoi nella direzione di martellamento è pari a, come è possibile evincere dalla relativa relazione strutturale di cui al capitolo 3, 0.021m \rightarrow 2.1cm

Il giunto pertanto dovrà essere di dimensioni minime pari a:

$$2.78 + 2.1 = 4.88 \text{ cm}$$

Il giunto in progetto pari a 5cm rispetta tale limite.

E' altresì necessario valutare il minimo come indicato all'interno della normativa tecnica di riferimento pari a:

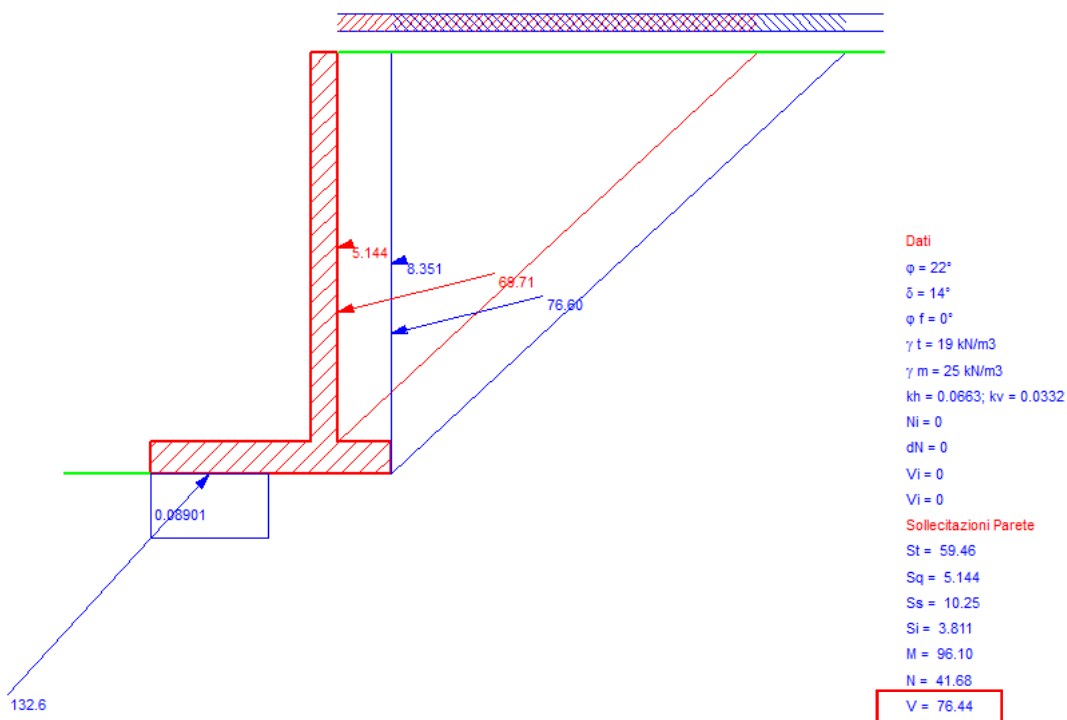
$$1/100 \cdot h \cdot a_g \cdot S / 0.5 = 1/100 \cdot 375 \cdot 0.197 \cdot 1.404 / 0.5 = 2.07 \text{ cm}$$

Il giunto sismico in progetto essendo maggiore anche di questo valore limite è sufficiente affinché non vi siano fenomeni di martellamento tra le due strutture.

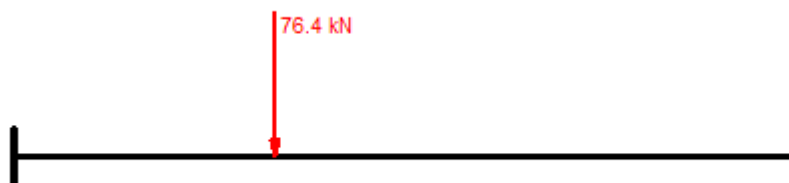
E' necessario valutare anche il giunto necessario tra i muri di sostegno ed i pilastri della palestra, in particolare la quota di possibile martellamento è pari in corrispondenza del muro di sostegno più alto a 3.95m. Lo spostamento dei pilastri in corrispondenza di questa quota è pari a:

$$3.95 \cdot 0.0656 / 8.9 = 0.029 \rightarrow 2.9 \text{ cm}$$

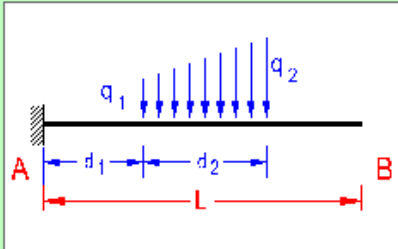
E' necessario ora determinare lo spostamento del muro di sostegno in condizioni sismiche. Dalla analisi del muro di sostegno alto è possibile ricavare la spinta sulla parete pari a 76.44kN come si può evincere dai risultati riportati precedentemente e nel seguito per facilità di lettura:



Per determinare ora la deformazione del muro di sostegno sotto questo carico si è analizzato un semplice modello di calcolo che schematizza correttamente la parete del muro di sostegno ad una mensola di altezza equivalente. I risultati ottenuti sono i seguenti:



Titolo :



Vincoli

☐ App. - App.

☐ Inc. - Inc.

☐ Inc. - App.

☒ Mensola

☐ Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI 0 Zoom

N° Carichi CONCENTRATI 1 Zoom

N°	F	d
1	76.44	1.2167

N° Coppie CONCENTRATE 0 Zoom

Luce 3.65 m **J** 130,208 cm⁴ Sezione

E 31,400 MPa ☒ Distanze parziali

Risultati

Reazioni vincolari				
MA	kNm	-93	MB	0
RA	kN	76.44	RB	0

ΦA	[rad]	0	ΦB	-0.001384
max M+		1.086E-05	x max M+	3.212
max M-		-93	x max M-	0
f max	m	0.004489	x f max	3.65

Diagrammi

Visualizza

M
V
C

Stampa

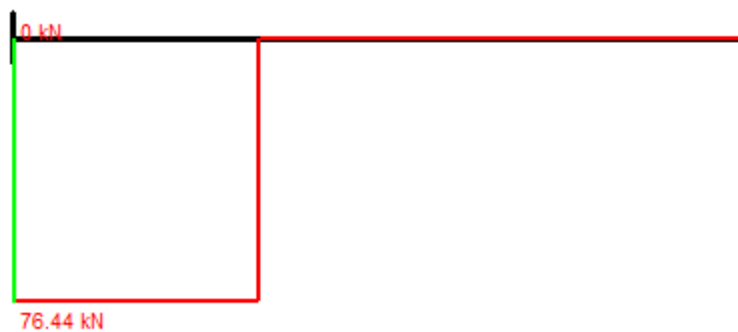
Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)
0	-93	76.44	0

Calcola

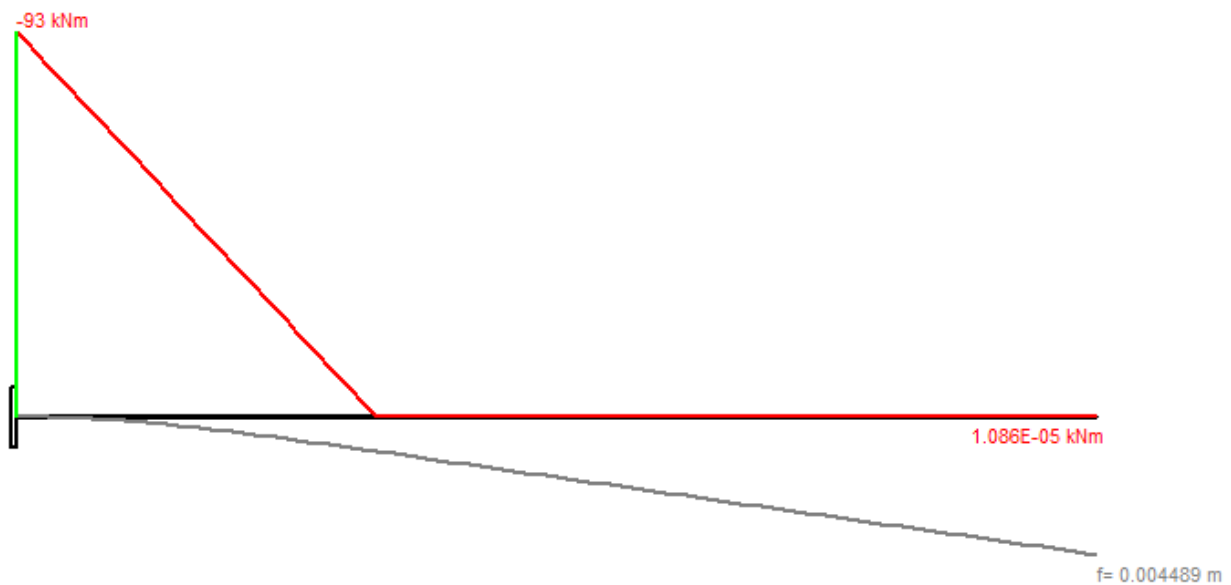
N° sezioni di calcolo 100

Calcola



File : deformazione muro di sostegno -

Luce = 3.65 m ; E = 31,400 MPa ; J = 130,208 cm⁴



La deformata vale pertanto 0.45cm

Il giunto pertanto dovrà essere di dimensioni minime pari a:

$$2.9 + 0.45 = 3.35 \text{ cm}$$

Il giunto in progetto pari a 4cm rispetta tale limite.

E' altresì necessario valutare il minimo come indicato all'interno della normativa tecnica di riferimento pari a:

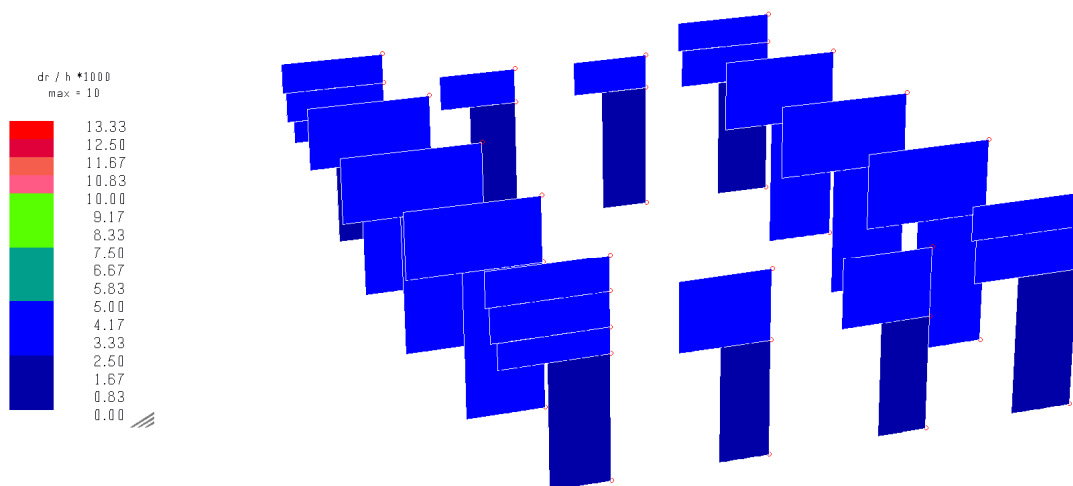
$$1/100 * h * a_g * S / 0.5 = 1/100 * 395 * 0.197 * 1.404 / 0.5 = 2.18 \text{ cm}$$

Il giunto sismico in progetto essendo maggiore anche di questo valore limite è sufficiente affinché non vi siano fenomeni di martellamento tra le due strutture.

3.13 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DANNO

Verifica delle deformazioni in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali.

Secondo quanto riportato nella normativa tecnica di riferimento al paragrafo 7.3.7.2. si procede con la verifica della deformazione relativa allo SLD inferiore a 0.01h (essendo la struttura appartenente alla classe IV). Si procede ora con la verifica:

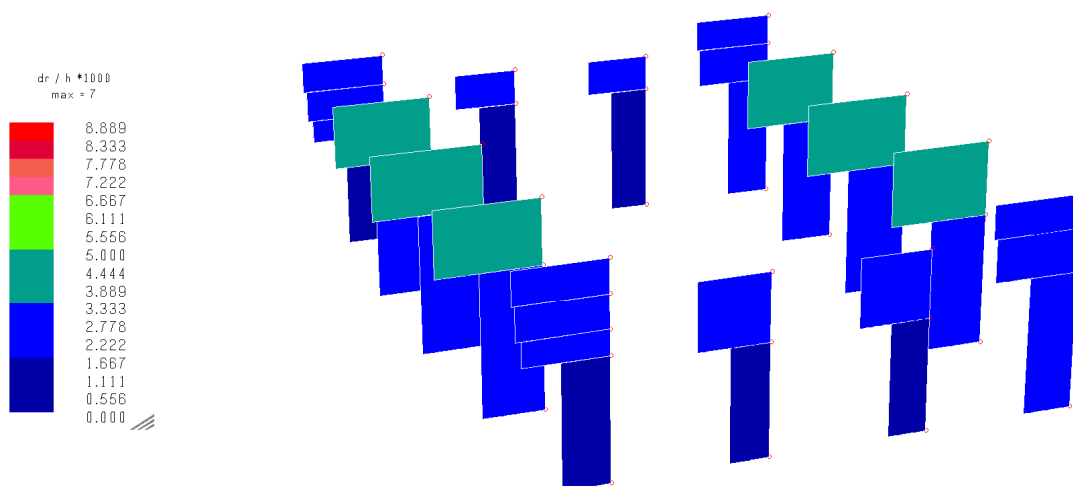


Verifica a deformazione per lo stato limite di danno

Come si può evincere dalla immagine sopra riportata la verifica risulta poiché soddisfatta tutti gli elementi sono caratterizzati da deformazioni minori del limite $10^\circ/\infty$ (colore verde).

3.14 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITÀ

Secondo quanto riportato nella normativa tecnica di riferimento al paragrafo 7.3.7.2. si procede con la verifica della deformazione relativa allo SLO (essendo la struttura appartenente alla classe IV) inferiore a $0.01h \cdot 2/3 = 0.00666h$. Si procede ora con la verifica:



Verifica a deformazione per lo stato limite di operatività

Come si può evincere dalla immagine sopra riportata la verifica risulta poiché soddisfatta tutti gli elementi sono caratterizzati da deformazioni minori del limite $6.6^\circ/\infty$ (colore verde).

4 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE CORPO SPOGLIATOI

4.1 PREMESSA.

- **Caratteristiche della costruzione**

La presente relazione di calcolo è relativa alla realizzazione di nuova palestra e relativo corpo spogliatoi in Bazzano, nel comune di Neviano degli arduini, Parma (PR). Le coordinate geografiche del sito sul quale sorgerà l'edificio sono di seguito riportate:

Latitudine: 44.571457

Longitudine: 10.370600

Si riporta di seguito una vista aerea dell'area sul quale sorgerà il nuovo edificio.:



Vista aerea del polo scolastico e dell'ubicazione della futura palestra

- **Caratteristiche delle interferenze con il territorio circostante**

Il progetto generale prevede la realizzazione di due nuovi fabbricati isolati (palestra e corpo spogliatoi e servizi), rispettando la distanza tra le costruzioni contigue, l'altezza massima dei nuovi edifici e la limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

- **Caratteristiche e rilievo topografico del sito**

Per quanto concerne le caratteristiche geologiche del terreno su cui sorgeranno gli edifici in progetto si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione a firma del Dott. Geol. Fabio Picinotti allegata alla presente relazione. Il terreno in esame, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è classificato in categoria B (DM 14/01/2008). E' opportuno precisare che però essendo la velocità individuata molto vicina alla velocità di confine tra la classe B e la classe C e che la vecchia campagna di indagini (seppur meno precisa rispetto alla nuova MASW) indicava una velocità di riferimento pari a 319m/s si è ritenuto procedere alla verifica della struttura facendo riferimento alla classe di terreno C. L'area in esame si presenta con pendenza media $i \leq 15^\circ$, si fa ricorso al coefficiente

di amplificazione topografico S_T di cui alla tab. 3.2.VI della DM 14/01/2008, ascrivendo il sito in esame alla categoria T_1 con valore $S_T = 1,0$.

4.2 ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.

Poiché l'edificio è di nuova realizzazione non è coerente far riferimento ad una *analisi storico-critica*.

4.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.

- **Descrizione generale dell'opera**

Per quanto concerne la descrizione della struttura si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione tecnica allegata alla presente. In estrema sintesi la struttura del corpo spogliato è realizzata con telaio in calcestruzzo armato gettato in opera su travi di fondazione a T rovescia.

- **Criteri generali di progettazione**

La struttura è stata progettata facendo riferimento a quanto contenuto all'interno della normativa tecnica di riferimento per le strutture in calcestruzzo armato facendo riferimento in particolare alle strutture classificate come a bassa duttilità.

- **Criteri generali della costruzione**

Secondo i parametri del Paragrafo 7.2.2. (DM 14/01/2008), la struttura non è regolare in pianta ed è regolare in altezza; viene rispettata la distanza tra le costruzioni contigue, l'altezza massima del nuovo edificio e la limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

- **Criteri generali di analisi e verifica**

- Metodo di calcolo agli stati limite

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, allo stato limite di operatività e nei confronti di eventuali azioni eccezionali, in questo caso rappresentate dall'azione del fuoco in caso d'incendio. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti per lo SLD e per lo SLO. Le verifiche svolte in relazione allo stato limite considerato sono di seguito evidenziate all'interno della tabella di riferimento presente all'interno della normativa tecnica di riferimento al C7.1.I:

Tabella C7.1.1 - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso				
			I	II	III	IV	
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x	←
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x	←
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x	←
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x			←
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x	←
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x	
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x	←
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x	←
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x	
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x	←
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x	←
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x	
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x	
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x	←
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x	
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x	
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x	
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x	
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x	

Le verifiche evidenziate in verde sono contenute all'interno della seguente relazione, per quanto riguarda le verifiche evidenziate in rosso si rimanda ad apposito elaborato. Tutte le altre verifiche non devono essere svolte per il progetto poiché non coerenti. E' importante precisare che la verifica per la duttilità della struttura non è coerente poiché in questo caso le travi non sono incastrate ai pilastri ed sono in materiale differente (legno),

– Verifiche struttura in fondazione

Le fondazioni verranno verificate sia nel caso statico che nel caso sismico; nel caso statico verranno riportati i diagrammi delle tensioni sul terreno allo SLU

Per le verifiche strutturali in fondazione nel caso sismico, secondo quanto indicato al punto 7.2.5 delle norme, vengono amplificate le sollecitazioni trasferite in fondazione, dagli elementi soprastanti, con un $\gamma_{rd}=1,1$.

Nel caso delle fondazioni non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile, comunque utilizzando un minimo dello 0.2%Ac di armature longitudinali.

– Verifica struttura in elevazione

Per la struttura in elevazione, per quanto riguarda le pareti, ed i pilastri interni (che partono dalle travi di fondazione) o quelli che sono comunque confinati nelle pareti, così come le travi in c.a. saranno eseguite le verifiche di resistenza e di deformabilità sia nel caso statico che sismico. Le verifiche di deformabilità sono eseguite allo SLD ed allo SLO (classe IV).

– Fattore di struttura

La struttura è di tipo misto, ma in funzione del funzionamento della stessa è assimilabile ad una struttura a pareti in una direzione ed a pilastri nell'altra.

Per la direzione nella quale si ha prevalenza di comportamento a pareti si può individuare la struttura come "*struttura mista equivalente a pareti*", per tanto con un fattore di struttura dato $q=q_0 \cdot K_R \cdot K_w$:

- Essendo regolare in altezza si utilizzerà un fattore riduttivo $K_R=1$
- Il fattore riduttivo K_w è pari a $(1+\alpha_0)/3$ dove α_0 è il risultato del rapporto tra la somma delle altezze delle pareti e la somma delle lunghezze delle stesse nel caso in esame si ha:
$$\alpha_0 = 4.1/2.71=1.51$$
$$k_w = (1+1.51)/3 = 0.84$$
- Non essendo regolare in pianta si utilizzerà la media tra 1 e $\alpha_u/\alpha_1=1.2$ pari a 1.1)

Perciò il fattore di struttura finale sarà $q=3 \cdot 1.1 \cdot 1 \cdot 0.84=2.76$

Per la direzione invece in cui il comportamento risulta prevalente a telaio la struttura come "*struttura a telaio di un piano*", per tanto con un fattore di struttura dato $q=q_0 \cdot K_R$:

- Essendo regolare in altezza si utilizzerà un fattore riduttivo $K_R=1$
- Non essendo regolare in pianta si utilizzerà la media tra 1 e $\alpha_u/\alpha_1=1.1$ (pertanto 1.05) ottenendo $q_0=3.0 \cdot 1.05=3.15$

Perciò il fattore di struttura finale sarà $q=3.15 \cdot 1=3.15$

Ponendosi a favore di sicurezza e per non differenziare il fattore di struttura nelle due direzioni si è scelto di adottare per le analisi un coefficiente di struttura q pari a 2.76 così come precedentemente calcolato.

Si rimanda a quanto contenuto nei paragrafi successivi, in particolare quello relativo alla analisi modale, per il dettaglio delle forze taglianti di piano e relative suddivisioni tra i diversi elementi.

4.4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.

Norme di riferimento adottato

Le norme a cui si fa riferimento nella progettazione dell'opera sono le seguenti

- OPCM 20 marzo 2003 n° 3274 "Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale (...)"

- D.M. 14 gennaio 2008 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617. Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- D.M. 31 dicembre 2007, n. 248, recante proroga di termini previsti da disposizioni legislative e disposizioni urgenti in materia finanziaria.

4.5 ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.

Poiché l’edificio è di nuova realizzazione non è coerente far riferimento a *Livelli di conoscenza e Fattori di confidenza*.

4.6 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.

L’analisi dei carichi del corpo spogliato è la seguente:

G1: Peso proprio della lastra predalles 20+5cm $\rightarrow 3.6\text{kN/m}^2$

G2: Sottofondo $\rho=600\text{kg/m}^3$ $s=5\text{cm} \rightarrow 0.05*6=0.3\text{kN/m}^2$

Isolante in polistirene $\rho=30\text{kg/m}^3$ $s=15\text{cm} \rightarrow 0.15*0.3=0.045\text{kN/m}^2$

Peso copertura verde $0.2*18 = 3.6\text{kN/m}^2$

TOTALE : $3.945\text{kN/m}^2 \rightarrow 4.0\text{kN/m}^2$

Q: Carico Neve: $1.77\text{kN/m}^2 \rightarrow 1.8\text{kN/m}^2$

Q: Sovraccarico cat. C $\rightarrow 3.0\text{kN/m}^2$

E’ opportuno specificare che la porzione a copertura del corridoio non ha la copertura verde pertanto e non è interessata da sovraccarico variabile poiché non accessibile l’analisi dei carichi risulta essere la seguente:

G1: Peso proprio della lastra predalles 20+5cm $\rightarrow 3.6\text{kN/m}^2$

G2: Sottofondo $\rho=600\text{kg/m}^3$ $s=5\text{cm} \rightarrow 0.05*6=0.3\text{kN/m}^2$

Isolante in polistirene $\rho=30\text{kg/m}^3$ $s=15\text{cm} \rightarrow 0.15*0.3=0.045\text{kN/m}^2$

TOTALE : $0.345\text{kN/m}^2 \rightarrow 0.4\text{kN/m}^2$

Q: Carico Neve: $1.77\text{kN/m}^2 \rightarrow 1.8\text{kN/m}^2$

E’ importante però precisare che questa porzione di struttura è interessata da accumulo neve in quanto struttura vicina a struttura più alta in questo caso rappresentata dalla palestra. Il carico variabile dovuto pertanto all’accumulo neve vale:

5.3.6

Coperture confinanti e vicine a costruzioni più alte

- (1) I coefficienti di forma per il carico della neve che si raccomanda siano utilizzati per le coperture confinanti con costruzioni più alte, sono dati dalle espressioni seguenti e illustrati nella figura 5.7.

$$\mu_1 = 0,8 \quad (\text{assumendo che la copertura inferiore sia piana}) \quad (5.6)$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w \quad (5.7)$$

dove:

μ_s è il coefficiente di forma per il carico della neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore.

per $\alpha \leq 15^\circ$, $\mu_s = 0$,

per $\alpha > 15^\circ$, μ_s è dato da un carico addizionale, pari al 50% del carico della neve totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore adiacente a quella in esame calcolato in accordo al punto 5.3.3;

μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto agli effetti del vento.

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / s_w \quad (5.8)$$

dove:

γ è il peso per unità di volume della neve [kN/m^3], che ai fini del presente calcolo può essere assunto pari a 2 kN/m^3 .

Si raccomanda di specificare i limiti inferiore e superiore per μ_w .

Nota 1 L'intervallo dei valori di μ_w può essere specificato nell'appendice nazionale. I limiti raccomandati sono $0,8 \leq \mu_w \leq 4$.

La lunghezza dell'accumulo si calcola come segue:

$$l_a = 2h \quad (5.9)$$

Nota 2 L'appendice nazionale può indicare limitazioni per il valore di l_a . I limiti raccomandati sono $5 \leq l_a \leq 15 \text{ m}$.

Nota 3 Se $b_2 < l_a$ il coefficiente alla fine della copertura inferiore è calcolato per interpolazione lineare tra μ_1 e μ_2 interrotta alla fine della copertura inferiore (vedere la figura 5.7).

- (2) La distribuzione di carico uniforme che si raccomanda sia utilizzata è illustrata nella figura 5.7, caso (i).

- (3) La distribuzione di carico con accumuli che si raccomanda sia utilizzata è illustrata nella figura 5.7, caso (ii), se non specificato per condizioni locali.

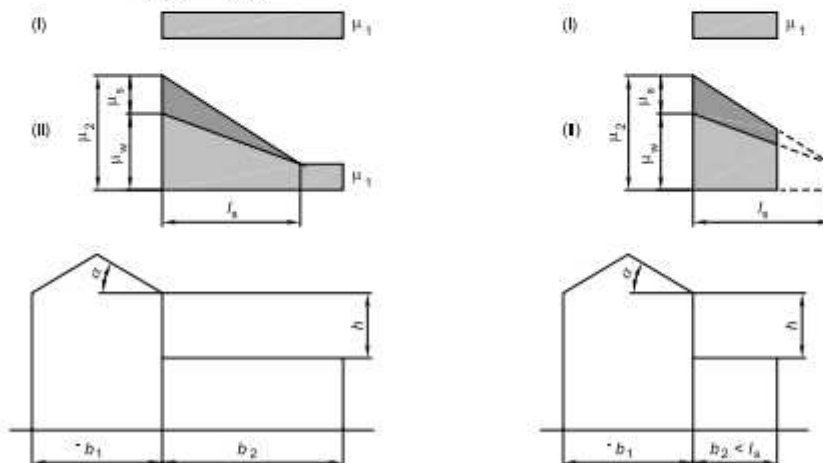
Nota Laddove sia consentito dall'appendice nazionale, l'appendice B può essere utilizzata per determinare la situazione di carico conseguente all'accumulo.

figura 5.7

Coefficiente di forma per il carico della neve per coperture confinanti con costruzioni più alte

Legenda

(i), (ii) Caso



Si applica per $b_2 < l_a$

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	16.6
b_2 [m]	3.35
h [m]	3.65
α [°]	11

l_s [m]	7.3
μ_1	0.8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

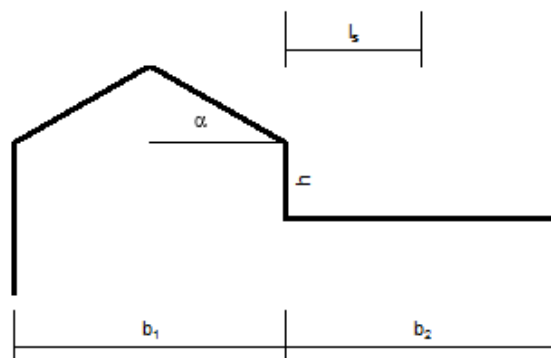
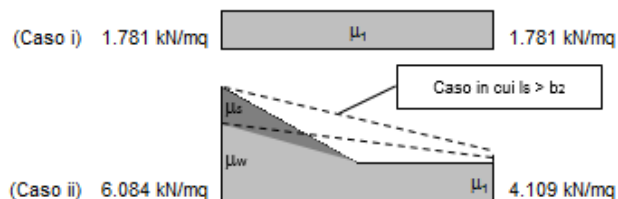
μ_s	0
---------	---

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

$(b_1 + b_2) / 2h$	2.733
$\gamma h / q_{sk}$	3.279
μ_w	2.733

$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

μ_2	2.733
---------	-------

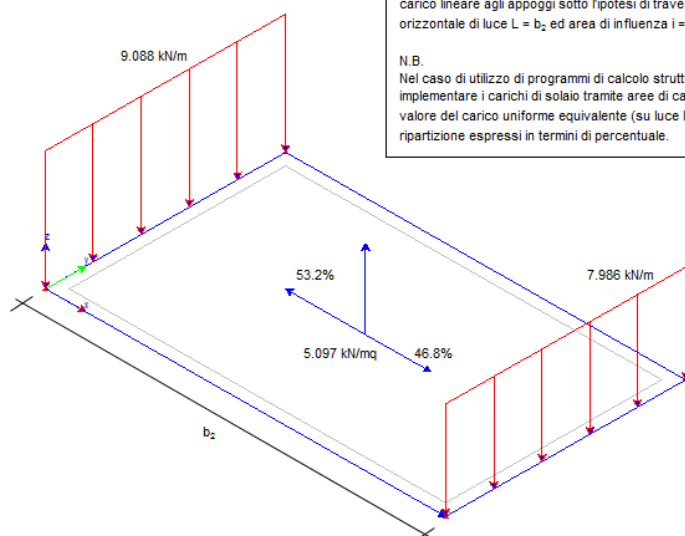


l_s	>	b_2
-------	---	-------

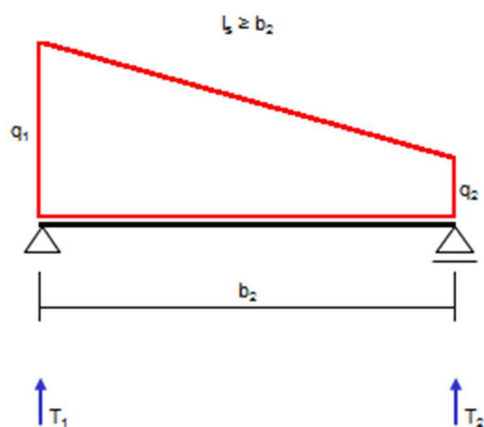
Per la condizione di carico (ii) si calcolano le azioni dovute alla neve come carico lineare agli appoggi sotto l'ipotesi di trave isostatica a giacitura orizzontale di luce $L = b_2$ ed area di influenza $i = 1$ m.

