



S.S. 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

Attraversamento dell'abitato di Valle di Cadore

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **VE 14**

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Paolo Cucino
Ord. Ingg. Prov. di Trento n° 2216

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

SWS Engineering Spa



ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO
Paolo Cucino
Dott. Ing. PAOLO CUCINO
ISCRIZIONE ALBO N° 2216

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Andrea Oss
Ord. Geologi Trentino / Alto Adige n° 300

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Paolo Cucino
Ord. Ingg. Prov. di Trento n° 2216

MANDANTE:

Coding Srl



VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Ettore De la Grennelais

FABBRICATO TECNOLOGICO

Relazione di Calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO N. PROG.	F00_FA00_STR_RE01_E			
MSVE14	E 2101	CODICE ELAB.	F00FA00STRRE01	E	-
E	Emissione per recepimento istruttoria	03.2022	CADROBBI	NAVE	CUCINO
D	Emissione per recepimento istruttoria	01.2022	CADROBBI	NAVE	CUCINO
C	Emissione per recepimento istruttoria	11.2021	CADROBBI	NAVE	CUCINO
B	Emissione per recepimento istruttoria	10.2021	CADROBBI	NAVE	CUCINO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. INQUADRAMENTO GENERALE	7
1.1 GENERALITA'	7
1.2 Descrizione dell'opera	7
2. NORMATIVA	8
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
4. CRITERI GENERALI DI CALCOLO E MODELLAZIONE STRUTTURALE	11
5. ANALISI DEI CARICHI	15
5.1 Carichi permanenti	15
5.1.1 Carichi permanenti strutturali	15
5.1.1 Carichi permanenti non strutturali	15
Analisi dei carichi del solaio	15
Analisi dei carichi delle tamponature	16
5.1 Carichi variabili	18
5.1.1 Vento	18
5.1.2 Neve	18
5.2 Carichi caratteristici applicati sulle travi	19
6. COMBINAZIONI DI CARICO	20
6.1 Tabella combinazioni di carico	21

7. ANALISI SISMICA	32
7.1 Aspetti generali	32
7.2 Stati limite e relative probabilità di superamento	33
7.3 Determinazione dell'azione sismica di progetto	34
7.3.1 Vita nominale	34
7.3.2 Classi d'uso	34
7.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	35
7.3.4 Categoria di sottosuolo	35
7.3.5 Condizioni topografiche	36
7.3.6 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali	37
7.3.7 Spettro di progetto per gli stati limite ultimi	39
7.3.8 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	40
7.4 Modi di vibrare della struttura	48
8. SOLAIO LASTRA PREDALLES CON POLISTIROLO	60
8.1.1 Schemi strutturali	61
8.1.2 Azioni di progetto	61
8.1.3 Progetto agli stati limite ultimi (SLU)	62
8.1.4 Progetto agli stati limite di esercizio (SLE)	67
9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	72
9.1 Calcolo delle travi	72
9.1.1 Trave principale 35x60	72
9.1.2 Trave secondaria 35x50	81

9.2	Calcolo dei pilastri	89
9.2.1	Pilastro 40x40	90
9.3	Nodo trave-pilastro	99
9.4	Calcolo della trave di fondazione	100
10.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	106
10.1	Verifica di fessurazione	106
10.1.1	Verifica per la combinazione quasi permanente	106
10.1.2	Verifica per la combinazione frequente	111
10.2	Verifica degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali	115
11.	VERIFICHE VASCA INTERRATA IN .C.A.	122
11.1	Descrizione dell'opera	122
11.2	Relazione Geotecnica sulle fondazioni	123
11.3	Analisi dei carichi	124
11.3.1	AZIONI PERMANENTI	124
11.3.2	AZIONI VARIABILI	126
11.3.3	AZIONI SISMICHE	127
11.4	Metodo di calcolo e modellazione	130
11.4.1	Nodi	133
11.4.2	Aste	133
11.4.3	Sezioni	134
11.4.4	Vincoli	135

11.4.5	Carichi	136
11.5	risultati e sollecitazioni	140
11.5.1	Diagramma momento flettente – peso proprio	140
11.5.2	Diagramma momento flettente –carichi permanenti caso 1	141
11.5.2	Diagramma momento flettente –carichi permanenti caso 2	142
11.5.3	Diagramma momento flettente –carichi permanenti struttura mascheramento	143
11.5.4	Diagramma momento flettente –carichi variabili	144
11.5.5	Diagramma momento flettente –carichi variabili struttura di mascheramento	145
11.5.6	Diagramma momento flettente – carico sisma	146
11.5.7	Diagramma momento flettente – involuppo SLU	147
11.5.8	Diagramma taglio Fz – involuppo SLU	148
11.5.9	Diagramma momento flettente – Combinazione caratteristica	149
11.5.10	Diagramma momento flettente – Combinazione quasi permanente	150
11.5.11	Diagramma momento flettente – Combinazione frequente	151
11.6	Verifiche strutturali	152
11.7	Verifica fessurazione	155
12.	VERIFICHE STRUTTURA METALLICA TETTO VERDE	158
12.1	Descrizione dell'opera	158
12.2	Analisi dei carichi	161
12.2.1	AZIONI PERMANENTI	161
12.2.2	AZIONI VARIABILI	161
12.3	Metodo di calcolo e modellazione	162

12.4	risultati e sollecitazioni	164
12.4.1	Diagramma momento flettente – involuppo slu	164
12.4.2	Diagramma taglio – involuppo slu	164
12.4.3	Diagramma azione assiale – involuppo slu	165
12.5	Verifiche strutturali	166
13.	VERIFICA PORTALE PER PIANTE ARRAMPICANTI	170
13.1	Descrizione sintetica dell'opera	170
13.2	Analisi dei carichi	172
13.3	Combinazione dei carichi	172
13.4	Descrizione del modello FE	173
13.5	Risultati delle analisi	174
13.6	Verifiche di deformabilità	176
13.7	Verifiche elementi	177
13.8	Verifica Nodi	178
1.1.1	Verifica piastra di base	178
1.1.2	Verifica giunzione con paratia	180

1 INQUADRAMENTO GENERALE

1.1 GENERALITA'

La presente relazione ha per oggetto i calcoli strutturali dell'edificio denominato "Fabbricato Tecnologico" previsto nell'ambito del progetto esecutivo dell'intervento denominato S.S.51 "di Alemagna", Provincia di Belluno – Piano Straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021 – Attraversamento dell'abitato di Valle di Cadore.

Il manufatto è collocato in prossimità della rotatoria dello svincolo Est.

1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'edificio è costituito da 2 corpi separati che si sviluppano su un solo piano per un'altezza di 3.00 m fuori terra, e hanno dimensioni in pianta rispettivamente di 20,00m x 7,40m, e 7,50m x 3.40m.

La struttura portante di entrambe le strutture è realizzata con travi e pilastri in cemento armato. Le travi principali hanno dimensioni 35cmx60cm, mentre quelle secondarie 35cmx50cm; i pilastri hanno sezione quadrata 40cmx40cm. Il solaio di copertura è realizzato con travetti prefabbricati a traliccio di base 12 cm e blocchi di alleggerimento in polistirolo di altezza 12/24 cm ed è stata prevista una soletta di 6 cm armata tramite una rete elettrosaldata: i solai hanno un'altezza complessiva di 36/24 cm. Le tamponature sono realizzate con blocchi in calcestruzzo.

Le fondazioni sono costituite da un graticcio di travi rovesce e completa il tutto una platea di spessore pari a 30cm.

2 **NORMATIVA**

Nella progettazione si fa riferimento alla seguente normativa:

La progettazione è conforme alle normative seguenti:

[1] *D.M. 17/01/2018,*

Norme tecniche per le costruzioni

[2] *CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7,*

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

▪ Calcestruzzo sovrastruttura e opere di fondazione

- Classe C25/30
- Resistenza a compressione caratteristica: $R_{ck} = 30$ MPa
- Resistenza a compressione cilindrica: $f_{ck} = 25$ MPa
- Fattore di sicurezza: $\gamma_c = 1,50$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 16,66$ MPa
- Resistenza a trazione media: $f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 2,56$ Mpa
- Classe di esposizione = XC2
- Classe di consistenza = S4
- Copriferro:
 - Copriferro min per solaio = 20 mm
 - Copriferro min per travi = 35 mm
 - Copriferro min per pilastri = 30 mm
 - Copriferro min per fondazioni = 40 mm

▪ Acciaio ordinario per armatura lenta

- B450C
- Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450$ N/mm²
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540$ N/mm²

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10.0
$(f_v/f_{vnom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gr})_k$:	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

- **Acciaio per carpenterie metalliche**

- Profili in acciaio S355J2 Corten
- Piastre in acciaio S355J2 Corten
- Bulloni / Dadi classe 8.8 / 8.8 - $f_{yb} \geq 900 \text{ MPa}$
- Saldatura a cordoni d'angolo
- Classe di esecuzione EXC2

4 CRITERI GENERALI DI CALCOLO E MODELLAZIONE STRUTTURALE

In conformità con le tipologie di sistemi costruttivi descritte al punto 7.4.3.1 del **D.M. 17 gennaio 2018**, l'edificio oggetto della presente relazione rientra negli edifici con struttura in cemento armato a telaio ed è altresì un edificio che può definirsi regolare sia in pianta che in altezza, perché rispetta le condizioni elencate al punto 7.2.2 della suddetta Normativa e cioè:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;
- eventuali rientri o sporgenze non superano il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;
- i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali
- tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- la rigidità rimane costante o si riduce gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni da un piano all'altro non superano il 20%);
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano);
- eventuali restringimenti della sezione dell'edificio avvengono in modo graduale, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 10% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante.

L'edificio in c.a. in oggetto è stato schematizzato con un telaio tridimensionale composto da elementi trave ed elementi pilastro incastrato alla base sul graticcio di travi rovesce su un suolo alla Winkler. Tale modello è stato pensato come un insieme di elementi resistenti piani a telaio connessi da un diaframma orizzontale.

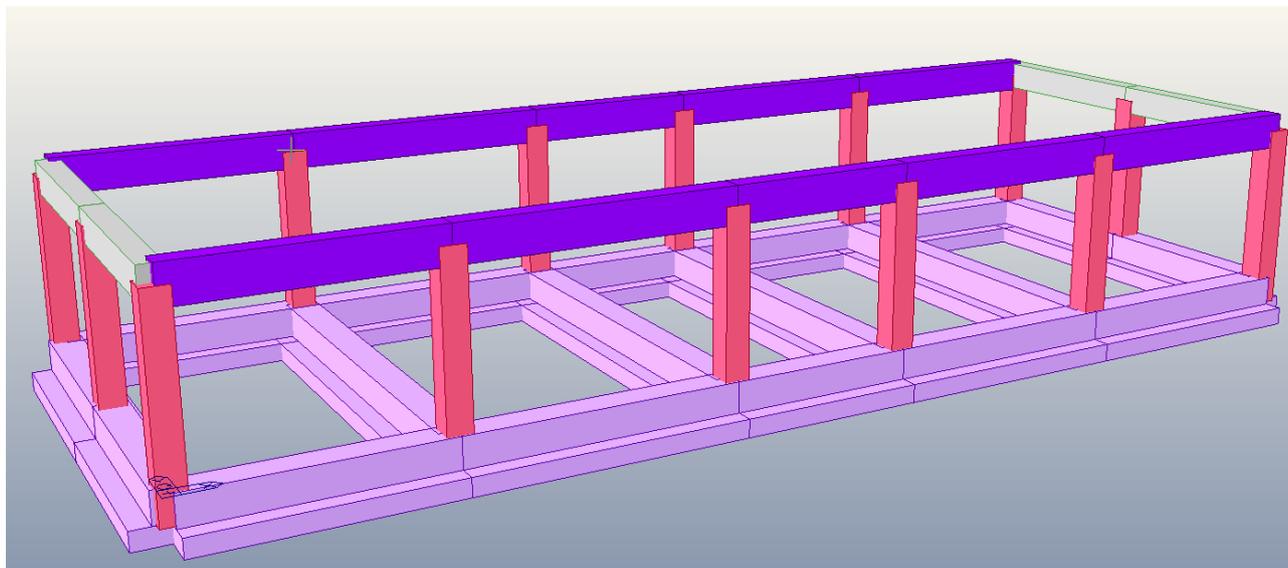
In questo modo il numero di gradi di libertà viene ridotto osservando che il solaio, a causa della sua elevata rigidità assiale, può essere certamente considerato come elemento indeformabile nel proprio piano, mantenendo, però, la propria deformabilità flessionale. Ciò comporta che può essere considerato, nel proprio piano, come un solo elemento rigido, caratterizzato solamente da tre gradi di libertà: due traslazioni lungo gli assi X ed Y ed una rotazione attorno all'asse Z.

Quindi, per affrontare il calcolo nel suo complesso tenendo conto di questo specifico comportamento strutturale degli edifici, si introducono nel relativo modello degli opportuni vincoli interni in corrispondenza di tutti i nodi appartenenti al medesimo solaio, quello di copertura. Tale particolare vincolo è definito, come

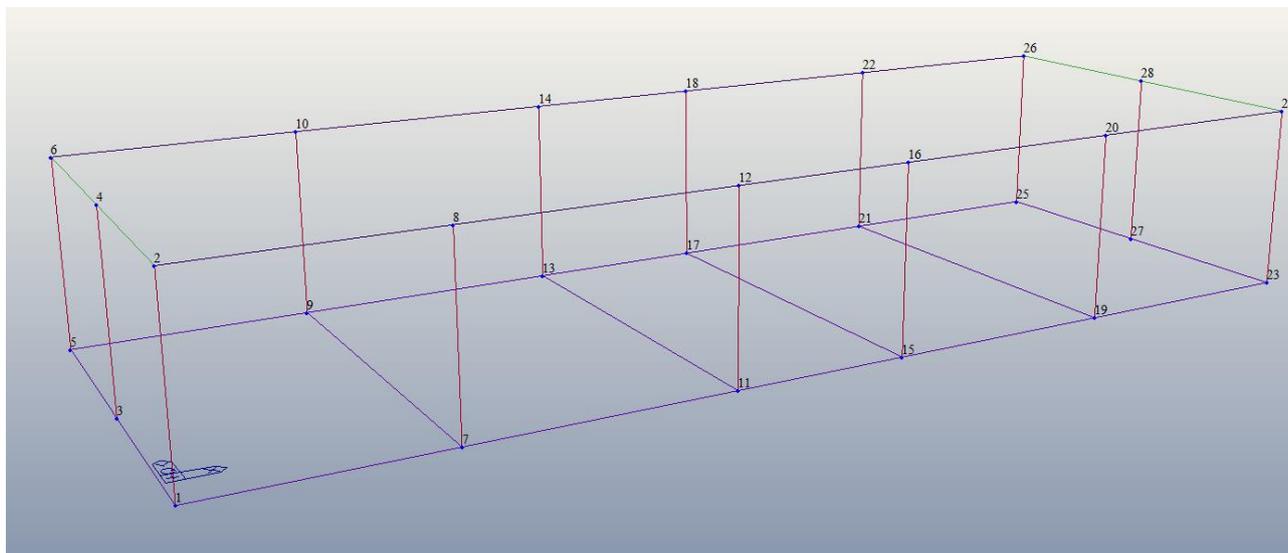
vincolo di piano rigido; esso opera unendo tutti i nodi cui è applicato, con delle connessioni rigide nel piano, ma che non influenzano la deformazione fuori piano.

L'effetto finale è quello di indurre tutti i nodi, a non subire degli spostamenti reciproci relativi, potendo però traslare lungo la direzione verticale; di conseguenza al solaio di copertura viene imposta una rigidezza infinita rispetto al comportamento membranale, ma non a quello a piastra.

Gli elementi strutturali principali, Travi e Pilastrini, vengono modellati tramite gli Elementi Finiti monodimensionali di tipo "frames". Essi utilizzano una formulazione a trave-pilastro tridimensionale di carattere generale che include gli effetti della flessione biassiale e della torsione, nonché quelli della deformazione assiale e delle deformazioni biassiali da taglio. La disposizione di tali elementi nell'ambito del modello di calcolo tridimensionale, è accuratamente studiata in modo da risultare aderente alla reale collocazione geometrica nell'ambito architettonico. Tutti gli elementi "frames" vengono, quindi, inseriti in corrispondenza della maglia tridimensionale dei fili fissi dei pilastri e delle travi dell'edificio, per tener conto delle compenetrazioni tra elementi e quindi delle dimensioni finite dei nodi trave-pilastro.



Modello 3D dell'edificio.



Modello a fili fissi dell'edificio.

Il modello così definito viene elaborato tramite il noto "Metodo degli Elementi Finiti".

Alla struttura sono applicati i carichi con distribuzione tale da creare le massime sollecitazioni nei vari elementi considerando la probabilità di contestuale presenza dei valori sollecitanti massimi.

Sono definiti "Stati limite" (SL) le condizioni oltre le quali la struttura o una sua parte non soddisfa più i requisiti di comportamento per le quali è destinata e progettata. Lo SLU (alias stato limite ultimo) rappresenta il limite oltre il quale si ha una situazione di pericolo per la resistenza della struttura, che può portare al collasso o a cedimenti strutturali che possono generare pericolo per persone e cose che si trovano nell'edificio o negli spazi circostanti. Si può quindi avere la perdita di stabilità della struttura, la trasformazione della struttura in un cinematismo per l'apertura di cerniere plastiche, ecc. Gli SLE (stati limite di esercizio) rappresentano invece il limite oltre il quale si crea una condizione non ottimale per l'utilizzo della struttura, che al massimo può impedirne il funzionamento; l'integrità strutturale non viene quindi intaccata, ma non può comunque garantire la funzione per la quale è stata costruita. L'analisi viene quindi spinta secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite che associa a grandezze statistiche a coefficienti parziali di sicurezza deterministiche. Si prevede che l'edificio posseda una adeguata capacità di dissipare energia in campo non elastico, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali. Per un buon comportamento dissipativi della struttura,

è importante che le deformazioni non elastiche siano distribuite sul maggior numero possibile di elementi duttili (in particolare nelle travi) evitandone il manifestarsi negli elementi meno duttili (ad esempio i pilastri). Per conseguire tale risultato ci si avvale del principio della gerarchia della resistenza. A tal fine si progetta in classe di duttilità bassa (CD "B").

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 CARICHI PERMANENTI

5.1.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Peso proprio dei singoli elementi strutturali, calcolato direttamente dal programma di calcolo, considerando i seguenti pesi specifici:

$$\text{Peso specifico cls armato} \quad \gamma_{\text{cls}} \quad = \quad 25,00 \text{ kN/m}^3$$

Si considera il carico permanente strutturale della struttura si mascheramento.

In particolare si riportano gli scarichi verticali (KN) trasferiti dal tetto verde in testa ai pilastri.