N.B.

Nel caso di utilizzo di programmi di calcolo strutturale che consentono di implementare i carichi di solaio tramite aree di carico si calcola anche il valore del carico uniforme equivalente (su luce $L = b_2$) ed i coefficienti di ripartizione espressi in termini di percentuale.



Schemi di calcolo di riferimento



$$T_1 = b_2(2q_1 + q_2)/6$$

$$T_2 = b_2(q_1 + 2q_2)/6$$

q_1	(kN/mq)	6.084
q_2	(kN/mq)	4.109
b_2	(m)	3.35

T_1	(kN/m)	9.088
T_2	(kN/m)	7.986

4.7 MODELLO NUMERICO.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stata adeguatamente valutata, interpretata e trasferita nel modello che si caratterizza per la sua 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. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare modale.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

4.7.1 Metodologia di modellazione ed analisi.

Per la risoluzione completa della struttura si è utilizzata la versione 2016 del programma agli elementi finiti Mastersap (prodotto dalla AMV srl di Ronchi dei Legionari – GO). Si è realizzato un modello tridimensionale della struttura per analizzare e successivamente verificare gli elementi in c.a.. Per completezza si riportano in apposito allegato i tabulati di input (comprendenti geometrie, materiali, carichi e condizioni di carico), di output (spostamenti nodali, sollecitazioni, deformazioni relative ed armature minime) nonché lo schema del modello, della numerazione degli elementi e la visualizzazione sintetica delle sollecitazioni principali. L'azione statica e l'azione sismica sono state applicate alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008). L'azione statica è stata calcolata attraverso un'analisi statica lineare mentre l'azione sismica è calcolata mediante analisi lineare dinamica modale. Le verifiche verranno eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite così come descritto in precedenza.

4.7.2 Informazioni sul codice di calcolo.

- **Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico

delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di

dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

- **Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti Software "AMV"**

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



**Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV
In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LIFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizzi la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidità elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidità geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per l'acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidità del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

AMV s.r.l.
Il legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello

- Licenza d'uso**

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216



LICENZA D'USO SOFTWARE

Ragione Sociale: **AR.TEC STUDIO INGEGNERIA ARCHITETTURA SRL**

Indirizzo: **VIALE DEI MILLE, 140**

CAP: **43100**

Città: **PARMA**

Prov.: **PR**

Telefono: **0521.292918**

Fax: **0521.290195**

Email: **studio@studioartecsrl.it**

Partita IVA: **02518060344**

Codice Fiscale:

DATI RELATIVI ALL'INSTALLAZIONE DEI PROGRAMMI (se diversi da quelli di fatturazione)

Nominativo

Indirizzo (Via, n°, CAP, città, prov. e tel.):

DESCRIZIONE PROGRAMMI

TITOLO PROGRAMMA	AUTORE / DISTRIBUT.	VERS.	N° LICENZA D'USO	DECORRENZA LICENZA D'USO	SCADENZA ASSIST./ MANUT.
MASTERSAP TOP	AMV	27,10	27416	30/06/1992	29/06/2016
ANALISI NON LINEARE TOP	AMV	27,10	27416	07/10/2015	07/04/2016
SOLUTORE PUSHOVER TOP	AMV	27,10	27416	16/07/2012	29/06/2016
MASTERARM TOP	AMV	27,10	27416/8	30/06/1992	29/06/2016
MASTERESIST TOP	AMV	27,10	27416	08/06/2011	29/06/2016
MASTERMURI TOP	AMV	27,10	27416	29/09/2005	29/06/2016
MASTERLEGNO TOP	AMV	27,10	27416/8	27/06/2013	29/06/2016
MASTERSTEEL TOP	AMV	27,10	27416/8	27/06/2013	29/06/2016
MASTERNODO TOP	AMV	27,10	27416	20/11/2013	29/06/2016
CAD C.A. TRAVI/PILASTRI E VIEW	AMV	27,00	27417	30/06/1992	29/06/2016
IMPAGINATORE DXF TOP	AMV	27,00	27417	11/03/2013	29/06/2016
VERIFICHE RINFORZI	AMV	27,00	36719	16/07/2012	29/06/2016
VERIFICHE C.A. T.A./S.L.U	AMV	27,00	35061	13/10/2008	29/06/2016
RESISTENZA AL FUOCO VERS. TOP	AMV	27,00	30894	14/07/1999	29/06/2016

4.7.3 Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.

• Informazioni e caratteristiche di progetto

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	corpo spogliatoi
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC-2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Località	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.1968
F0	2.51
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricità accidentale	0%
Numero di frequenze	35
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=2.76
Duttilità	Bassa Duttilità

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

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	40
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno
Probabilità di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	101 anni

Localita'	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.0891
F0	2.48
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI DANNO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	35

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

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	40
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operativita'
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	60 anni
Localita'	Neviano degli Arduini - (PR)
ag/g	0.0722
F0	2.49
Tc	0.26
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	35

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

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	40
Sisma verticale	Assente

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

Come si può evincere dalle tabelle sopra riportate si sono considerate due situazioni di progetto rappresentative in relazione all'angolo di ingresso della azione sismica. In particolare si è scelto un angolo pari a $0^\circ/90^\circ$ che risulta essere significativo in particolare per l'analisi dei pilastri mentre si è scelto di adottare un angolo di $40^\circ/130^\circ$ (parallelo e perpendicolare all'allineamento 1s) significativo per l'analisi dei setti in calcestruzzo armato.

• Sezioni utilizzate nel modello strutturale

SEZIONI RETTANGOLARI

Codice	Base	H
1	0.300	0.300
7	0.300	0.200
8	0.400	0.200
9	0.500	0.250
10	0.750	0.300
13	0.450	0.200
14	0.050	0.050
18	0.400	0.250
19	0.250	0.300

SEZIONE A T

Codice	B	H	h	b
5	0.900	1.100	0.300	0.300

SEZIONI A I

Codice	B	H	a	e
2	0.500	2.000	0.250	0.250
11	0.400	1.350	0.250	0.250

SEZIONE PROFILO SEMPLICE

Codice	Codice sezione	Asse Y capovolto
16	HEA 140	No

SEZIONI A L

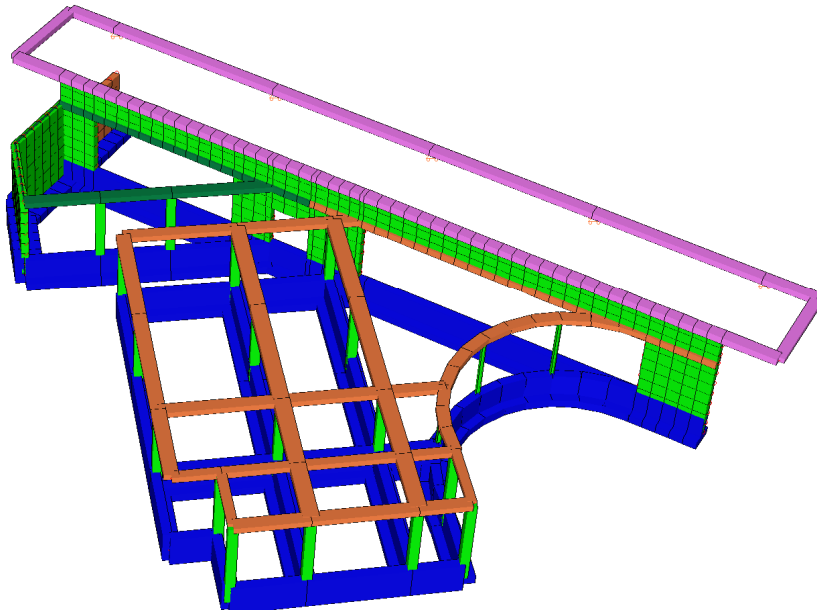
Codice	Altezza	Base	Sp. anima	Sp. Ala	Posizione
3	1.100	1.000	0.300	0.300	1
6	1.100	0.600	0.300	0.300	1

Come si potrà evincere anche dagli schemi di seguito riportati è opportuno specificare che si è scelto di modellare le travi alte con doppia sezione rettangolare pari ai due "cordoli" e di modellare la parte centrale con elementi guscio.

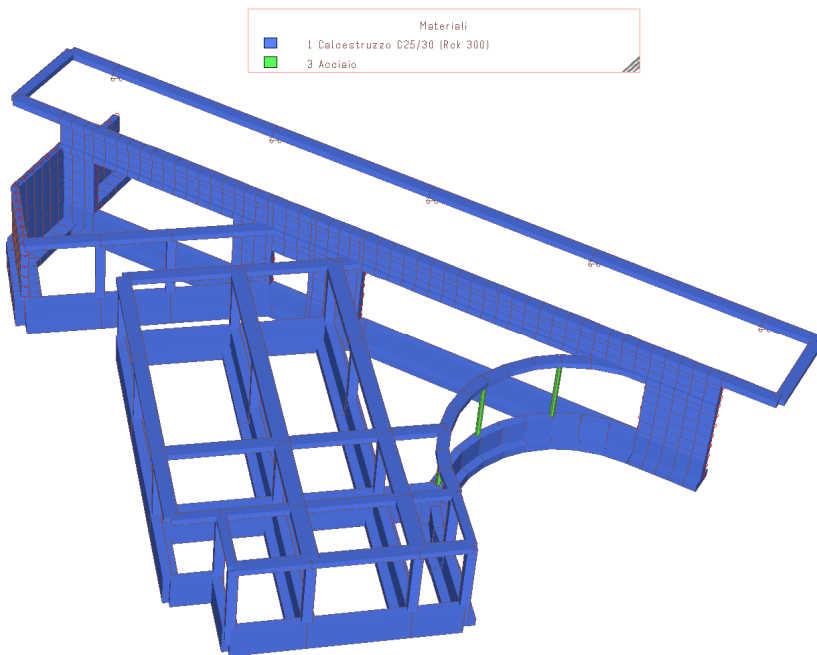
• Lista Materiali Utilizzati

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Calcestruzzo C25/30 (Rck 300)	+3.15e+007	0.120	24.52500	+1.00e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	Acciaio	+2.06e+008	0.300	77.00850	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

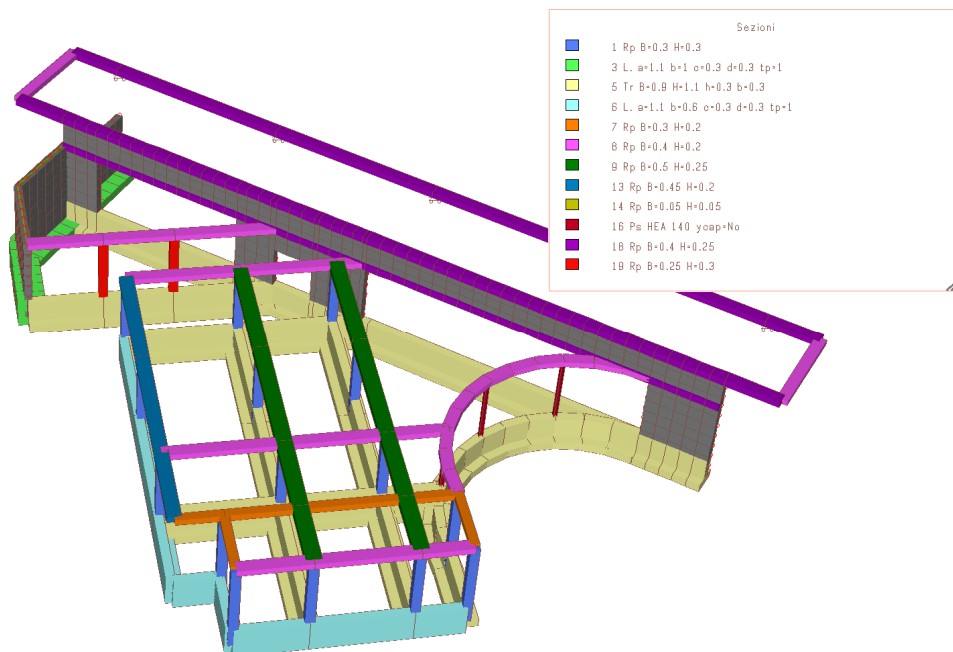
- **Presentazione del modello strutturale e sue proprietà**



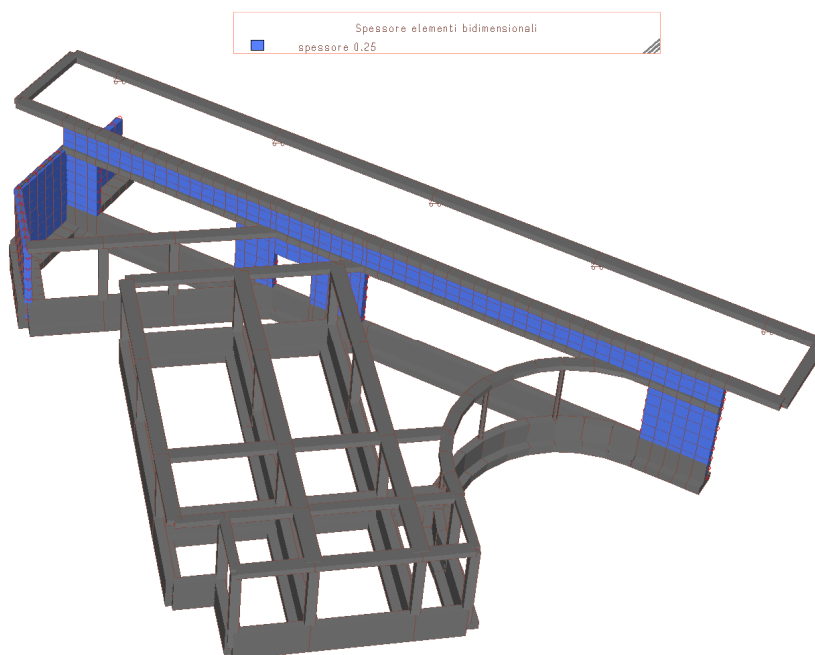
Modello di calcolo



Schema materiali in elevazione – Materiali



Schema sezioni travi – Sezioni



Spessore elementi bidimensionali

Simbologie adottate da Mastersap per il modello strutturale e sue proprietà

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap per nodi, materiali, sezioni, carichi ed elementi finiti.

– I Nodi

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi.

I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo. Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master. La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

– I Materiali

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

– Le Sezioni

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

– I Carichi

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (f_X , f_Y , f_Z , f_V) e locali (f_x , f_y , f_z), forze concentrate riferite agli assi globali (F_X , F_Y , F_Z , F_V) o locali (F_x , F_y , F_z), momenti concentrati riferiti

agli assi locali (M_x, M_y, M_z), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (m_x), carichi termici (t_x, t_y, t_z), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

– Gli Elementi finiti

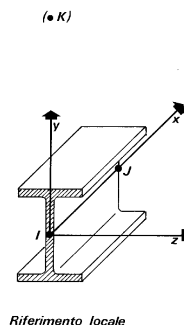
La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

▪ Elemento Truss (Asta Reticolare)

L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica. Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.

Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:

- A Area della sezione.
- E. Modulo elastico.
- ρ . Densità di peso (peso per unità di volume).
- α . Coefficiente termico di dilatazione cubica.



I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.

▪ Elemento Frame (Trave e Pilastro, Trave di fondazione)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z , come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

- carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
- carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni

diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale tZ convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito fZ, fV, fY. Inoltre accade che:

$V_i = V_f$; $d_i = d_f = 0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

- Elemento Shell (Guscio)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. È caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

- elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;
- pressioni e relative aliquote dinamiche;
- temperatura;
- gradiente termico;
- carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

- Elemento Plane (Stato Piano di Tensione, Stato Piano di Deformazione, Assialsimmetrico)

L'elemento plane implementa i modelli dell'elasticità piana nelle tre classiche varianti degli stati piani

di tensione, di deformazione e dei problemi assialsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K, L posti nei vertici e 2 gradi di libertà per ogni nodo.

Gli elementi in stato piano di tensione, di deformazione o assialsimmetrici sono elementi piani quadrilateri (4 nodi) o triangolari (3 nodi) bidimensionali, caratterizzati da due dimensioni dello stesso ordine di grandezza, prevalenti sulla terza dimensione, che individua lo spessore. Vengono utilizzati per rappresentare strutture bidimensionali caricate nel piano: sono nulle le tensioni ortogonali al piano dell'elemento.

Gli elementi in Stato Piano di Deformazione sono elementi per cui è nulla la deformazione ortogonale al piano, ma non la tensione relativa. Vanno obbligatoriamente analizzati nel piano YZ e si assume uno sviluppo unitario sulla terza dimensione (lungo X). Hanno attivi i due gradi di libertà relativi agli spostamenti nel piano YZ.

Gli elementi Assialsimmetrici rappresentano solidi simmetrici, ottenuti per rotazione intorno all'asse verticale Z e simmetricamente caricati; sono individuati dalla loro sezione nel piano YZ. Anche gli elementi assialsimmetrici vanno studiati nel piano YZ e hanno attivi i gradi di libertà relativi agli spostamenti in questo piano.

Il programma analizza il loro comportamento per uno sviluppo angolare di un radiante.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito con questi parametri:

- numero elemento (massimo 1999 per gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;
- carichi (o pressioni) e relative aliquote dinamiche;
- temperatura.

▪ Elemento Boundary (Vincolo)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidità assiale in una direzione specificata e rigidità torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

- il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
- la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
- la rigidità (per le traslazioni in F/L , per le rotazioni in $F*L/rad$).

▪ Elemento Plinto

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.

Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro.

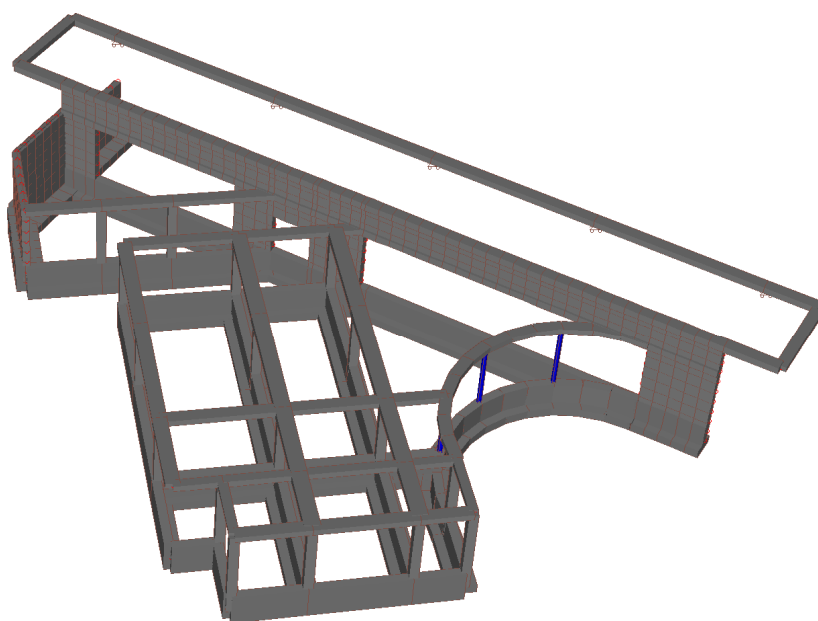
Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).

Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa. La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y. L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

4.7.4 Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Tutti gli elementi in relazione alla tipologia costruttiva che li caratterizza sono incastrati ad entrambe le estremità ad esclusione dei pilastri in acciaio che sono incernierati ad entrambe le estremità.

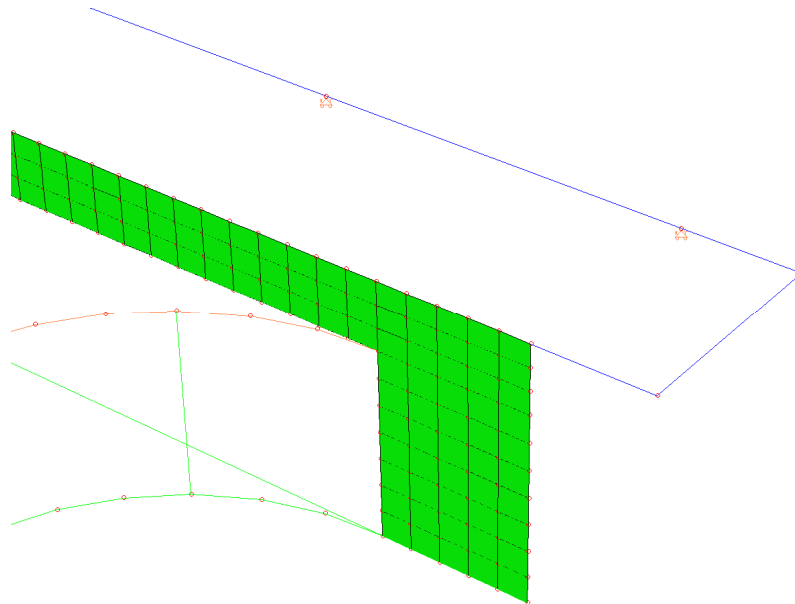
- **Elementi: Vincolo pilastri in acciaio**



Svincoli principali sui pilastri in acciaio

- **Elementi: Vincolo a carrello solaio lato palestra**

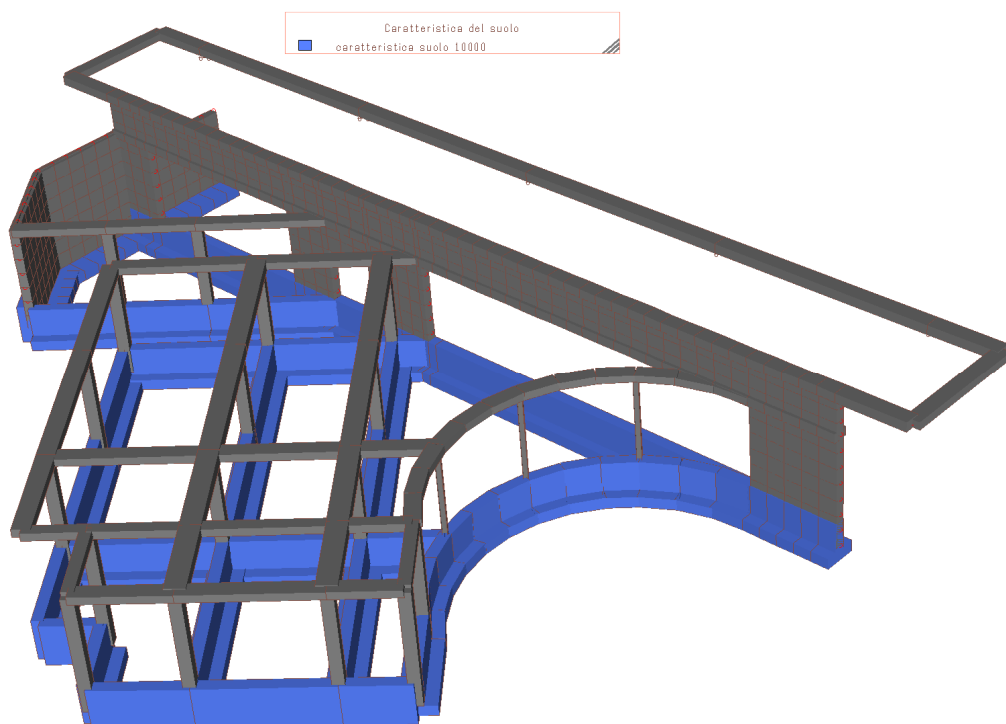
Il solaio del corridoio come si era scritto in precedenza all'interno della relazione di calcolo della palestra è da un lato appoggiata agli elementi prefabbricati di quest'ultima, ma risulta incastrata al corpo spogliatoi che ne assorbe la massa sismica totale. Per modellare questo comportamento si è scelto di inserire in corrispondenza degli appoggi dei carrelli liberi di spostarsi sul piano.



Vista dei carrelli che descrivono l'appoggio sulla struttura prefabbricata della palestra.

- **Elementi: Travi su suolo elastico alla Winkler**

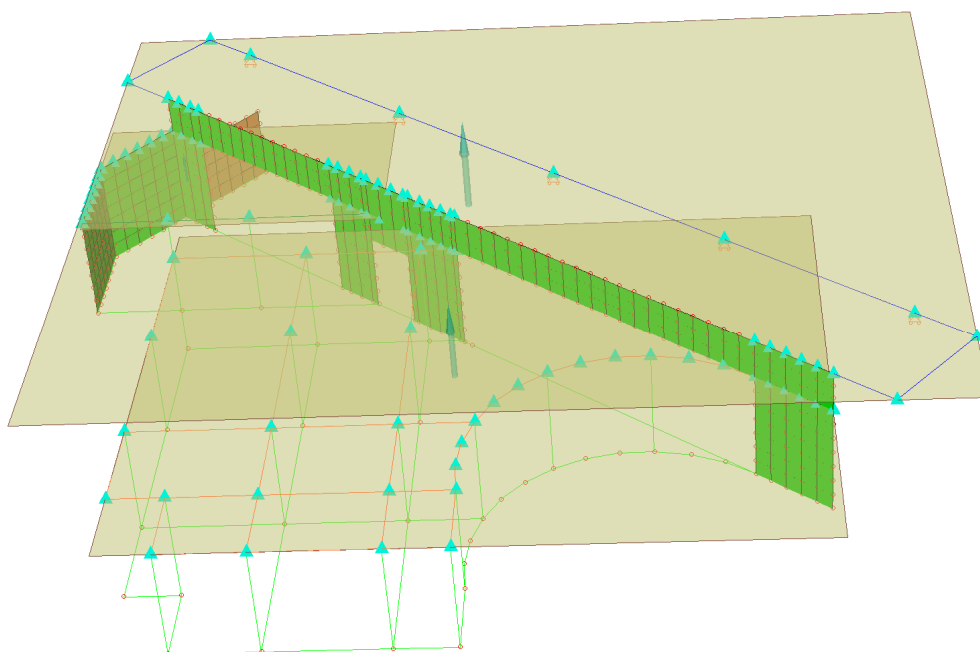
Le travi sono state modellate su suolo elastico secondo il modello di Winkler. In particolare si è scelto di applicare un K_w pari a 1kg/cm^3 .



Vista del coefficiente di Winkler applicato alle fondazioni del modello di calcolo.

- **Relazioni piani rigidi**

In virtù della tipologia costruttiva che caratterizza la struttura si sono inseriti tre diversi piani rigidi tutti indipendenti gli uni dagli altri:



Piani rigidi

In accordo con la configurazione reale dell'edificio si può notare come due dei tre piani rigidi siano posti alla medesima quota e quello che rappresenta invece il solaio di copertura della porzione che si addossa alla palestra sia posto correttamente ad una quota più alta.

4.7.5 Modellazione delle azioni

Carico distribuito con riferimento globale Z

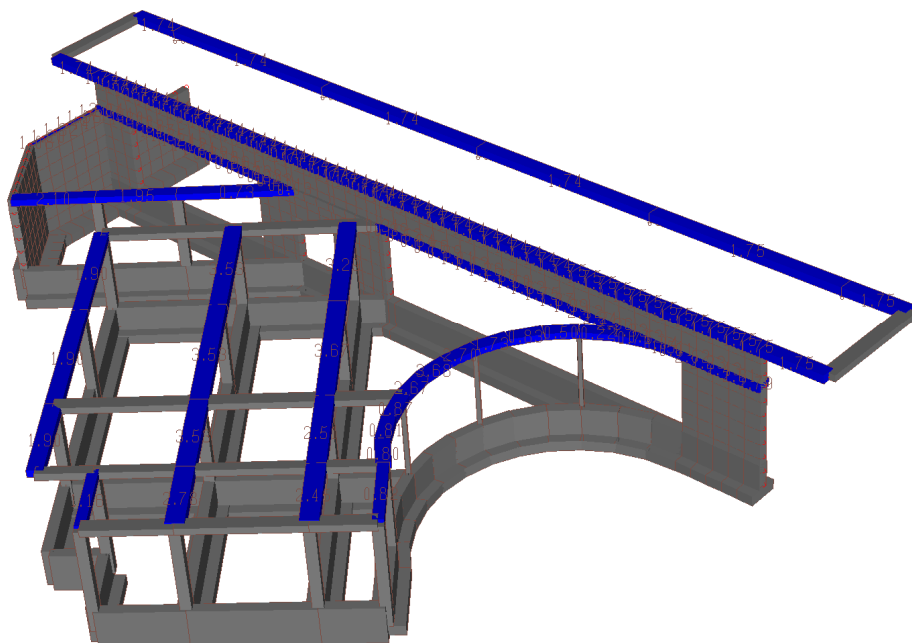
Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Neve Zona I Alpina	4	Condizione 3	Variabile: Neve	-1.800000	0.000	-1.800000	0.000	0.0000	0.0000
Neve porzione alta	7	Condizione 5	Variabile: Neve	-1.800000	0.000	-1.800000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito riferimento globale V

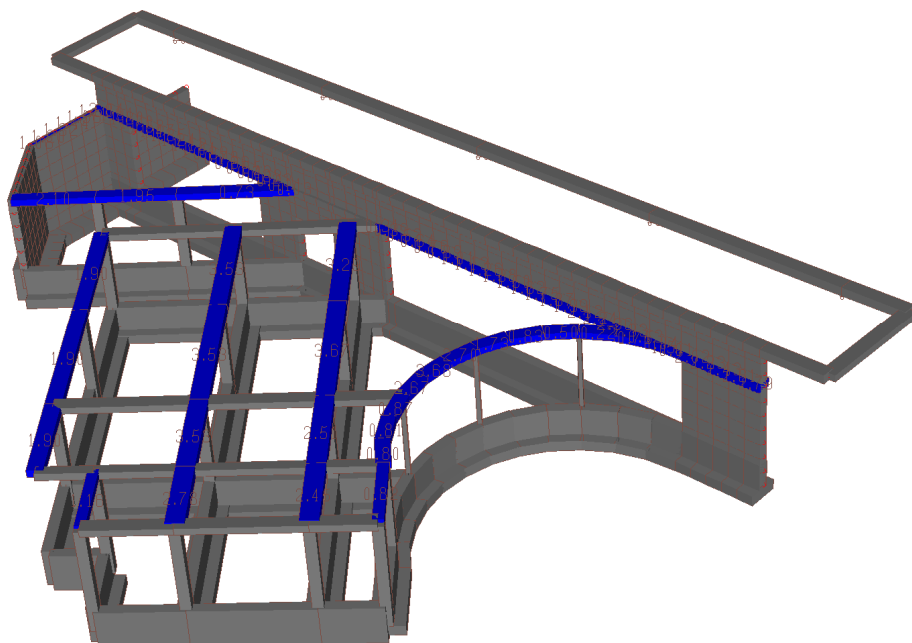
Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist. iniz. nodo I	Val. finale	Dist. fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Neve accumulo	6	Condizione 4	Variabile: Neve	1.000000	0.000	1.000000	0.000	0.0000	0.0000

Carico distribuito con riferimento globale Z, agente sulla lunghezza reale

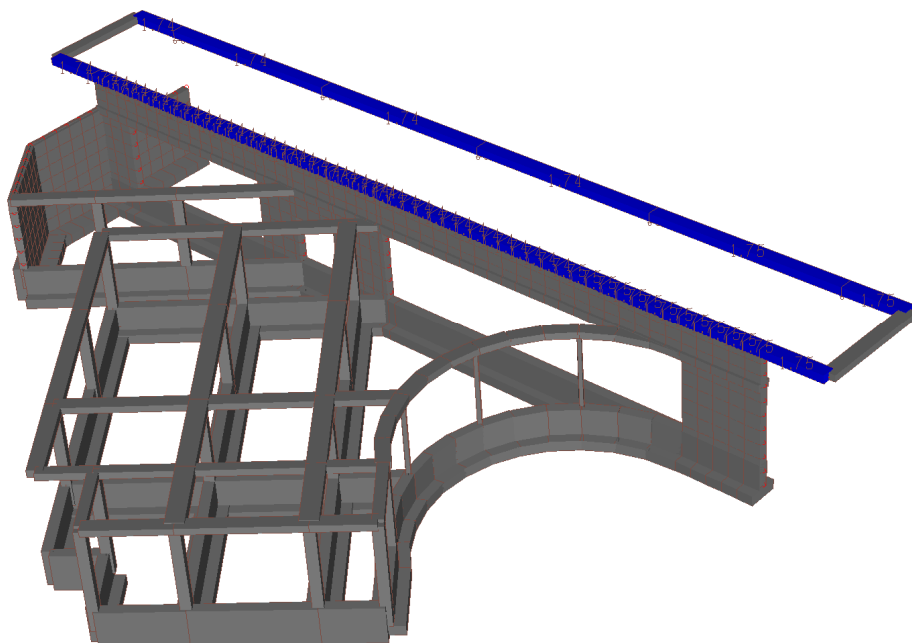
Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Peso proprio solaio h = 16+4 cm	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-3.600000	0.000	-3.600000	0.000	1.0000	1.0000
Permanente con terreno	2	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-4.000000	0.000	-4.000000	0.000	1.0000	1.0000
Categoria C1 - Ospedali, ristoranti, banche, scuole	3	Condizione 2	Variabile: Aree di acquisto e congresso	-3.000000	0.000	-3.000000	0.000	0.6000	0.6000
Permanente senza terreno	5	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	-0.400000	0.000	-0.400000	0.000	1.0000	1.0000



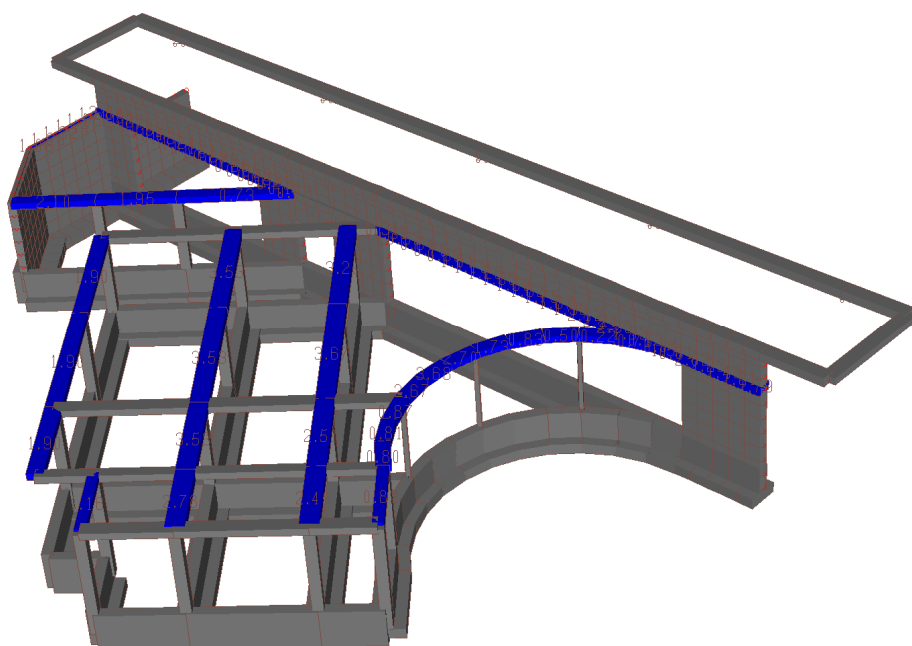
Carichi propri del solaio



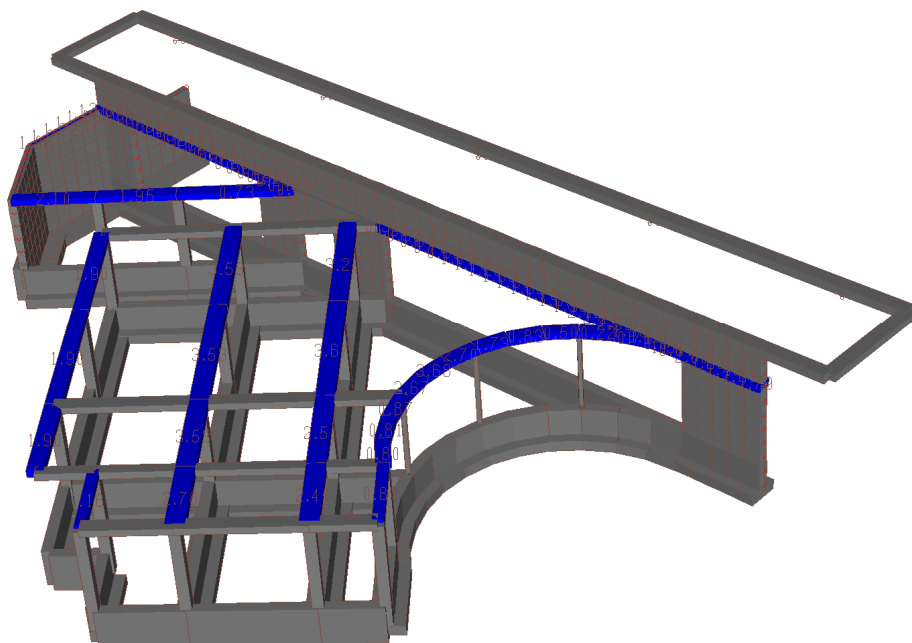
Carichi permanenti portati con terreno



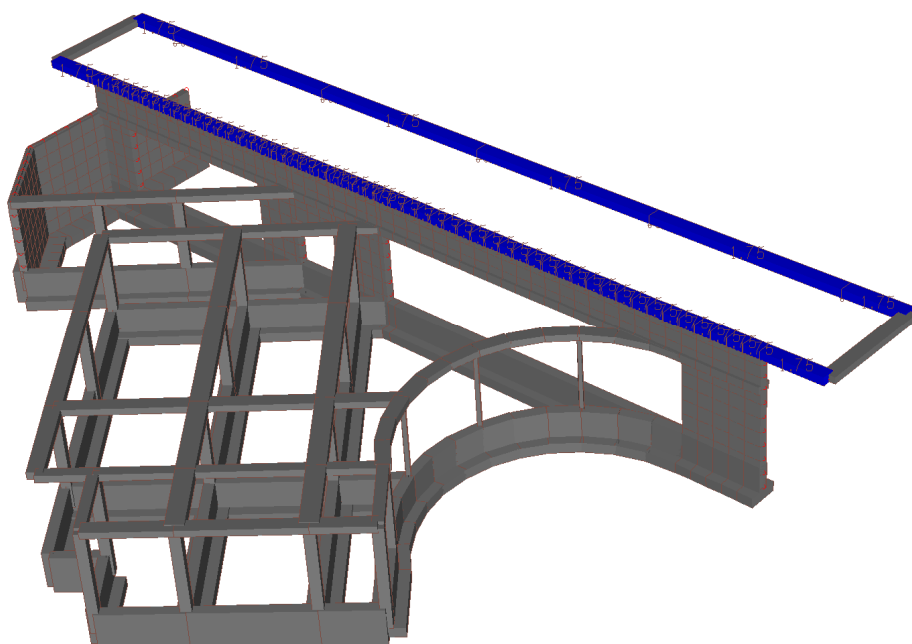
Carichi permanenti portati senza terreno



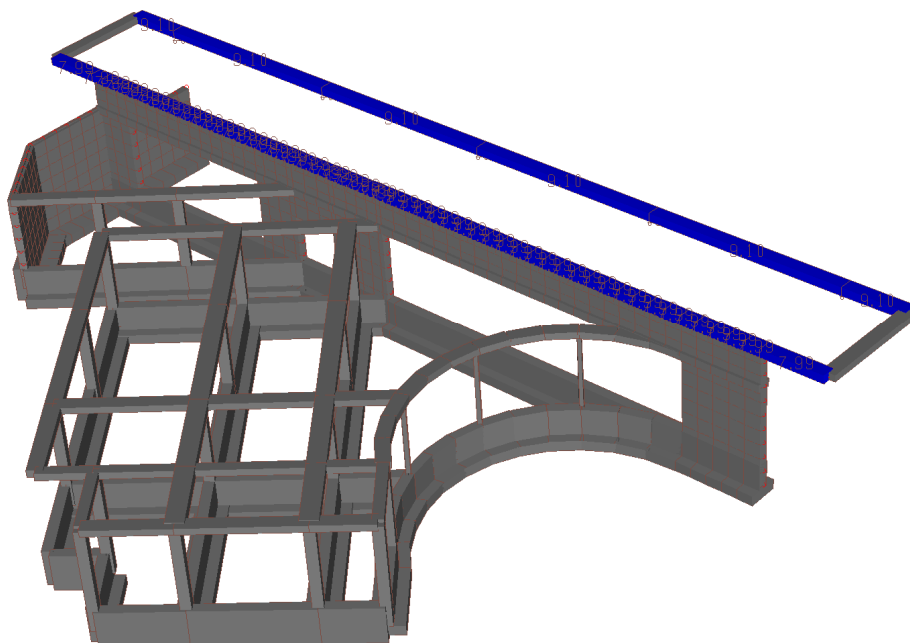
Carichi variabili sovraccarico cat.C



Carico neve (condizione di carico 3)



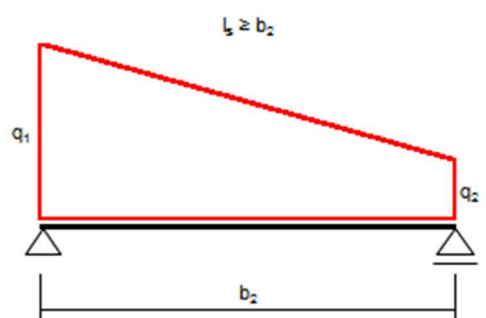
Carico neve (condizione di carico 5)



Accumulo Neve

Prima di procedere oltre è opportuno specificare le modalità con cui è stato inserito il sovraccarico dovuto all'accumulo neve. In particolare come visto in precedenza si è inserito un carico di accumulo pari a 1kN/m^2 e si è forzato l'interasse di calcolo delle singole travi per ottenere così il carico corretto. Il carico relativo all'accumulo neve come visto nel relativo paragrafo è pari a:

Schemi di calcolo di riferimento



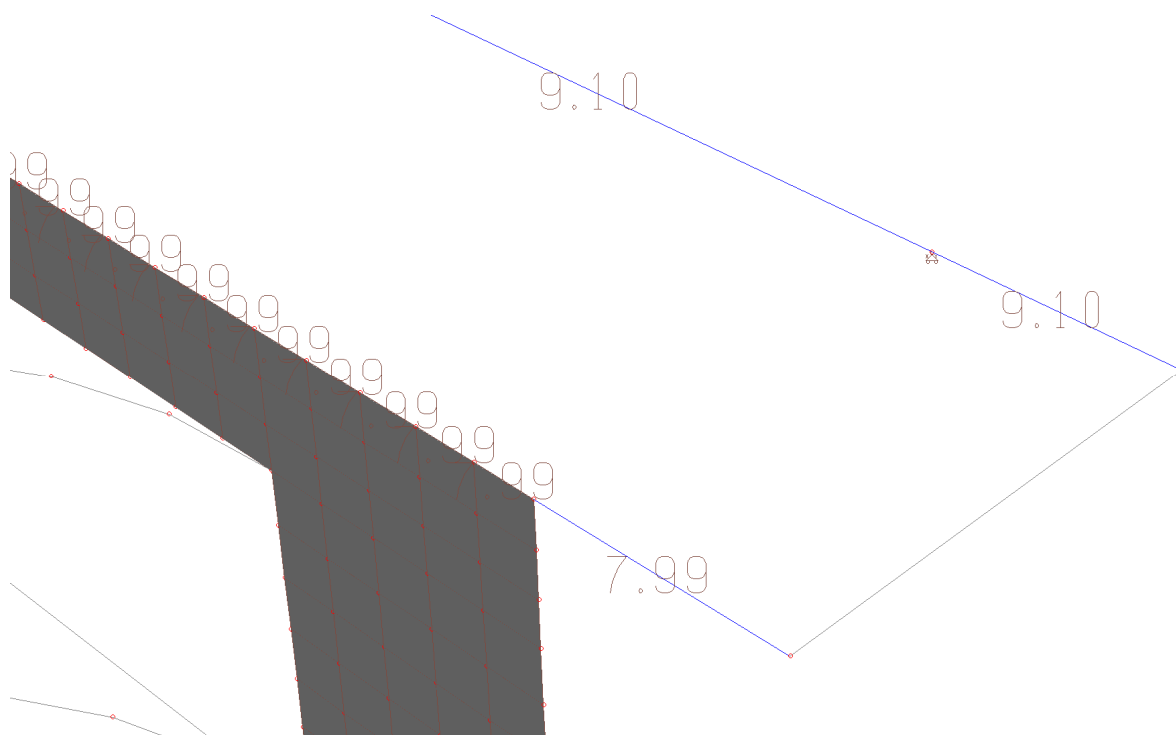
$$T_1 = b_2(2q_1 + q_2)/6$$

$$T_2 = b_2(q_1 + 2q_2)/6$$

q_1	(kN/mq)	6.084
q_2	(kN/mq)	4.109
b_2	(m)	3.35

T_1	(kN/m)	9.088
T_2	(kN/m)	7.986

Pertanto si sono forzati gli interassi delle travi in questo modo:



Come si può vedere 7.99 per la trave esterna e 9.1 per la trave interna. I carichi così applicati risultano coerenti con quanto calcolato:

$$1\text{kN/m}^2 * 7.99\text{m} = 7.99\text{kN/m}$$

$$1\text{kN/m}^2 * 9.10\text{m} = 9.10\text{kN/m}$$

4.7.6 Combinazioni e/o percorsi di carico.

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura ($\gamma_{g1}=\gamma_{g2}=1.3$, $\gamma_{q1}=1.5$).

Le combinazioni di carico SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante i coefficienti parziali di sicurezza unitari ed i coeff. di combinazione per i casi rara, frequente e quasi permanente.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. In particolare gli stati limite ultimi analizzati saranno lo "Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)" mentre per gli stati limite di esercizio sarà lo "Stato limite di danno (SLD)".

Verranno allegati gli spettri utilizzati sia per gli stati limite d'esercizio che per gli stati limiti ultimi.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.; vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Le combinazioni di carico per le fondazioni allo SLE statico sono analoghe a quelle dalla struttura in elevazione; lo stesso vale per lo SLU statico seguendo l'approccio 2 indicato nelle NTC.

Allo SLD le combinazioni di carico sono analoghe a quelle della struttura in elevazione.

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
2	Statica cat. C dominante	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.750
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.750
7	Statica neve dominante	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 5	1.500
10	Statica accumulo dominante	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	1.050
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.500
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara neve dominante	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 5	1.000
4	Frequente neve dominante	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.200
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.200
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
8	rara cat.C dominante	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.500
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.500
9	frequente cat.C dominante	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
11	Rara Accumulo dominante	Tipologia: Rara	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000
			Variabile: Neve	Condizione 5	0.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.700
			Variabile: Neve	Condizione 3	1.000
12	Frequente accumulo dominante	Tipologia: Frequente	Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.200
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.200

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Aree di acquisto e congresso	Condizione 2	0.600
			Variabile: Neve	Condizione 3	0.000

4.8 PRINCIPALI RISULTATI

4.8.1 Risultati dell'analisi modale

• Analisi del secondo ordine con sisma 0°

Nome archivio di lavoro : corpo spogliatoi esecutivo
 Intestazione del lavoro :
 Tipo di analisi : Statica e Dinamica
 Unita' di misura delle Forze : kN
 Unita' di misura Lunghezze : m
 Sisma lungo l'asse Z : No
 Combinazione dei modi : CQC
 Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8
 λ : 0.3
 μ : 0.3

*** Gruppo di copertura: travi

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1 Statica+(EX+ λ *EY)	1.66	1.30
1 Statica+(λ *EX+EY)	1.55	1.29
2	0.01	-0.01
3	0.01	-0.01
4	0.01	-0.00
5	0.01	-0.00
7	0.01	-0.01
8	0.01	-0.01
9	0.01	-0.00
10	0.03	-0.00
11	0.02	-0.00
12	0.01	-0.00

*** Gruppo di copertura: travi solaio rigido 2

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1 Statica+(EX+ λ *EY)	0.58	0.49
1 Statica+(λ *EX+EY)	0.59	0.61
2	0.04	-0.00
3	0.03	0.00
4	0.03	0.00
5	0.03	0.00
7	0.04	-0.00
8	0.03	-0.00
9	0.03	0.00
10	0.06	0.01
11	0.05	0.01
12	0.03	0.00

*** analisi alla quota: 0.000

Piano rigido superiore: travi altezza interpiano: 3.10
 Piano rigido superiore: travi solaio rigido 2 altezza interpiano: 3.10
 altezza media di interpiano: 3.10

C.C		Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ	g_X	g_Y
1	Statica+(EX+ λ *EY)	0.00	0.00	-1.12	-0.90	726.44	573.61	2764.96	0.01	0.01
1	Statica+(λ *EX+EY)	0.00	0.00	-1.07	-0.95	680.94	614.92	2764.96	0.01	0.01
2		0.00	0.00	-0.02	0.01	8.51	1.20	4274.41	0.00	0.00
3		0.00	0.00	-0.02	0.00	7.12	1.93	3221.49	0.00	0.00
4		0.00	0.00	-0.02	0.00	6.45	2.42	2845.70	0.00	0.00
5		0.00	0.00	-0.02	0.00	6.24	2.51	2764.96	0.00	0.00
7		0.00	0.00	-0.03	0.00	9.37	2.09	4341.90	0.00	0.00
8		0.00	0.00	-0.02	0.00	6.53	1.35	3176.45	0.00	0.00
9		0.00	0.00	-0.02	0.00	6.21	2.25	2817.10	0.00	0.00
10		0.00	0.00	-0.04	-0.01	12.20	4.74	4550.04	0.00	0.00
11		0.00	0.00	-0.03	-0.01	9.01	3.68	3360.22	0.00	0.00
12		0.00	0.00	-0.02	-0.00	6.83	2.78	2873.60	0.00	0.00

RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

*** Piano rigido alla quota: 0.000

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.) (%)	FX(Setti) (%)	FX(Pareti) (%)	FY(Tot)	FY(Pil.) (%)	FY(Setti) (%)	FY(Pareti) (%)
1 Statica+(EX+ λ *EY)	726	406	56	0	574	245	43	0
1 Statica+(λ *EX+EY)	681	380	56	0	615	273	44	0

• Analisi del secondo ordine con sisma 40°

Nome archivio di lavoro : corpo spogliatoi esecutivo
Intestazione del lavoro :
Tipo di analisi : Statica e Dinamica
Unita' di misura delle Forze : kN
Unita' di misura Lunghezze : m
Sisma lungo l'asse Z : No
Combinazione dei modi : CQC
Combinazione componenti azioni sismiche : Eurocodice 8
 λ : 0.3
 μ : 0.3

*** Gruppo di copertura: travi

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1 Statica+(EX+ λ *EY)	1.78	1.44
1 Statica+(λ *EX+EY)	0.76	0.71
2	0.01	-0.01
3	0.01	-0.01
4	0.01	-0.00
5	0.01	-0.00
7	0.01	-0.01
8	0.01	-0.01
9	0.01	-0.00
10	0.03	-0.00
11	0.02	-0.00
12	0.01	-0.00

*** Gruppo di copertura: travi solaio rigido 2

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]
1 Statica+(EX+ λ *EY)	0.66	0.61
1 Statica+(λ *EX+EY)	0.41	0.50
2	0.04	-0.00
3	0.03	0.00
4	0.03	0.00
5	0.03	0.00
7	0.04	-0.00
8	0.03	-0.00
9	0.03	0.00
10	0.06	0.01
11	0.05	0.01
12	0.03	0.00

*** analisi alla quota: 0.000

Piano rigido superiore: travi altezza interpiano: 3.10
Piano rigido superiore: travi solaio rigido 2 altezza interpiano: 3.10
altezza media di interpiano: 3.10

C.C	Δ_X [cm]	Δ_Y [cm]	d_{rx} [cm]	d_{ry} [cm]	FX	FY	FZ	g_X	g_Y
1 Statica+(EX+ λ *EY)	0.00	0.00	-1.22	-1.02	707.07	591.99	2764.96	0.02	0.02
1 Statica+(λ *EX+EY)	0.00	0.00	-0.58	-0.61	541.27	561.10	2764.96	0.01	0.01
2	0.00	0.00	-0.02	0.01	8.51	1.20	4274.41	0.00	0.00
3	0.00	0.00	-0.02	0.00	7.12	1.93	3221.49	0.00	0.00
4	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.45	2.42	2845.70	0.00	0.00
5	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.24	2.51	2764.96	0.00	0.00
7	0.00	0.00	-0.03	0.00	9.37	2.09	4341.90	0.00	0.00
8	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.53	1.35	3176.45	0.00	0.00
9	0.00	0.00	-0.02	0.00	6.21	2.25	2817.10	0.00	0.00
10	0.00	0.00	-0.04	-0.01	12.20	4.74	4550.04	0.00	0.00
11	0.00	0.00	-0.03	-0.01	9.01	3.68	3360.22	0.00	0.00
12	0.00	0.00	-0.02	-0.00	6.83	2.78	2873.60	0.00	0.00

RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

*** Piano rigido alla quota: 0.000

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.) (%)	FX(Setti) (%)	FX(Pareti) (%)	FY(Tot)	FY(Pil.) (%)	FY(Setti) (%)	FY(Pareti) (%)
1 Statica+(EX+ λ *EY)	707	439	62	0	592	289	49	0
1 Statica+(λ *EX+EY)	541	195	36	0	561	188	34	0

Come si può evincere dai risultati riportati si può evincere come la struttura sia equivalente a pilastri in una direzione ed a pareti nell'altra.

- **Masse eccitate**

FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	1.633e+001	2.599e+000	3.848e-001	0.000e+000
2	2.915e+001	4.639e+000	2.156e-001	0.000e+000
3	3.799e+001	6.047e+000	1.654e-001	4.132e-169
4	4.159e+001	6.620e+000	1.511e-001	5.467e-162
5	4.422e+001	7.038e+000	1.421e-001	2.361e-155
6	4.494e+001	7.153e+000	1.398e-001	1.838e-153
7	4.578e+001	7.286e+000	1.372e-001	8.441e-152
8	4.827e+001	7.682e+000	1.302e-001	7.746e-148
9	4.890e+001	7.782e+000	1.285e-001	4.139e-145
10	5.331e+001	8.485e+000	1.179e-001	5.819e-140
11	5.568e+001	8.862e+000	1.128e-001	3.086e-136
12	5.704e+001	9.079e+000	1.102e-001	5.686e-134
13	6.458e+001	1.028e+001	9.730e-002	3.514e-123
14	6.524e+001	1.038e+001	9.631e-002	2.684e-123
15	6.960e+001	1.108e+001	9.027e-002	3.642e-118
16	7.369e+001	1.173e+001	8.527e-002	1.545e-113
17	7.668e+001	1.220e+001	8.194e-002	1.150e-109
18	7.734e+001	1.231e+001	8.125e-002	4.315e-109
19	7.928e+001	1.262e+001	7.925e-002	1.339e-107
20	8.189e+001	1.303e+001	7.673e-002	6.791e-106
21	8.523e+001	1.357e+001	7.372e-002	2.538e-102
22	9.300e+001	1.480e+001	6.756e-002	1.174e-097
23	9.364e+001	1.490e+001	6.710e-002	1.674e-097
24	1.057e+002	1.683e+001	5.942e-002	3.684e-090
25	1.076e+002	1.713e+001	5.837e-002	8.150e-089
26	1.104e+002	1.756e+001	5.694e-002	2.014e-087
27	1.265e+002	2.013e+001	4.968e-002	1.679e-078
28	1.347e+002	2.144e+001	4.665e-002	1.736e-072
29	1.388e+002	2.209e+001	4.527e-002	9.657e-072
30	1.411e+002	2.246e+001	4.451e-002	2.752e-070
31	1.480e+002	2.356e+001	4.245e-002	8.673e-067
32	1.510e+002	2.403e+001	4.161e-002	5.536e-066
33	1.610e+002	2.562e+001	3.903e-002	6.678e-062
34	1.646e+002	2.620e+001	3.817e-002	1.903e-061
35	1.784e+002	2.839e+001	3.522e-002	1.494e-056
36	1.804e+002	2.871e+001	3.483e-002	3.157e-056
37	1.950e+002	3.104e+001	3.222e-002	5.259e-051
38	1.965e+002	3.128e+001	3.197e-002	4.750e-051
39	2.019e+002	3.213e+001	3.112e-002	1.858e-049
40	2.109e+002	3.357e+001	2.979e-002	1.256e-047
41	2.147e+002	3.417e+001	2.926e-002	1.624e-047
42	2.433e+002	3.872e+001	2.583e-002	3.551e-041
43	2.531e+002	4.028e+001	2.482e-002	2.504e-038
44	2.642e+002	4.205e+001	2.378e-002	3.197e-036
45	2.813e+002	4.478e+001	2.233e-002	1.517e-032
46	2.911e+002	4.633e+001	2.158e-002	6.221e-030
47	2.990e+002	4.759e+001	2.101e-002	2.155e-027
48	3.083e+002	4.907e+001	2.038e-002	2.301e-026
49	3.172e+002	5.049e+001	1.981e-002	9.606e-025
50	3.281e+002	5.221e+001	1.915e-002	1.114e-022
51	3.385e+002	5.388e+001	1.856e-002	8.590e-022
52	3.467e+002	5.517e+001	1.812e-002	4.700e-019
53	3.556e+002	5.659e+001	1.767e-002	5.014e-019
54	3.630e+002	5.778e+001	1.731e-002	1.284e-017
55	3.845e+002	6.119e+001	1.634e-002	1.905e-014

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Prima direzione orizzontale		Seconda direzione orizzontale	
	Direz.X	Direz.Y	Direz.X	Direz.Y
1	8.434e+000	6.320e+000	-7.077e+000	7.532e+000
2	-6.047e-001	6.366e+000	5.074e-001	7.587e+000
3	5.085e+000	-2.702e+000	-4.267e+000	-3.220e+000
4	-2.482e-001	-5.779e-001	2.082e-001	-6.887e-001
5	-5.236e-001	-3.193e-001	4.393e-001	-3.805e-001
6	-6.051e-001	-1.923e-001	5.077e-001	-2.292e-001
7	-1.608e+000	1.014e+000	1.350e+000	1.208e+000
8	-2.128e+000	1.007e+000	1.786e+000	1.200e+000
9	-1.450e+000	2.561e-001	1.217e+000	3.052e-001
10	9.671e-001	-7.335e-001	-8.115e-001	-8.742e-001
11	-2.298e-001	4.246e-001	1.928e-001	5.061e-001