LOCALI TECNOLOGICI					
P1-P13	P2-P12	P3-P11	P4-P10	P5-P9	P6-P8
8.81	9.24	8.58	8.27	9.12	4.48

5.1.1 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono i carichi dovuti al solaio e alle tamponature perimetrali:

ANALISI DEI CARICHI DEL SOLAIO

Geometria del solaio

Interasse dei travetti	i	=	50 cm
Larghezza del blocco in polistirolo	b _p	=	38 cm
Altezza del blocco in polistirolo	h	=	20 cm
Spessore soletta collaborante	s	=	6 cm
Altezza solaio	H	=	32 cm
Base inferiore del travetto	b	=	12 cm
Spessore soletta predalles	B	=	6 cm
Spessore massetto	s _m	=	10 cm

Spessore guaina di impermeabilizzazione $s_i = 0,5 \text{ cm}$

Pesi specifici

Peso specifico cls armato $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico massetto $\gamma_m = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Peso specifico guaina di impermeabilizzazione $\gamma_i = 24,00 \text{ kN/m}^3$

•

Analisi dei carichi solaio

Carichi permanenti

Solaio $g_{k,solaio} = 2,70 \text{ kN/m}^2$

Predalles $g_{k,predalles} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Totale $g_{k1} = 4,20 \text{ kN/m}^2$

Carichi permanenti non strutturali

Massetto $g_{k,massetto} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

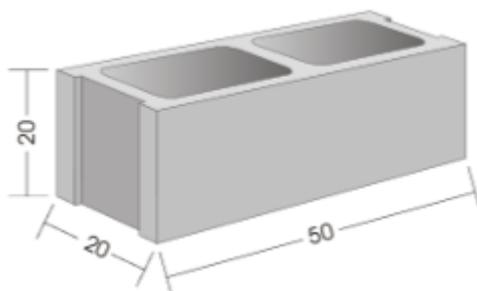
Guaina di impermeabilizzazione $g_{k,guaina} = 0,12 \text{ kN/m}^2$

Impianti $g_{k,impianti} = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Totale $g_{k2} = 3,12 \text{ kN/m}^2$

ANALISI DEI CARICHI DELLE TAMPONATURE

Le tamponature perimetrali dell'edificio sono *tamponature monostrato*. Si utilizzano blocchi in cemento forati (percentuale foratura del 61%) con dimensioni modulari di 50x20x20 cm.



Si considera un peso specifico della tamponatura pari a:

$$\gamma_{tamp.} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Considerando uno spessore di 0,20 m si ottiene un carico pari a:

$$P_1 = 10 \cdot 0,20 = 2,0 \frac{kN}{m^2}$$

Facciavista rivestita in arenaria, quindi si considera un peso specifico dell'arenaria pari a:

$$\gamma_{ar.} = 23 \frac{kN}{m^3}$$

Considerando uno spessore di 0,03 m si ottiene un carico pari a:

$$P_2 = 23 \cdot 0,03 = 0,7 \frac{kN}{m^2}$$

Allora il carico totale della tamponatura sarà:

$$P_T = P_1 + P_2 = 2,0 + 0,7 = 2,7 \frac{kN}{m^2}$$

Si considera il carico permanente non strutturale della struttura si mascheramento.

In particolare si riportano gli scarichi verticali (KN) trasferiti dal tetto verde in testa ai pilastri.

LOCALI TECNOLOGICI					
P1-P13	P2-P12	P3-P11	P4-P10	P5-P9	P6-P8
15.44	16.53	14.85	14.06	16.24	8.22

5.1 CARICHI VARIABILI

5.1.1 VENTO

Si riporta sotto la tabellina con la valutazione della pressione del vento a 5 metri di altezza.

$a_s =$	850	m s.l.m.
Intervallo di ritorno (normalmen		
$T_r =$	50	anni
$V_b =$	25.00	m/s
$q_{ref} =$	0.391	kN/m^2
Cat. esp. =	IV	
$c_t =$	1.00	
$z =$	5.00	m
$c_e =$	1.63	
$c_d =$	1.00	
$c_p =$	1.00	

Pressione del vento:

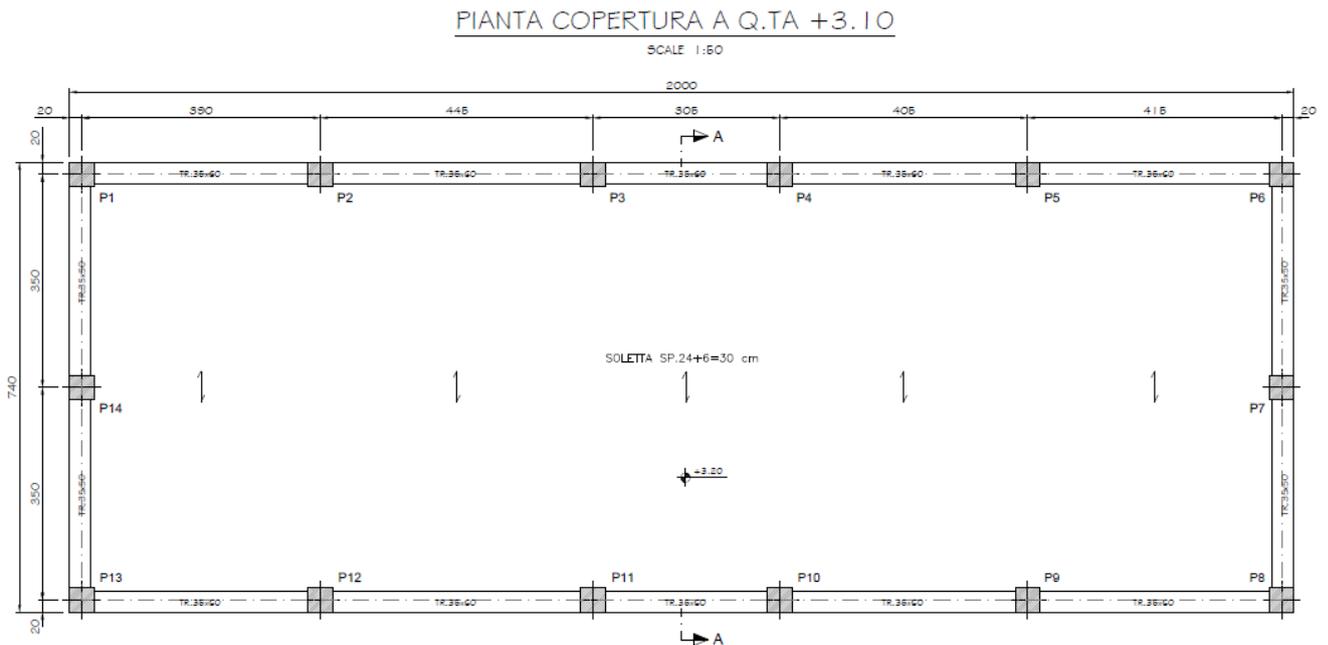
$$p = 0.638 \text{ kN / m}^2$$

5.1.2 NEVE

Il carico neve al suolo è pari a 2.60kN/m².

5.2 CARICHI CARATTERISTICI APPLICATI SULLE TRAVI

I carichi caratteristici sopra calcolati sono applicati sulle travi di copertura del modello in base alle larghezze di influenza di ciascuna trave.



Trave Trave P3-P4 (larghezza di influenza = 3,50 m)

- $G_k = 7,32 \cdot 3,50 = 25,62 \frac{kN}{m}$
- $Q_{k1} = 2,6 \cdot 3,50 = 9,10 \frac{kN}{m}$
- $Q_{k2} = 0,5 \cdot 3,50 = 1,75 \frac{kN}{m}$

Si considera il variabile della struttura si mascheramento.

In particolare si riportano gli scarichi verticali (KN) trasferiti dal tetto verde in testa ai pilastri.

LOCALI TECNOLOGICI					
P1-P13	P2-P12	P3-P11	P4-P10	P5-P9	P6-P8
36.50	39.08	35.10	33.23	38.38	19.42

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Secondo le prescrizioni del D.M. 14/01/2008 le azioni di calcolo debbono essere cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni accidentali con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico generiche sono le seguenti:

Stati limite ultimi:

$$F_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{combinazione di carico fondamentale}$$

Stati limite di esercizio

$$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{combinazione di carico frequente}$$

$$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{combinazione di carico quasi permanente}$$

Combinazione per azioni sismiche

$$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

6.1 **TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO**

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	gLCB1	Active	Add	peso proprio(1.300) + permanenti struttura(1.300) + permanenti non-strut(1.300)		
				+ neve(1.500)		
2	gLCB2	Active	Add	peso proprio(1.300) + permanenti struttura(1.300) + permanenti non-strut(1.300)		
				+ neve(0.750) + manutenzione (H1)(1.500)		
3	gLCB3	Active	Add	peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)		
				SLV_x(1.000) +	SLV_x(1.000) +	SLV_y(0.300)
				+ SLV_y(0.300)		
4	gLCB4	Active	Add	peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)		
				SLV_x(1.000) +	SLV_x(-1.000) +	SLV_y(0.300)
				+ SLV_y(-0.300)		
5	gLCB5	Active	Add	peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)		
				SLV_x(1.000) +	SLV_x(1.000) +	SLV_y(-0.300)
				+ SLV_y(-0.300)		
6	gLCB6	Active	Add	peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)		
				SLV_x(1.000) +	SLV_x(-1.000) +	SLV_y(-0.300)
				+ SLV_y(0.300)		

7 gLCB7 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(1.000) + SLV_y(1.000) + SLV_x(0.300)

+ SLV_x(0.300)

8 gLCB8 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(1.000) + SLV_y(-1.000) + SLV_x(0.300)

+ SLV_x(-0.300)

9 gLCB9 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(1.000) + SLV_y(1.000) + SLV_x(-0.300)

+ SLV_x(-0.300)

10 gLCB10 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(1.000) + SLV_y(-1.000) + SLV_x(-0.300)

+ SLV_x(0.300)

11 gLCB11 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(1.000) + SLD_x(1.000) + SLD_y(0.300)

+ SLD_y(0.300)

12 gLCB12 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(1.000) + SLD_x(-1.000) + SLD_y(0.300)

+ SLD_y(-0.300)

13 gLCB13 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(1.000) + SLD_x(1.000) + SLD_y(-0.300)

+ SLD_y(-0.300)

14 gLCB14 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(1.000) + SLD_x(-1.000) + SLD_y(-0.300)

+ SLD_y(0.300)

15 gLCB15 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(1.000) + SLD_y(1.000) + SLD_x(0.300)

+ SLD_x(0.300)

16 gLCB16 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(1.000) + SLD_y(-1.000) + SLD_x(0.300)

+ SLD_x(-0.300)

17 gLCB17 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(1.000) + SLD_y(1.000) + SLD_x(-0.300)

+ SLD_x(-0.300)

18 gLCB18 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(1.000) + SLD_y(-1.000) + SLD_x(-0.300)

+ SLD_x(0.300)

19 gLCB19 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(1.000) + SLV_x(1.000) + SLV_y(0.300)

+ SLV_y(-0.300)

20 gLCB20 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(1.000) + SLV_x(-1.000) + SLV_y(0.300)

+ SLV_y(0.300)

21 gLCB21 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(1.000) + SLV_x(1.000) + SLV_y(-0.300)

+ SLV_y(0.300)

22 gLCB22 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(1.000) + SLV_x(-1.000) + SLV_y(-0.300)

+ SLV_y(-0.300)

23 gLCB23 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(1.000) + SLV_y(1.000) + SLV_x(0.300)

+ SLV_x(-0.300)

24 gLCB24 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(1.000) + SLV_y(-1.000) + SLV_x(0.300)

+ SLV_x(0.300)

25 gLCB25 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(1.000) + SLV_y(1.000) + SLV_x(-0.300)

+ SLV_x(0.300)

26 gLCB26 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(1.000) + SLV_y(-1.000) + SLV_x(-0.300)

+ SLV_x(-0.300)

27 gLCB27 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(1.000) + SLD_x(1.000) + SLD_y(0.300)

+ SLD_y(-0.300)

28 gLCB28 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(1.000) + SLD_x(-1.000) + SLD_y(0.300)

+ SLD_y(0.300)

29 gLCB29 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(1.000) + SLD_x(1.000) + SLD_y(-0.300)

+ SLD_y(0.300)

30 gLCB30 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(1.000) + SLD_x(-1.000) + SLD_y(-0.300)

+ SLD_y(-0.300)

31 gLCB31 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(1.000) + SLD_y(1.000) + SLD_x(0.300)

+ SLD_x(-0.300)

32 gLCB32 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(1.000) + SLD_y(-1.000) + SLD_x(0.300)

+ SLD_x(0.300)

33 gLCB33 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(1.000) + SLD_y(1.000) + SLD_x(-0.300)

+ SLD_x(0.300)

34 gLCB34 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(1.000) + SLD_y(-1.000) + SLD_x(-0.300)

+ SLD_x(-0.300)

35 gLCB35 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(-1.000) + SLV_x(-1.000) + SLV_y(-0.300)

+ SLV_y(-0.300)

36 gLCB36 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(-1.000) + SLV_x(1.000) + SLV_y(-0.300)

+ SLV_y(0.300)

37 gLCB37 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(-1.000) + SLV_x(-1.000) + SLV_y(0.300)

+ SLV_y(0.300)

38 gLCB38 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(-1.000) + SLV_x(1.000) + SLV_y(0.300)

+ SLV_y(-0.300)

39 gLCB39 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(-1.000) + SLV_y(-1.000) + SLV_x(-0.300)

+ SLV_x(-0.300)

40 gLCB40 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(-1.000) + SLV_y(1.000) + SLV_x(-0.300)

+ SLV_x(0.300)

41 gLCB41 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(-1.000) + SLV_y(-1.000) + SLV_x(0.300)

+ SLV_x(0.300)

42 gLCB42 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(-1.000) + SLV_y(1.000) + SLV_x(0.300)

+ SLV_x(-0.300)

43 gLCB43 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(-1.000) + SLD_x(-1.000) + SLD_y(-0.300)

+ SLD_y(-0.300)

44 gLCB44 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(-1.000) + SLD_x(1.000) + SLD_y(-0.300)

+ SLD_y(0.300)

45 gLCB45 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(-1.000) + SLD_x(-1.000) + SLD_y(0.300)

+ SLD_y(0.300)

46 gLCB46 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(-1.000) + SLD_x(1.000) + SLD_y(0.300)

+ SLD_y(-0.300)

47 gLCB47 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(-1.000) + SLD_y(-1.000) + SLD_x(-0.300)

+ SLD_x(-0.300)

48 gLCB48 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(-1.000) + SLD_y(1.000) + SLD_x(-0.300)

+ SLD_x(0.300)

49 gLCB49 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(-1.000) + SLD_y(-1.000) + SLD_x(0.300)

+ SLD_x(0.300)

50 gLCB50 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(-1.000) + SLD_y(1.000) + SLD_x(0.300)

+ SLD_x(-0.300)

51 gLCB51 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(-1.000) + SLV_x(-1.000) + SLV_y(-0.300)

+ SLV_y(0.300)

52 gLCB52 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(-1.000) + SLV_x(1.000) + SLV_y(-0.300)

+ SLV_y(-0.300)

53 gLCB53 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(-1.000) + SLV_x(-1.000) + SLV_y(0.300)

+ SLV_y(-0.300)

54 gLCB54 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_x(-1.000) + SLV_x(1.000) + SLV_y(0.300)

+ SLV_y(0.300)

55 gLCB55 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(-1.000) + SLV_y(-1.000) + SLV_x(-0.300)

+ SLV_x(0.300)

56 gLCB56 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(-1.000) + SLV_y(1.000) + SLV_x(-0.300)

+ SLV_x(-0.300)

57 gLCB57 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(-1.000) + SLV_y(-1.000) + SLV_x(0.300)

+ SLV_x(-0.300)

58 gLCB58 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLV_y(-1.000) + SLV_y(1.000) + SLV_x(0.300)

+ SLV_x(0.300)

59 gLCB59 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(-1.000) + SLD_x(-1.000) + SLD_y(-0.300)

+ SLD_y(0.300)

60 gLCB60 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(-1.000) + SLD_x(1.000) + SLD_y(-0.300)

+ SLD_y(-0.300)

61 gLCB61 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(-1.000) + SLD_x(-1.000) + SLD_y(0.300)

+ SLD_y(-0.300)

62 gLCB62 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_x(-1.000) + SLD_x(1.000) + SLD_y(0.300)

+ SLD_y(0.300)

63 gLCB63 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(-1.000) + SLD_y(-1.000) + SLD_x(-0.300)

+ SLD_x(0.300)

64 gLCB64 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(-1.000) + SLD_y(1.000) + SLD_x(-0.300)

+ SLD_x(-0.300)

65 gLCB65 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(-1.000) + SLD_y(-1.000) + SLD_x(0.300)

+ SLD_x(-0.300)

66 gLCB66 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ SLD_y(-1.000) + SLD_y(1.000) + SLD_x(0.300)

+ SLD_x(0.300)

67 gLCB67 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ neve(1.000)

68 gLCB68 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ neve(0.500) + manutenzione (H1)(1.000)

69 gLCB69 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

+ neve(0.300)

70 gLCB70 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

71 gLCB71 Active Add

peso proprio(1.000) + permanenti struttura(1.000) + permanenti non-strut(1.000)

72	RC ENV_STR	Active	Envelope
		gLCB1(1.000) +	gLCB2(1.000) + gLCB3(1.000)
+		gLCB4(1.000) +	gLCB5(1.000) + gLCB6(1.000)
+		gLCB7(1.000) +	gLCB8(1.000) + gLCB9(1.000)
+		gLCB10(1.000) +	gLCB11(1.000) + gLCB12(1.000)
+		gLCB13(1.000) +	gLCB14(1.000) + gLCB15(1.000)
+		gLCB16(1.000) +	gLCB17(1.000) + gLCB18(1.000)
+		gLCB19(1.000) +	gLCB20(1.000) + gLCB21(1.000)
+		gLCB22(1.000) +	gLCB23(1.000) + gLCB24(1.000)
+		gLCB25(1.000) +	gLCB26(1.000) + gLCB27(1.000)
+		gLCB28(1.000) +	gLCB29(1.000) + gLCB30(1.000)
+		gLCB31(1.000) +	gLCB32(1.000) + gLCB33(1.000)
+		gLCB34(1.000) +	gLCB35(1.000) + gLCB36(1.000)
+		gLCB37(1.000) +	gLCB38(1.000) + gLCB39(1.000)
+		gLCB40(1.000) +	gLCB41(1.000) + gLCB42(1.000)
+		gLCB43(1.000) +	gLCB44(1.000) + gLCB45(1.000)
+		gLCB46(1.000) +	gLCB47(1.000) + gLCB48(1.000)
+		gLCB49(1.000) +	gLCB50(1.000) + gLCB51(1.000)
+		gLCB52(1.000) +	gLCB53(1.000) + gLCB54(1.000)
+		gLCB55(1.000) +	gLCB56(1.000) + gLCB57(1.000)
+		gLCB58(1.000) +	gLCB59(1.000) + gLCB60(1.000)
+		gLCB61(1.000) +	gLCB62(1.000) + gLCB63(1.000)
+		gLCB64(1.000) +	gLCB65(1.000) + gLCB66(1.000)

73	RC ENV_SER	Active	Envelope
		gLCB67(1.000) +	gLCB68(1.000) + gLCB69(1.000)
+		gLCB70(1.000) +	gLCB71(1.000)

7 ANALISI SISMICA

7.1 ASPETTI GENERALI

Sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

La costruzione in oggetto, non dotata di appositi dispositivi dissipativi, deve essere progettata in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento.

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante, devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "critiche", effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovraresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica.

7.2 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

7.3 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

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. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

7.3.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tipi di costruzione		V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

7.3.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente.
- Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.
- Per il caso specifico si adotta la classe III.

7.3.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella sottostante:

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

7.3.4 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la

definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categoria	Descrizione	$N_{SPT,30}$	$C_{u,30}$ [kPa]	Velocità di diffusione delle onde sismiche
A	Ammassi rocciosi affioranti terreni molto rigidi			$V_{s,30} > 800$ m/s
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti	$N_{SPT,30} > 50$	$C_{u,30} > 250$	$360 \text{ m/s} < V_{s,30} < 800$ m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti	$15 < N_{SPT,30} < 50$	$70 < C_{u,30} < 250$	$180 \text{ m/s} < V_{s,30} < 360$ m/s
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti	$N_{SPT,30} < 15$	$C_{u,30} < 70$	$V_{s,30} < 180$ m/s
E	Terreni di sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m			$V_{s,30}$ come C o D nello strato superficiale e come A nel substrato

7.3.5 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
-----------	--

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

7.3.6 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

Dove T_C^* è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C/3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Amplificazione stratigrafica

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

7.3.7 SPETTRO DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R = 3$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_w/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza (per il caso in esame si ha $K_R = 1$).