12	2.340e+000	-2.220e+000	-1.963e+000	-2.646e+000
13	-2.396e-001	-2.074e-001	2.011e-001	-2.471e-001
14	4.469e+000	-2.109e+000	-3.750e+000	-2.514e+000
15	4.566e-001	1.884e-001	-3.832e-001	2.246e-001
16	2.139e+000	5.766e-001	-1.795e+000	6.872e-001
17	-2.220e-001	-4.602e-001	1.863e-001	-5.484e-001
18	1.651e+000	-6.388e-001	-1.385e+000	-7.612e-001
19	-1.779e+000	1.951e+000	1.493e+000	2.326e+000
20	8.132e-001	-6.733e-001	-6.823e-001	-8.024e-001
21	1.608e+000	-8.164e-001	-1.349e+000	-9.729e-001
22	2.132e-001	4.629e-002	-1.789e-001	5.516e-002
23	-1.113e-001	-4.953e-001	9.337e-002	-5.903e-001
24	8.231e-001	-5.954e-001	-6.907e-001	-7.096e-001
25	-1.175e+000	6.537e-001	9.862e-001	7.791e-001
26	-4.088e+000	2.655e+000	3.431e+000	3.164e+000
27	4.521e-001	-2.713e-001	-3.793e-001	-3.233e-001
28	-6.125e-002	2.182e-001	5.139e-002	2.601e-001
29	5.698e-001	-1.145e-001	-4.781e-001	-1.365e-001
30	7.062e-001	5.048e-001	-5.926e-001	6.016e-001
31	3.679e-002	1.257e-001	-3.087e-002	1.499e-001
32	-2.347e-002	4.240e-001	1.969e-002	5.053e-001
33	-1.787e-001	8.804e-002	1.500e-001	1.049e-001
34	7.225e-003	-2.056e-001	-6.062e-003	-2.450e-001
35	2.149e-001	-1.188e-001	-1.804e-001	-1.416e-001
36	3.660e-001	-1.788e-001	-3.071e-001	-2.131e-001
37	7.931e-002	1.438e-001	-6.655e-002	1.714e-001
38	4.840e-001	-3.783e-001	-4.061e-001	-4.508e-001
39	-7.135e-002	-1.252e-001	5.987e-002	-1.492e-001
40	4.092e-002	5.041e-002	-3.433e-002	6.007e-002
41	-4.363e-003	2.414e-002	3.661e-003	2.877e-002
42	-3.315e-002	8.025e-003	2.782e-002	9.564e-003
43	4.145e-002	-8.793e-002	-3.478e-002	-1.048e-001
44	4.819e-002	1.058e-001	-4.044e-002	1.261e-001
45	3.175e-001	5.317e-001	-2.664e-001	6.337e-001
46	9.263e-001	-9.313e-001	-7.772e-001	-1.110e+000
47	2.791e-002	-1.034e-002	-2.342e-002	-1.233e-002
48	3.458e-001	2.986e-002	-2.901e-001	3.559e-002
49	-8.307e-001	4.870e-001	6.971e-001	5.804e-001
50	5.551e-001	-2.854e-001	-4.658e-001	-3.402e-001
51	-1.016e-001	6.164e-001	8.526e-002	7.346e-001
52	7.532e-002	-4.336e-002	-6.320e-002	-5.167e-002
53	-5.489e-003	-7.939e-003	4.606e-003	-9.461e-002
54	1.157e-002	-4.073e-002	-9.710e-003	-4.854e-002
55	3.010e-002	-1.868e-002	-2.526e-002	-2.227e-002

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+1.21e+002	40	+9.67e+001	32	+2.61e-004	0	+1.16e+003	12
Progressiva	+1.21e+002	40	+9.67e+001	32	+2.61e-004	0	+1.16e+003	12
Modo: 2	+6.23e-001	0	+9.81e+001	32	+1.37e-001	0	+2.54e+003	27
Progressiva	+1.22e+002	40	+1.95e+002	64	+1.37e-001	0	+3.70e+003	40
Modo: 3	+4.41e+001	14	+1.77e+001	6	+1.39e+001	5	+2.83e+002	3
Progressiva	+1.66e+002	55	+2.12e+002	70	+1.40e+001	5	+3.98e+003	43
Modo: 4	+1.05e-001	0	+8.08e-001	0	+2.66e+000	1	+2.68e+002	3
Progressiva	+1.66e+002	55	+2.13e+002	70	+1.67e+001	5	+4.25e+003	46
Modo: 5	+4.67e-001	0	+2.47e-001	0	+5.32e+001	17	+1.57e+001	0
Progressiva	+1.66e+002	55	+2.13e+002	70	+6.99e+001	23	+4.26e+003	46
Modo: 6	+6.24e-001	0	+8.95e-002	0	+1.68e+001	6	+9.60e+000	0
Progressiva	+1.67e+002	55	+2.14e+002	70	+8.67e+001	28	+4.27e+003	46
Modo: 7	+4.41e+000	1	+2.49e+000	1	+5.41e-004	0	+1.44e+001	0
Progressiva	+1.72e+002	56	+2.16e+002	71	+8.67e+001	28	+4.29e+003	46
Modo: 8	+7.72e+000	3	+2.46e+000	1	+8.81e+001	29	+7.53e+001	1
Progressiva	+1.79e+002	59	+2.19e+002	72	+1.75e+002	57	+4.36e+003	47
Modo: 9	+3.58e+000	1	+1.59e-001	0	+5.18e+000	2	+1.40e+001	0
Progressiva	+1.83e+002	60	+2.19e+002	72	+1.80e+002	59	+4.38e+003	47
Modo: 10	+1.59e+000	1	+1.30e+000	0	+4.00e+000	1	+4.20e-003	0
Progressiva	+1.84e+002	61	+2.20e+002	72	+1.84e+002	60	+4.38e+003	47
Modo: 11	+9.00e-002	0	+4.36e-001	0	+4.87e+000	2	+6.96e-003	0
Progressiva	+1.84e+002	61	+2.20e+002	72	+1.89e+002	62	+4.38e+003	47
Modo: 12	+9.33e+000	3	+1.19e+001	4	+1.74e-004	0	+2.35e+001	0
Progressiva	+1.94e+002	64	+2.32e+002	76	+1.89e+002	62	+4.40e+003	47
Modo: 13	+9.78e-002	0	+1.04e-001	0	+4.99e-001	0	+3.05e+000	0
Progressiva	+1.94e+002	64	+2.32e+002	76	+1.89e+002	62	+4.40e+003	47
Modo: 14	+3.40e+001	11	+1.08e+001	4	+2.64e-001	0	+4.61e+002	5
Progressiva	+2.28e+002	75	+2.43e+002	80	+1.90e+002	62	+4.86e+003	52
Modo: 15	+3.55e-001	0	+8.59e-002	0	+2.24e-001	0	+2.38e+000	0
Progressiva	+2.28e+002	75	+2.43e+002	80	+1.90e+002	62	+4.87e+003	52
Modo: 16	+7.80e+000	3	+8.05e-001	0	+6.82e-002	0	+9.24e+001	1
Progressiva	+2.36e+002	78	+2.44e+002	80	+1.90e+002	62	+4.96e+003	53

Modo: 17	+8.40e-002	0	+5.13e-001	0	+7.62e-002	0	+8.74e+000	0
Progressiva	+2.36e+002	78	+2.45e+002	80	+1.90e+002	62	+4.97e+003	53
Modo: 18	+4.64e+000	2	+9.87e-001	0	+1.79e-003	0	+3.97e+001	0
Progressiva	+2.41e+002	79	+2.46e+002	81	+1.90e+002	62	+5.01e+003	54
Modo: 19	+5.39e+000	2	+9.22e+000	3	+1.05e-001	0	+1.19e+002	1
Progressiva	+2.46e+002	81	+2.55e+002	84	+1.90e+002	62	+5.13e+003	55
Modo: 20	+1.13e+000	0	+1.10e+000	0	+2.64e-002	0	+6.54e-001	0
Progressiva	+2.47e+002	81	+2.56e+002	84	+1.90e+002	62	+5.13e+003	55
Modo: 21	+4.41e+000	1	+1.61e+000	1	+5.20e-002	0	+3.00e+002	3
Progressiva	+2.52e+002	83	+2.58e+002	85	+1.90e+002	62	+5.43e+003	58
Modo: 22	+7.75e-002	0	+5.19e-003	0	+4.02e-002	0	+9.15e-001	0
Progressiva	+2.52e+002	83	+2.58e+002	85	+1.90e+002	62	+5.43e+003	58
Modo: 23	+2.11e-002	0	+5.94e-001	0	+1.57e-002	0	+8.05e-001	0
Progressiva	+2.52e+002	83	+2.58e+002	85	+1.90e+002	63	+5.43e+003	58
Modo: 24	+1.15e+000	0	+8.58e-001	0	+1.17e-001	0	+3.91e-001	0
Progressiva	+2.53e+002	83	+2.59e+002	85	+1.90e+002	63	+5.43e+003	58
Modo: 25	+2.35e+000	1	+1.03e+000	0	+2.30e-003	0	+2.38e+001	0
Progressiva	+2.55e+002	84	+2.60e+002	85	+1.90e+002	63	+5.45e+003	58
Modo: 26	+2.85e+001	9	+1.71e+001	6	+1.26e-002	0	+5.12e+001	1
Progressiva	+2.84e+002	93	+2.77e+002	91	+1.90e+002	63	+5.50e+003	59
Modo: 27	+3.48e-001	0	+1.78e-001	0	+7.65e-003	0	+3.18e+000	0
Progressiva	+2.84e+002	93	+2.77e+002	91	+1.90e+002	63	+5.51e+003	59
Modo: 28	+6.39e-003	0	+1.15e-001	0	+1.13e-001	0	+4.65e-002	0
Progressiva	+2.84e+002	93	+2.77e+002	91	+1.90e+002	63	+5.51e+003	59
Modo: 29	+5.53e-001	0	+3.17e-002	0	+3.49e-002	0	+1.04e+002	1
Progressiva	+2.85e+002	94	+2.77e+002	91	+1.91e+002	63	+5.61e+003	60
Modo: 30	+8.50e-001	0	+6.17e-001	0	+9.41e-002	0	+6.07e+000	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.78e+002	91	+1.91e+002	63	+5.62e+003	60
Modo: 31	+2.31e-003	0	+3.83e-002	0	+2.36e-002	0	+5.46e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.78e+002	91	+1.91e+002	63	+5.62e+003	60
Modo: 32	+9.39e-004	0	+4.35e-001	0	+2.28e-002	0	+1.27e+002	1
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.91e+002	63	+5.74e+003	62
Modo: 33	+5.44e-002	0	+1.88e-002	0	+2.00e+000	1	+1.91e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.93e+002	63	+5.74e+003	62
Modo: 34	+8.89e-005	0	+1.02e-001	0	+1.22e+000	0	+1.17e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.94e+002	64	+5.74e+003	62
Modo: 35	+7.87e-002	0	+3.42e-002	0	+4.08e-004	0	+3.84e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.94e+002	64	+5.74e+003	62
Modo: 36	+2.28e-001	0	+7.74e-002	0	+2.42e+000	1	+1.14e+000	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.96e+002	64	+5.75e+003	62
Modo: 37	+1.07e-002	0	+5.01e-002	0	+7.03e-002	0	+1.61e-002	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.96e+002	65	+5.75e+003	62
Modo: 38	+3.99e-001	0	+3.46e-001	0	+4.84e-004	0	+2.20e+000	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.96e+002	65	+5.75e+003	62
Modo: 39	+8.68e-003	0	+3.79e-002	0	+1.18e+000	0	+1.80e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.98e+002	65	+5.75e+003	62
Modo: 40	+2.85e-003	0	+6.15e-003	0	+8.33e-002	0	+1.21e-002	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.98e+002	65	+5.75e+003	62
Modo: 41	+3.24e-005	0	+1.41e-003	0	+6.52e-005	0	+2.17e+001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+1.98e+002	65	+5.77e+003	62
Modo: 42	+1.87e-003	0	+1.56e-004	0	+2.01e+000	1	+6.01e-003	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+2.00e+002	66	+5.77e+003	62
Modo: 43	+2.93e-003	0	+1.87e-002	0	+3.51e-001	0	+1.44e-001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+2.00e+002	66	+5.77e+003	62
Modo: 44	+3.96e-003	0	+2.71e-002	0	+4.15e-004	0	+1.69e+001	0
Progressiva	+2.86e+002	94	+2.79e+002	92	+2.00e+002	66	+5.79e+003	62
Modo: 45	+1.72e-001	0	+6.84e-001	0	+2.67e-003	0	+5.46e-001	0
Progressiva	+2.87e+002	94	+2.80e+002	92	+2.00e+002	66	+5.79e+003	62
Modo: 46	+1.46e+000	0	+2.10e+000	1	+1.64e-001	0	+2.74e+001	0
Progressiva	+2.88e+002	95	+2.82e+002	93	+2.00e+002	66	+5.81e+003	62
Modo: 47	+1.33e-003	0	+2.59e-004	0	+2.38e-002	0	+9.88e+000	0
Progressiva	+2.88e+002	95	+2.82e+002	93	+2.00e+002	66	+5.82e+003	62
Modo: 48	+2.04e-001	0	+2.16e-003	0	+2.51e-002	0	+2.39e+001	0
Progressiva	+2.88e+002	95	+2.82e+002	93	+2.00e+002	66	+5.85e+003	63
Modo: 49	+1.18e+000	0	+5.74e-001	0	+8.10e-002	0	+1.01e+001	0
Progressiva	+2.89e+002	95	+2.83e+002	93	+2.00e+002	66	+5.86e+003	63
Modo: 50	+5.25e-001	0	+1.97e-001	0	+6.15e-001	0	+1.01e+001	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.83e+002	93	+2.01e+002	66	+5.87e+003	63
Modo: 51	+1.76e-002	0	+9.20e-001	0	+1.08e-002	0	+4.17e+002	4
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.01e+002	66	+6.29e+003	67
Modo: 52	+9.67e-003	0	+4.55e-003	0	+1.07e+000	0	+8.78e-001	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.02e+002	66	+6.29e+003	67
Modo: 53	+5.14e-005	0	+1.53e-002	0	+8.92e-004	0	+2.76e+001	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.02e+002	66	+6.31e+003	68
Modo: 54	+2.28e-004	0	+4.02e-003	0	+6.45e-003	0	+7.77e-003	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.02e+002	66	+6.31e+003	68
Modo: 55	+1.54e-003	0	+8.45e-004	0	+3.15e+000	1	+4.02e+000	0
Progressiva	+2.90e+002	95	+2.84e+002	93	+2.05e+002	67	+6.32e+003	68

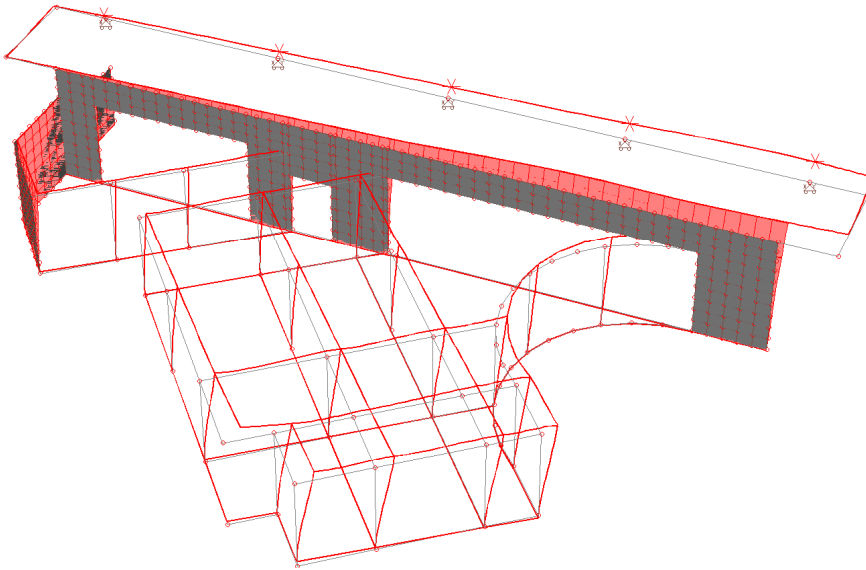
MASSA TOTALE ECCITABILE

Direzione X Direzione Y Direzione Z Rotazione Z

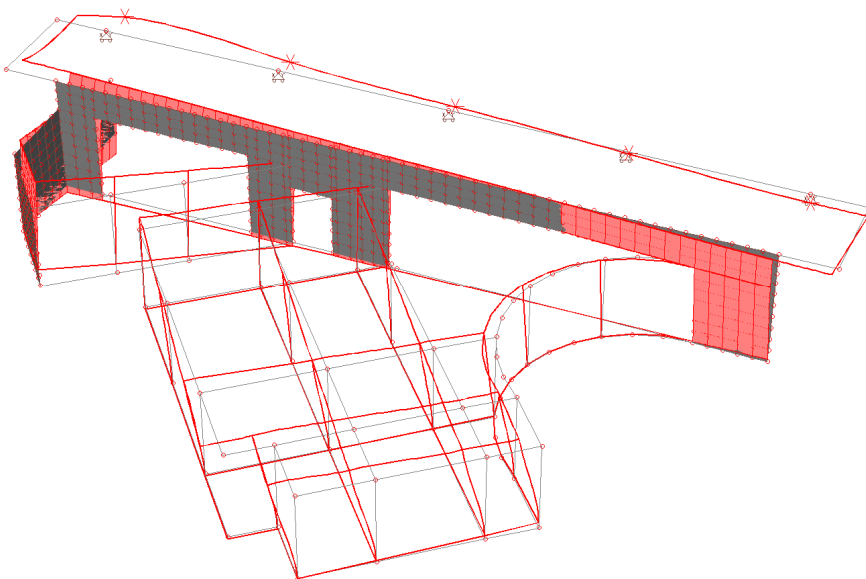
+3.04e+002 +3.04e+002 +3.04e+002 +9.33e+003

- **Principali modi di vibrare – modi di vibrare più significativi**

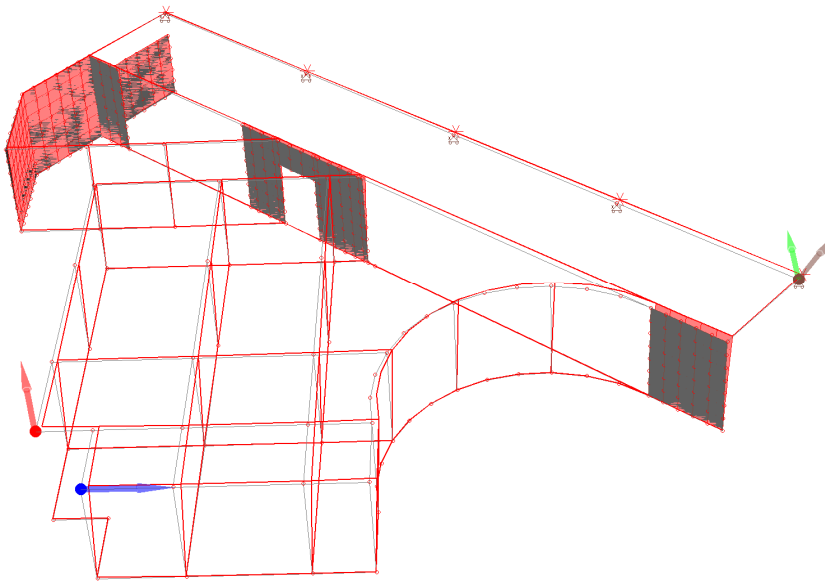
Modo 1 $f = 2.599 \text{ Hz}$ $T = 0.385 \text{ s}$



Modo 2 $f = 4.639 \text{ Hz}$ $T = 0.216 \text{ s}$



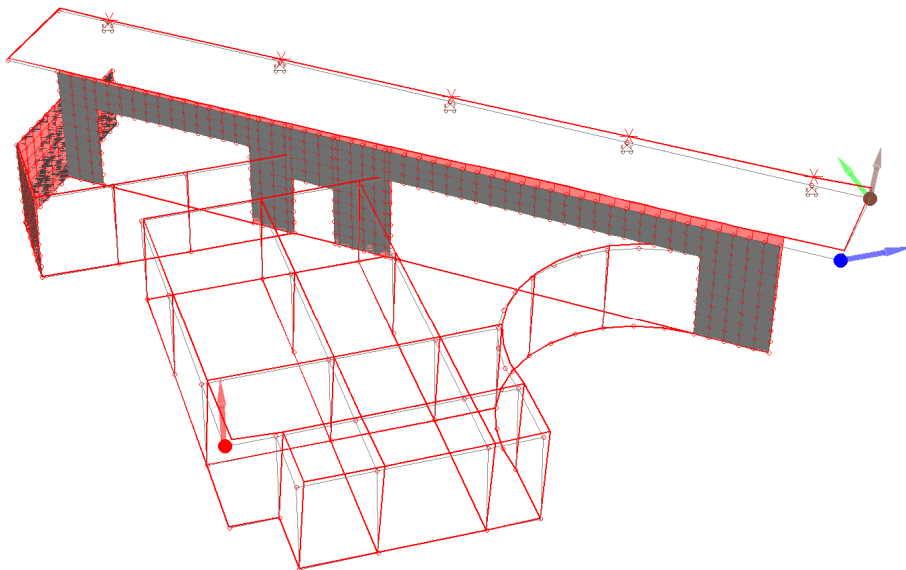
4.8.2 Spostamenti masimi per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 28 $d=0.0219$ $dx=0.0145$ $dy=0.0164$ $dz=0.0016$
Direzione x: nodo 2 $dx=0.0170$ $dy=0.0096$ $dz=0.0042$
Direzione y: nodo 41 $dy=0.0174$ $dx=0.0131$ $dz=0.0000$
Direzione z: nodo 75 $dz=0.0098$ $dx=0.0158$ $dy=0.0090$

Spostamenti SLV $E_x + \lambda E_y$



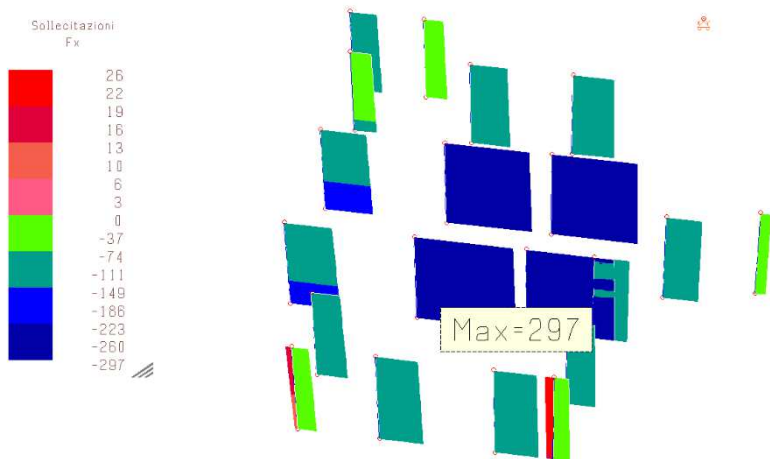
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 75 $d=0.0205$ $dx=0.0123$ $dy=0.0141$ $dz=0.0085$
Direzione x: nodo 42 $dx=0.0141$ $dy=0.0138$ $dz=0.0000$
Direzione y: nodo 47 $dy=0.0144$ $dx=0.0133$ $dz=0.0049$
Direzione z: nodo 75 $dz=0.0085$ $dx=0.0123$ $dy=0.0141$

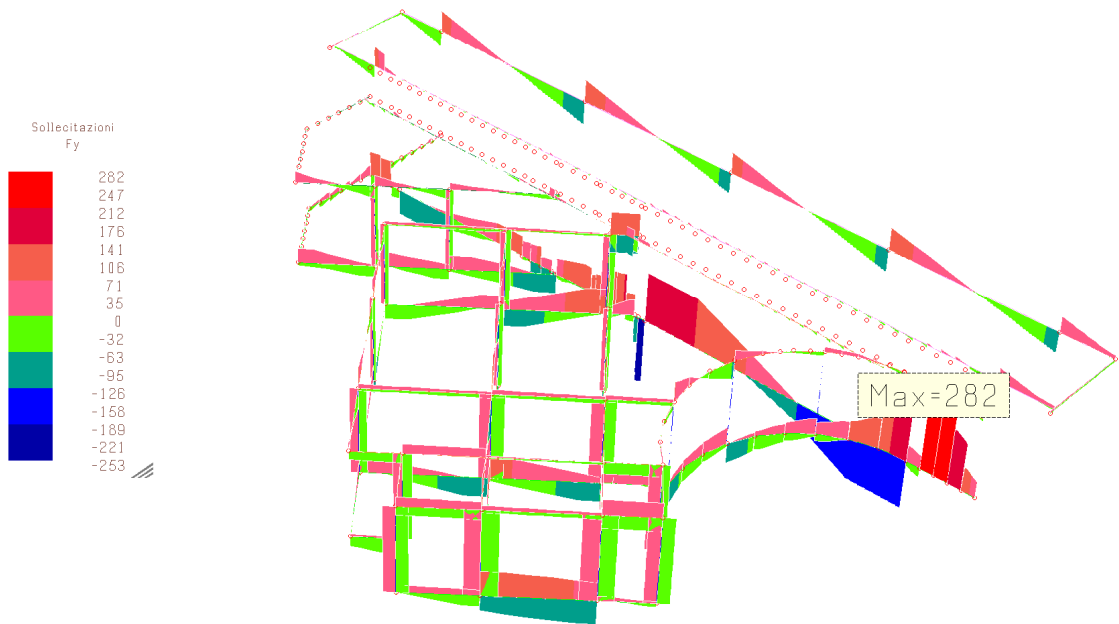
Spostamenti SLV $\lambda E_x + E_y$

4.8.3 Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative

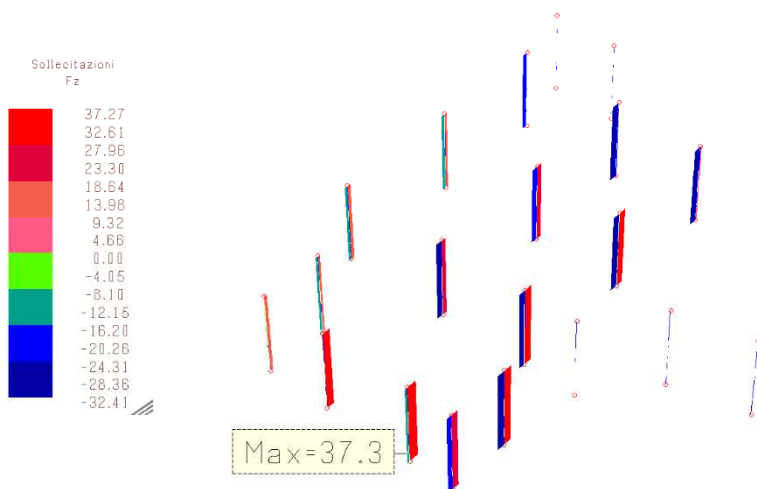
- Elementi monodimensionali



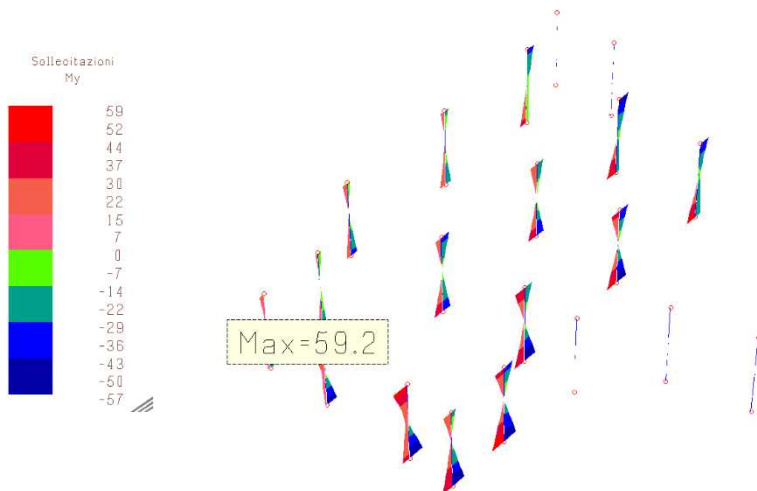
Sollecitazioni assiali Fx (involuppo SLU SLV) [kN]



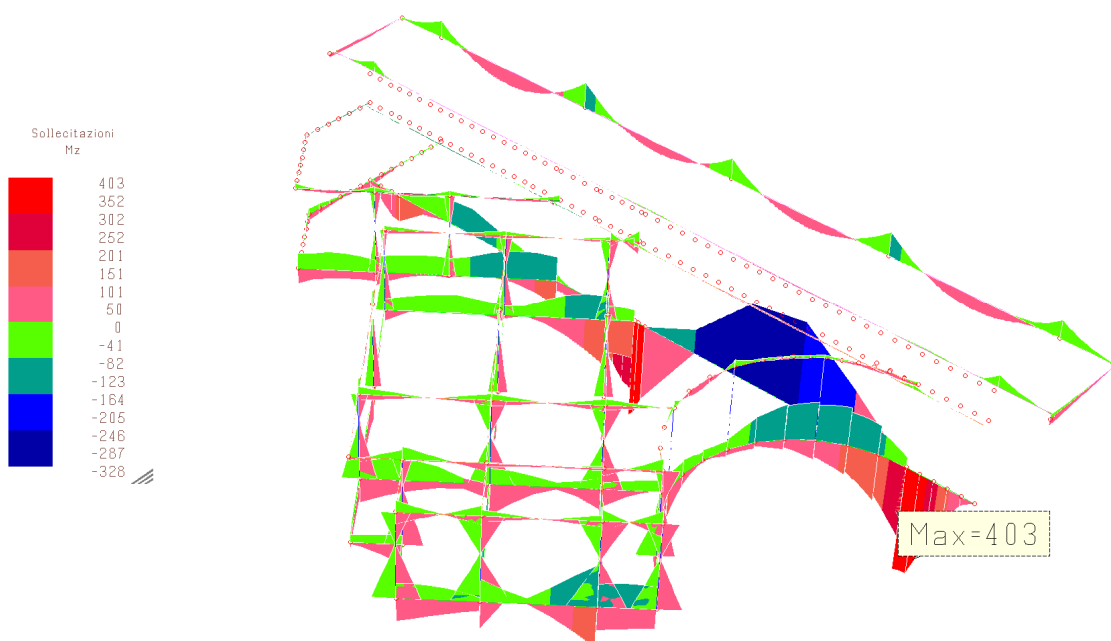
Sollecitazioni taglienti Fy (involuppo SLU SLV) [kN]



Sollecitazioni taglienti Fz (inviluppo SLU SLV) [kN]

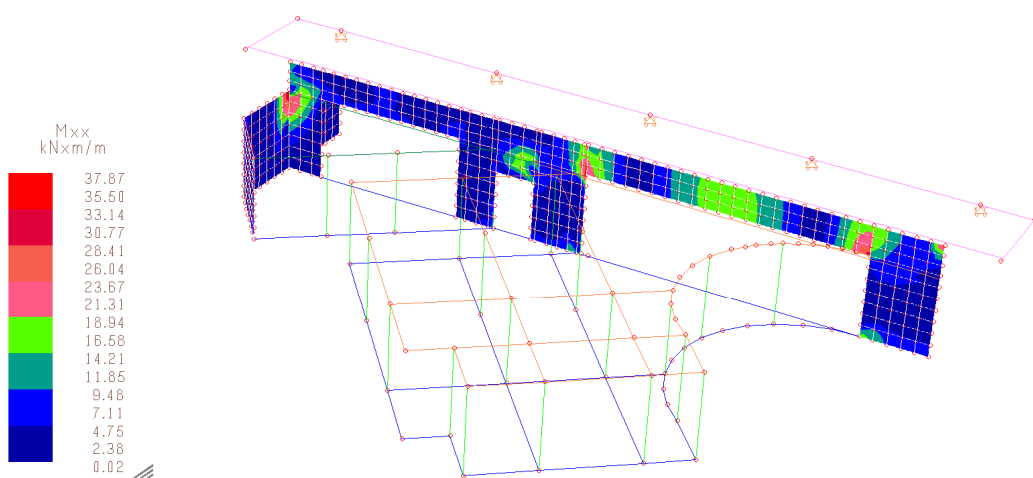


Momenti flettenti My (inviluppo SLU SLV) [kNm]

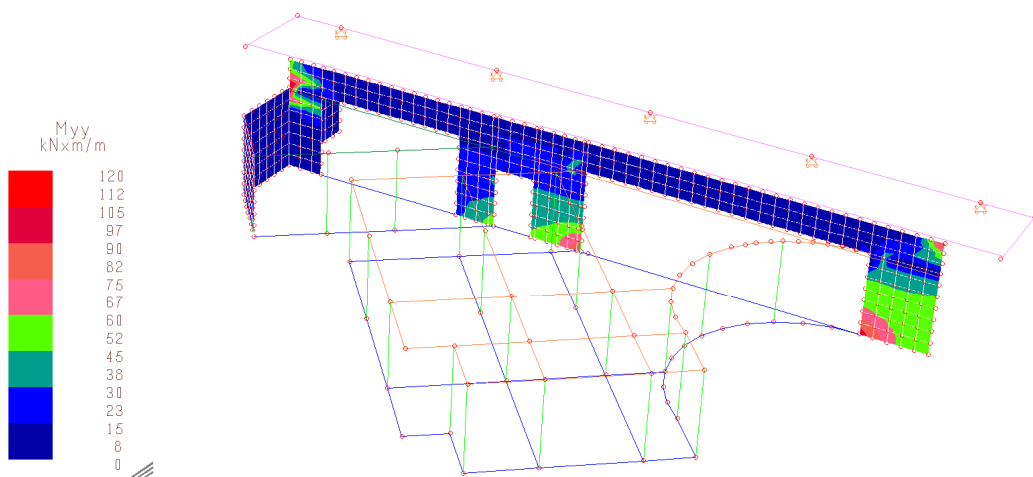


Momenti flettenti Mz (inviluppo SLU SLV) [kNm]

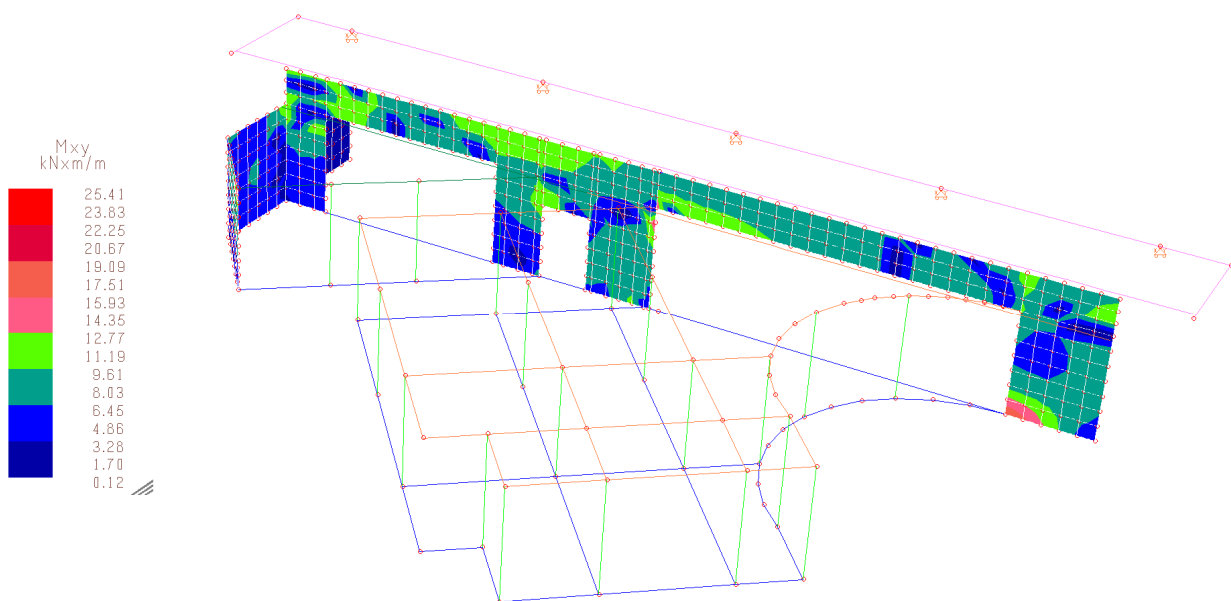
- Elementi bidimensionali



Momento Mxx

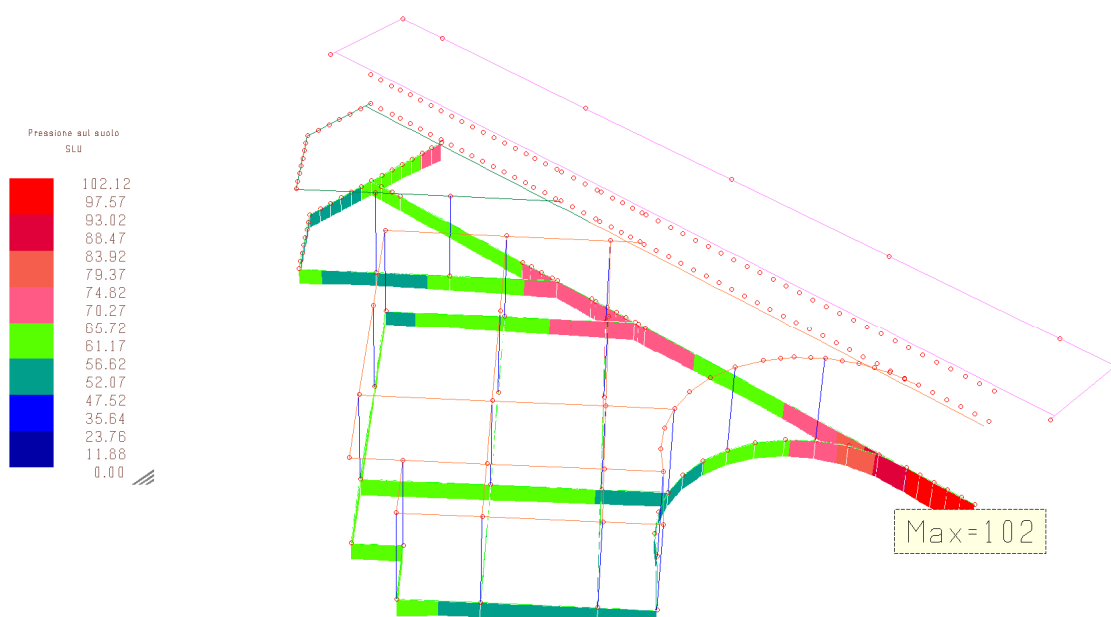


Momento M_{yy}



Momento torcente M_{xy}

4.8.4 Pressioni sul terreno



Pressione sul terreno- Travi di fondazione – Involuppo SLU SLV

Simbologie adottate da Mastersap per la presentazione dei risultati

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap per i Metodi di calcolo e per la presentazione dei risultati dell'analisi strutturale.

– I Metodi di Calcolo

▪ Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili.

L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione t_0 e l'istante finale di osservazione t_f (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove K è la matrice di rigidezza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

- Analisi dinamica modale

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osserva che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

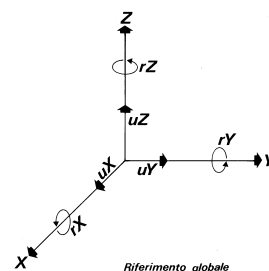
Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti dalla normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

- Presentazione Dei Risultati Dell'analisi Strutturale

- Deformate

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).



Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).

- Aspetti particolari dell'analisi dinamica

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

- Aste reticolari

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria (F/L^2);
- forza assiale (F).

Il segno positivo indica trazione.

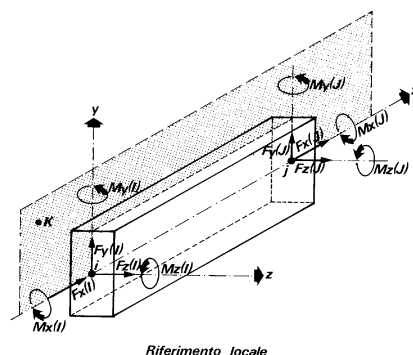
Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involuppi viene riportata la tensione e lo sforzo assiale F_x calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

- Travi, Pilastri e Travi di fondazione

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- F_x = forza assiale nella direzione locale x ;
- F_y = taglio nella direzione locale y ;
- F_z = taglio nella direzione locale z ;
- M_x = momento torcente attorno all'asse locale x ;
- M_y = momento flettente attorno all'asse locale y ;
- M_z = momento flettente attorno all'asse locale z , con le seguenti convenzioni sui segni:
- forze positive se concordi con gli assi locali (F);
- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F*L$).



Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni sismiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

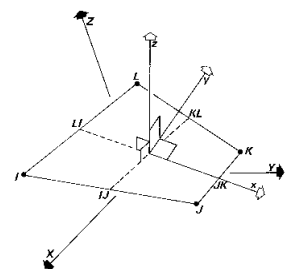
Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- F_y = taglio nella direzione locale y (F);
- M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F \cdot L$);
- M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F \cdot L$);
- U_Z = spostamento lungo Z (L);
- r_X = rotazione intorno X (rad);
- r_Y = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L^2).

▪ Gusci

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);
- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F \cdot L/L$);
- M_{yy} ($F \cdot L/L$);
- M_{xy} ($F \cdot L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per M_{yy} ;
- M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).



Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involucri viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involucri dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.

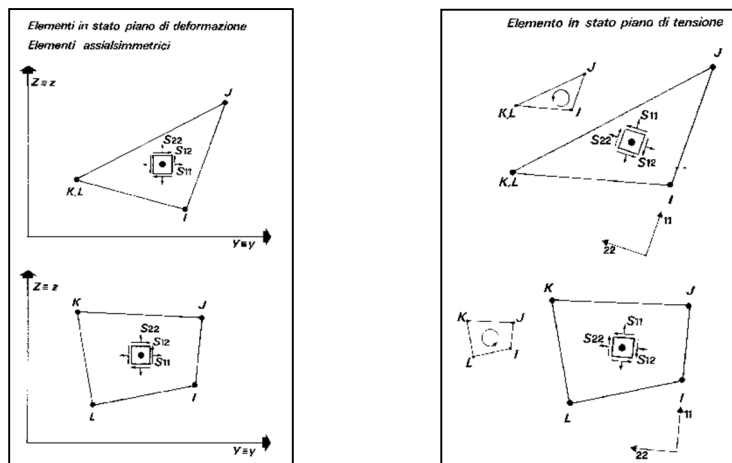
- Elemento In Stato Piano Di Tensione, Stato Piano Di Deformazione, Assialsimmetrici

Il programma calcola le tensioni (F/L2) al centro di ogni elemento.

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{11} ;
- S_{22} ;
- S_{33} (sempre nullo per l'elemento in stato piano di tensione);
- S_{12} ;
- S_{max} ;
- S_{min} ;
- Angolo.

Per il significato di S_{11} , S_{22} , S_{12} si osservino le figure successive.



La tensione S_{33} è ortogonale al piano dell'elemento ed è, per definizione, nulla per l'elemento in stato piano di tensione. La tensione è positiva se diretta verso l'osservatore (che vede i nodi dell'elemento susseguirsi, da I a L, in verso antiorario).

Le tensioni S_{max} e S_{min} rappresentano le tensioni principali. L'angolo riportato fra i risultati rappresenta l'angolo in gradi sessagesimali compreso fra l'asse locale 11 e la direzione di S_{max} . In questo modo le tensioni principali sono completamente note, in valore, direzione e verso.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, vengono riportate le tensioni S_{11} , S_{22} , S_{33} , S_{12} nei punti desiderati (a seconda dell'opzione di stampa scelta), specificando altresì il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta a tutti i modi di vibrazione (secondo il metodo SRSS o CQC scelto).

Per ogni gruppo, per l'analisi statica e per gli inviluppi dinamici, in stampa viene riportato un prospetto riepilogativo riguardante i valori massimi negativi e positivi delle tensioni, nonché gli elementi e le combinazioni di carico interessate.

▪ Vincoli

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti ($F \cdot L$) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli inviluppi viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

- Plinti

La procedura calcola le rigidezze del plinto e le assegna come avviene per un elemento "vincolo" disposto secondo le direzioni globali X, Y, Z . Pertanto i risultati per un plinto corrispondono a quelli proposti per l'elemento "vincolo". Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto.

La rigidezza alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l'area del plinto per la costante di sottofondo.

Le rigidezze alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d'inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidezze alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali.

Le due rigidezze alla traslazione secondo gli assi globali X e Y , nonché la rigidezza alla rotazione intorno l'asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato, che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all'asse verticale Z .

4.9 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste. Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

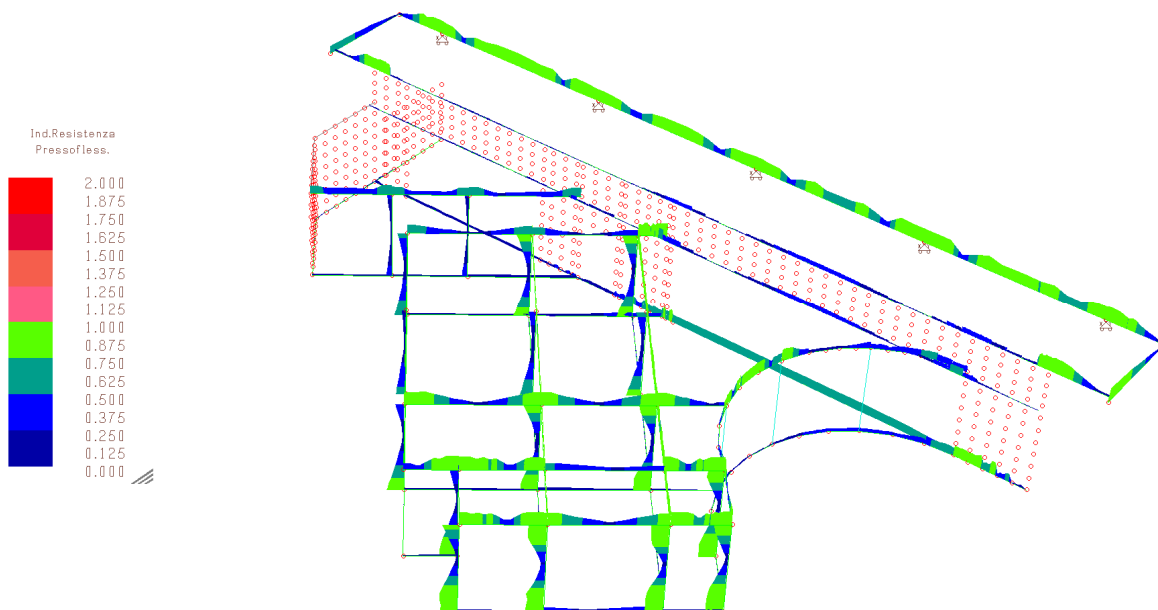
E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

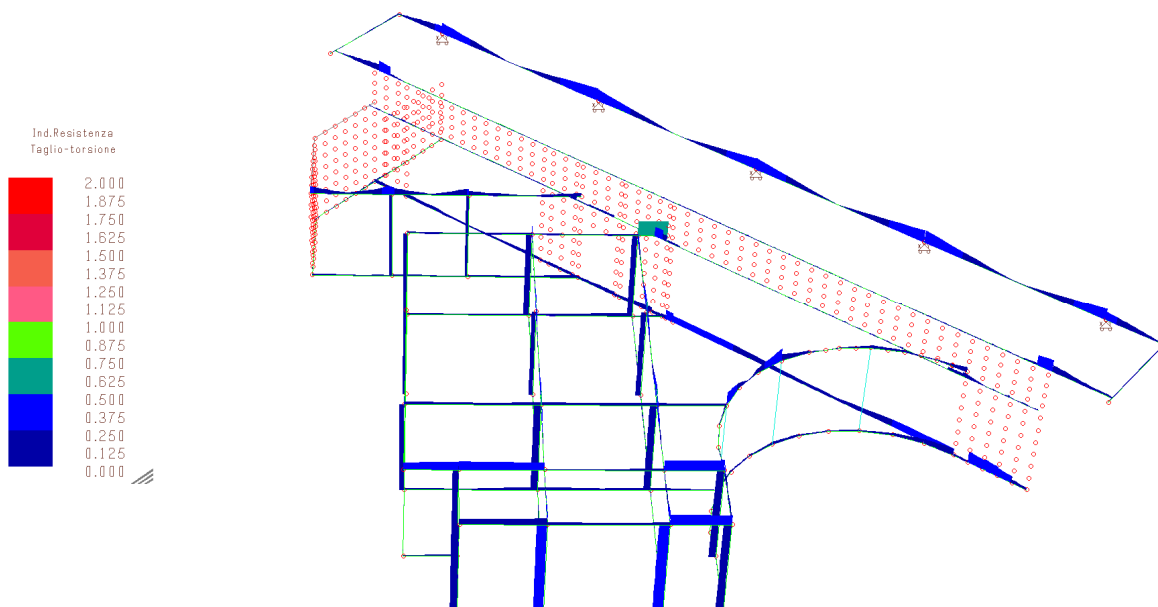
4.10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

• Elementi in c.a. in elevazione

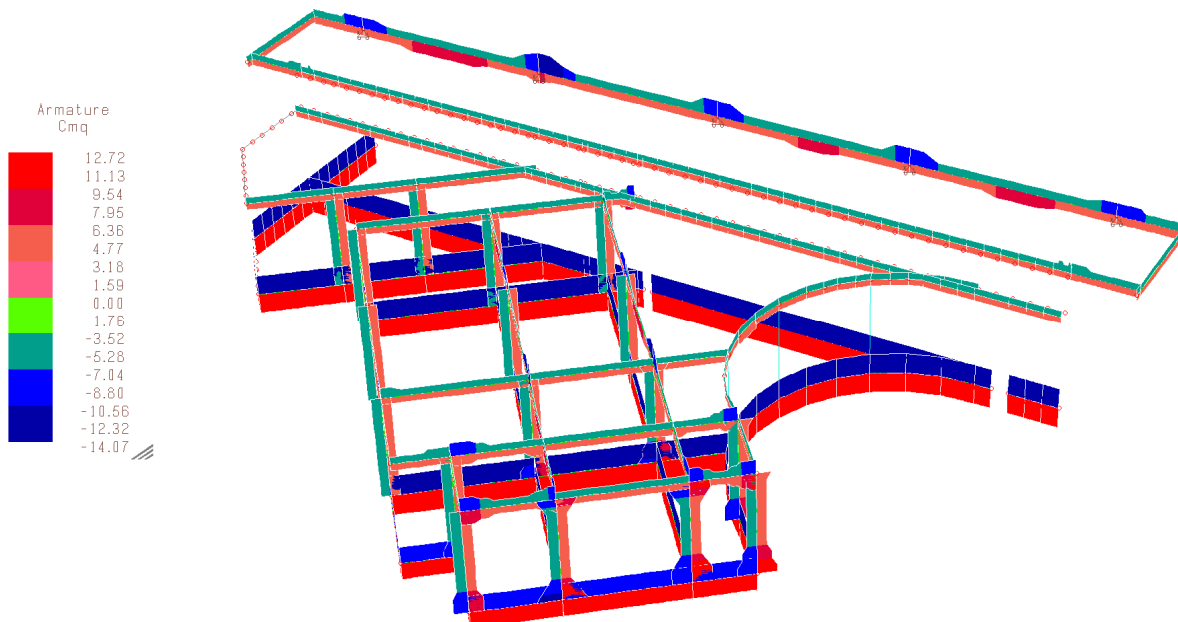
SI sono svolte le verifiche degli elementi in c.a.; gli indici di verifica nonché i quantitativi minimi di armature necessarie al relativo soddisfacimento delle stesse sono di seguito riportate:



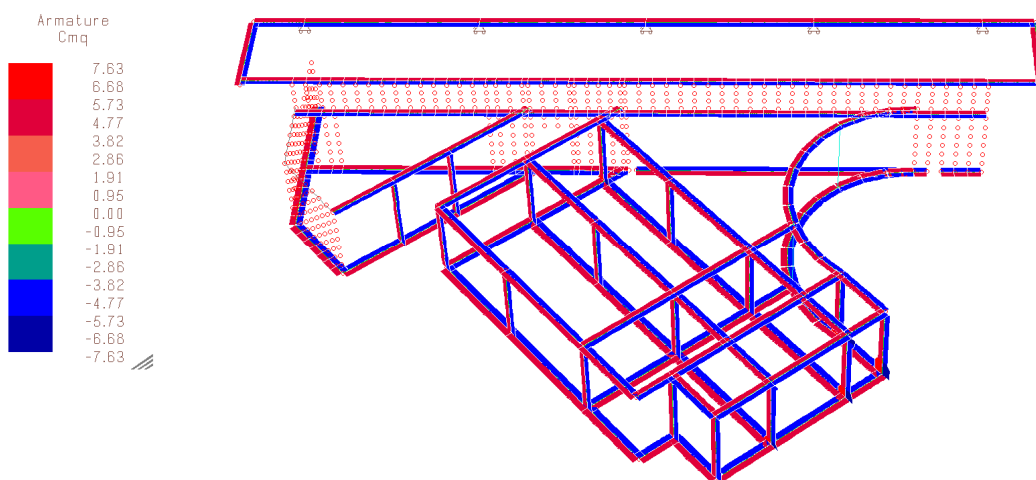
Indice di resistenza a pressoflessione



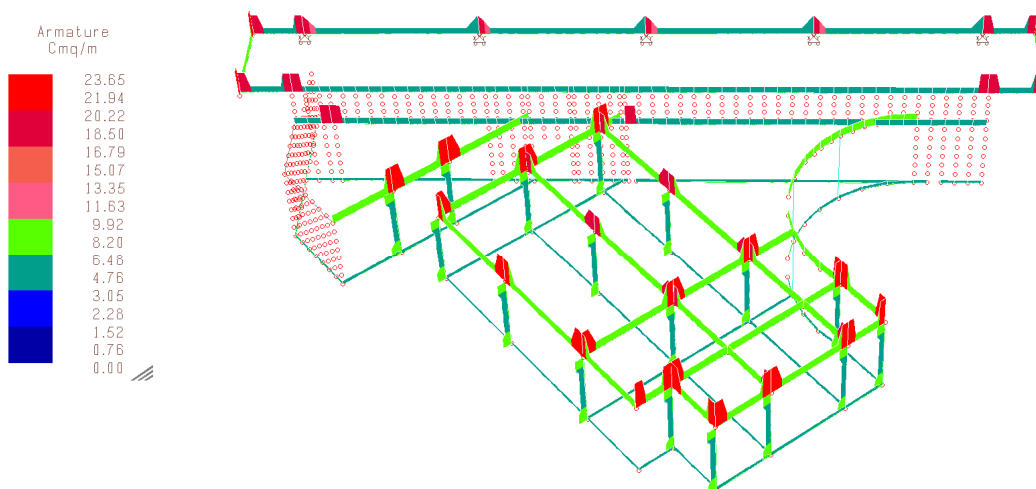
Indice di resistenza a torsione taglio



Armature necessarie superiori/inferiori



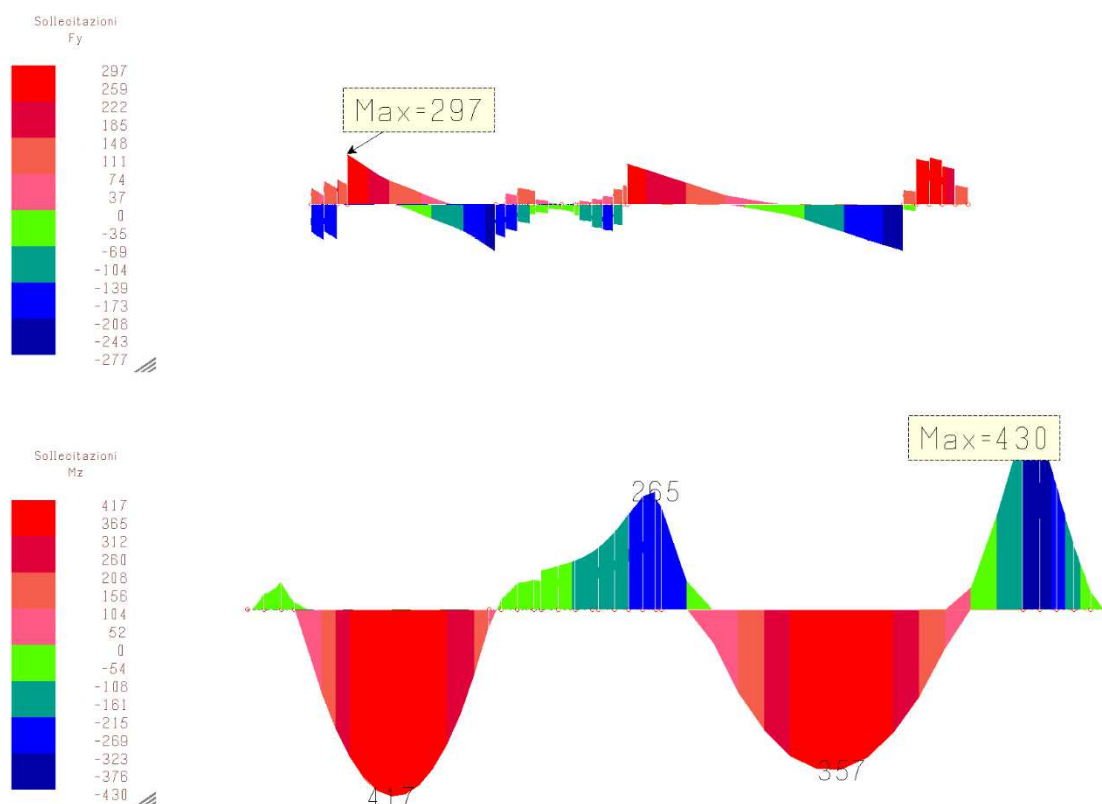
Armature necessarie anteriori/posteriori



Armature necessarie trasversali

- **Elementi in c.a. Travi alte**

Per la verifica della trave alta si è scelto di costruire un opportuno modello di calcolo dove la trave è stata modellata da un elemento unico soggetta ai medesimi carichi precedentemente calcolati. Le travi alte che caratterizzano la struttura sono caratterizzate da sezione a Z poiché caratterizzate anche dai due cordoli di solaio presenti alle estremità della stessa. Nel modello tale sezione è stata semplificata considerando una sezione a doppia T equivalente. Si procede ora alla verifica della sezione nei confronti della pressoflessione e del taglio. In particolare le sollecitazioni desunte dal modello di calcolo sono le seguenti:



E' opportuno chiarire che per svolgere le verifiche si è fatto riferimento alla anima centrale della trave di larghezza pari a 25cm, mentre per altezza si sono considerate le due altezze presenti ossia 135 e 200cm rispettivamente.