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD“A” e CD“B”) sono contenuti nella seguente tabella.

Tipologia	q_0	
	CD“B”	CD“A”
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α_u/α_1
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Lo spettro di progetto è definito quindi dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

7.3.8 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni e che qui si riporta:

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

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

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

Valori dei coefficienti combinazione.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,3

Categoria B Uffici	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Combinazioni per le verifiche in condizioni sismiche.

Stati Limite	Carichi perm. strutturali	Carichi perm. non strutturali	Sisma	Neve	Coperture
SLO	1,0	1,0	1,0·SLO	0,0	0,0
SLD	1,0	1,0	1,0·SLD	0,0	0,0
SLV	1,0	1,0	1,0·SLV	0,0	0,0
SLC	1,0	1,0	1,0·SLC	0,0	0,0

Riassumendo, per la determinazione dell'azione sismica dell'opera in esame è stata considerata:

- longitudine = 12.327441
- latitudine = 46.416589

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono:

- Vita nominale → 50 anni
- Classe d'uso III → $C_u = 1.5$
- Categoria di Sottosuolo → B
- Categoria Topografica → T1

Con l'ausilio del documento Excel "SPETTRI-NTC" si individua la pericolosità sismica e gli spettri sismici corrispondenti. Si riporta nel seguito un riepilogo dei parametri necessari con particolare attenzione allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e Stato Limite di Operatività (SLO).

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

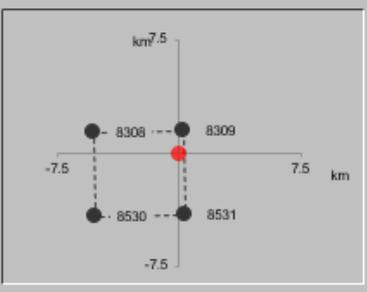
Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta



Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

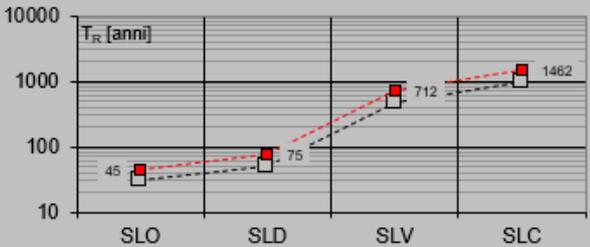
Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

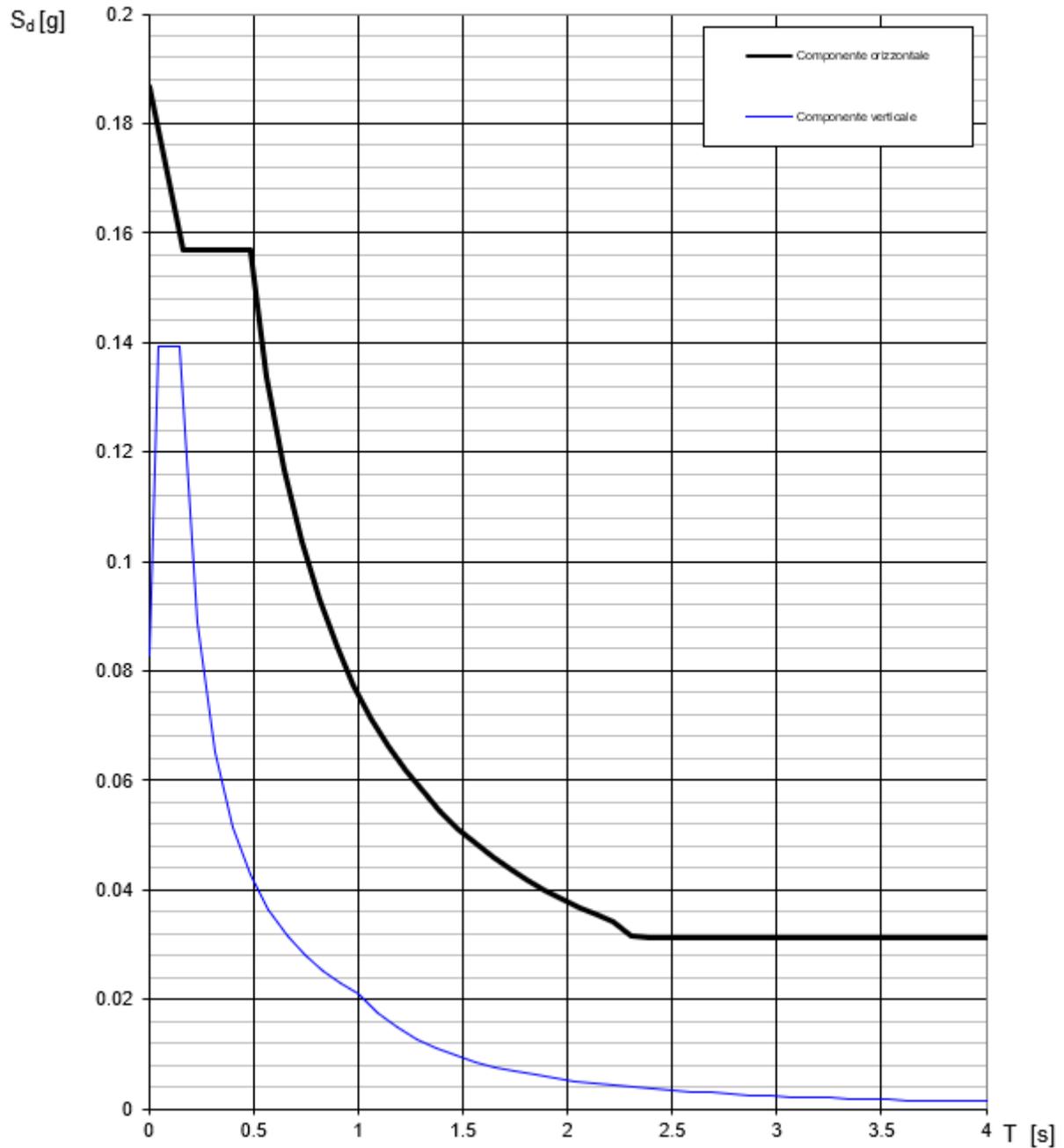
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie -■- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno ξ

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.048	2.499	0.254
SLD	75	0.062	2.471	0.279
SLV	712	0.156	2.520	0.357
SLC	1462	0.200	2.583	0.369

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.156 g
F_{a_1}	2.520
T_c	0.357 s
S_s	1.200
C_c	1.352
S_T	1.000
q	3.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.333
T_B	0.161 s
T_C	0.482 s
T_D	2.223 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

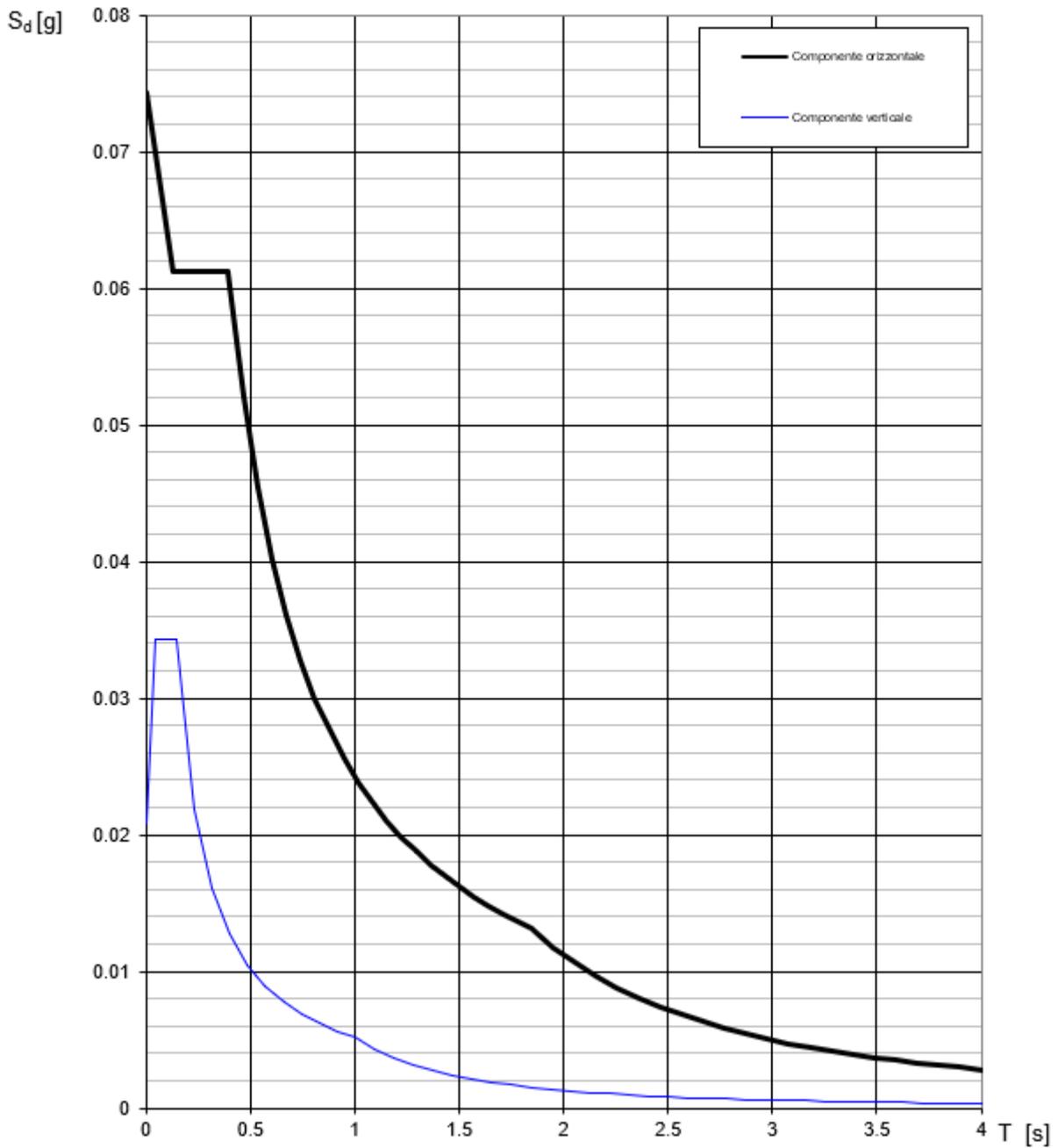
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.187
T_B	0.161	0.157
T_C	0.482	0.157
	0.565	0.134
	0.648	0.117
	0.731	0.104
	0.814	0.093
	0.897	0.084
	0.980	0.077
	1.062	0.071
	1.145	0.066
	1.228	0.062
	1.311	0.058
	1.394	0.054
	1.477	0.051
	1.560	0.049
	1.643	0.046
	1.725	0.044
	1.808	0.042
	1.891	0.040
	1.974	0.038
	2.057	0.037
	2.140	0.035
T_D	2.223	0.034
	2.307	0.032
	2.392	0.031
	2.477	0.031
	2.561	0.031
	2.646	0.031
	2.731	0.031
	2.815	0.031
	2.900	0.031
	2.984	0.031
	3.069	0.031
	3.154	0.031
	3.238	0.031
	3.323	0.031
	3.408	0.031
	3.492	0.031
	3.577	0.031
	3.661	0.031
	3.746	0.031
	3.831	0.031
	3.915	0.031
	4.000	0.031

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lim Σ LD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_n	0.062 g
F_{q_1}	2.471
T_C	0.279 s
S_S	1.200
C_C	1.420
S_T	1.000
q	3.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.333
T_B	0.132 s
T_C	0.397 s
T_D	1.848 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.074
$T_B \leftarrow$	0.132	0.061
$T_C \leftarrow$	0.397	0.061
	0.466	0.052
	0.535	0.045
	0.604	0.040
	0.673	0.036
	0.742	0.033
	0.811	0.030
	0.880	0.028
	0.949	0.026
	1.018	0.024
	1.088	0.022
	1.157	0.021
	1.226	0.020
	1.295	0.019
	1.364	0.018
	1.433	0.017
	1.502	0.016
	1.571	0.015
	1.640	0.015
	1.710	0.014
	1.779	0.014
$T_D \leftarrow$	1.848	0.013
	1.950	0.012
	2.053	0.011
	2.155	0.010
	2.258	0.009
	2.360	0.008
	2.463	0.007
	2.565	0.007
	2.668	0.006
	2.770	0.006
	2.873	0.005
	2.975	0.005
	3.078	0.005
	3.180	0.004
	3.283	0.004
	3.385	0.004
	3.488	0.004
	3.590	0.003
	3.693	0.003
	3.795	0.003
	3.898	0.003
	4.000	0.003

7.4 MODI DI VIBRARE DELLA STRUTTURA

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

A seguito dell'analisi modale eseguita con il software di calcolo strutturale agli elementi finiti Midas Gen 2021 si ottiene la seguente tabella:

Tabella 1 EigenMode

Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
E I G E N V A L U E A N A L Y S I S							
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1.000 0	49.1725	7.8260	0.1278	2.8825e-025		
	2.000 0	63.0801	10.0395	0.0996	2.8825e-025		
	3.000 0	65.4444	10.4158	0.0960	2.8825e-025		
	4.000 0	71.0224	11.3036	0.0885	2.8825e-025		
	5.000 0	74.5781	11.8695	0.0842	2.8825e-025		
	6.000 0	81.3629	12.9493	0.0772	2.8825e-025		
	7.000 0	86.6667	13.7934	0.0725	2.8825e-025		
	8.000 0	91.8059	14.6114	0.0684	2.8825e-025		
	9.000 0	97.9365	15.5871	0.0642	2.8825e-025		

Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
10.00 00		115.7955	18.4294	0.0543	2.8825e-025		
11.00 00		130.0415	20.6968	0.0483	2.8825e-025		
12.00 00		150.1208	23.8925	0.0419	2.8825e-025		
13.00 00		162.9858	25.9400	0.0386	2.8825e-025		
14.00 00		209.1583	33.2886	0.0300	2.8825e-025		
15.00 00		214.3023	34.1073	0.0293	2.8825e-025		
16.00 00		236.3756	37.6204	0.0266	2.8825e-025		
17.00 00		237.7884	37.8452	0.0264	2.8825e-025		
18.00 00		243.1777	38.7029	0.0258	2.8825e-025		
19.00 00		243.3846	38.7359	0.0258	2.8825e-025		
20.00 00		829.1368	131.9612	0.0076	2.8825e-025		
21.00 00		829.2400	131.9777	0.0076	2.8825e-025		
22.00 00		834.9927	132.8932	0.0075	2.8825e-025		
23.00 00		835.0965	132.9097	0.0075	2.8825e-025		
24.00 00		863.4616	137.4242	0.0073	2.8825e-025		
25.00 00		863.4696	137.4255	0.0073	2.8825e-025		

Nod e	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
	26.00 00	892.6169	142.0644	0.0070	2.8825e-025								
	27.00 00	892.8104	142.0952	0.0070	2.8825e-025								
	28.00 00	935.9219	148.9566	0.0067	2.8825e-025								
	29.00 00	938.1537	149.3118	0.0067	2.8825e-025								
	30.00 00	949.1578	151.0631	0.0066	2.8825e-025								
	31.00 00	951.2390	151.3944	0.0066	2.8825e-025								
	32.00 00	1000.7961	159.2816	0.0063	2.8825e-025								
	33.00 00	1001.0101	159.3157	0.0063	2.8825e-025								
	34.00 00	1339.0450	213.1156	0.0047	2.8825e-025								
	35.00 00	1339.0455	213.1157	0.0047	2.8825e-025								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	No	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
	1.000 0	0.000 0	0.0000	46.57 59	46.575 9	0.0000	0.0000	35.980 4	35.9804	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2.000 0	23.47 99	23.479 9	0.000 0	46.575 9	0.0006	0.0006	0.0000	35.9804	67.3663	67.3663	0.0000	0.0000
	3.000 0	0.000 0	23.479 9	0.000 2	46.576 1	0.0000	0.0006	0.0043	35.9847	0.0000	67.3663	29.8221	29.8221
	4.000 0	0.000 2	23.480 2	0.000 0	46.576 1	94.692 1	94.692 6	0.0000	35.9847	0.0038	67.3701	0.0000	29.8221

Nod e	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
5.000 0	0.000 0	23.480 2	16.83 62	63.412 3	0.0000	94.692 6	54.398 4	90.3831	0.0000	67.3701	0.0247	29.8469	
6.000 0	0.136 5	23.616 6	0.000 0	63.412 3	5.2159	99.908 6	0.0000	90.3831	0.2341	67.6042	0.0000	29.8469	
7.000 0	48.11 68	71.733 4	0.000 0	63.412 3	0.0197	99.928 3	0.0000	90.3831	32.2596	99.8638	0.0000	29.8469	
8.000 0	0.000 0	71.733 4	0.107 1	63.519 3	0.0000	99.928 3	0.1100	90.4931	0.0000	99.8638	35.0984	64.9452	
9.000 0	0.000 0	71.733 4	12.05 75	75.576 8	0.0000	99.928 3	9.1741	99.6672	0.0000	99.8638	0.1525	65.0977	
10.00 00	4.858 7	76.592 1	0.000 0	75.576 8	0.0007	99.929 0	0.0000	99.6672	0.0383	99.9022	0.0000	65.0977	
11.00 00	0.000 0	76.592 1	0.000 3	75.577 2	0.0000	99.929 0	0.0000	99.6672	0.0000	99.9022	1.1957	66.2935	
12.00 00	0.034 4	76.626 4	0.000 0	75.577 2	0.0260	99.955 0	0.0000	99.6672	0.0066	99.9088	0.0000	66.2935	
13.00 00	0.000 0	76.626 4	0.252 9	75.830 1	0.0000	99.955 0	0.0242	99.6914	0.0000	99.9088	0.0001	66.2936	
14.00 00	0.145 2	76.771 7	0.000 0	75.830 1	0.0018	99.956 8	0.0000	99.6914	0.0247	99.9335	0.0000	66.2936	
15.00 00	0.018 1	76.789 8	0.000 0	75.830 1	0.0418	99.998 5	0.0000	99.6914	0.0008	99.9343	0.0000	66.2936	
16.00 00	13.57 65	90.366 3	0.000 0	75.830 1	0.0000	99.998 5	0.0000	99.6914	0.0377	99.9720	0.0000	66.2936	
17.00 00	9.273 1	99.639 4	0.000 0	75.830 1	0.0001	99.998 6	0.0000	99.6914	0.0259	99.9979	0.0000	66.2936	
18.00 00	0.360 4	99.999 8	0.000 0	75.830 1	0.0001	99.998 7	0.0000	99.6914	0.0009	99.9988	0.0000	66.2936	
19.00 00	0.000 0	99.999 8	0.000 0	75.830 1	0.0000	99.998 7	0.0002	99.6916	0.0000	99.9988	0.0017	66.2953	
20.00 00	0.000 0	99.999 8	0.000 0	75.830 1	0.0004	99.999 1	0.0000	99.6916	0.0004	99.9992	0.0000	66.2953	