L'armatura della trave di altezza pari a 135cm è rappresentata da 3 barre diametro 24mm poste sia all'intradosso che all'estradosso. Come si può evincere dai risultati della analisi svolta con VCASlu del professor Gelfi tale armatura è in grado di resistere alle sollecitazioni flettenti agenti:

Titolo :

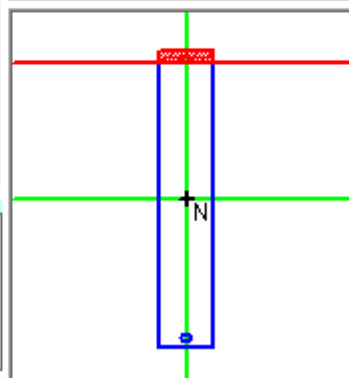
N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	135

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13.57	4
2	13.57	131

Tipo Sezione

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



Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

- ☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione

- ☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio M-N

L₀ 0 cm

Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C

C25/30

ε _{su}	67.5	‰	ε _{c2}	2	‰
f _{yd}	391.3	N/mm²	ε _{cu}	3.5	
E _s	200,000	N/mm²	f _{cd}	14.17	
E _s /E _c	15		f _{cc} /f _{cd}	0.8	?
ε _{syd}	1.957	‰	σ _{c,adm}	9.75	
σ _{s,adm}	255	N/mm²	τ _{co}	0.6	
			τ _{c1}	1.829	

M_{xRd} 676.8 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.448 ‰

ε_s 67.5 ‰

d 131 cm

x 6.366 x/d 0.0486

δ 0.7

SI procede ora alla verifica a taglio della sezione considerando che è in progetto un staffatura passo 10cm e passo 20cm fuori dalle zone critiche realizzata con barre diametro 8mm a due bracci.

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	φ _{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n _b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A _{sw}	101	[mm²]
Braccio della coppia interna	z	1179	[mm]
Cotangente di θ	cotθ	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	cotα	0.00	[-]
Seno di α	sinα	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	463.80	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'cd	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1043.91	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cotθ = 1	A _{sw,max}	271.53	[mm²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	463.80	[kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	1179	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	231.90	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1043.91	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	543.06	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	231.90	[kN]

Anche la verifica a taglio risulta soddisfatta.

L'armatura della trave di altezza pari a 200cm è rappresentata da 5 barre diametro 24mm poste sia all'intradosso che all'estradosso. Come si può evincere dai risultati della analisi svolta con VCASlu del professor Gelfi tale armatura è in grado di resistere alle sollecitazioni flettenti agenti:

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	4
2	22.62	196

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ **Metodo n** ☐

N kN
M kNm
M

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1}

M kN m
 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

SI procede ora alla verifica a taglio della sezione considerando che è in progetto un staffatura passo 10cm e passo 20cm fuori dalle zone critiche realizzata con barre diametro 8mm a due bracci.

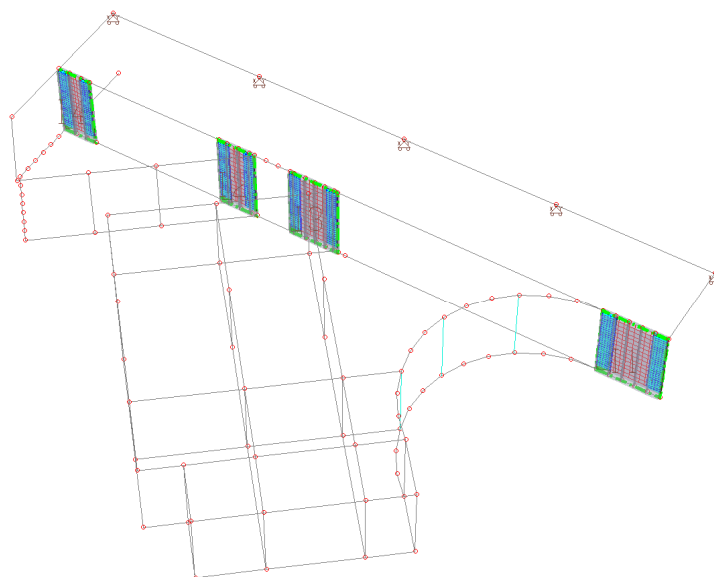
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	1764	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	693.93	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1561.88	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw, max}$	271.53	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	693.93	[kN]

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	1764	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	346.96	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1561.88	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw, max}$	543.06	[mm]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	346.96	[kN]

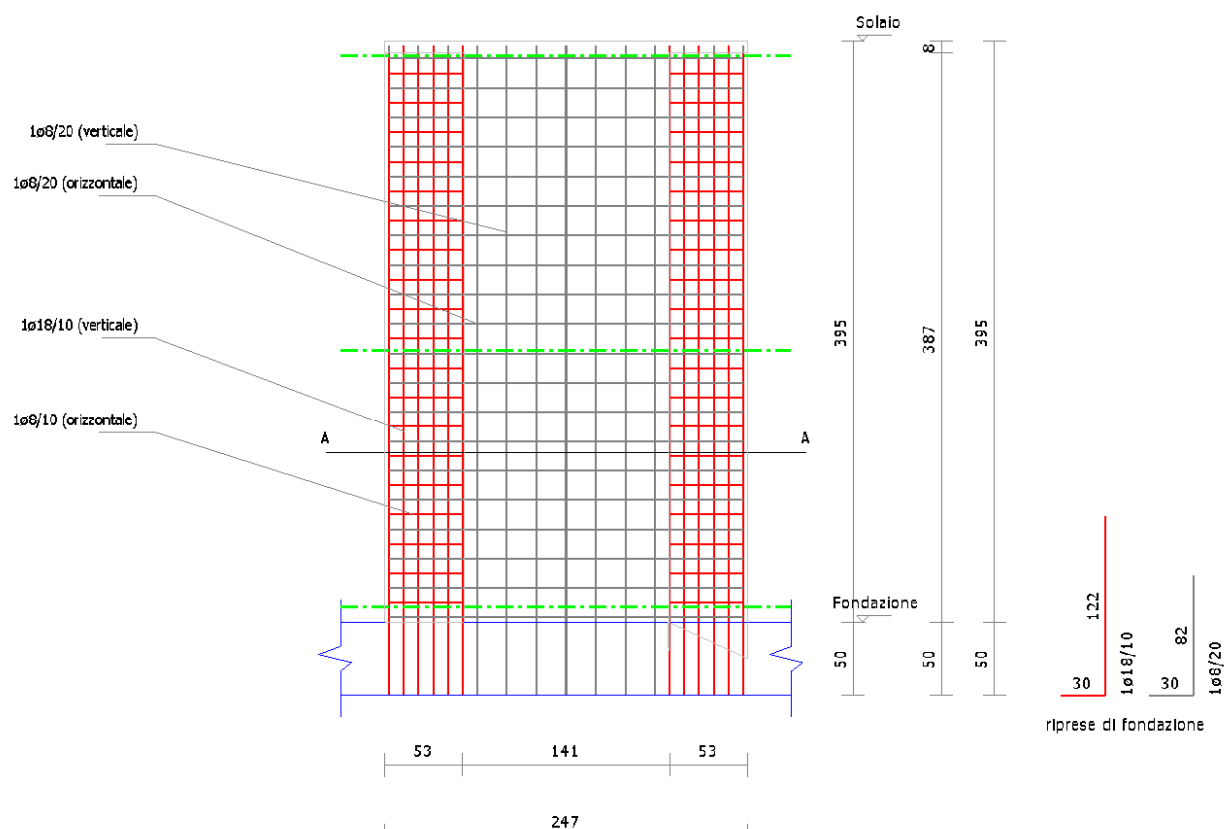
Anche la verifica a taglio risulta soddisfatta.

- **Elementi in c.a. pareti**

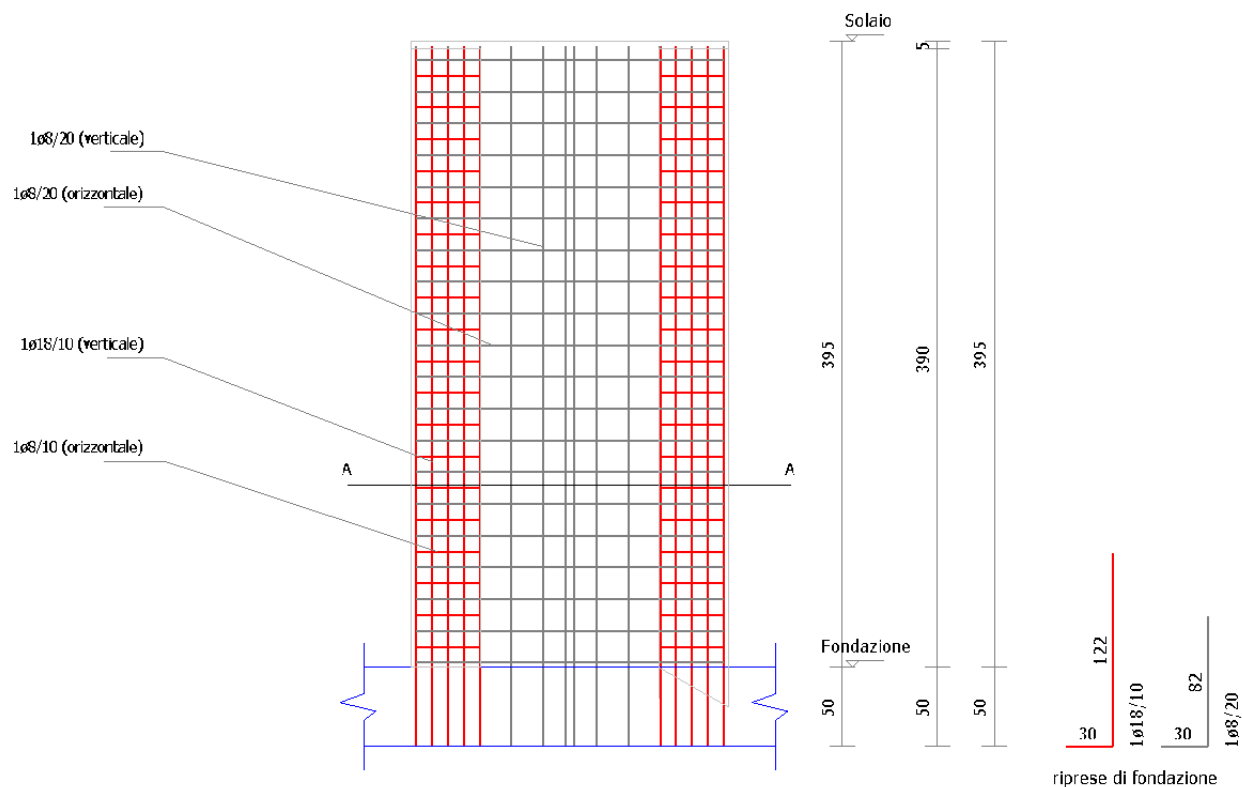
Si riportano di seguito i dettagli delle armature delle pareti che caratterizzano il modello di calcolo:



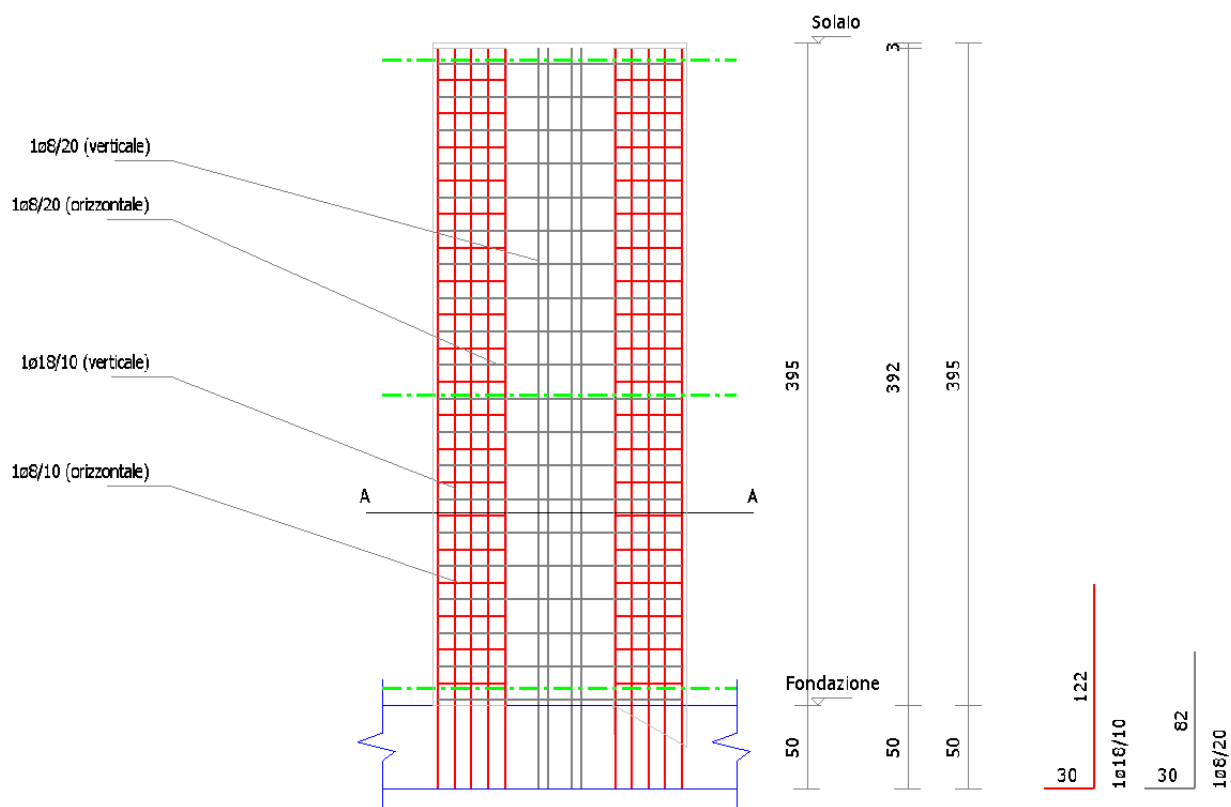
Le sezioni di verifica sono evidenziate dalle linee tratteggiate che assumono colorazione verde se l'esito della stessa è positivo



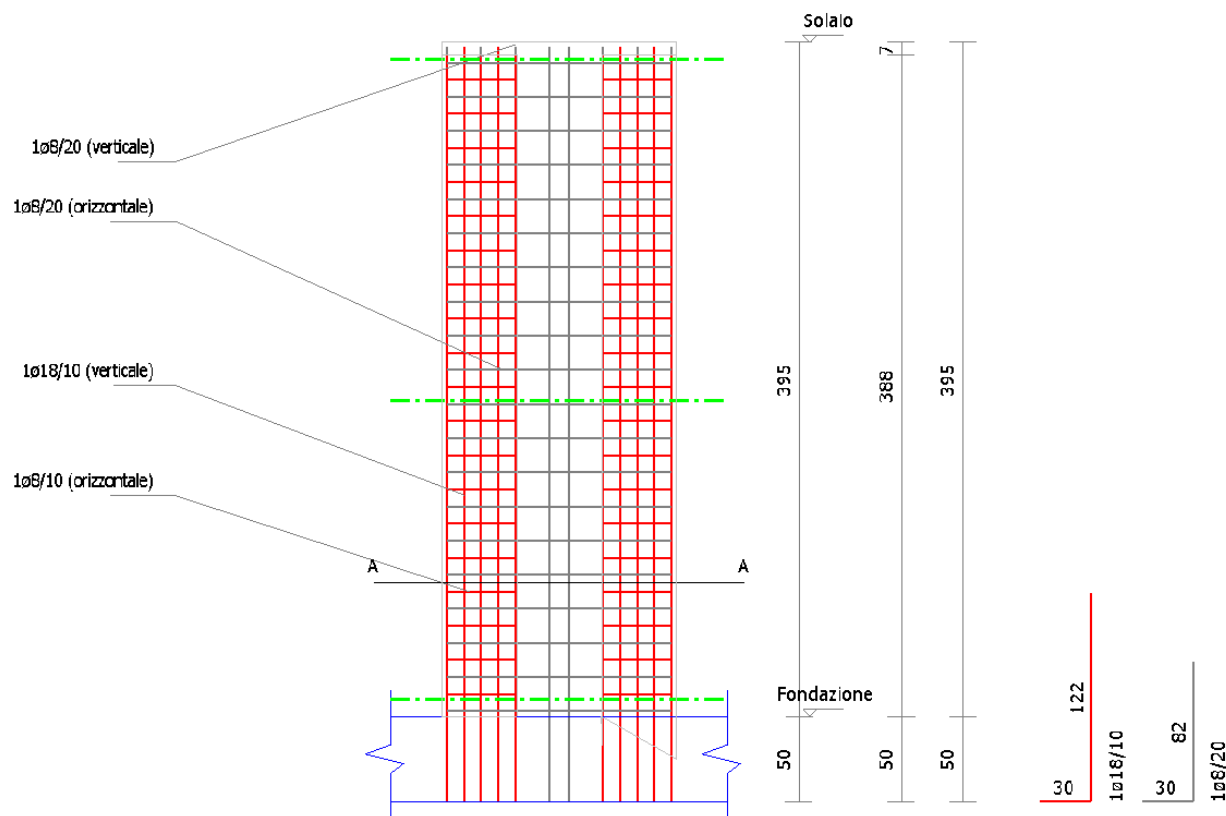
Dettaglio dell'armatura della parete numero 1



Dettaglio dell'armatura della parete numero 2



Dettaglio dell'armatura della parete numero 3

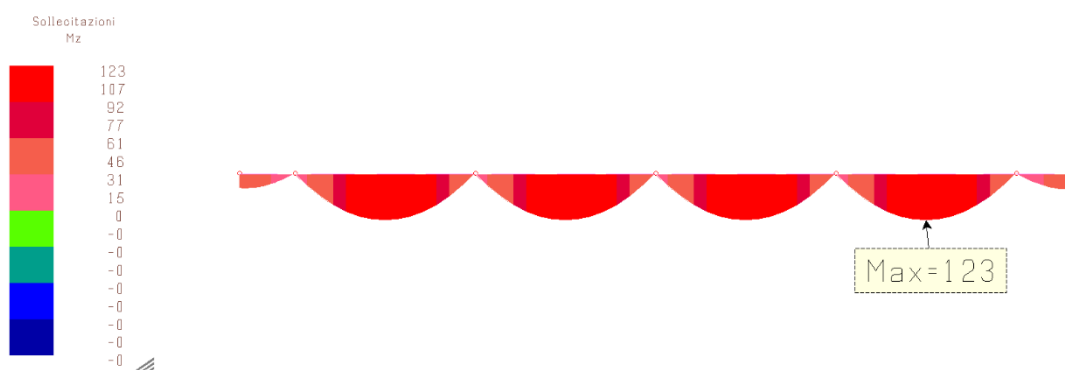


Dettaglio dell'armatura della parete numero 4

Per il dettaglio delle armature si rimanda a quanto contenuto all'interno degli elaborati grafici allegati alla presente.

- Verifica della trave in corrispondenza del giunto sismico come trave a più tratti in semplice appoggio**

Come è possibile evincere dall'andamento dei momenti sulla trave in corrispondenza del giunto sismico tra palestra e corpo spogliatoi appare chiaro come quest'ultima sia stata modellata come elemento continuo su più appoggi. Considerando però la particolare tipologia di realizzazione del giunto sismico si ritiene che sia necessario provvedere alla verifica anche dell'altro caso limite ossia considerando la trave come realizzata n più tratti caratterizzati da vincolamento secondo lo schema di appoggio-appoggio. Si è modificato pertanto il vincolamento all'interno del modello di calcolo in quest'ottica e si sono svolte nuovamente le analisi che hanno dato i seguenti risultati:



Si procede pertanto alla verifica della sezione tipica di mezzeria con il software VCASlu del professor Gelfi considerando l'armatura presente pari a $7\phi 18$ all'intradosso e $3\phi 18$ all'estradosso

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.63	3
2	17.81	22

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

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ **Metodo n** ☐

N kN
M kNm
M

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**

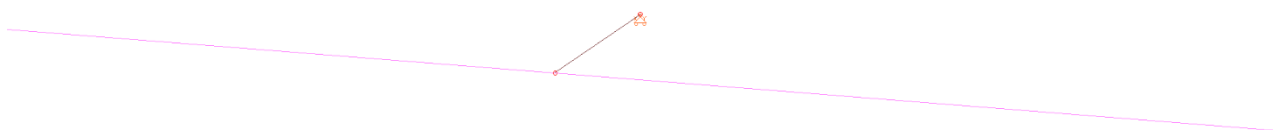
☐ Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

• Profili Pieni e zanche di collegamento per realizzazione giunto sismico

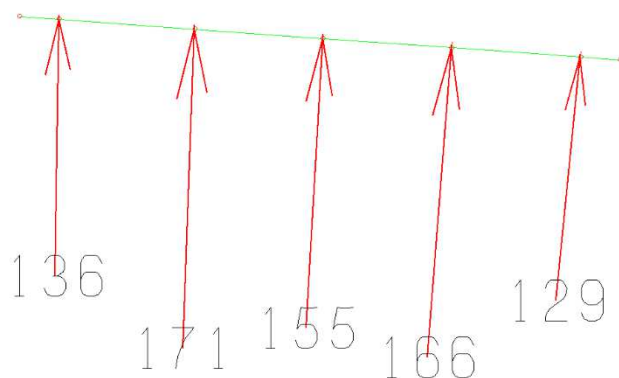
SLU

Il comportamento del giunto sismico come vincolo è di tipo cedevole poiché è correlato alla deformabilità flessionale delle travi in acciaio realizzate con profilo pieno a sezione rettangolare 140x40mm in acciaio S355. Per considerare questo comportamento si sono inserite all'interno del modello di calcolo opportuni spezzoni atti proprio a simulare questo comportamento. E' opportuno precisare che gli spezzoni modellati sono caratterizzati da lunghezza pari a 15cm. Si riporta di seguito il dettaglio della connessione modellata:



Vista del modello di calcolo comprensivo del tronchetto realizzato con profilo pieno 140x40mm dove si evince l'incastro lato trave e l'appoggio scorrevole in corrispondenza del pilastro.

Si sono svolte le analisi e le sollecitazioni che interessano l'elemento sono le seguenti:



Azione tagliante desunta dalle reazioni vincolari (in questo caso reazioni analisi statica)

La massima azione flettente sugli elementi metallici è pari alla azione tagliante per il braccio pari a 15cm ottenendo pertanto una azione sollecitante di $171 \cdot 0.15 = 25.65 \text{ kNm}$

Verifica della mensola

Si procede ora con la verifica del profilo pieno caratterizzato da sezione 40x150mm.

La resistenza a taglio è pari a:

$$A_v = 150 \cdot 40 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$V_{crd} = A_v \cdot f_y / 1.05 / \sqrt{3} = 6000 \cdot 355 / 1.05 / \sqrt{3} = 1171 \text{ kN}$$

Questo taglio risulta maggiore del doppio del taglio agente pertanto non solo la verifica risulta soddisfatta, ma è possibile trascurare il taglio nella verifica flessionale ottenendo pertanto:

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 40 \cdot 150 \cdot 150 / 6 = 150000 \text{ mm}^3$$

$$M_{crd} = W \cdot f_y / 1.05 = 150000 \cdot 355 / 1.05 = 50714285.7 \text{ Nmm} \rightarrow 50.7 \text{ kNm}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

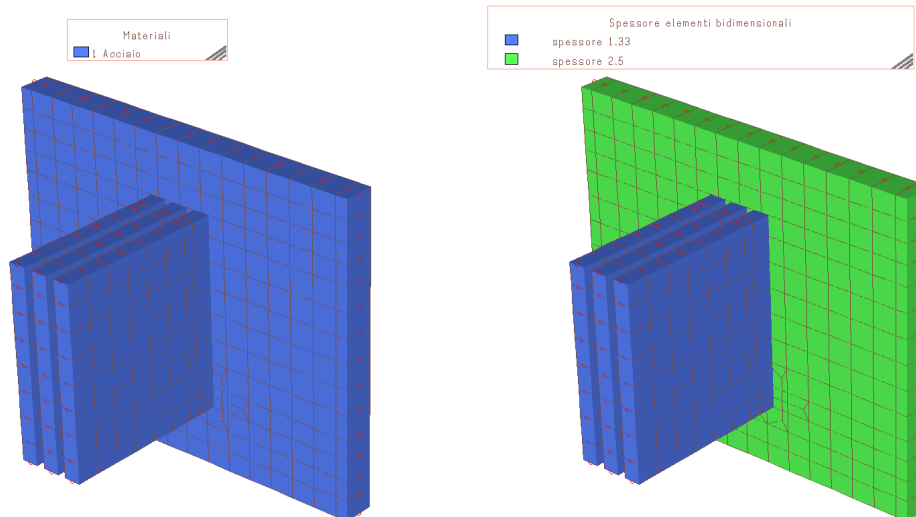
Le saldature saranno realizzate a completa penetrazione e pertanto si considerano automaticamente soddisfatte poiché questo tipo di saldatura ripristina la resistenza del materiale base.

Verifica della piastra e delle zanche metalliche

Si procede ora alla verifica della piastra metallica, in particolare per svolgere questa verifica si è scelto di costruire un opportuno modello di calcolo. Si riporta nel seguito una descrizione dettagliata del modello di calcolo costruito:

- *Modellazione della geometria e spessore degli elementi in acciaio*

La piastra è stata modellata correttamente con elementi guscio caratterizzati da mesh di dimensioni circa 20x20mm con spessore di 25mm, la dimensione totale della piastra è pari a 300x250mm. La mensola è stata modellata con elementi guscio, suddivisi in tre "lame" caratterizzate sempre da mesh di dimensioni 20x20mm e da spessore equivalente pari a 13.3mm ottenendo così lo spessore reale totale di 40mm come da progetto. La mensola modellata è caratterizzata da altezza pari a 15cm e da lunghezza pari a 15cm in accordo con quanto precedentemente verificato. Si riporta di seguito uno schema di riferimento del modello di calcolo.



- *Modellazione della geometria e comportamento dei vincoli*

I vincoli che caratterizzano la piastra metallica sono da un lato le staffe inghisate all'interno del getto della trave in calcestruzzo rappresentate da 4 coppie di barre diametro 16mm e dall'altro dal contrasto offerto dal calcestruzzo cui la piastra appoggia.