Nod e	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
21.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0000	99.999	0.0003	99.6918	0.0000	99.9992	0.0000	66.2953
22.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0004	99.999	0.0000	99.6918	0.0003	99.9995	0.0000	66.2953
23.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0000	99.999	0.0003	99.6921	0.0000	99.9995	0.0000	66.2953
24.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0000	99.999	0.0002	99.6923	0.0000	99.9995	0.0000	66.2953
25.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0003	99.999	0.0000	99.6923	0.0000	99.9995	0.0000	66.2953
26.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0000	99.999	0.0000	99.6923	0.0000	99.9995	0.0000	66.2953
27.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0000	99.999	0.0000	99.6923	0.0000	99.9995	0.0000	66.2953
28.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0000	99.999	0.0000	99.6923	0.0000	99.9995	0.0001	66.2954
29.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0001	99.999	0.0000	99.6923	0.0001	99.9996	0.0000	66.2954
30.00	00	0.000	99.999	0.000	75.830	0.0000	99.999	0.0000	99.6923	0.0000	99.9996	0.0001	66.2955
31.00	00	0.000	100.00	0.000	75.830	0.0001	99.999	0.0000	99.6923	0.0001	99.9997	0.0000	66.2955
32.00	00	0.000	100.00	0.000	75.830	0.0001	99.999	0.0000	99.6923	0.0001	99.9999	0.0000	66.2955
33.00	00	0.000	100.00	0.000	75.830	0.0001	100.00	0.0000	99.6923	0.0001	100.000	0.0000	66.2955
34.00	00	0.000	100.00	23.60	99.440	0.0000	100.00	0.3006	99.9929	0.0000	100.000	0.7838	67.0793
35.00	00	0.000	100.00	0.560	100.00	0.0000	100.00	0.0071	100.000	0.0000	100.000	32.9207	100.000
	Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	No	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM

Nod e	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
1.000 0	0.000 0	0.0000	22.36 89	22.368 9	0.0000	0.0000	660.97 59	660.975 9	0.0000	0.0000	0.0004	0.0004	
2.000 0	11.27 66	11.276 6	0.000 0	22.368 9	0.0009	0.0009	0.0000	660.975 9	4722.04 33	4722.04 33	0.0000	0.0004	
3.000 0	0.000 0	11.276 6	0.000 1	22.369 0	0.0000	0.0009	0.0795	661.055 4	0.0000	4722.04 33	986.446 5	986.447 0	
4.000 0	0.000 1	11.276 7	0.000 0	22.369 0	156.78 85	156.78 94	0.0000	661.055 4	0.2652	4722.30 85	0.0000	986.447 0	
5.000 0	0.000 0	11.276 7	8.085 9	30.454 8	0.0000	156.78 94	999.32 25	1660.37 79	0.0000	4722.30 85	0.8178	987.264 7	
6.000 0	0.065 5	11.342 3	0.000 0	30.454 8	8.6364	165.42 58	0.0000	1660.37 79	16.4093	4738.71 78	0.0000	987.264 7	
7.000 0	23.10 89	34.451 2	0.000 0	30.454 8	0.0326	165.45 84	0.0000	1660.37 79	2261.23 94	6999.95 73	0.0000	987.264 7	
8.000 0	0.000 0	34.451 2	0.051 4	30.506 3	0.0000	165.45 84	2.0205	1662.39 84	0.0000	6999.95 73	1160.97 22	2148.23 69	
9.000 0	0.000 0	34.451 2	5.790 8	36.297 1	0.0000	165.45 84	168.53 26	1830.93 10	0.0000	6999.95 73	5.0449	2153.28 18	
10.00 00	2.333 5	36.784 7	0.000 0	36.297 1	0.0012	165.45 96	0.0000	1830.93 10	2.6877	7002.64 49	0.0000	2153.28 18	
11.00 00	0.000 0	36.784 7	0.000 2	36.297 2	0.0000	165.45 96	0.0003	1830.93 13	0.0000	7002.64 49	39.5516	2192.83 34	
12.00 00	0.016 5	36.801 2	0.000 0	36.297 2	0.0430	165.50 27	0.0000	1830.93 13	0.4651	7003.11 00	0.0000	2192.83 34	
13.00 00	0.000 0	36.801 2	0.121 5	36.418 7	0.0000	165.50 27	0.4438	1831.37 51	0.0000	7003.11 00	0.0039	2192.83 74	
14.00 00	0.069 7	36.870 9	0.000 0	36.418 7	0.0029	165.50 56	0.0000	1831.37 51	1.7292	7004.83 92	0.0000	2192.83 74	
15.00 00	0.008 7	36.879 6	0.000 0	36.418 7	0.0692	165.57 48	0.0000	1831.37 51	0.0551	7004.89 43	0.0000	2192.83 74	
16.00 00	6.520 3	43.400 0	0.000 0	36.418 7	0.0000	165.57 48	0.0000	1831.37 51	2.6453	7007.53 95	0.0000	2192.83 74	

Nod e	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
17.00	00	4.4536	47.8535	0.0000	36.4187	0.0001	165.5749	0.0000	1831.3751	1.8173	7009.3569	0.0000	2192.8374
18.00	00	0.1731	48.0266	0.0000	36.4187	0.0001	165.5750	0.0000	1831.3751	0.0634	7009.4203	0.0000	2192.8374
19.00	00	0.0000	48.0266	0.0000	36.4187	0.0000	165.5750	0.0030	1831.3781	0.0000	7009.4203	0.0565	2192.8939
20.00	00	0.0000	48.0266	0.0000	36.4187	0.0006	165.5756	0.0000	1831.3781	0.0260	7009.4463	0.0000	2192.8939
21.00	00	0.0000	48.0266	0.0000	36.4187	0.0000	165.5756	0.0049	1831.3829	0.0000	7009.4463	0.0000	2192.8939
22.00	00	0.0000	48.0266	0.0000	36.4187	0.0006	165.5763	0.0000	1831.3829	0.0197	7009.4661	0.0000	2192.8939
23.00	00	0.0000	48.0266	0.0000	36.4187	0.0000	165.5763	0.0051	1831.3880	0.0000	7009.4661	0.0000	2192.8939
24.00	00	0.0000	48.0266	0.0000	36.4187	0.0000	165.5763	0.0031	1831.3911	0.0000	7009.4661	0.0001	2192.8941
25.00	00	0.0000	48.0266	0.0000	36.4187	0.0004	165.5767	0.0000	1831.3911	0.0001	7009.4662	0.0000	2192.8941
26.00	00	0.0000	48.0267	0.0000	36.4187	0.0000	165.5767	0.0000	1831.3911	0.0003	7009.4665	0.0000	2192.8941
27.00	00	0.0000	48.0267	0.0000	36.4187	0.0000	165.5767	0.0002	1831.3914	0.0000	7009.4665	0.0008	2192.8949
28.00	00	0.0000	48.0267	0.0001	36.4188	0.0000	165.5767	0.0003	1831.3916	0.0000	7009.4665	0.0031	2192.8979
29.00	00	0.0000	48.0267	0.0000	36.4188	0.0001	165.5768	0.0000	1831.3916	0.0083	7009.4749	0.0000	2192.8979
30.00	00	0.0000	48.0267	0.0001	36.4188	0.0000	165.5768	0.0002	1831.3918	0.0000	7009.4749	0.0030	2192.9010
31.00	00	0.0000	48.0267	0.0000	36.4188	0.0001	165.5770	0.0000	1831.3918	0.0079	7009.4828	0.0000	2192.9010
32.00	00	0.0000	48.0267	0.0000	36.4188	0.0001	165.5771	0.0000	1831.3918	0.0100	7009.4927	0.0000	2192.9010

Nod e	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
	33.00 00	0.000 0	48.026 7	0.000 0	36.418 8	0.0001 72	165.57 72	0.0000 18	1831.39 18	0.0101 28	7009.50 28	0.0000 10	2192.90 10
	34.00 00	0.000 0	48.026 7	11.33 89	47.757 8	0.0000 72	165.57 72	5.5213 32	1836.91 32	0.0000 28	7009.50 28	25.9260 69	2218.82 69
	35.00 00	0.000 0	48.026 7	0.269 0	48.026 7	0.0000 72	165.57 72	0.1310 41	1837.04 41	0.0000 28	7009.50 28	1088.94 02	3307.76 71
MODAL PARTICIPATION FACTOR PRINTOUT (kN,m)													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Value		Value		Value		Value		Value		Value	
	1.000 0	0.0000		4.7296		0.0000		0.0000		0.0000		0.0246	
	2.000 0	-3.3581		0.0000		0.0303		0.0000		0.0000		0.0000	
	3.000 0	0.0000		-0.0088		0.0000		0.0000		0.0000		31.3951	
	4.000 0	0.0107		0.0000		12.5215		0.0000		0.0000		0.0000	
	5.000 0	0.0000		-2.8436		0.0000		0.0000		0.0000		-0.9063	
	6.000 0	0.2560		0.0000		2.9388		0.0000		0.0000		0.0000	
	7.000 0	4.8072		0.0000		-0.1805		0.0000		0.0000		0.0000	
	8.000 0	0.0000		-0.2268		0.0000		0.0000		0.0000		34.0234	
	9.000 0	0.0000		2.4064		0.0000		0.0000		0.0000		2.2435	
	10.00 00	-1.5276		0.0000		-0.0350		0.0000		0.0000		0.0000	
	11.00 00	0.0000		-0.0125		0.0000		0.0000		0.0000		6.2562	

Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
12.00 00		0.1285	0.0000	0.2074	0.0000	0.0000	0.0000
13.00 00		0.0000	0.3485	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0596
14.00 00		-0.2641	0.0000	0.0543	0.0000	0.0000	0.0000
15.00 00		0.0933	0.0000	0.2630	0.0000	0.0000	0.0000
16.00 00		2.5535	0.0000	0.0033	0.0000	0.0000	0.0000
17.00 00		2.1103	0.0000	-0.0098	0.0000	0.0000	0.0000
18.00 00		-0.4160	0.0000	-0.0116	0.0000	0.0000	0.0000
19.00 00		0.0000	0.0007	0.0000	0.0000	0.0000	-0.2436
20.00 00		0.0035	0.0000	-0.0247	0.0000	0.0000	0.0000
21.00 00		0.0000	-0.0014	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0038
22.00 00		-0.0018	0.0000	-0.0254	0.0000	0.0000	0.0000
23.00 00		0.0000	0.0014	0.0000	0.0000	0.0000	0.0011
24.00 00		0.0000	0.0018	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0112
25.00 00		-0.0030	0.0000	-0.0204	0.0000	0.0000	0.0000
26.00 00		0.0060	0.0000	-0.0055	0.0000	0.0000	0.0000
27.00 00		0.0000	-0.0007	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0268

Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	28.00 00	0.0000	-0.0081	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0333
	29.00 00	0.0052	0.0000	-0.0111	0.0000	0.0000	0.0000
	30.00 00	0.0000	0.0081	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0317
	31.00 00	-0.0056	0.0000	-0.0105	0.0000	0.0000	0.0000
	32.00 00	-0.0004	0.0000	-0.0111	0.0000	0.0000	0.0000
	33.00 00	0.0006	0.0000	-0.0107	0.0000	0.0000	0.0000
	34.00 00	0.0000	3.3673	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0104
	35.00 00	0.0000	0.5186	0.0000	0.0000	0.0000	0.0678
MODAL DIRECTION FACTOR PRINTOUT							
	Mode No	TRAN-X Value	TRAN-Y Value	TRAN-Z Value	ROTN-X Value	ROTN-Y Value	ROTN-Z Value
	1.000 0	0.0000	56.4171	0.0000	43.5829	0.0000	0.0000
	2.000 0	25.8456	0.0000	0.0006	0.0000	74.1538	0.0000
	3.000 0	0.0000	0.0005	0.0000	0.0145	0.0000	99.9849
	4.000 0	0.0003	0.0000	99.9958	0.0000	0.0040	0.0000
	5.000 0	0.0000	23.6266	0.0000	76.3387	0.0000	0.0347
	6.000 0	2.4426	0.0000	93.3669	0.0000	4.1905	0.0000

Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	7.000 0	59.8496	0.0000	0.0245	0.0000	40.1259	0.0000
	8.000 0	0.0000	0.3032	0.0000	0.3114	0.0000	99.3853
	9.000 0	0.0000	56.3853	0.0000	42.9015	0.0000	0.7132
	10.00 00	99.2020	0.0000	0.0151	0.0000	0.7829	0.0000
	11.00 00	0.0000	0.0271	0.0000	0.0011	0.0000	99.9718
	12.00 00	51.3119	0.0000	38.7859	0.0000	9.9022	0.0000
	13.00 00	0.0000	91.2407	0.0000	8.7165	0.0000	0.0428
	14.00 00	84.5939	0.0000	1.0368	0.0000	14.3693	0.0000
	15.00 00	29.8785	0.0000	68.8277	0.0000	1.2938	0.0000
	16.00 00	99.7228	0.0000	0.0000	0.0000	0.2772	0.0000
	17.00 00	99.7206	0.0000	0.0006	0.0000	0.2788	0.0000
	18.00 00	99.7272	0.0000	0.0223	0.0000	0.2504	0.0000
	19.00 00	0.0000	0.0582	0.0000	8.6294	0.0000	91.3123
	20.00 00	3.3515	0.0000	48.1948	0.0000	48.4538	0.0000
	21.00 00	0.0000	1.5468	0.0000	98.2349	0.0000	0.2183
	22.00 00	0.9498	0.0000	57.4617	0.0000	41.5885	0.0000

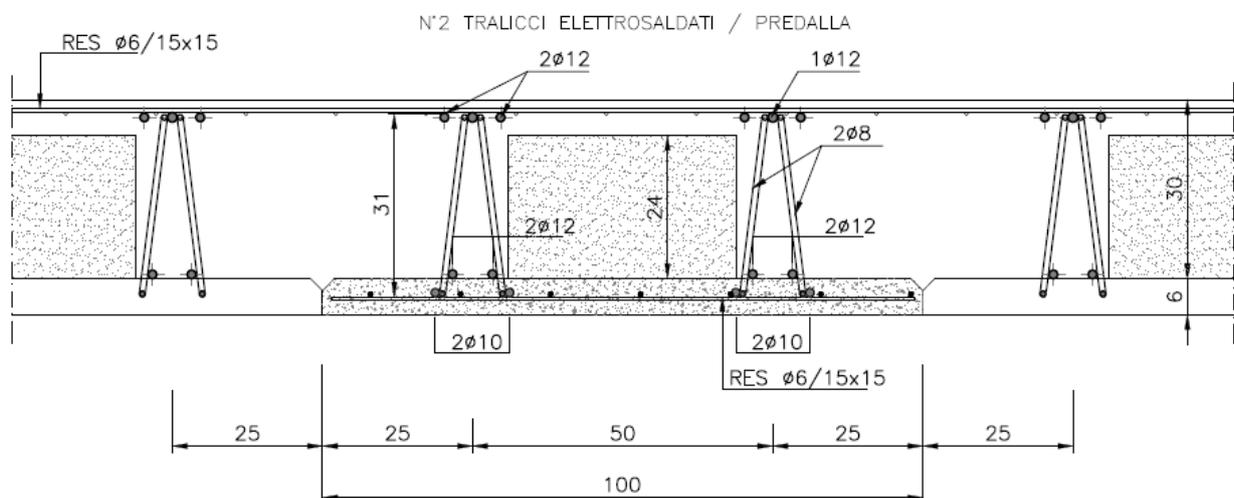
Nod e	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
23.00 00		0.0000	1.4782	0.0000	98.5193	0.0000	0.0024
24.00 00		0.0000	3.8876	0.0000	93.8843	0.0000	2.2281
25.00 00		6.7144	0.0000	92.5510	0.0000	0.7346	0.0000
26.00 00		76.6040	0.0000	18.7666	0.0000	4.6294	0.0000
27.00 00		0.0000	2.9166	0.0000	31.0777	0.0000	66.0057
28.00 00		0.0000	55.9970	0.0000	6.2050	0.0000	37.7980
29.00 00		22.6646	0.0000	29.8488	0.0000	47.4866	0.0000
30.00 00		0.0000	57.1571	0.0000	4.4698	0.0000	38.3731
31.00 00		27.0680	0.0000	27.1248	0.0000	45.8072	0.0000
32.00 00		0.1492	0.0000	34.2410	0.0000	65.6098	0.0000
33.00 00		0.3314	0.0000	32.5058	0.0000	67.1627	0.0000
34.00 00		0.0000	95.6089	0.0000	1.2171	0.0000	3.1740
35.00 00		0.0000	1.6723	0.0000	0.0213	0.0000	98.3064
E I G E N V E C T O R (kN,m)							

8 SOLAIO LASTRA PREDALLES CON POLISTIROLO

Il solaio è realizzato con lastre tralicciate tipo-predalles alleggerite con blocchi in polistirolo, con soletta inferiore di 6 cm armata con rete elettrosaldata e ferri aggiuntivi.

Le lastre sono formate da una suola in calcestruzzo, dallo spessore di 6 cm, irrigidita per le operazioni di trasporto, sollevamento e posa in opera, da un complesso di armature elettrosaldate costituite da una rete completamente inglobata e da tralici inglobati solo parzialmente. Esse possono avere le dimensioni più diverse, d'altra parte il loro impiego può essere diversificato a secondo della funzione a cui è destinato il solaio: nel nostro caso il solaio è alleggerito con blocchi di polistirolo. Le lastre destinate a solaio hanno una larghezza di 100 cm. Il dimensionamento è ottimale anche per quanto concerne il peso della lastra e i mezzi di sollevamento per la posa in opera.

PREDALLES TIPO A



8.1.1 SCHEMI STRUTTURALI

Il solaio è un elemento strutturale orizzontale bidimensionale con il compito di trasmettere i carichi gravitazionali sugli elementi resistenti verticali e caratterizzato da un comportamento di una piastra e quindi di difficile determinazione. Per il calcolo occorre quindi costruire un modello semplificato formato da travi parallele indipendenti tra loro.

Nel solaio in oggetto sono presenti travetti prefabbricati a traliccio di base 12 cm e blocchi di alleggerimento in polistirolo di altezza 24 cm ed è stata prevista una soletta di 6 cm armata tramite una rete elettrosaldata.

La sezione resistente del travetto è a T, in cui l'anima è individuata dall'elemento prefabbricato e l'ala, rappresentata da una fascia di soletta collaborante di larghezza pari all'interasse tra i travetti. A favore di sicurezza le verifiche sezionali saranno eseguite su una sezione rettangolare di base pari a quella inferiore del travetto, 12 cm.

8.1.2 AZIONI DI PROGETTO

Le azioni agenti sul solaio, calcolate nello specifico capitolo della presente relazione, sono state rapportate alla dimensione dell'ala del travetto (pari all'interasse dello stesso) secondo la predetta semplificazione. Si riportano i carichi caratteristici trovati sul singolo travetto:

- carichi permanenti strutturali:
- $G_1 = g_{k1} \cdot B = 4,2 \cdot 0,5 = 2,1 \frac{kN}{m}$
- carichi permanenti non strutturali:
- $G_2 = g_{k2} \cdot B = 3,12 \cdot 0,5 = 1,56 \frac{kN}{m}$
- carico variabile neve:
- $Q_{k1} = q_{k1} \cdot B = 2,6 \cdot 0,5 = 1,3 \frac{kN}{m}$
- carico variabile copertura H1:
- $Q_{k2} = q_{k2} \cdot B = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \frac{kN}{m}$

8.1.3 PROGETTO AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Ai fini del progetto agli stati limite ultimi (SLU) è stata considerata la combinazione fondamentale:

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

Nel caso specifico i carichi permanenti non strutturali sono compiutamente definiti e quindi si adottano per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Si riporta direttamente la combinazione delle azioni più sfavorevole, quella in cui il carico variabile della neve è l'azione variabile prevalente:

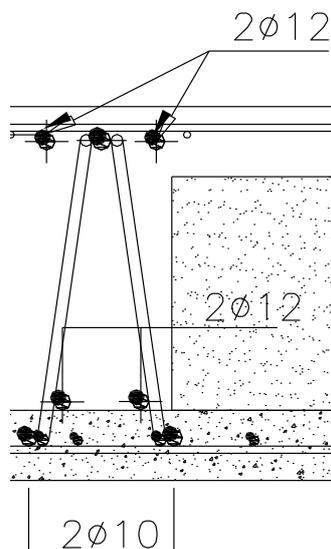
$$F_d = 1,3 \cdot 2,1 + 1,3 \cdot 1,56 + 1,5 \cdot 1,3 = 6,71 \frac{kN}{m}$$

Per il progetto delle armature dei travetti si adotta uno schema semplificato di trave appoggiata caricata con la combinazione dei carichi più sfavorevole e corrispondente al solaio di luce massima. Si determinano le sollecitazioni flettenti e taglianti massime in mezzzeria di ogni campata e sugli appoggi:

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot l^2}{12} = \frac{6,71 \cdot 6,7^2}{12} = 25,10 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{F_d \cdot l}{2} \cdot 1,15 = \frac{6,71 \cdot 6,7}{2} \cdot 1,15 = 25,85 \text{ kN}$$

Calcolo del momento e taglio resistente del singolo travetto



Calcolo del momento resistente del singolo travetto:

Verifica C.A. S.L.U. - File: solaio30+6Mom+

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **solaio30+6**

N* strati barre Zoom

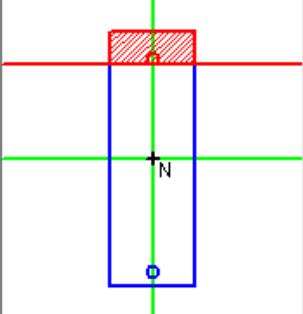
N*	b [cm]	h [cm]
1	12	36

N*	As [cm²]	d [cm]
1	2.26	4
2	2.26	34

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

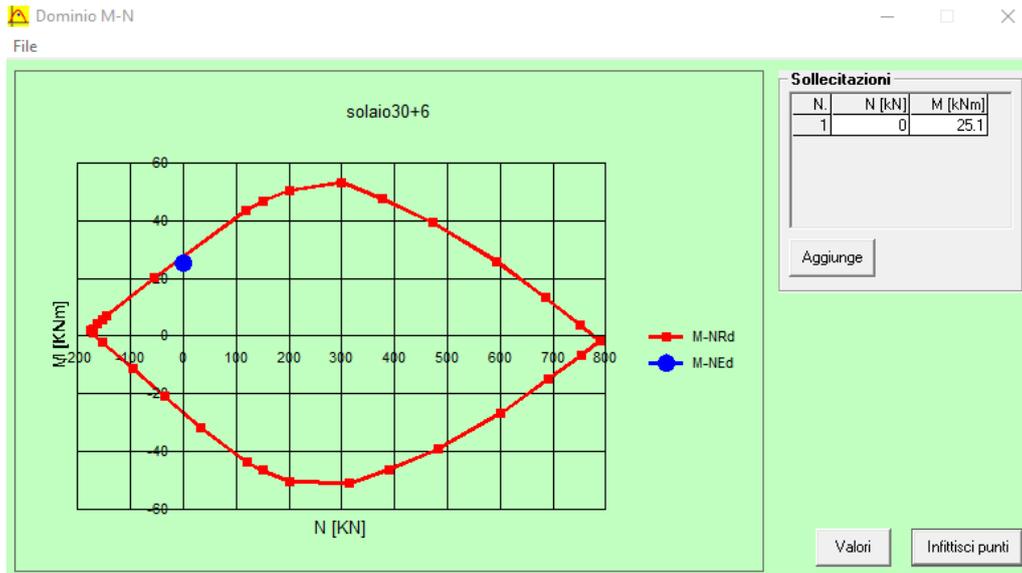
Materiali

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} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

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



Verifica C.A. S.L.U. - File: solai30+6Mom+

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : solai30+6

N* strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	12	36

N*	As [cm²]	d [cm]
1	2.26	4
2	2.26	34

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

Diagramma di sezione:

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Lo 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 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -26.85 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

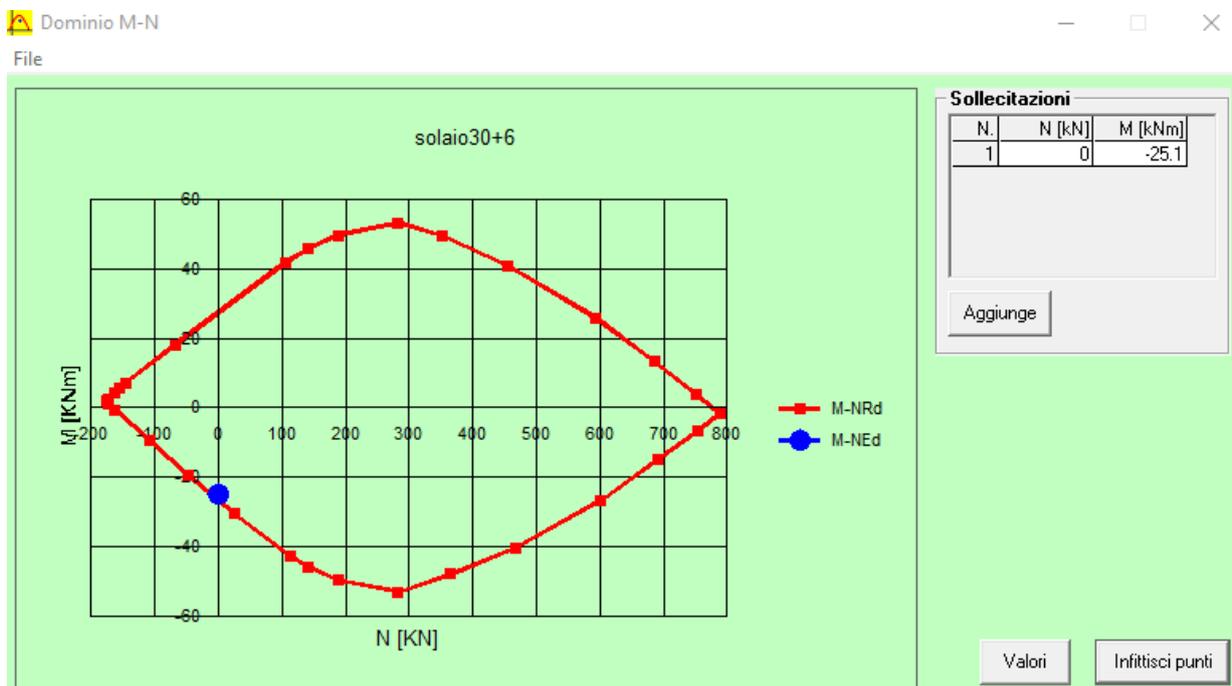
ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 35.3 ‰

d 32 cm

x 2.887 x/d 0.0902

δ 0.7



Il momento resistente risulta essere sempre maggiore di quello sollecitante.

Calcolo del taglio resistente del singolo travetto:

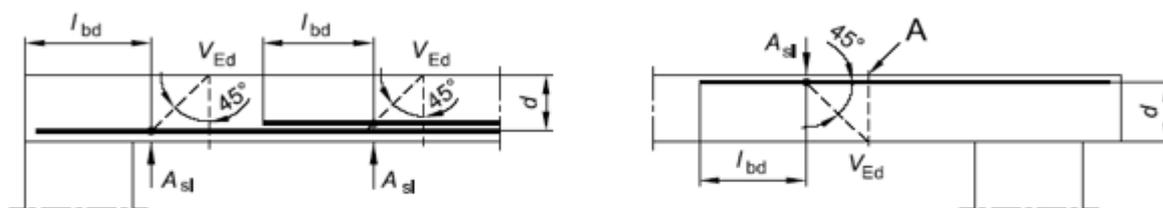
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	360	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	120	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	320	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	2	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	226	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	2	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	226	[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}	25.85	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.79	[-]
		1.79	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.009981	[-]
		0.009981	[-]

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	24.11	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	16.10	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	24.11	[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	288	[mm]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	cot α	0.00	[-]
Seno di α	sin α	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	56.65	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	122.40	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	260.67	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	56.65	[kN]

La verifica a taglio risulta soddisfatta considerando il contributo dato dalle barre di diametro 8 mm del traliccio.

8.1.4 PROGETTO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Ai fini del progetto agli stati limite di esercizio (SLE) si esegue la verifica a fessurazione del solaio.

Si prende in considerazione il seguente stato limite di fessurazione: stato limite di apertura delle fessure.

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Stato Limite	w_d	w (mm)
ordinarie	frequente	AP.FESSURE	$\leq w_3$	0,4
ordinarie	quasi permanente	AP.FESSURE	$\leq w_2$	0,3

Dove:

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure;

w = valore limite di apertura delle fessure.

- Situazioni quasi-permanenti

$$\bullet F_d = \sum_{i \geq 1} G_{ki} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Si riporta la combinazione delle azioni alla quale corrispondono le sollecitazioni più sfavorevoli:

$$F_d = 1 \cdot 2,1 + 1 \cdot 1,56 = 3,66 \frac{kN}{m}$$

Per il progetto delle armature dei travetti si adotta uno schema semplificato di trave appoggiata caricata con la combinazione dei carichi più sfavorevole e corrispondente al solaio di luce massima. Si determinano le sollecitazioni flettenti massime in mezzzeria di ogni campata e sugli appoggi:

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot l^2}{12} = \frac{3,66 \cdot 6,7^2}{12} = 13,70 \text{ kNm}$$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	13.7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	360	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	120	[-]
Copriferro	d'	40	[-]
Altezza utile della sezione	d'	320	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	383	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	339	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	115.14	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	331068872.6	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.76	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	127.16	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	360 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	120 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	320 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	383 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	339 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	42 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	66 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	238 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	13.7 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	115.14 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	127.16 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	81.621156 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	9794.53872 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.03913 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000472 [-] 0.000472 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	11.09 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0.5 [-]
	k ₃	3.4 [-]
	k ₄	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	190.98 [mm] 190.98 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0902 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

- Situazioni frequenti

$$\bullet F_d = \sum_{i \geq 1} G_{ki} + \gamma_{11} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Si riporta la combinazione delle azioni alla quale corrispondono le sollecitazioni più sfavorevoli:

$$F_d = 1 \cdot 2,1 + 1 \cdot 1,56 + 0,2 \cdot 1,3 = 3,92 \frac{kN}{m}$$

Per il progetto delle armature dei travetti si adotta uno schema semplificato di trave appoggiata caricata con la combinazione dei carichi più sfavorevole e corrispondente al solaio di luce massima. Si determinano le sollecitazioni flettenti massime in mezzzeria di ogni campata e sugli appoggi:

$$M_{Ed} = \frac{F_d \cdot l^2}{12} = \frac{3,92 \cdot 6,7^2}{12} = 14,7 \text{ kNm}$$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	14.7	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	360	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	120	[-]
Copriferro	d'	40	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	320	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	383	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	339	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	115.14	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	331068872.6	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.11	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	136.44	[MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	14.7	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	115.14	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	136.44	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0.4	[-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	81.621156	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	9794.53872	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.03913	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000519	[-]
		0.000519	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	11.09	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5	[-]
	k_3	3.4	[-]
	k_4	0.425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	190.98	[mm]
		190.98	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0990	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4	[mm]

9 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La verifica dello stato limite ultimo viene eseguita in base alle sollecitazioni calcolate mediante analisi dinamica modale associata allo spettro di progetto per lo stato limite ultimo combinate con le sollecitazioni ottenute per effetto dei carichi verticali.

Si procede nel seguito alle verifiche strutturali (travi, pilastri, nodi e travi di fondazione) dell'edificio. In particolare si farà riferimento al progetto del pilastro 40x40cm, della trave 35x60cm e 35x50cm e della trave di fondazione 50x80cm.

9.1 CALCOLO DELLE TRAVI

Il modello di calcolo schematizza la struttura con elementi monodimensionali. La parte di ogni asta che realmente è inclusa nell'elemento che converge nello stesso nodo, gode della rigidità di quest'ultimo; sono così stati definiti dei bracci rigidi (detti end offset) che simulano la presenza di altri elementi (pilastri o travi) concorrenti nel nodo che conferiscono rigidità alle parti di estremità.

La trave verrà dimensionata considerando tre sezioni caratteristiche: le due di estremità e quella di mezzeria. Mentre il momento flettente considerato è pari a quello di progetto, il taglio viene calcolato a partire dai momenti di plasticizzazione delle sezioni di estremità e sommandoci il contributo dovuto ai carichi gravitazionali.

La disposizione dei ferri, oltre a soddisfare le limitazioni della normativa, rispetta anche i requisiti di duttilità e le esigenze costruttive. Se da una parte si vuole ottimizzare l'uso dell'acciaio, dall'altra si cercherà di non frammentare eccessivamente l'armatura lungo la trave.

Per quanto riguarda il taglio la trave verrà suddivisa in tre parti. La sollecitazione avrà un andamento a farfalla; sarà necessaria un'armatura più fitta alle estremità per poi diminuire in prossimità della mezzeria. Per ragioni costruttive si preferisce mantenere una disposizione simmetrica delle staffe così da evitare errori in fase di disposizione dell'armatura in cantiere.

9.1.1 TRAVE PRINCIPALE 35X60

La trave rispetta le limitazioni geometriche della normativa (punto 7.4.6.1.1 - Travi).

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni massime dell'involuppo agli SLU:

$$M_{Ed} = 78.4 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 106 \text{ kN}$$

Le zone critiche si estendono, per CD"B", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

$$l_{zc,min} = 1 \cdot 60 = 60 \text{ cm}$$

Verifica a flessione

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo. I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni.

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale è necessario che vengano rispettate delle condizioni sui dettagli di armatura degli elementi.

In ogni sezione della trave il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti (punto 7.4.6.2.1 - Travi):

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Nel caso in esame, con una sezione di 35 x 60 cm ed un acciaio B450C, si ricava:

$$A_{s,min} = A_{i,min} = \frac{1,4}{f_{yk}} (b \cdot h) = \frac{1,4}{450} (350 \cdot 600) = 653,4 \text{ mm}^2$$

Si arma la trave con armatura simmetrica, 4 barre $\phi 16$ superiori ed inferiori.

$$A_s = A_i = 804,25 \text{ mm}^2 > 653,4 \text{ mm}^2$$

Essendo $\rho = \rho_{comp}$ risultano automaticamente rispettati anche:

- $\rho_{comp} \geq 0,5 \cdot \rho$ nelle zone critiche e comunque $\rho_{comp} \geq 0,25 \cdot \rho$
- $\rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$

Calcolo del momento resistente

Verifica C.A. S.L.U. - File: TR35x60

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Trave 35x60

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	35	60	1	8.04	7
			2	8.04	53

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	78.4	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Materiali

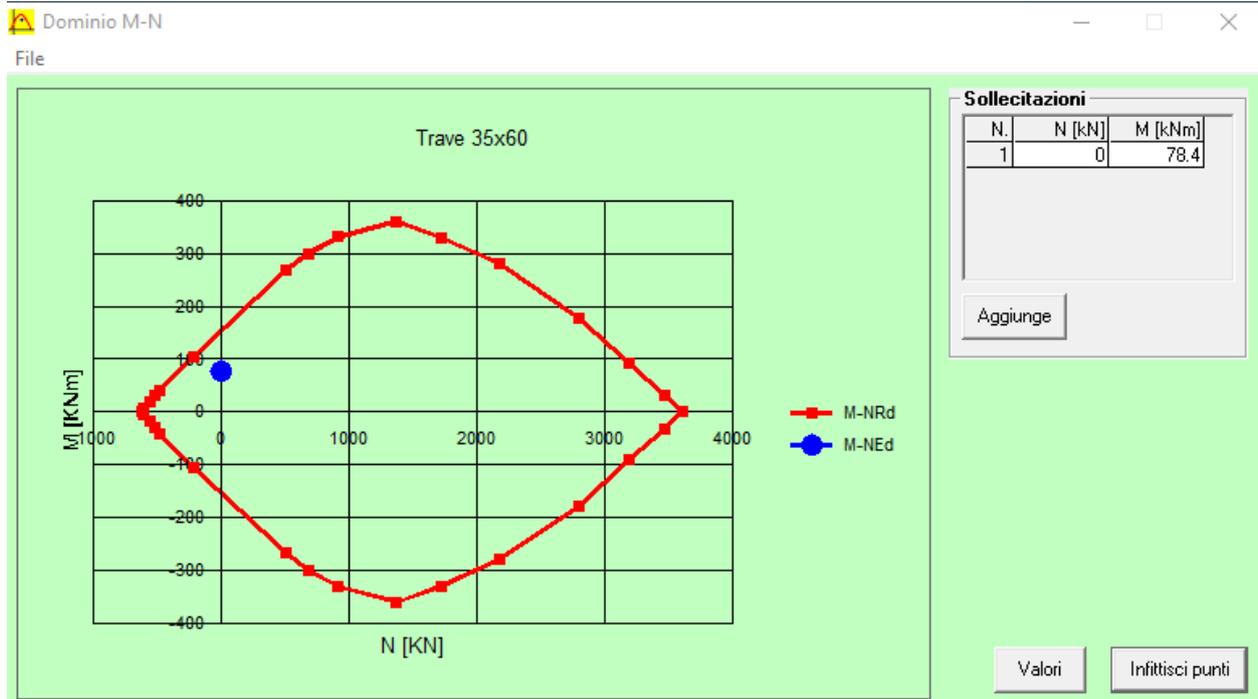
B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 156.3 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.97 ‰
d 53 cm
x 7.283 x/d 0.1374
 δ 0.7

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

Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

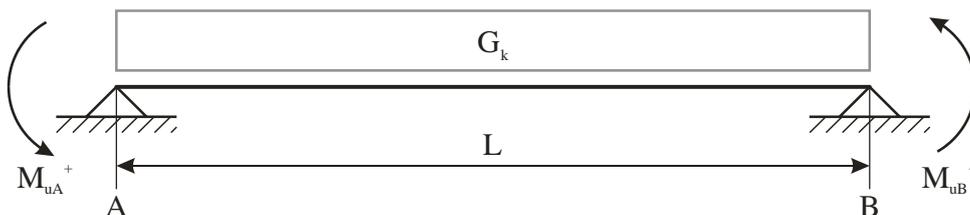
Verifica a taglio

Per le strutture in CD "B", al fine di escludere la formazione dei meccanismi di rottura fragili al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati per il fattore $\gamma_{Rd} = 1$.

I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte e considerando due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

Nel caso specifico risulta sufficiente un unico schema di calcolo:

- Schema di calcolo



Si è indicato con M_u^+ il momento resistente avente verso antiorario. I valori dei momenti resistenti delle sezioni di estremità sono:

$$M_{uA}^+ = 156,3 \text{ kNm}$$

$$M_{uB}^+ = 156,3 \text{ kNm}$$

Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

$$G_k = 25,62 + 9,10 = 34,72 \text{ kN/m}$$

Il taglio varia linearmente lungo la trave e i valori alle due estremità sono:

$$V_A = \gamma_{RD} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{L} + \frac{G_k L}{2} = 1 \cdot \frac{156,3 + 156,3}{4,45} + \frac{34,72 \cdot 4,45}{2} = 147,50 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{RD} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{L} - \frac{G_k L}{2} = 1 \cdot \frac{156,3 + 156,3}{4,45} - \frac{34,72 \cdot 4,45}{2} = -7,00 \text{ kN}$$

Il valore del taglio così calcolato risulta maggiore di quello dato dall'analisi e sarà quindi quello considerato per le verifiche:

$$V_{Ed} = 147,50 \text{ kN}$$

Per le strutture in CD "B", le verifiche a taglio e il calcolo delle armature trasversali si eseguono come per le situazioni non sismiche (**punto 4.1.2.1.3.2 – elementi con armature trasversali resistenti al taglio**).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq \tan \theta \leq 1$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \theta} \right) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \theta} \right) / \left(1 + \frac{1}{\tan^2 \theta} \right)$$

dove

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra le due armature;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a:

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 \leq \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}, V_{Rcd}\}$$

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale = 13 cm;
- 22,5 cm;
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche = 12cm;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali (barre $\phi 8$) = 19 cm.