Per quanto concerne la modellazione delle barre si è scelto di inserire opportuni vincoli che potessero rappresentare correttamente il comportamento delle barre. In particolare dunque si è scelto di inserire dei vincoli rappresentati da cerniere sferiche cedevoli nella direzione Y (direzione della trazione compressione per le barre). Per determinare la rigidezza da assegnare a questi vincoli si è fatto riferimento a quanto si esegue per le verifiche delle strutture in calcestruzzo armato ossia al coefficiente di omogeneizzazione tra i due materiali assunto pari a 15. In particolare la rigidezza assiale per un elemento è pari a $K=EA/L$ che nel caso in esame assume la forma $K=(EA/L)*n$ dove con E si indica il modulo elastico del calcestruzzo armato e con A l'area della singola barra di armatura. Pertanto nel caso in esame si ottiene:

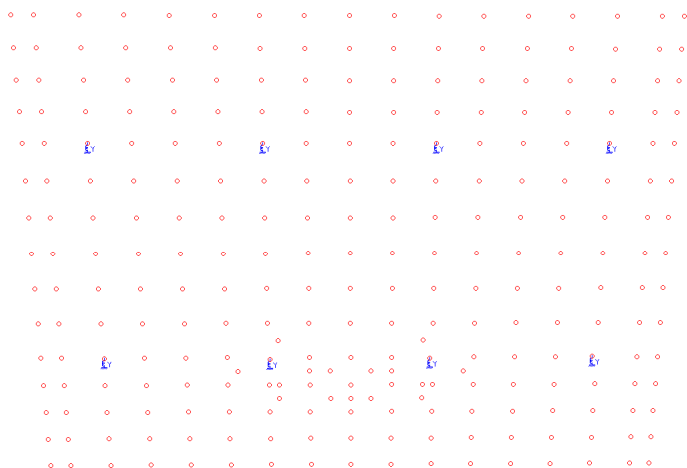
$$E=31000\text{MPa} \rightarrow 3100000\text{N/cm}^2$$

$$A = 2.01\text{cm}^2$$

$$L = (\text{larghezza della trave}) = 60\text{cm}$$

$$K=1557750\text{N/cm}$$

Pertanto nel modello di calcolo si sono inserite le molle in corrispondenza della reale posizione delle barre caratterizzate dalle seguenti rigidezze:



Vincoli standard

8 elementi selezionati

Gruppo: 1 zanche [263]

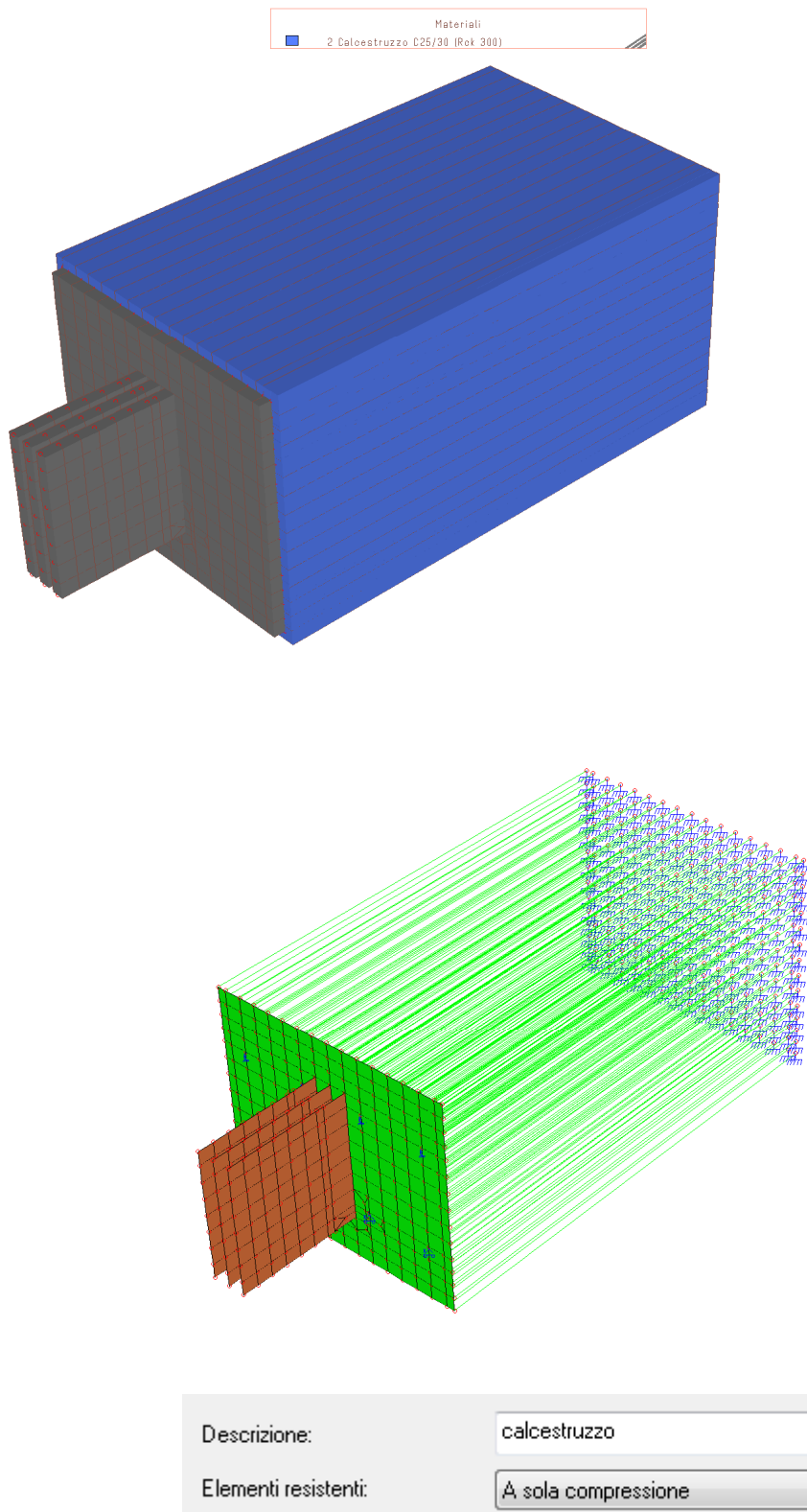
☒ Vincolo elastico △ Rigidzza libera

☐ Deformazione imposta

Traslazioni/Rotazioni imposte e relative rigidezze:

Traslazione X:		Rigidzza:	1e+009
Traslazione Y:		Rigidzza:	1.55e+006
Traslazione Z:		Rigidzza:	1e+009
Rotazione X:		Rigidzza:	0
Rotazione Y:		Rigidzza:	0
Rotazione Z:		Rigidzza:	0

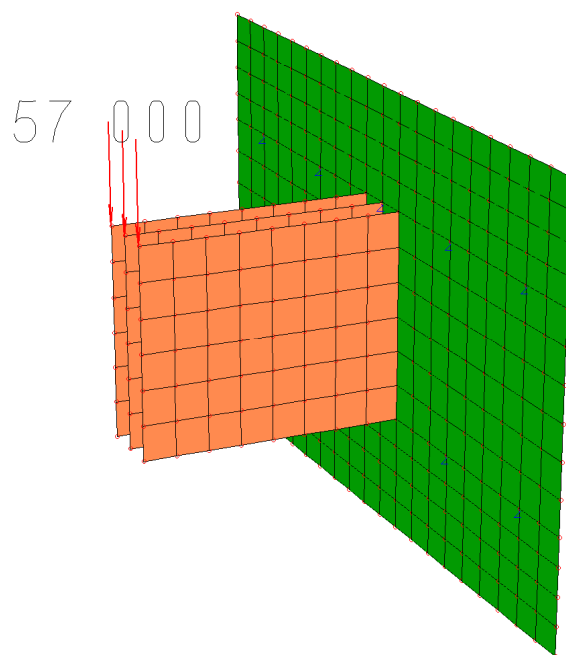
Per modellare invece il comportamento del calcestruzzo si è scelto di ricorrere alle possibilità di analizzare elementi con comportamento solo trazione o solo compressione del software di calcolo. Pertanto per cogliere correttamente il comportamento del calcestruzzo armato si è scelto di schematizzarlo inserendo elementi beam (doppiamente incernierati) con sezione 2x2cm (pari alla mesh che caratterizza la piastra in acciaio) caratterizzati da resistenza nei soli confronti della compressione. Il vincolo con l'esterno è rappresentato da incastri.



- *Modellazione dei carichi*

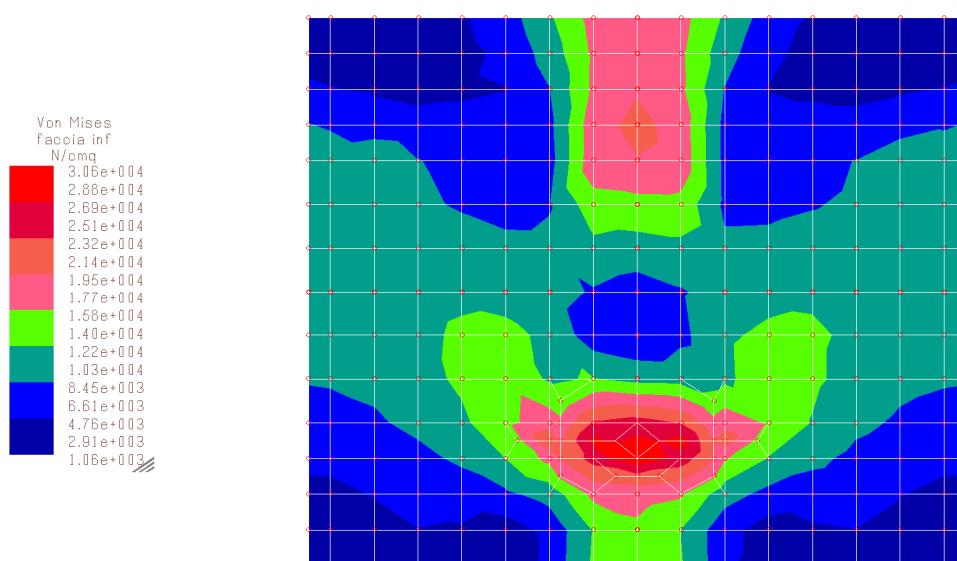
Alle estremità della mensola che è stata correttamente modellata di lunghezza pari a 15cm si sono inseriti i carichi derivanti dall'analisi globale. In particolare tali carichi valgono:

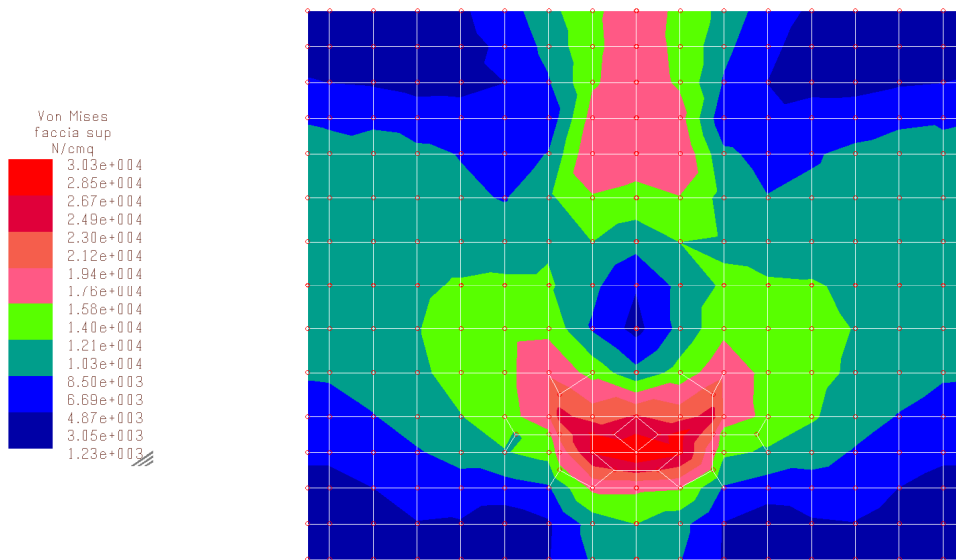
$$171/3=57\text{kN} \rightarrow 57000\text{N}$$



- *Principali risultati e verifiche*

In seguito alla analisi si sono individuate le tensioni di Von Mises sulla piastra, tensioni di seguito riportate:

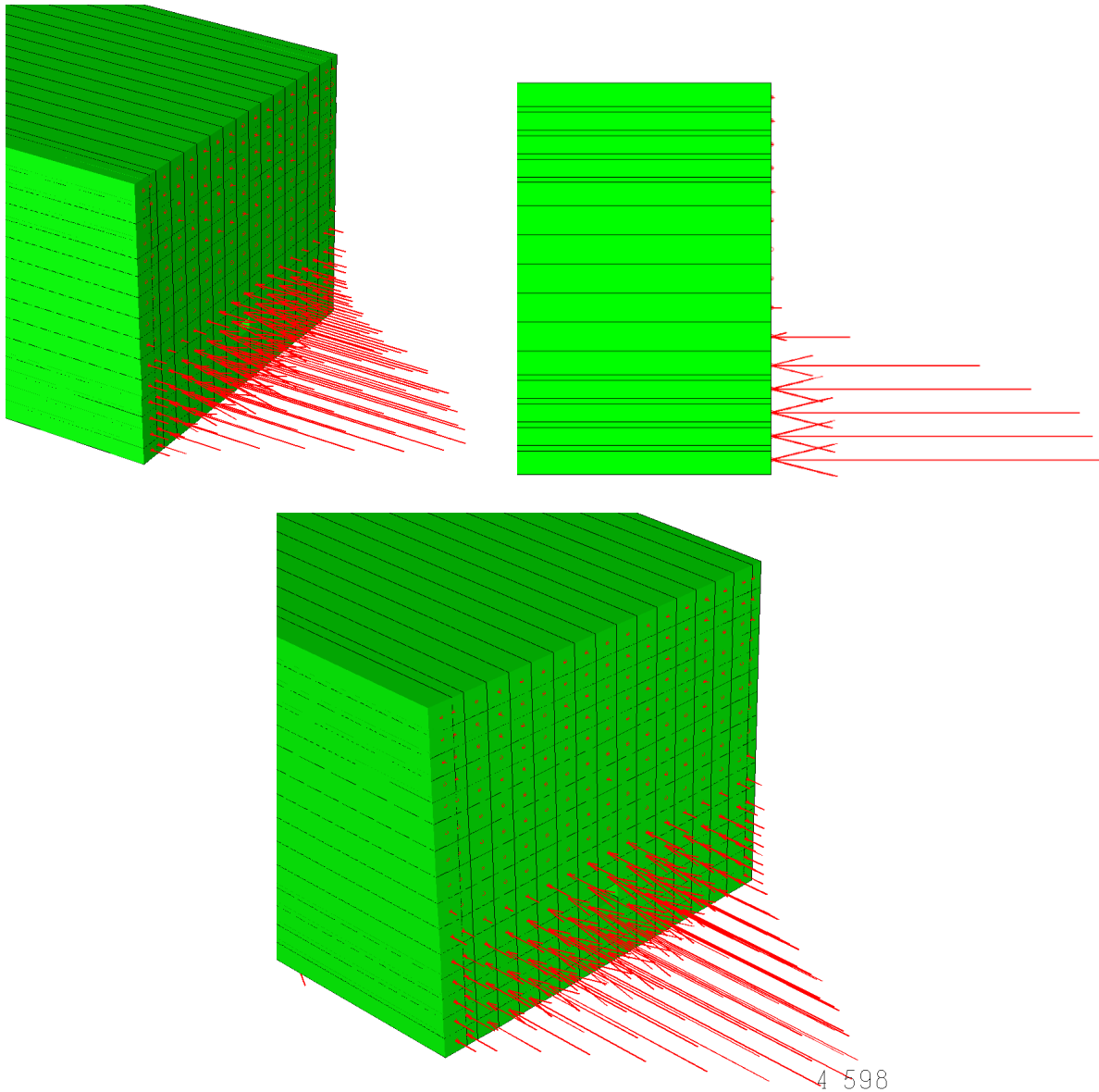




Poiché le tensioni limite sono per l'acciaio S355 $\rightarrow 355/1.05=338\text{MPa} \rightarrow 3.3 \times 10^4 \text{N/cm}^2$

La verifica risulta soddisfatta.

Le tensioni sul calcestruzzo hanno questo andamento e valore massimo:

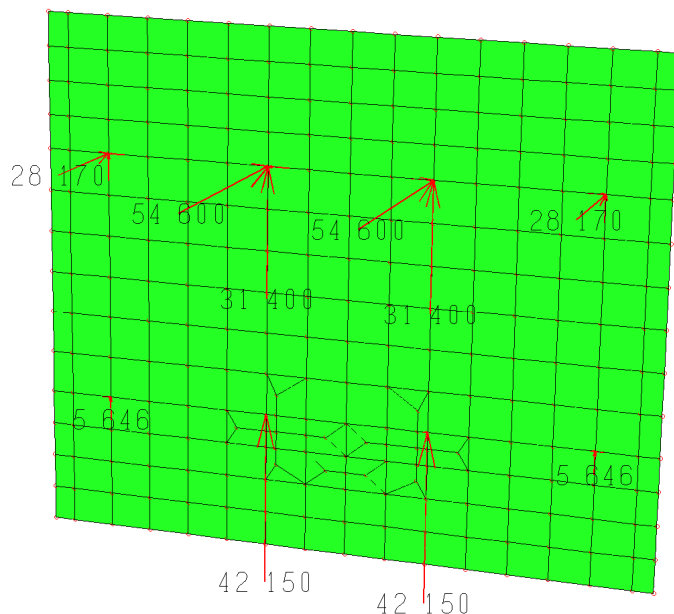


4 598

Considerando ora che le sezioni di calcestruzzo modellate hanno dimensione pari a 2x2cm la tensione su questi elementi è pari a:

$4598\text{N}/20\text{x}20\text{mm} = 11.49\text{MPa} < 14.17\text{MPa}$ (resistenza a compressione di design del calcestruzzo C25/30) pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Le sollecitazioni invece che interessano le barre sono di seguito riportate:



Si procede ora con la verifica a taglio trazione delle barre maggiormente sollecitate:

$$\sigma = N/A = 54600/201 = 271\text{MPa}$$

$$\tau = V/A = 31400/201 = 156\text{MPa}$$

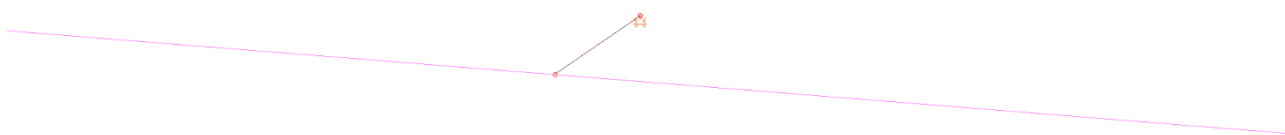
Calcolando le tensioni di Von Mises si ottiene:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 383\text{MPa} < 450/1.15 = 391\text{MPa}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta

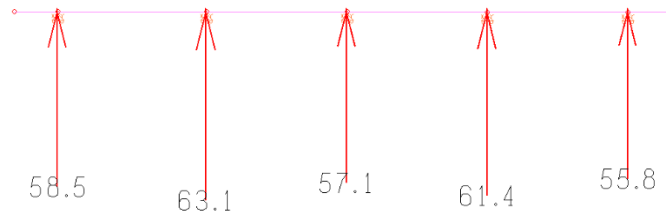
SLV

Il comportamento del giunto sismico come vincolo è di tipo cedevole poiché è correlato alla deformabilità flessionale delle travi in acciaio realizzate con profilo pieno a sezione rettangolare 140x40mm in acciaio S355. Per considerare questo comportamento si sono inserite all'interno del modello di calcolo opportuni spezzoni atti proprio a simulare questo comportamento. E' opportuno precisare che gli spezzoni modellati sono caratterizzati da lunghezza pari a 15cm. Si riporta di seguito il dettaglio della connessione modellata:



Vista del modello di calcolo comprensivo del tronchetto realizzato con profilo pieno 140x40mm dove si evince l'incastro lato trave e l'appoggio scorrevole in corrispondenza del pilastro.

Si sono svolte le analisi e le sollecitazioni che interessano l'elemento sono le seguenti:



Azione tagliante desunta dalle reazioni vincolari (in questo caso reazioni analisi sismica)

La massima azione flettente sugli elementi metallici è pari alla azione tagliante per il braccio pari a 15cm ottenendo pertanto una azione sollecitante di $63.1 \cdot 0.15 = 9.46 \text{ kNm}$ a questa va aggiunto anche la sollecitazione di trazione/compressione dovuta all'attrito acciaio-acciaio all'interfaccia di scorrimento tra mensola e scatola metallica. Considerando che il coefficiente di attrito acciaio-acciaio è pari a 0.74 si ottiene la seguente sollecitazione:

$$F_t = 63.1 \cdot 0.74 = 46.7 \text{ kN}$$

Verifica della mensola

Si procede ora con la verifica del profilo pieno caratterizzato da sezione 40x140mm applicando la teoria di Von Mises.

La sollecitazione a taglio è pari a:

$$A_v = 150 \times 40 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 63100 / 6000 = 10.51 \text{ MPa}$$

La sollecitazione dovuta al momento flettente è pari a:

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 40 \cdot 150 \cdot 150 / 6 = 150000 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = M / W = 9460000 / 150000 \rightarrow 63 \text{ MPa}$$

La sollecitazione dovuta alla azione assiale è pari a:

$$A = 150 \times 40 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = F_t / A = 46700 / 6000 \rightarrow 7.78 \text{ MPa}$$

Applicando il criterio di Von Mises si ottiene quanto segue:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 73 \text{ MPa} < 355 / 1.05 = 338 \text{ MPa}$$

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Le saldature saranno realizzate a completa penetrazione e pertanto si considerano automaticamente soddisfatte poiché questo tipo di saldatura ripristina la resistenza del materiale base.

Verifica della piastra e delle zanche metalliche

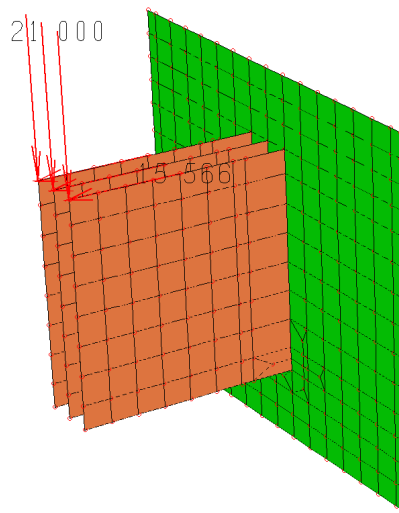
Si è utilizzato il modello di calcolo descritto in precedenza, si riportano di seguito le uniche variante rispetto a quest'ultimo nonché ai risultati e relative verifiche:

- *Modellazione dei carichi*

Alle estremità della mensola che è stata correttamente modellata di lunghezza pari a 15cm si sono inseriti i carichi derivanti dall'analisi globale. In particolare tali carichi valgono:

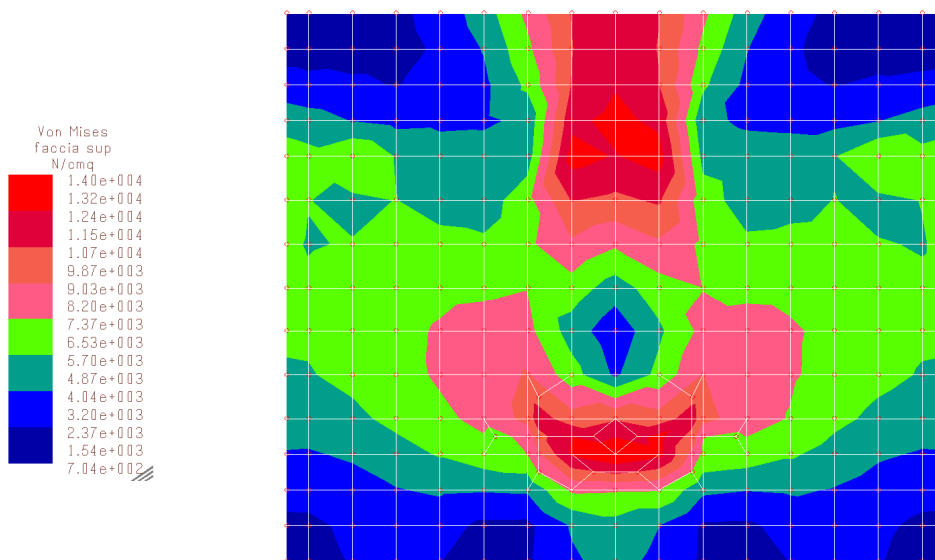
$$63 / 3 = 21 \text{ kN} \rightarrow 21000 \text{ N verticali}$$

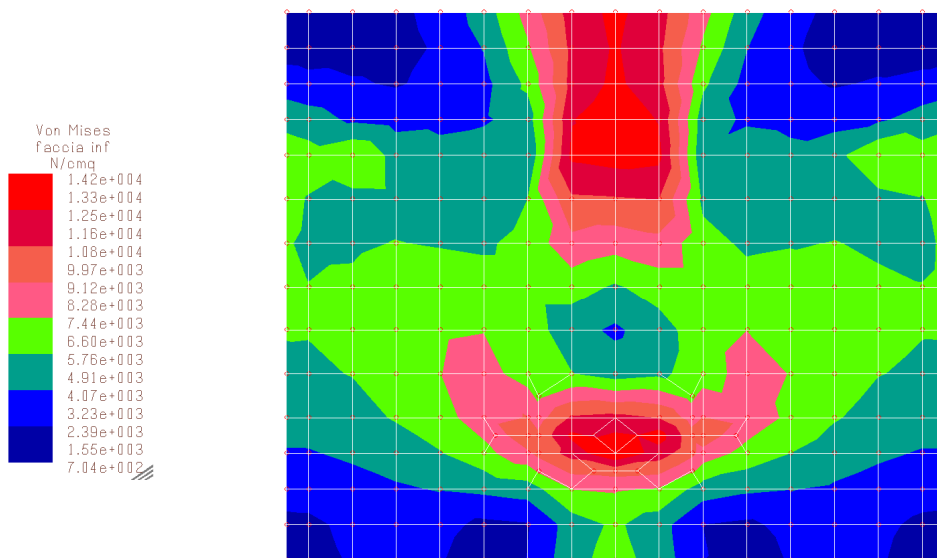
$46.7/3=15.56\text{kN} \rightarrow 15560\text{N}$ orizzontali



- *Principali risultati e verifiche*

In seguito alla analisi si sono individuate le tensioni di Von Mises sulla piastra, tensioni di seguito riportate:

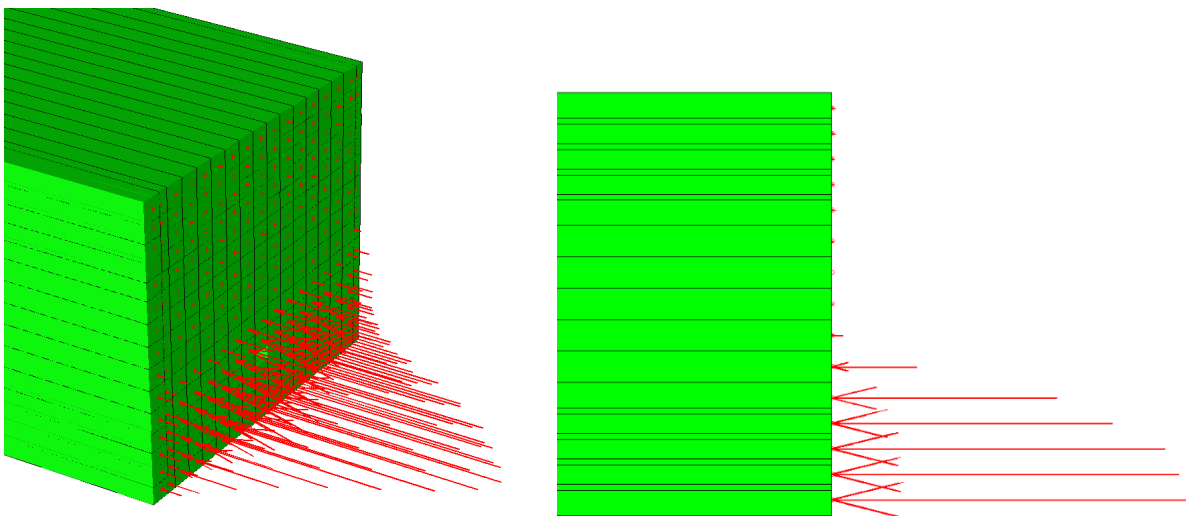


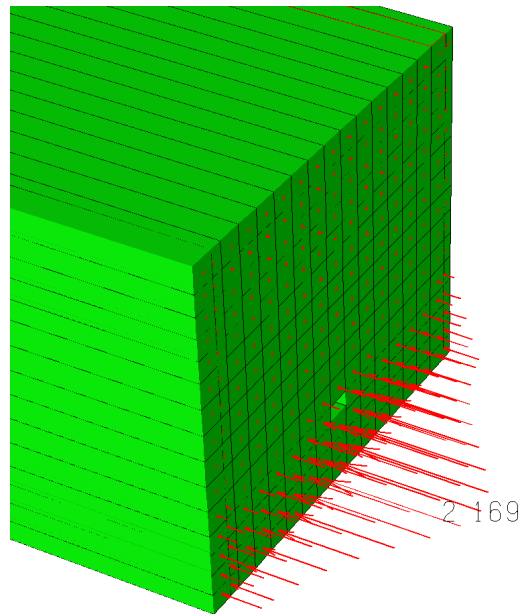


Poiché le tensioni limite sono per l'acciaio S355 $\rightarrow 355/1.05=338\text{MPa} \rightarrow 3.3 \times 10^4 \text{N/cm}^2$

La verifica risulta soddisfatta.

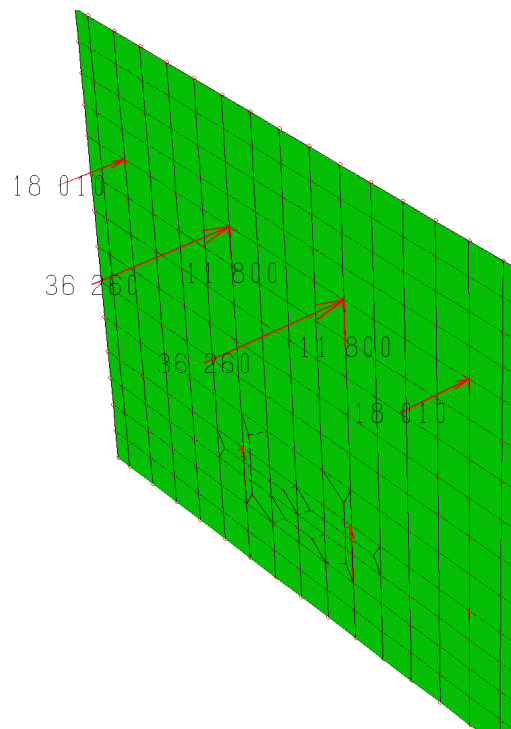
Le tensioni sul calcestruzzo hanno questo andamento e valore massimo:





Poiché le sollecitazioni sono inferiori rispetto a quelle già considerate nella verifica SLU si considera questa verifica automaticamente soddisfatta.

Le sollecitazioni invece che interessano le barre sono di seguito riportate:



Poiché le sollecitazioni sono inferiori rispetto a quelle già considerate nella verifica SLU si considera questa verifica automaticamente soddisfatta.

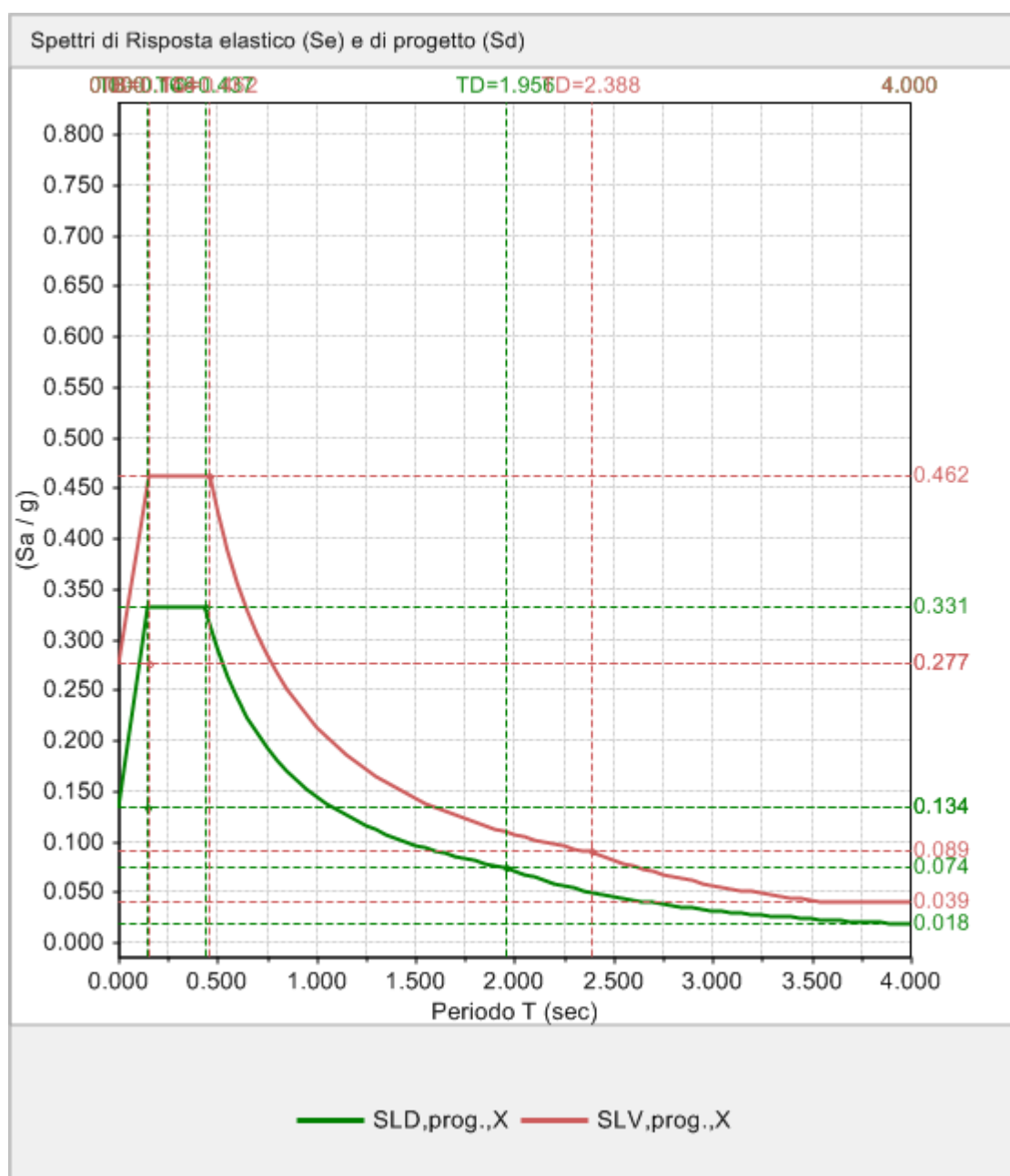
- **Verifica secondo 7.3.7.1**

La normativa tecnica di riferimento al paragrafo 7.3.7.1 riporta quanto segue:

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di $2/3$, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

Per svolgere tale verifica si è confrontato lo spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita con lo spettro di progetto per lo stato limite di danno costruito assumendo $q=1,5$ ($\eta=2/3$).