Il passo minimo utilizzabile è 12 cm.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Nelle zone critiche di lunghezza pari a 60 cm si dispongono delle staffe a due bracci $\emptyset 8/10$ cm mentre nelle rimanenti parti delle staffe a due bracci $\emptyset 8/20$ cm

Staffe a due bracci Ø8/10 cm

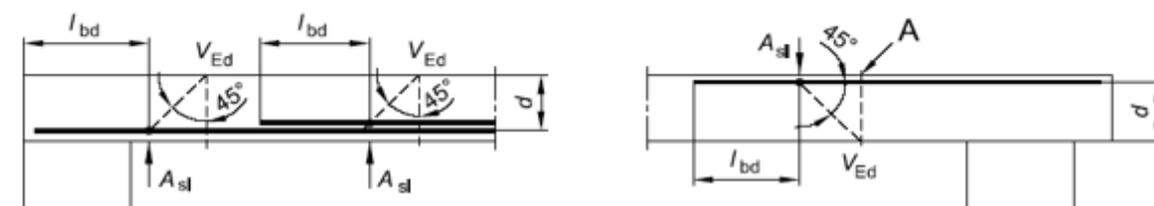
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	600	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	350	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	550	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	804	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[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}	147.5	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.60	[-]
		1.60	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.004178	[-]
		0.004178	[-]

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

Legenda

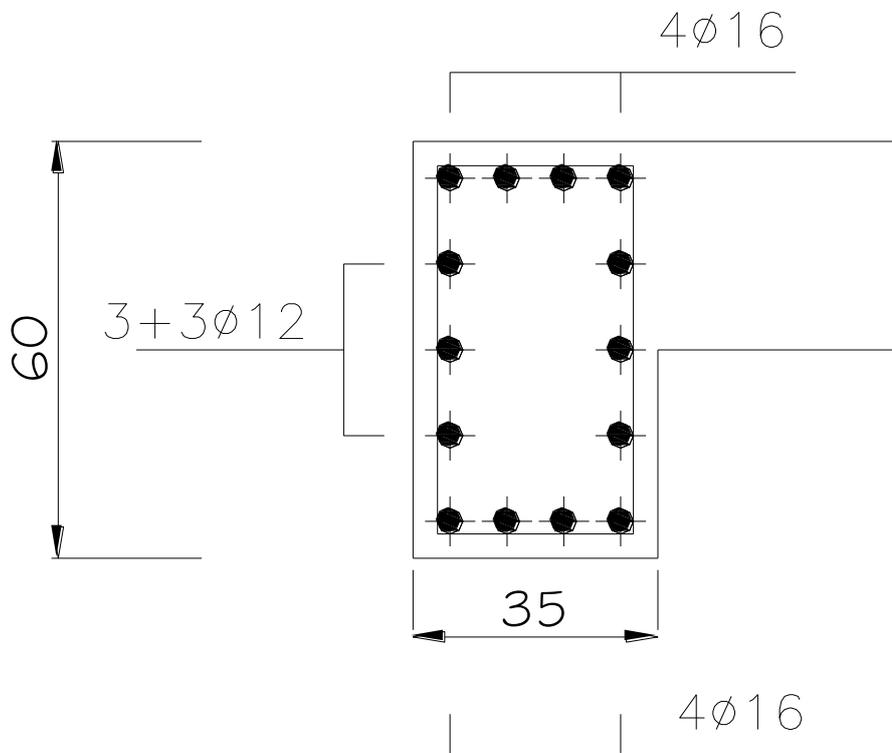
A Sezione considerata



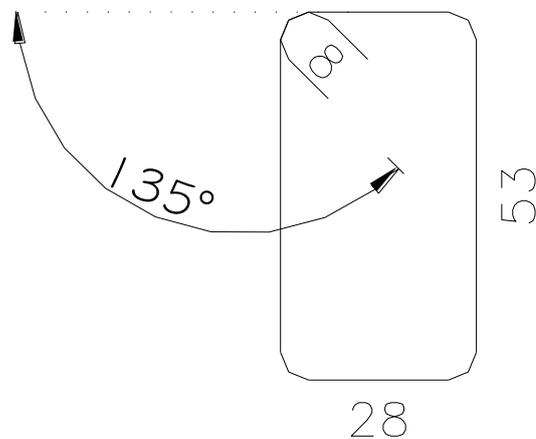
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	80.94	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	68.37	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo lesa	V_{Rd}	80.94	[kN]

§ 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	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	495	[mm]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	cot α	0.00	[-]
Seno di α	sin α	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	194.72	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	613.59	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	380.14	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	194.72	[kN]

La trave avrà quindi una sezione così armata:



ST.Ø8/10/20 L=185



Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

Ricordando che:

- il taglio massimo è pari a $V_{Ed} = 147,5$ kN;
- l'armatura longitudinale presente è composta da 4 barre $\varnothing 16$.

$$F_{trazione} = A_{(4\varnothing 16)} \cdot f_{yd} = 804 \text{ mm}^2 \cdot 391,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 314,6 \text{ kN}$$

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro. A favore di sicurezza si considera il valore di α_{bL} così calcolato:

$$\alpha_{bL} = \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} = \frac{7,5 \cdot 2,56}{1 \cdot 391,3} = 0,049$$

$$\text{barre } \varnothing 16 \Rightarrow 16 \text{ mm} < \alpha_{bL} \cdot H_p = 0,049 \cdot 400 = 19,6 \text{ mm}$$

9.1.2 TRAVE SECONDARIA 35X50

La trave rispetta le limitazioni geometriche della normativa (punto 7.4.6.1.1 - Travi).

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni massime dell'involuppo agli SLU:

$$M_{Ed} = 50.2 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 63.2 \text{ kN}$$

Le zone critiche si estendono, per CD"B", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 volta l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

$$l_{zc,min} = 1 \cdot 50 = 50 \text{ cm}$$

Verifica a flessione

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo. I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale

della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni.

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale è necessario che vengano rispettate delle condizioni sui dettagli di armatura degli elementi.

In ogni sezione della trave il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti (punto 7.4.6.2.1 - Travi):

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Nel caso in esame, con una sezione di 35 x 50 cm ed un acciaio B450C, si ricava:

$$A_{s,min} = A_{i,min} = \frac{1,4}{f_{yk}} (b \cdot h) = \frac{1,4}{450} (350 \cdot 500) = 544,45 \text{ mm}^2$$

Si arma la trave con armatura simmetrica, 3 barre $\phi 16$ superiori ed inferiori.

$$A_s = A_i = 603,2 \text{ mm}^2 > 544,45 \text{ mm}^2$$

Essendo $\rho = \rho_{comp}$ risultano automaticamente rispettati anche:

- $\rho_{comp} \geq 0,5 \cdot \rho$ nelle zone critiche e comunque $\rho_{comp} \geq 0,25 \cdot \rho$
- $\rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$

Calcolo del momento resistente

Verifica C.A. S.L.U. - File: TR35x50

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Trave 35x50

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	35	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.03	7
2	6.03	43

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="50.2"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="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

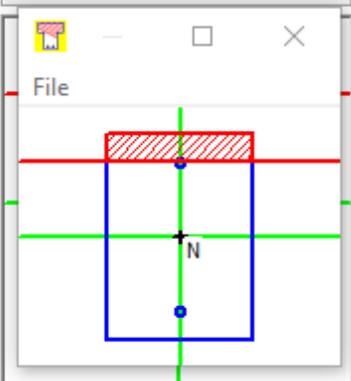
Materiali
 B450C C25/30

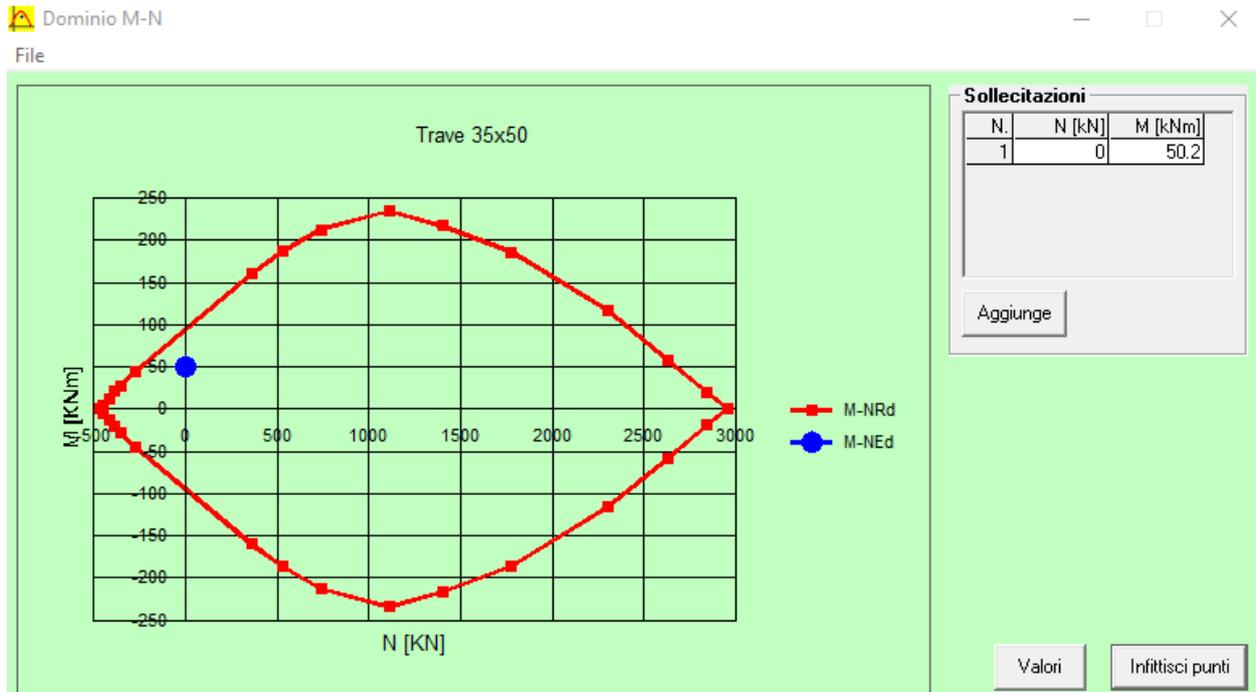
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/>
E_s	<input type="text" value="200 000"/> N/mm ²	f_{cd}	<input type="text" value="14.17"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	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="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} 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
 L_o cm Col. modello
 Precompresso





La verifica risulta soddisfatta.

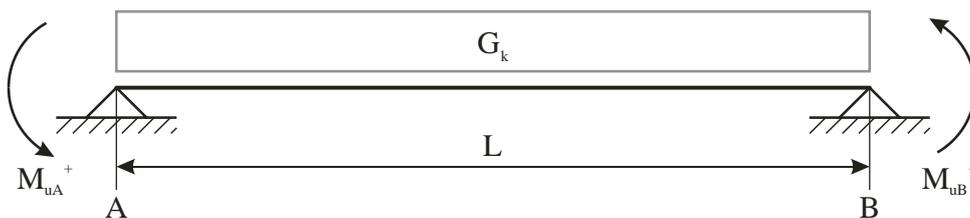
Verifica a taglio

Per le strutture in CD "B", al fine di escludere la formazione dei meccanismi di rottura fragili al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati per il fattore $\gamma_{Rd} = 1$.

I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte e considerando due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

Nel caso specifico risulta sufficiente un unico schema di calcolo:

- Schema di calcolo



Si è indicato con M_u^+ il momento resistente avente verso antiorario. I valori dei momenti resistenti delle sezioni di estremità sono:

$$M_{uA}^+ = 96 \text{ kNm}$$

$$M_{uB}^+ = 96 \text{ kNm}$$

Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

$$G_k = 5 \text{ kN/m}$$

Il taglio varia linearmente lungo la trave e i valori alle due estremità sono:

$$V_A = \gamma_{RD} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{L} + \frac{G_k L}{2} = 1 \cdot \frac{96 + 96}{3,50} + \frac{5 \cdot 3,50}{2} = 63,6 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{RD} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{L} - \frac{G_k L}{2} = 1 \cdot \frac{96 + 96}{3,50} - \frac{5 \cdot 3,50}{2} = 46,1 \text{ kN}$$

Il valore del taglio così calcolato risulta maggiore di quello dato dall'analisi e sarà quindi quello considerato per le verifiche:

$$V_{Ed} = 63,6 \text{ kN}$$

Per le strutture in CD "B", le verifiche a taglio e il calcolo delle armature trasversali si eseguono come per le situazioni non sismiche (**punto 4.1.2.1.3.2 – elementi con armature trasversali resistenti al taglio**).

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale = 11 cm;
- 22,5 cm;
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche = 12cm;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali (barre $\phi 8$) = 19 cm.

Il passo minimo utilizzabile è 11 cm.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Nelle zone critiche di lunghezza pari a 50 cm si dispongono delle staffe a due bracci $\phi 8/10$ cm mentre nelle rimanenti parti delle staffe a due bracci $\phi 8/20$ cm

Staffe a due bracci Ø8/10 cm.

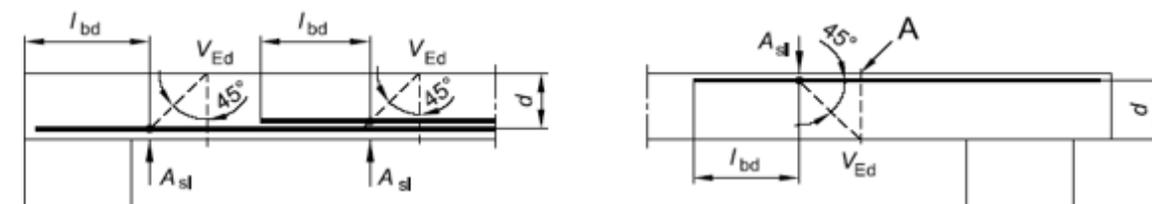
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	350	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	450	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	3	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	603	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	3	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	603	[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}	63.6	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.67	[-]
		1.67	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.00383	[-]
		0.00383	[-]

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

Legenda

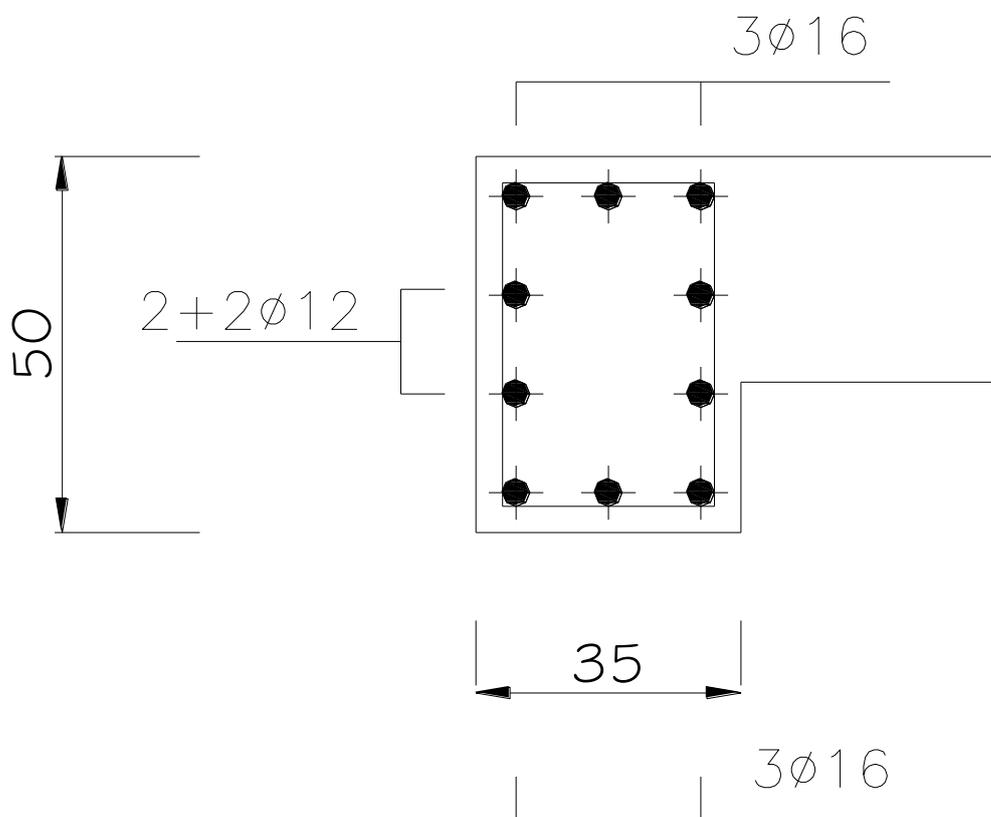
A Sezione considerata



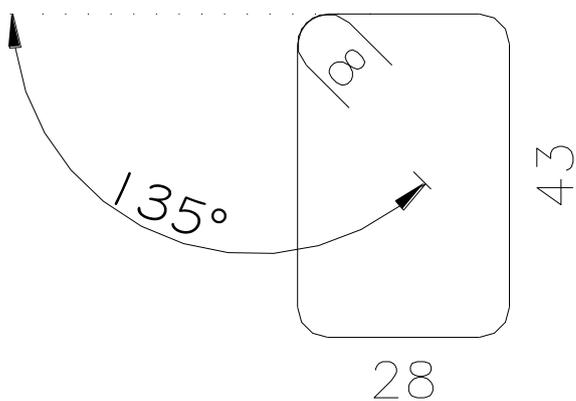
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	66.89	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	59.31	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	66.89	[kN]

§ 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	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	405	[mm]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	cot α	0.00	[-]
Seno di α	sin α	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	159.32	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	502.03	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	380.14	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	159.32	[kN]

La trave avrà quindi una sezione così armata:



ST.∅8/10/20 L=165



Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

Ricordando che:

- il taglio massimo è pari a $V_{Ed} = 63,6$ kN;
- l'armatura longitudinale presente è composta da 3 barre $\emptyset 16$.

$$F_{trazione} = A_{(3\emptyset 16)} \cdot f_{yd} = 603 \text{ mm}^2 \cdot 391,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 235,9 \text{ kN}$$

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro. A favore di sicurezza si considera il valore di α_{bL} così calcolato:

$$\alpha_{bL} = \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} = \frac{7,5 \cdot 2,56}{1 \cdot 391,3} = 0,049$$

$$\text{barre } \emptyset 16 \Rightarrow 16 \text{ mm} < \alpha_{bL} \cdot H_p = 0,049 \cdot 400 = 19,6 \text{ mm}$$

9.2 CALCOLO DEI PILASTRI

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

dove

$\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B";

$M_{c,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Nel caso specifico, avendo una struttura ad un solo piano, ci si trova sempre negli ultimi due casi:

1. sezione di base dei pilastri del piano terreno;
2. sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{c,Rd}^s$ ed inferiore $M_{c,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{c,Rd}^s + M_{c,Rd}^i}{l_p}$$

nella quale l_p è la lunghezza del pilastro.

9.2.1 PILASTRO 40X40

Il pilastro rispetta le limitazioni geometriche della normativa (punto 7.4.6.1.2 - Pilastri).

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni massime dell'involuppo agli SLU:

$$M_{Ed,x} = 27.95 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = 19.18 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 11.24 \text{ kN}$$

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

$$l_{zc,min} = \max\{40\text{cm}; 46\text{cm}; 45\text{cm}\} = 46 \text{ cm}$$

Verifica a pressoflessione deviata

Il progetto del pilastro viene eseguito considerando una sollecitazione di pressoflessione deviata, in quanto, per effetto della combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali X e Y, sono presenti in ogni sezione sia M_x che M_y .

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento dei pilastri, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni; mentre lo sforzo normale, conservativamente, è considerato nullo.

La verifica consiste nel valutare, per ciascuna sezione del pilastro, se il punto rappresentativo dello stato di sollecitazione (di coordinate M_x, M_y) è interno oppure meno al dominio di resistenza.

Verifica C.A. S.L.U. - File: pil40x40

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : pilastro 40x40

N* Vertici **Zoom** **N* barre** **Zoom**

N*	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	40
3	40	40
4	40	0

N*	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	5	5
2	2.01	15	5
3	2.01	25	5
4	2.01	35	5
5	2.01	5	35
6	2.01	15	35

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M_{xEd}	<input type="text" value="27.95"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M_{yEd}	<input type="text" value="19.18"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] x_N y_N

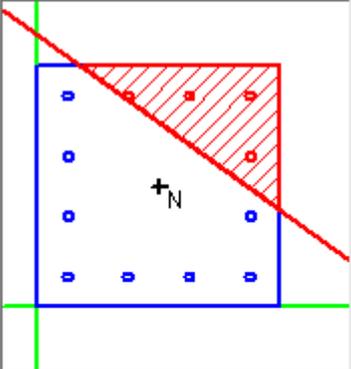
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

 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}	<input type="text" value="113.7"/> kN m
M_{yRd}	<input type="text" value="83.87"/> kN m
σ_c	<input type="text" value="-14.17"/> N/mm ²
σ_s	<input type="text" value="391.3"/> N/mm ²
ϵ_c	<input type="text" value="3.5"/> ‰
ϵ_s	<input type="text" value="5.338"/> ‰
d	<input type="text" value="48.89"/> cm
x	<input type="text" value="19.36"/> x/d <input type="text" value="0.396"/>
δ	<input type="text" value="0.935"/>

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



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

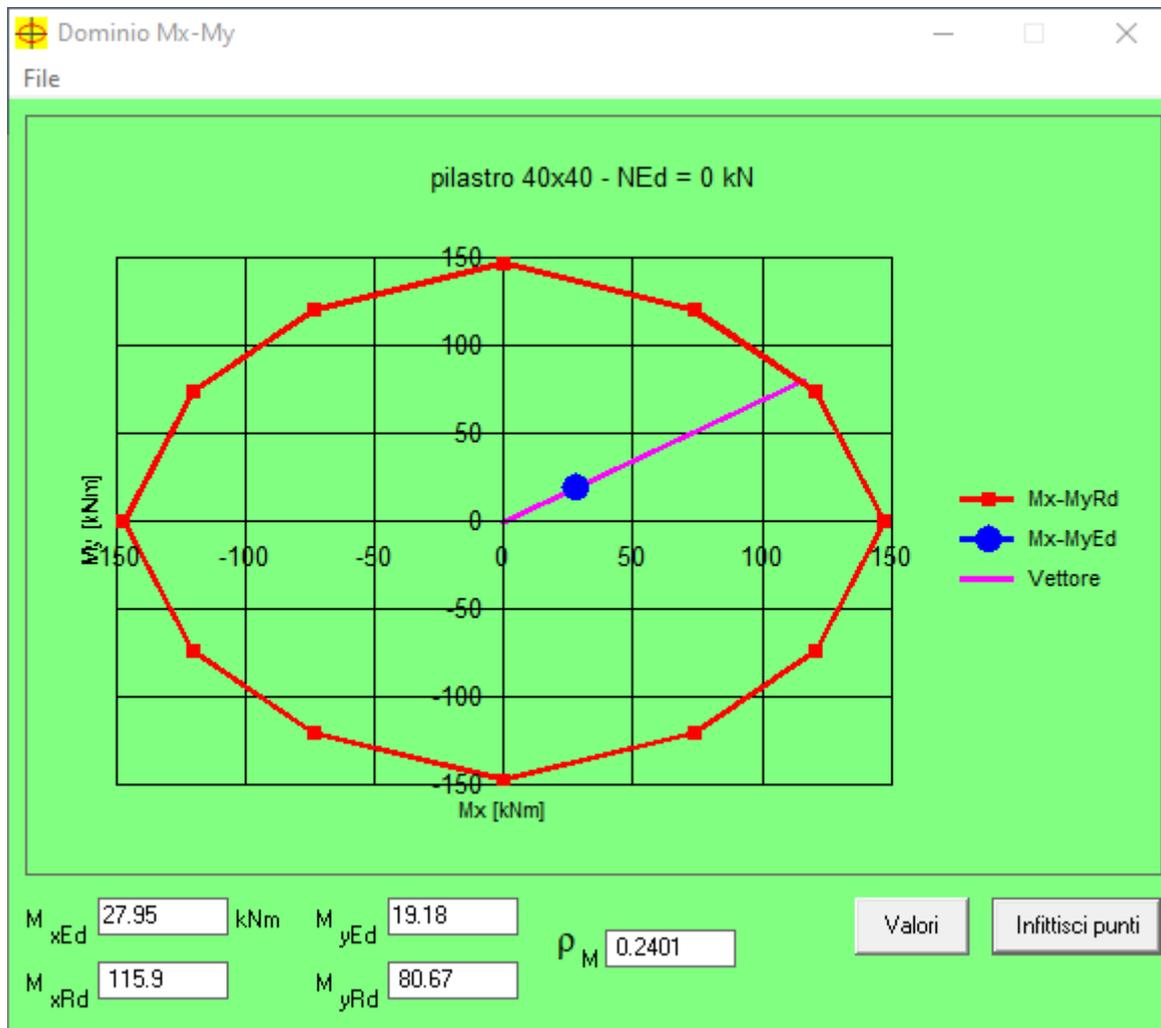
Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

Precompresso



Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale è necessario che vengano rispettate delle condizioni sui dettagli di armatura degli elementi. Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

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

$$A_{s,min} = 40 \cdot 40 \cdot 0,01 = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 40 \cdot 40 \cdot 0,04 = 64 \text{ cm}^2$$

$$A_s(12\emptyset 16) = 12 \cdot 2,01 = 24,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} < A_s(12\emptyset 16) < A_{s,max}$$

Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{c,Rd}^s$ ed inferiore $M_{c,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{c,Rd}^s + M_{c,Rd}^i}{l_p} = 1,1 \cdot \frac{113,7 + 113,7}{2,75} = 91 \text{ kN}$$

nella quale l'interasse tra le due cerniere plastiche nel pilastro l_p , è definito dalla seguente espressione

$$l_p = H - \frac{h_t}{2} = 3,05 - \frac{0,6}{2} = 2,75 \text{ m}$$

dove

$H = 3,05 \text{ m}$ è l'altezza d'interpiano

$h_t = 0,60 \text{ m}$ è l'altezza della sezione trasversale della trave

Il valore del taglio così calcolato risulta maggiore di quello dato dall'analisi e sarà quindi quello considerato per le verifiche:

$$V_{Ed} = 91 \text{ kN}$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rsd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \theta} \right) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \left(\frac{1}{\tan \alpha} + \frac{1}{\tan \theta} \right) / \left(1 + \frac{1}{\tan^2 \theta} \right)$$

dove

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra le due armature;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorativo.

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}, V_{Rcd}\}$$

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD" B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- $\frac{1}{2}$ del lato minore della sezione trasversale = 20 cm;
- 17,5 cm;
- 8 volte il diametro delle barre longitudinali (barre $\varnothing 16$) che collegano = 12,8 cm.

Il passo minimo utilizzabile è 12 cm.

Nelle zone critiche di lunghezza pari a 50 cm si dispongono delle staffe a quattro bracci $\varnothing 8/10$ cm mentre nelle rimanenti parti delle staffe a quattro bracci $\varnothing 8/20$ cm.

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq 0,08 \cdot \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

$$\frac{201}{100} = 2,01 \text{ mm} \geq 0,08 \cdot \frac{14,17 \cdot 340}{391,3} = 0,985 \text{ mm}$$

staffe a quattro bracci $\varnothing 8/10$ cm

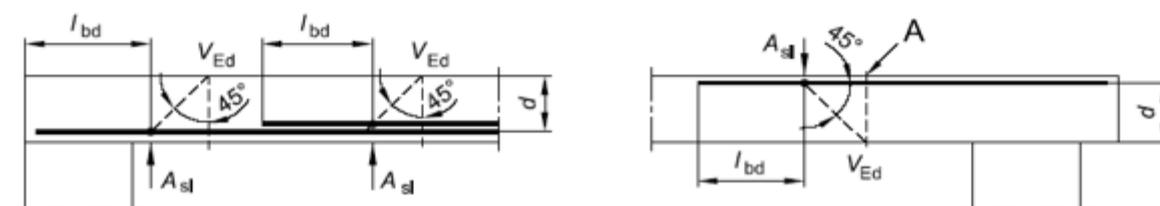
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	350	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	804	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[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}	91	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.76	[-]
		1.76	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0.005745	[-]
		0.005745	[-]

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

Legenda

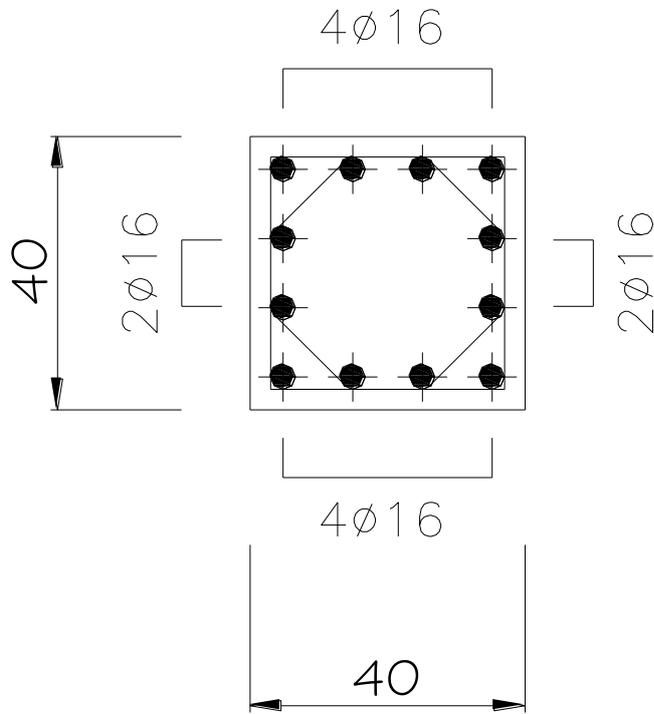
A Sezione considerata



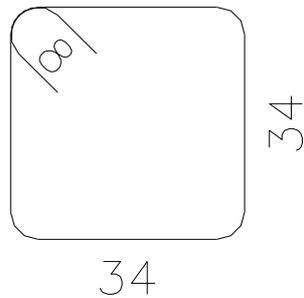
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	71.71	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	57.01	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	71.71	[kN]

§ 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	4	[-]
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}	201	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	315	[mm]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
		1.00	[-]
Cotangente di α	cot α	0.00	[-]
Seno di α	sin α	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	247.83	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	7.08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	446.25	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	434.44	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	247.83	[kN]

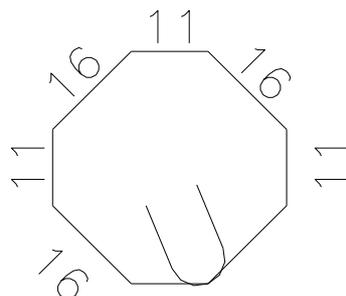
Il pilastro avrà quindi una sezione così armata:



ST.∅8/10/20 L=155



ST.∅8/10/20 L=130



9.3 NODO TRAVE-PILASTRO

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi in esso concorrenti. In accordo con i principi del capacity design, la resistenza del nodo deve essere tale da evitare la rottura nel nodo prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti.

Si parla di nodi interamente confinati quando in ognuno delle quattro facce si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando:

- Su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i $\frac{3}{4}$ la larghezza del pilastro;
- Su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i $\frac{3}{4}$ dell'altezza.

Tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente sono detti nodi non interamente confinati.

Si passa ora a valutare i limiti d'armatura prescritti da normativa.

Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Dove n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe, e \bar{b}_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- Se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora \bar{b}_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- Se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella b_c del pilastro, allora \bar{b}_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

Nel caso in esame si ha sempre il caso di travi di base pari a 35 cm che si intersecano con pilastri di sezione 40x40cm, si ha:

$$b_w < b_c \Rightarrow \bar{b}_j = \min \left\{ 40; 35 + \frac{40}{2} = 55 \right\} = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{4 \cdot 0,5}{10 \cdot 40} = 5 \cdot 10^{-3} > 0,05 \cdot \frac{25}{450} = 2,8 \cdot 10^{-3}$$

La verifica risulta soddisfatta, si confermano anche nella zona nodale le stesse staffe utilizzate per la zona critica del pilastro.

9.4 CALCOLO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE

Seguendo i principi del capacity design, le fondazioni devono resistere integre fino alla formazione di tutte le altre cerniere plastiche. Dovranno perciò essere dimensionate solo dopo aver definito le armature per tutta la sovrastruttura.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B".

Non è richiesto un comportamento duttile ma deve restare in campo elastico. Le azioni considerate sono le sollecitazioni alla base dei pilastri che derivano dalla combinazione sismica, così cambiati:

$$N_{Ed} = \begin{cases} N_{max} & \text{se pilastri esterni} \\ \frac{N_{max}}{2} & \text{se pilastri interni} \end{cases}$$

$$V_{Ed} = V_{max} \cdot \gamma_{Rd}$$

$$M_{Ed} = M_{max} \cdot \gamma_{Rd}$$

Si adotta un modello frame su molle.

La costante di sottofondo o coefficiente di Winkler è pari a:

$$K_w = 1 \frac{kg}{cm^3} = 10000 \frac{kN}{m^3}$$

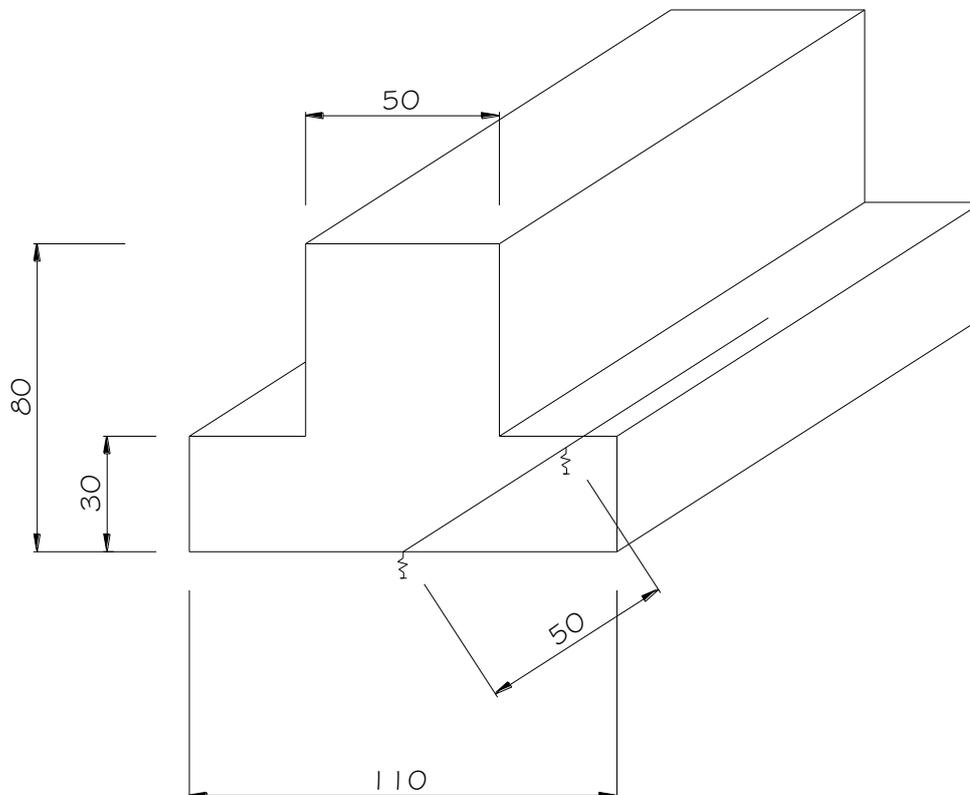
Si adottano delle molle ad interasse di 0,5 m ed una base della sezione pari a 1,1 m calcolata ipotizzando una diffusione a 45°.

$$i_{molla} = 0,5m$$

$$B = 50 + 30 \cdot 2 = 110 \text{ cm} = 1,1 \text{ m}$$

Sulla base di questo si calcola la rigidezza della singola molla:

$$K_{molla} = K_w \cdot B \cdot i_{molla} = 5500 \frac{kN}{m}$$



Le uniche limitazioni riguardano la percentuale d'armatura longitudinale presente nell'elemento che non dovrà essere inferiore allo 0,2% sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

L'intero edificio poggia su un reticolo di travi rovesce: si considera per l'analisi delle sollecitazioni che ogni trave lavori unicamente per i momenti che agiscono lungo il loro asse, e per le sollecitazioni di taglio perpendicolari all'asse stessa.

Si sono studiate le quattro travi di fondazione in entrambe le direzioni pervenendo alle sollecitazioni massime con le quali armare tutte le travi.

$$V_{Ed} = 130 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 137.34 \text{ kNm}$$

Verifica a flessione

Si considerano come armatura longitudinale 4 barre $\phi 16$ superiori ed inferiori.

Verifica C.A. S.L.U. - File: TR50x80

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Trave 50x80

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8.04	7
2	8.04	73

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="137.34"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="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

Materiali

B450C	C25/30
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="14.17"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	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="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.6"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

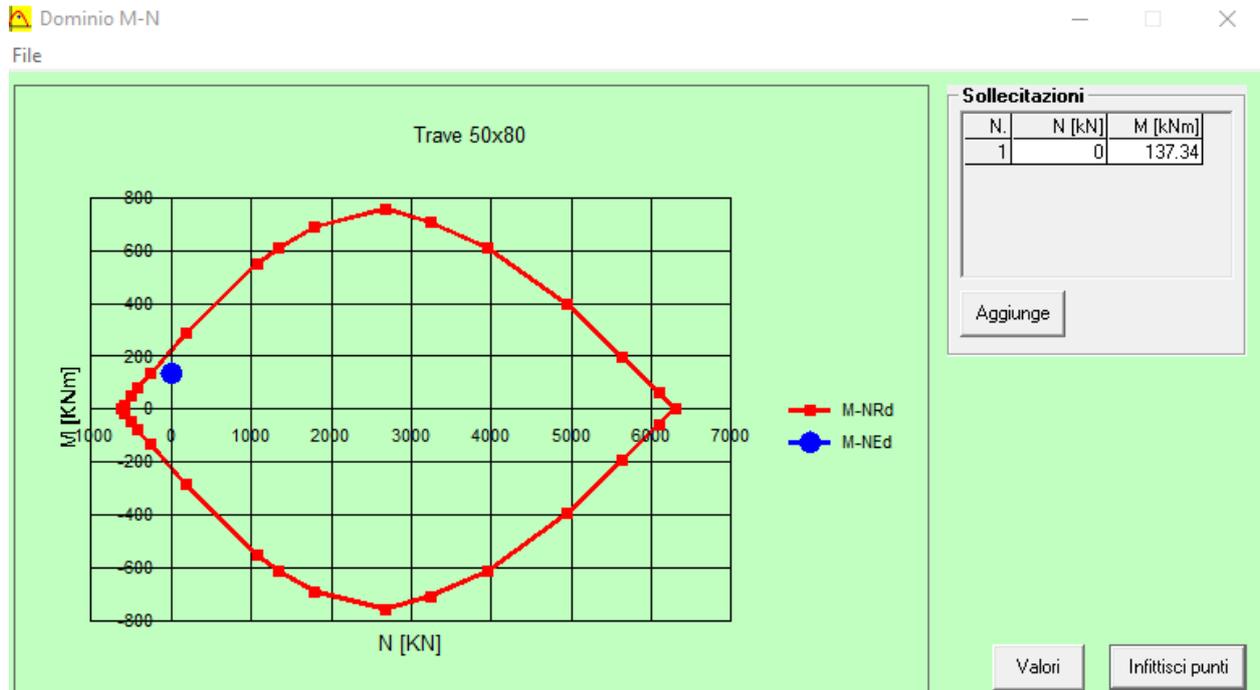
δ

N° rett.