Il risultato di tale confronto risulta essere il seguente:



Poiché lo spettro relativo allo stato limite di danno risulta in ogni punto contenuto all'interno di quello relativo allo stato limite di salvaguardia della vita la verifica si considera automaticamente soddisfatta.

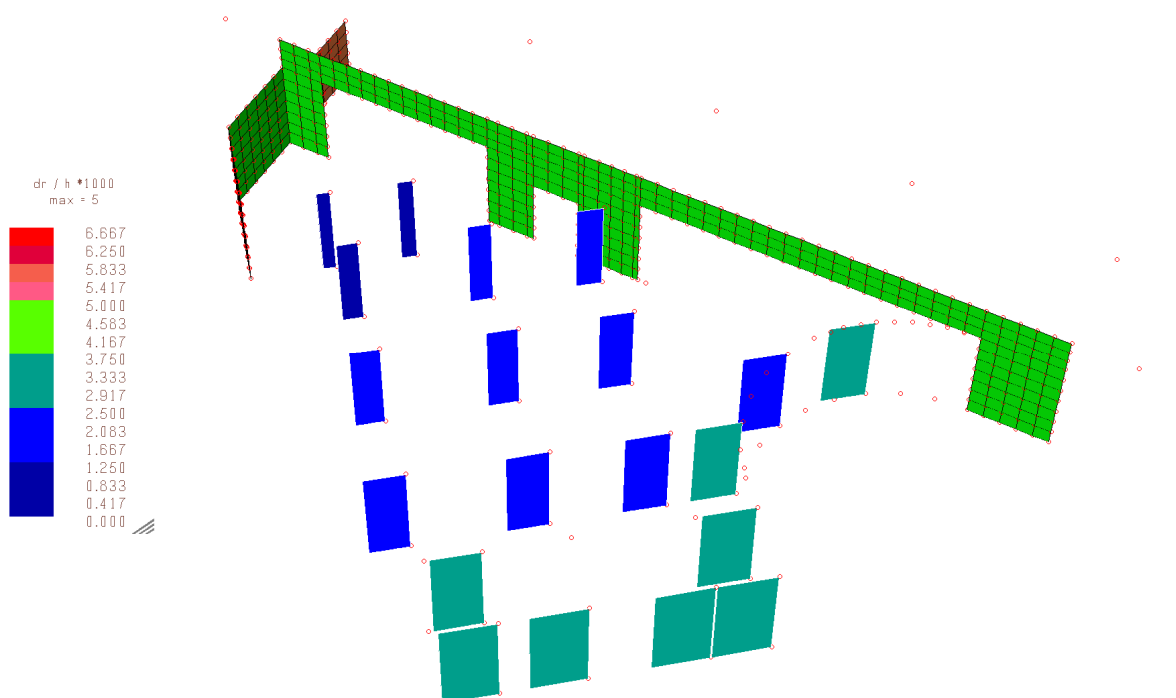
- **Verifica nei confronti del martellamento**

Per la verifica nei confronti del martellamento si rimanda all'omonimo paragrafo all'interno della relazione relativa alla palestra.

4.11 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DANNO

Verifica delle deformazioni in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali. In particolare quest'ultimi ricadono all'interno della categoria a) tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa così come definito all'interno del paragrafo 7.3.7.2 della normativa tecnica di riferimento. Pertanto il limite di deformabilità della struttura è pari a $dr < 0.005h$

Si procede ora con la verifica:

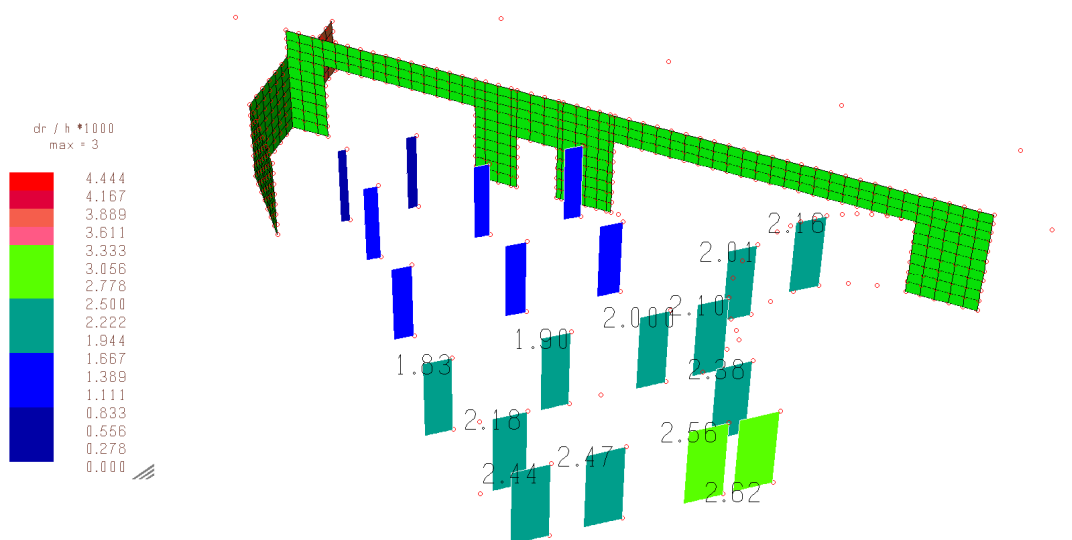


Verifica a deformazione per lo stato limite di danno

Come si può evincere dalla immagine sopra riportata la verifica risulta poiché soddisfatta tutti gli elementi sono caratterizzati da deformazioni minori del limite 5‰ (colore verde).

4.12 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI OPERATIVITÀ

Secondo quanto riportato nella normativa tecnica di riferimento al paragrafo 7.3.7.2. si procede con la verifica della deformazione relativa allo SLO (essendo la struttura appartenente alla classe IV). In particolare lo spostamento interpiano limite da considerare è pari ai 2/3 della deformazione precedentemente ammessa ottenendo pertanto $0.005h * 2/3 = 0.0033$. Si procede ora con la verifica:



Verifica a deformazione per lo stato limite di operatività

Come si può evincere dalla immagine sopra riportata la verifica risulta poiché soddisfatta tutti gli elementi sono caratterizzati da deformazioni minori del limite $3.333^\circ/\infty$ (colore verde).

4.13 VERIFICA DEI TAMPONAMENTI COME ELEMENTI SECONDARI

I tamponamenti sono realizzati con elementi in laterizio di argilla tipo Lecablocco Termico. Poiché gli stessi sono caratterizzati da connessioni distribuite nonché connessioni con gli elementi portanti in c.a. così come richieste all'interno della circolare al C7.3.6.3 e pertanto la verifica risulta automaticamente soddisfatta.

5 PRESCRIZIONI PER IL PROGETTO DEGLI IMPIANTI

Tutti gli impianti e relativi sistemi di connessione alla struttura dovranno essere dimensionati per resistere alle azioni orizzontali indotte dal sisma. In particolare e per facilitare la progettazione degli stessi si riporta nel seguito la valutazione della accelerazione sismica S_a di progetto ponendosi a favore di sicurezza e quindi ponendo $T_a/T_1 = 1$ e $Z/H = 1$ si ottiene:

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

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite in esame (§ 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sotto suolo e delle condizioni topografiche (§ 3.2.3.2.1);

T_a è il periodo fondamentale dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro del pannello rispetto al piano delle fondazioni;

H è l'altezza dell'edificio rispetto al piano delle fondazioni.

Nel caso in esame si ha:

Parametri di Spettro											
a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite, e altri parametri di spettro [§3.2.3]:											
Stati Limite	T_R (anni)	a_g (g)	F_o	T_C^* (sec)	S,S	C,C	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	F_v
SLE: SLO	60	0.072	2.489	0.262	1.500	1.634	1.500	0.143	0.428	1.888	0.902
SLE: SLD	101	0.089	2.480	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.956	0.999
SLU: SLV	949	0.197	2.506	0.294	1.404	1.573	1.404	0.154	0.462	2.388	1.502
SLU: SLC	1950	0.241	2.542	0.306	1.332	1.552	1.332	0.158	0.475	2.564	1.685

Da cui:

$$\alpha = 0.197 \text{ ag/g}$$

$$S = 1.404$$

$T_a/T_1 = 1$ ponendosi a favore di sicurezza come detto in precedenza

$Z/H = 1$ considerando che il baricentro dell'elemento secondario non sia più alto della struttura su cui viene installato

Si ottiene pertanto:

$$S_a = 0.197 \cdot 1.404 \cdot [3 \cdot (1 + 1) / (1 + (1 - 1)^2) - 0.5] = 0.197 \cdot 1.404 \cdot 5.5 = 1.52$$

6 RELAZIONE SUI MATERIALI PALESTRA

I materiali utilizzati per la realizzazione di questa struttura sono i seguenti:

- Calcestruzzo per elementi prefabbricati appartenente alla categoria C32/40
- Calcestruzzo per elementi in opera appartenente alla categoria C25/30
- Acciaio per calcestruzzo armato in barre B450C
- Acciaio per calcestruzzo armato in reti B450A
- Legno lamellare appartenente alla categoria GL24h
- Bulloneria appartenente alla categoria 8.8
- Viti tutto filetto tipo Rothoblas VGZ varie misure
- Viti per legno tipo Rothoblaas LBS per connessione alu midi 5x70mm
- Spinotti autofilettanti tipo Rothoblaas SBD
- Staffe per collegamento tra elementi lignei tipo Rothoblaas AluMidi
- Bandelle metalliche 40x1.5mm tipo Rothoblaas LBB
- Chiodi ad aderenza migliorata Anker 4x60mm

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali considerate nei calcoli precedentemente esposti:

6.1 CALCESTRUZZI PER C.A.

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.2;

Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;

UNI EN 206-1/2006;

UNI 11104.

Tipologia strutturale:	Struttura prefabbricata
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	40 N/mm ² C32/40 (400 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Ciclicamente asciutto e bagnato.
Classe di esposizione:	XC4
Rapporto acqua/cemento max:	0.50
Classe di consistenza:	S4
Diametro massimo aggregati:	20 mm

Tipologia strutturale:	Fondazioni in opera
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm ² C25/30 (300 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	bagnato, raramente asciutto
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.6
Classe di consistenza:	S3
Diametro massimo aggregati:	16mm

Tipologia strutturale:	Travi in opera
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm ² C25/30 (300 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	bagnato, raramente asciutto
Classe di esposizione:	XC4
Rapporto acqua/cemento max:	0.50
Classe di consistenza:	S4

Diametro massimo aggregati:

20 mm

• **Parametri caratteristici e tensioni limite per il metodo degli stati limite**

Tabella riassuntiva per vari R_{ck}

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
25	20.75	11.75	1.05	[N/mm ²]
30	24.90	14.11	1.19	[N/mm²]
35	29.05	16.46	1.32	[N/mm ²]
40	33.20	18.81	1.44	[N/mm²]
45	37.35	21.16	1.56	[N/mm ²]
50	41.50	23.51	1.67	[N/mm ²]

legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$;
- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
 $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$;
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq C50/60$
 $f_{ctm} = 2.12 * \ln[1 + f_{cm}/10]$ per classi $> C50/60$

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);

0.10mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica: $10 * 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Viscosità $\varphi = 1.70$.

PROSPETTO CLASSI DI ESPOSIZIONE E COMPOSIZIONE UNI EN 206-1 (UNI 11104 MARZO 2004)

Denom. della classe	<u>Descrizione</u> <u>dell'ambiente</u>	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
6.1.1.1.1.1 1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
<u>X0</u>	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---

6.1.1.1.1.2 2 Corrosione indotta da carbonatazione							
Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricomprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.							
<u>XC1</u>	Asciutto permanentemente bagnato	o Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300	
<u>XC2</u>	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300	
<u>XC3</u>	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320	
<u>XC4</u>	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340	

6.1.1.1.1.3 3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare							
<u>XD1</u>	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320	
<u>XD2</u>	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine)	4a, 5b	0,50	40	340	
<u>XD3</u>	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360	

6.1.1.1.1.4 4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare							
<u>XS1</u>	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340	
<u>XS2</u>	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua	5c	0,45	45	360	
<u>XS3</u>	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360	

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 – XF3 – XF4 contenuto minimo aria 3%)							
<u>XF1</u>	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320	
<u>XF2*</u>	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340	
<u>XF3*</u>	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340	
<u>XF4*</u>	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360	

6 Attacco chimico **)							
<u>XA1</u>	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue	5a	0,55	35	320	
<u>XA2</u>	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340	
<u>XA3</u>	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360	

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: moderato occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; elevato alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

6.2 ACCIAIO PER C.A.

(Rif. D.M. 14.01.2008, par. 11.3.2)

ACCIAIO PER C.A. B450C	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \quad f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre: $6 \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 16 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $6 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min}/\phi_{\max} \geq 0.6$

ACCIAIO PER C.A. B450A	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.25 \quad f_t / f_y \geq 1.05$$

Diametro delle barre: $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 10 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$.


Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min}/\phi_{\max} \geq 0.6$

6.3 LEGNO LAMELLARE

Riferimenti:

- D.M. 14.01.2008, par. 11.7
- CNR-DT 206/2007: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di strutture in legno.
- UNI EN 14080:2013

Caratteristiche minime dei materiali impiegati per la costruzione delle strutture analizzate con la presente relazione. In particolare tali elementi della copertura sono realizzati in legno lamellare appartenete alla categoria GL24h le cui proprietà meccaniche sono di seguito riportate:



Proprietà	Simbolo	GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Flessione	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Trazione	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compressione	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Taglio	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rototaglio	$f_{r,g,k}$	1,2						
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	8400	10500	11500	12100	12600	13600	14200
	$E_{0,g,05}$	7000	8800	9600	10100	10500	11300	11800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Modulo a taglio	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Modulo a rototaglio	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densità	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

6.4 BULLONERIA

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	f_{tb} (N/mm ²)	f_{yb} (N/mm ²)	$f_{k,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,v}$ (N/mm ²)
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396

10.9	1000	900	700	700	495
------	------	-----	-----	-----	-----

legenda:


$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0.7 f_t$ ($f_{k,N} = 0.6 f_t$ per viti di classe 6.8)

$f_{k,N} = f_y$ essendo f_{tb} ed f_{yb} le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$ = resistenza di calcolo a trazione


$f_{d,v} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ = resistenza di calcolo a taglio


6.5 VITERIA E CONNESSIONI PER LEGNO




Connettore tutto filetto a testa cilindrica
Acciaio al carbonio con zincatura galvanica bianca









PACKAGING
Box + CE paper + BIT



ACCIAIO SPECIALE
Filettatura profonda ed acciaio ad alta resistenza ($f_{yk} = 1000 \text{ N/mm}^2$) per elevate performance a trazione



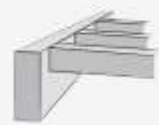
TESTA CILINDRICA
Testa cilindrica per inserimento a scomparsa nel legno



DIAMETRI Ø7 e Ø9
Ottimizzano le dimensioni minime della trave da giungere



CAMPI DI IMPIEGO
Giunzioni, rinforzi e accoppiamenti su legno massiccio, legno lamellare, X-Lam, LVL, pannelli a base di legno. Classi di servizio 1 e 2



LBA - LBS



Chiodo ad aderenza migliorata - Vite testa tonda per piastre

Acciaio al carbonio con zincatura galvanica bianca



LBA - CHIODO ANKER

Chiodo con gambo zigrinato per una migliore resistenza ad estrazione



LBS - VITE PER PIASTRE

Vite con sottotesta cilindrico ideale per il fissaggio di elementi metallici standard



CERTIFICAZIONE

Marchatura CE secondo ETA a garanzia della correttezza dei parametri di calcolo da utilizzarsi nel dimensionamento di piastre strutturali e nel rispetto del codice di riferimento (Eurocodice o altra normativa)

PIASTRE METALLICHE

Geometria appositamente studiata per il fissaggio di piastre ed angolari metallici; il sottotesta genera un effetto ad incastro che migliora la performance statica della giunzione



SBD

Spinotto autoforante per alluminio

Acciaio al carbonio con zincatura galvanica bianca

CE
EN 14592



PUNTA SPECIALE

La punta autoforante con geometria a sfiato è espressamente studiata per avere la più rapida penetrazione possibile nel legno e nell'alluminio.



DOPPIO FILETTO

Il filetto a ridosso della punta agevola l'avvitamento (L_{g1}); il filetto sottotesta di lunghezza maggiorata consente una chiusura rapida e precisa (L_{g2}).



DIAMETRO MAGGIORATO

Il diametro di misura 7,5 mm garantisce resistenze a taglio superiori del 15% e consente di ottimizzare il numero dei fissaggi nella giunzione.



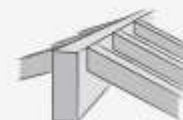
TESTA A SCOMPARSA

La testa cilindrica a scomparsa di diametro ridotto garantisce una resa estetica ottimale e permette di soddisfare i requisiti di resistenza al fuoco.



CAMPI DI IMPIEGO

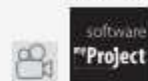
Sistema autoforante per giunzioni a scomparsa legno - alluminio. Ideale per staffa ALU con avvitatori con 1200-1700 rpm. Classi di servizio 1 e 2.



ALUMIDI

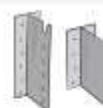
Staffa a scomparsa con e senza fori

Piastra forata tridimensionale in lega di alluminio



CERTIFICATA

Disponibile con fori e senza fori.
Certificata anche nella versione da 2200 mm



ACCIAIO - ALLUMINIO

Staffa in lega di alluminio EN AW-6005A ad elevata resistenza, prodotta per estrusione e dunque priva di saldature



LEGNO E CALCESTRUZZO

Distanze tra i fori ottimizzate per giunzioni sia su legno (chiodi o viti) che su cemento armato (ancoranti avvitabili o chimici)



GESTIONE DELLE SCORTE

Versione senza fori disponibile in verghe da 2200 mm con incisioni ogni 40 mm, da tagliare al momento secondo le esigenze di cantiere



CAMPI DI IMPIEGO

Giunzioni a taglio legno-legno e legno-calcestruzzo sia perpendicolari che inclinate rispetto al piano verticale

- legno massiccio
- legno lamellare
- XLAM (Cross Laminated Timber)
- LVL
- pannelli a base di legno

LBB

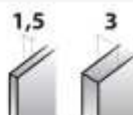
Nastro forato

Nastro forato in acciaio al carbonio con zincatura galvanica



DUE SPESSORI

Sistema semplice ed efficace per realizzare controventi di piano; disponibile negli spessori da 1,5 mm e 3,0 mm



MARCATURA METRICA

Presenza di incisioni lungo tutto il nastro per agevolare il dimensionamento e il taglio secondo le esigenze di cantiere



ACCIAIO SPECIALE

Acciaio S350 GD ad alta resistenza nella versione 1,5 mm per elevate resistenze con uno spessore ridotto



CLIPSET

Set per l'aggancio terminale del nastro, per realizzare comodamente controventature di piano o di falda in tutte le situazioni



CAMPI DI IMPIEGO

Giunzioni legno-legno

- legno massiccio
- legno lamellare
- XLAM (Cross Laminated Timber)
- LVL
- pannelli a base di legno

WB

Sistema di rinforzo strutturale

Acciaio al carbonio con zincatura galvanica bianca



SFS intec



GRANDI MISURE

Diametri fino a 20 mm e lunghezze fino a 2200 mm



ACCIAIO E FILETTO SPECIALI

Acciaio ad elevate performance a trazione ($f_{yk} = 800 \text{ N/mm}^2$) con filetto da legno



SISTEMA RAPIDO A SECCO

Barra di rinforzo con filetto da legno che non richiede resine o adesivi



SUPPORTO TECNICO

Istruzioni di installazione e documentazione completa on-line



CAMPI DI IMPIEGO

Rinforzi su legno massiccio, legno lamellare, X-Lam, LVL, pannelli a base di legno. Classi di servizio 1 e 2



7 RELAZIONE SUI MATERIALI CORPO SPOGLIATOI

I materiali utilizzati per la realizzazione di questa struttura sono i seguenti:

- Calcestruzzo per elementi in opera appartenente alla categoria C25/30
- Acciaio per calcestruzzo armato in barre B450C
- Acciaio per calcestruzzo armato in reti B450A
- Acciaio per carpenteria metallica appartenente alla categoria S55
- Bulloneria appartenente alla categoria 8.8

7.1 CALCESTRUZZI PER C.A.

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.2;

Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;

UNI EN 206-1/2006;

UNI 11104.

Tipologia strutturale:	Struttura in opera
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm ² C25/30 (300 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Asciutto
Classe di esposizione:	XC1
Rapporto acqua/cemento max:	0.50
Classe di consistenza:	S4
Diametro massimo aggregati:	20 mm

Tipologia strutturale:	Fondazioni in opera
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm ² C25/30 (300 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	bagnato, raramente asciutto
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.6
Classe di consistenza:	S3
Diametro massimo aggregati:	16mm

- **Parametri caratteristici e tensioni limite per il metodo degli stati limite**

Tabella riassuntiva per vari R_{ck}

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
25	20.75	11.75	1.05	[N/mm ²]
30	24.90	14.11	1.19	[N/mm²]
35	29.05	16.46	1.32	[N/mm ²]
40	33.20	18.81	1.44	[N/mm²]
45	37.35	21.16	1.56	[N/mm ²]
50	41.50	23.51	1.67	[N/mm ²]

legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$;
- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$;
- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm};$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln[1 + f_{cm}/10]$$

per classi \leq C50/60
per classi $>$ C50/60

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);

0.10mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica: $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Viscosità $\varphi = 1.70$.

PROSPETTO CLASSI DI ESPOSIZIONE E COMPOSIZIONE UNI EN 206-1 (UNI 11104 MARZO 2004)

Denom. della classe	<u>Descrizione dell'ambiente</u>	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
---------------------------	--------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------	-------------	------------	--------------	-----------------------------

7.1.1.1.1.1 1 Assenza di rischio di corrosione o attacco

<u>X0</u>	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---
-----------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---	-----	----	-----

7.1.1.1.1.2 2 Corrosione indotta da carbonatazione

Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.

<u>XC1</u>	Asciutto permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300
<u>XC2</u>	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
<u>XC3</u>	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
<u>XC4</u>	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340

7.1.1.1.1.3 3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare

<u>XD1</u>	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri	5a	0,55	35	320
<u>XD2</u>	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua industriali contenente cloruri (piscine)	4a, 5b	0,50	40	340
<u>XD3</u>	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	5c	0,45	45	360

7.1.1.1.1.4 4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
<u>XS1</u>	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità	4a, 5b	0,50	40	340
<u>XS2</u>	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersa in acqua	5c	0,45	45	360
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare	5c	0,45	45	360

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *(NB XF2 – XF3 – XF4 contenuto minimo aria 3%)						
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua	4a, 5b	0,50	40	320
XF2*	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti	3, 4b	0,50	30	340
<u>XF3*</u>	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo	2b, 4b	0,50	30	340
XF4*	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto od indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare	3, 4b	0,45	35	360

6 Attacco chimico **)						
<u>XA1</u>	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acqua reflue	5a	0,55	35	320
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi	5b	0,50	40	340
<u>XA3</u>	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acqua industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.	5c	0,45	45	360

*) il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: *moderato* occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; *elevato* alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) da parte di acque del terreno o acqua fluenti

7.2 ACCIAIO PER C.A.

(Rif. D.M. 14.01.2008, par. 11.3.2)

ACCIAIO PER C.A. B450C	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \quad f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre: $6 \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 16 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $6 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min}/\phi_{\max} \geq 0.6$

ACCIAIO PER C.A. B450A	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.25 \quad f_t / f_y \geq 1.05$$

Diametro delle barre: $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 10 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min}/\phi_{\max} \geq 0.6$

Acciaio per carpenteria metallica e bulloneria

- Proprietà dei materiali per la fase di analisi strutturale**

Modulo Elastico: $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2 (210.000 \text{ N/mm}^2)$

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0.3$

Modulo di elasticità trasversale: $G = E / [2*(1+\nu)] \text{ (N/mm}^2)$

Coefficiente di espansione termica lineare: $\alpha = 12*10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ (per } T < 100^\circ\text{C)}$

Densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

- Caratteristiche minime dei materiali**

	S235	S275	S355	S355
tensione di rottura	360 N/mm ²	430 N/mm ²	510 N/mm ²	550 N/mm ²

tensione di snervamento	235 N/mm ²	275 N/mm ²	355 N/mm ²	440 N/mm ²
--------------------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

- **Bulloneria**

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	f_{tb} (N/mm ²)	f_{yb} (N/mm ²)	$f_{k,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,V}$ (N/mm ²)
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

legenda:

$f_{k,N}$ è assunto pari al minore dei due valori $f_{k,N} = 0.7 f_t$ ($f_{k,N} = 0.6 f_t$ per viti di classe 6.8)

$f_{k,N} = f_y$ essendo f_{tb} ed f_{yb} le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$ = resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ = resistenza di calcolo a taglio

8 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI

8.1 ELABORATI GRAFICI GENERALI

Vedere Disegni allegati

8.2 PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Vedere Disegni allegati

9 RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI – INDAGINI SPECIALISTICHE

9.1 RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Vedere Documento allegato

9.2 RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

Vedere Documento allegato

9.3 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE ALLA "PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE"

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Esse costituiscono l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

☐ **Vita nominale, Classe d'uso, Periodo di riferimento [§2.4]**

Vita nominale (anni): $V_N =$

Classe d'uso:

Coefficiente d'uso: $C_U = 2.0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 100$

(secondo §2.4.3 deve essere: $V_R \geq 35$ anni, e quindi: $V_N \geq 35 * C_U$;
per edifici monumentali è tuttavia possibile $V_N \leq 50$ anni: Dir. 9.2.2011, §2.4)

☐ **Ubicazione del sito**

Coordinate geografiche (ED50) (°):

Long. = Lat. =

Tipo di interpolazione:

☐ Media ponderata ([3] in §All. A) ☒ Superficie rigata [§CA]

Tab. 2, All. B:

☐ **Parametri di riferimento**

TR (anni)	a.g (g)	F.o	T.C* (sec)
30	0.054	2.480	0.243
50	0.067	2.488	0.260
72	0.078	2.490	0.265
101	0.089	2.480	0.270
140	0.101	2.487	0.274
201	0.116	2.489	0.280
475	0.158	2.494	0.287
975	0.199	2.506	0.294
2475	0.258	2.554	0.310

▣ Probabilità di superamento P_{VR}

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R
per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati Limite	P _{VR} (%)	T _R (anni)
SLE: SLO	81	60
SLE: SLD	63	101
SLU: SLV	10	949
SLU: SLC	5	1950

$$V_R = 100 \text{ anni}, T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

▣ Parametri di Spettro

a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite,
e altri parametri di spettro [§3.2.3]:

Stati Limite	T _R (anni)	a _g (g)	F _o	T _C [*] (sec)	S _S	C _C	S	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)	F _v
SLE: SLO	60	0.072	2.489	0.262	1.500	1.634	1.500	0.143	0.428	1.888	0.902
SLE: SLD	101	0.089	2.480	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.956	0.999
SLU: SLV	949	0.197	2.506	0.294	1.404	1.573	1.404	0.154	0.462	2.388	1.502
SLU: SLC	1950	0.241	2.542	0.306	1.332	1.552	1.332	0.158	0.475	2.564	1.685

▣ Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche

Categoria di sottosuolo:

C

Categoria topografica:

T1

h/H (h = quota sito, H = altezza rilievo topografico) = 0.000
[$0 \leq (h/H) \leq 1$]

Coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1.000

(secondo §3.2.3.2.1: $S_T = 1.000$)

▣ PGA

☐ Accelerazione su roccia (analoga ad a_g)

☒ Accelerazione al suolo (analoga ad: $a_g * S$, dove: $S = S_S * S_T$)