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ cm **Col. modello**

Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

Si verifica ora se la percentuale d'armatura longitudinale presente nell'elemento rispetti la condizione:

$$A_{(4\phi 16)} \geq 0,2\% A_{cls}$$

$$A_{(4\phi 16)} = 8,04 \text{ cm}^2; A_{cls} = 50 \cdot 80 = 4000 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{(4\phi 16)} = 0,201\% A_{cls} > 0,2\% A_{cls}$$

Verifiche a taglio

Considerando il fatto che l'elemento strutturale deve rimanere in campo elastico, le verifiche a taglio e il calcolo delle armature trasversali si eseguono come per le situazioni non sismiche (**punto 4.1.2.1.3.2 – elementi con armature trasversali resistenti al taglio**).

Si considerano staffe a quattro bracci $\varnothing 8/25$ cm.

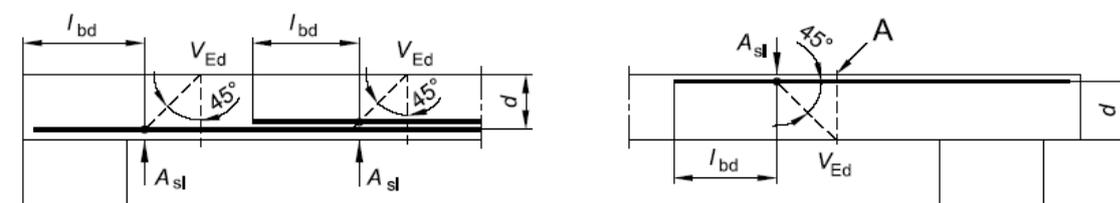
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	500	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	750	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	804	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804	[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}	130 [kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si [-]
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	0.0021447 [-]
		0.0021447 [-]

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

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	119.43 [kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	122.54 [kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	122.54 [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	4 [-]
Passo delle staffe	s	250 [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}	201 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	675 [mm]
Cotangente di θ	cot θ	1.00 [-]
		1.00 [-]
Cotangente di α	cot α	0.00 [-]
Seno di α	sin α	1.00 [-]

Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	212.43 [kN]
---	-----------------------------	--------------------

Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.08 [MPa]
--	-----------	------------

Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1195.31 [kN]
--	-----------------------------	---------------------

Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	1357.64 [mm ²]
---	--------------	----------------------------

Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	212.43 [kN]
---	----------------------------	--------------------

§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE		
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1328.13 [kN]

10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

Nel caso specifico si eseguono le verifiche a fessurazione e quelle degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali.

Gli elementi strutturali, oggetto delle verifiche, sono gli stessi presi in considerazione per le verifiche allo SLU.

10.1 VERIFICA DI FESSURAZIONE

Si prende in considerazione il seguente stato limite di fessurazione: stato limite di apertura delle fessure.

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Stato Limite	w_d	w (mm)
ordinarie	frequente	AP.FESSURE	$\leq w_3$	0,4
ordinarie	quasi permanente	AP.FESSURE	$\leq w_2$	0,3

Dove:

$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta s_{max}$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure;

w = valore limite di apertura delle fessure.

10.1.1 VERIFICA PER LA COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

$$F_d = \sum_{i \geq 1} G_{ki} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Si procede nel seguito alle verifiche: in particolare si farà riferimento alla trave 35x60cm e 35x50cm, al pilastro 40x40cm e alla trave di fondazione 50x80cm.

Trave 35x60

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	51.1 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	350 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	550 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	804 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	145.80 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2443250540 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.05 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	126.80 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	51.1 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	145.80 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	126.80 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	43750 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01838 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000322 [-] 0.000380 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	290.76 [mm] 290.76 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1106 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

Trave 35x50

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	30.1 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	350 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	450 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	603 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	603 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	117.19 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1230768416 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.87 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	122.09 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	30.1 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	117.19 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	122.09 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	43750 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01379 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000206 [-] 0.000366 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	340.09 [mm] 340.09 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1246 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	16.1 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	350 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	804 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	106.31 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	914852926.8 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1.87 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	64.33 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	16.1 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	106.31 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	64.33 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	97.895986 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	39158.3944 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02054 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000039 [-] 0.000193 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	275.24 [mm] 275.24 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0531 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

Trave di fondazione 50x80

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	88.9 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	800 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	500 [-]
Copriferro	d'	50 [-]
Altezza utile della sezione	d'	750 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	804 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	154.06 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	5024416773 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.73 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	158.16 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	88.9 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	154.06 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	158.16 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	62500 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01287 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000360 [-] 0.000474 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	354.18 [mm] 354.18 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1681 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

10.1.2 VERIFICA PER LA COMBINAZIONE FREQUENTE

$$F_d = \sum_{i \geq 1} G_{ki} + \gamma_{11} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Si procede nel seguito alle verifiche: in particolare si farà riferimento alla trave 35x60cm e 35x50cm, al pilastro 40x40cm e alla trave di fondazione 50x80cm.

Trave 35x60

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	52.7 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	600 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	350 [-]
Copriferro	d'	50 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	550 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	804 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	145.80 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2443250540 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.14 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	130.78 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	52.7 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	145.80 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	130.78 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	43750 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.01838 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000342 [-] 0.000392 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	290.76 [mm] 290.76 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1141 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4 [mm]

Trave 35x50

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	28.3 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	350 [-]
Copriferro	d'	50 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	450 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	603 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	603 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	117.19 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1230768416 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.69 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	114.79 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	28.3 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	117.19 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	114.79 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	43750 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.01379 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000169 [-] 0.000344 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	340.09 [mm] 340.09 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1171 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4 [mm]

Pilastro 40x40

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	17.5 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	400 [-]
Copriferro	d'	50 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	350 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	804 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	804 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	106.31 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	914852926.8 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.03 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	69.92 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	17.5 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	106.31 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	69.92 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	97.895986 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	39158.3944 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.02054 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000067 [-] 0.000210 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	275.24 [mm] 275.24 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.0577 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4 [mm]

Trave di fondazione 50x80

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	92.3 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	800 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	500 [-]
Copriferro	d'	50 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	750 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	804 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	804 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	154.06 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	5024416773 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.83 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	164.21 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	92.3 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	154.06 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	164.21 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	62500 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.01287 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000390 [-] 0.000493 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	354.18 [mm] 354.18 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1745 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4 [mm]

10.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

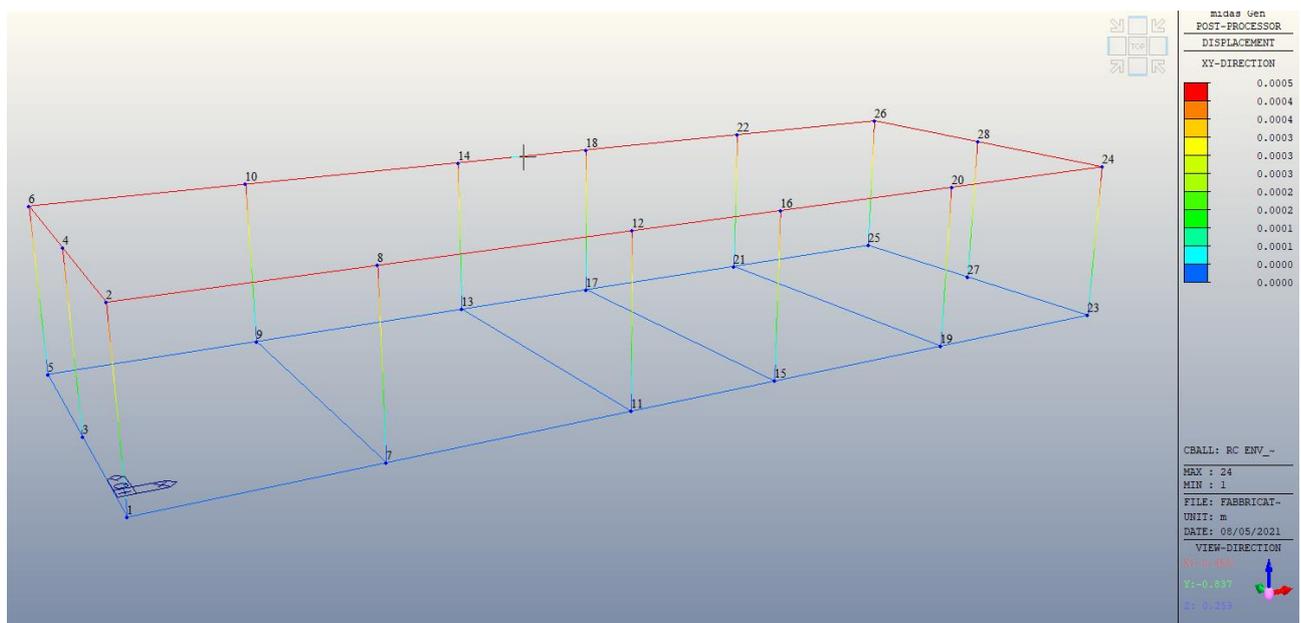
Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti.

Nel caso di studio per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa si ha come limite:

$$d_r < \frac{2}{3} \cdot 0,005 \cdot h$$

Dove:

- d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore;
- h è l'altezza del piano.



Involuppo spostamenti di interpiano

Tabella 2 spostamenti

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
RMC, Not Used, Cd=1, Ie=1.5, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.0033 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!														
gLCB1	1F	3.20	1.00	0.0033	27	0.0000	0.0000	0.0000	OK	0.0000	0.0000	2.4393	0.0000	OK
gLCB2	1F	3.20	1.00	0.0033	27	0.0000	0.0000	0.0000	OK	0.0000	0.0000	2.6200	0.0000	OK
gLCB3	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0954	0.0001	OK
gLCB4	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0942	0.0001	OK
gLCB5	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0218	0.0001	OK
gLCB6	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0228	0.0001	OK
gLCB7	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0860	0.0001	OK
gLCB8	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0825	0.0001	OK
gLCB9	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0676	0.0001	OK
gLCB10	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0641	0.0001	OK
gLCB11	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0953	0.0000	OK

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
gLCB12	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0001	0.0001	0.0001	OK	0.0001	0.0001	1.0941	0.0001	OK
gLCB13	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0001	0.0001	0.0001	OK	0.0001	0.0001	1.0218	0.0001	OK
gLCB14	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0001	0.0001	0.0001	OK	0.0001	0.0001	1.0229	0.0001	OK
gLCB15	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0860	0.0002	OK
gLCB16	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0825	0.0002	OK
gLCB17	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0676	0.0002	OK
gLCB18	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0641	0.0002	OK
gLCB19	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0270	0.0002	OK
gLCB20	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0259	0.0002	OK
gLCB21	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0901	0.0002	OK
gLCB22	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0913	0.0002	OK
gLCB23	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0689	0.0004	OK
gLCB24	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0654	0.0004	OK
gLCB25	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0846	0.0004	OK

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
gLCB26	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0811	0.0001	OK
gLCB27	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0270	0.0000	OK
gLCB28	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0260	0.0000	OK
gLCB29	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0900	0.0000	OK
gLCB30	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0912	0.0000	OK
gLCB31	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0690	0.0000	OK
gLCB32	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0654	0.0000	OK
gLCB33	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0846	0.0000	OK
gLCB34	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0811	0.0000	OK
gLCB35	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0955	0.0001	OK
gLCB36	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0943	0.0001	OK
gLCB37	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0218	0.0001	OK
gLCB38	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0229	0.0001	OK
gLCB39	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0860	0.0001	OK

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
gLCB40	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0825	0.0001	OK
gLCB41	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0676	0.0001	OK
gLCB42	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0641	0.0001	OK
gLCB43	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0957	0.0000	OK
gLCB44	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0945	0.0000	OK
gLCB45	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0219	0.0000	OK
gLCB46	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0230	0.0000	OK
gLCB47	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0860	0.0000	OK
gLCB48	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0825	0.0000	OK
gLCB49	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0676	0.0000	OK
gLCB50	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0641	0.0000	OK
gLCB51	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0271	0.0001	OK
gLCB52	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0260	0.0001	OK
gLCB53	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0903	0.0001	OK

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
gLCB54	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0915	0.0001	OK
gLCB55	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0689	0.0001	OK
gLCB56	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0654	0.0001	OK
gLCB57	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0846	0.0001	OK
gLCB58	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0004	0.0004	0.0001	OK	0.0004	0.0004	1.0811	0.0001	OK
gLCB59	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0272	0.0000	OK
gLCB60	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0261	0.0000	OK
gLCB61	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0904	0.0000	OK
gLCB62	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	1.0916	0.0000	OK
gLCB63	1F	3.20	1.00	0.0033	23	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0689	0.0000	OK
gLCB64	1F	3.20	1.00	0.0033	5	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0654	0.0000	OK
gLCB65	1F	3.20	1.00	0.0033	25	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0846	0.0000	OK
gLCB66	1F	3.20	1.00	0.0033	1	0.0002	0.0002	0.0001	OK	0.0002	0.0002	1.0811	0.0000	OK
gLCB67	1F	3.20	1.00	0.0033	27	0.0000	0.0000	0.0000	OK	0.0000	0.0000	2.7363	0.0000	OK

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
gLCB68	1F	3.20	1.00	0.0033	27	0.0000	0.0000	0.0000	OK	0.0000	0.0000	2.9158	0.0000	OK
gLCB69	1F	3.20	1.00	0.0033	27	0.0000	0.0000	0.0000	OK	0.0000	0.0000	4.8942	0.0000	OK
gLCB70	1F	3.20	1.00	0.0033	27	0.0000	0.0000	0.0000	OK	0.0000	0.0000	6.6372	0.0000	OK
gLCB71	1F	3.20	1.00	0.0033	27	0.0000	0.0000	0.0000	OK	0.0000	0.0000	6.6372	0.0000	OK

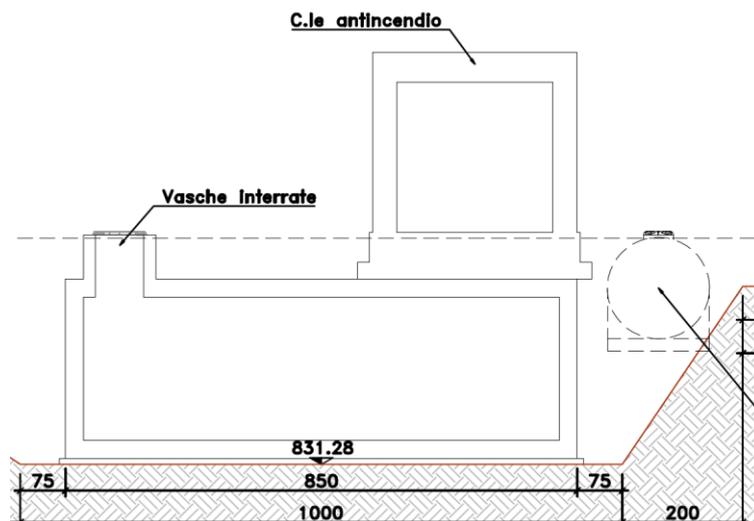
La verifica risulta soddisfatta.

11 VERIFICHE VASCA INTERRATA IN .C.A.

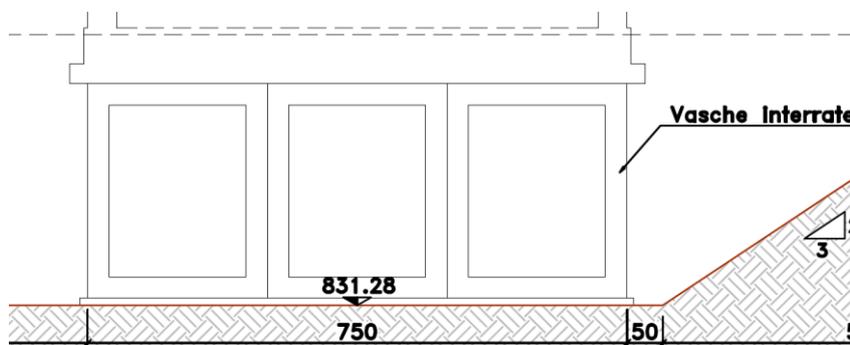
11.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

In prossimità dell'edificio in c.a. sono presenti n°3 vasche interrato realizzate in conglomerato cementizio armato. Le tre strutture sono di dimensioni identiche e risultano disposte affiancate e in parte sono ricoperte da terreno e in parte dall' edificio tecnologico minore.

Le vasche sono delle strutture scatolari chiuse con dimensioni in pianta esterne pari a 8.50x2.50m e altezza di 3.00m. Gli spessori delle pareti laterali, della parete di fondo e della soletta superiore sono pari a 30cm.



Sezione longitudinale vasca



Sezione trasversale vasca

11.2 RELAZIONE GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

Per la redazione del presente rapporto si fa riferimento alla "Relazione geologica" e alla "Relazione geotecnica emesse in data novembre 2020 ed allegate alla presente.

Si riporta un estratto di tale documento.

6.3. Modello geotecnico

Nella tabella seguente si riporta la caratterizzazione geotecnica ricavata dall'insieme dei dati commentati in precedenza. I valori della tabella vanno intesi come "valori caratteristici" ai sensi del DM14/1/2008.

Tabella 2 – Caratteristiche geotecniche delle Unità

Unità	Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	E (MPa)
DT	Detrito a grana grossa e blocchi	19÷20	0	35÷38	50÷100 100÷200
K	Formazione del substrato alterato	22÷23	50	45	400÷500

6.4. Modello sismico

Come indicato nella Relazione Geologica, i terreni interessati dalle opere si possono classificare nella **categoria B**, caratterizzati cioè da V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Per tutti i siti la **categoria topografica** ricade nella classe **T1**.

Con questi dati potranno ricavarsi i vari spettri sismici di progetto a seconda delle varie condizioni progettuali e delle tipologie di opere.

La falda è a quota non influente dalla quota di progetto finale del terreno.

La fondazione della vasca appoggia su ghiaia-sabbiosa; la costante di Winkler, non riportata all'interno della relazione geologica, è stata considerata cautelativamente pari a 100000 kN/m³.

11.3 ANALISI DEI CARICHI

11.3.1 AZIONI PERMANENTI

Pesi propri (G1)

I pesi propri delle strutture portanti in c.a. sono computati direttamente dal programma di calcolo.

Il peso di volume considerato per le strutture in c.a. è $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Spinta dell'acqua

Il peso proprio dell'acqua (peso specifico 10 kN/m^3) all'interno del serbatoio è stato valutato nella condizione di utilizzo massimo della vasca.

Sovraccarico del terreno

Il terreno di ricoprimento viene considerato come un carico permanente (§ 6.2.3.1.1 NTC18). È stata presa in considerazione un'unica situazione progettuale con ricoprimento pari a 0.8 m.

Cautelativamente è stato considerato un peso specifico pari a 20 kN/m^3 .

Sulla soletta di copertura è stato considerato quindi un carico pari a:

$$p_{\text{perm, copert}} = \gamma_{\text{terr}} * z_{\text{ricop}} = 20 * z_{\text{ricop}} = 20 * 0.8 \text{ kN/m}^2 = 16 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarico del locale antincendio

La struttura a telaio in c.a. sovrastante costituita da travi continue e pilastri viene assimilata a un carico permanente considerando a favore di sicurezza uno spessore massimo tra fondazione e soletta di copertura di 1.20m.

Il peso specifico del cls pari a 25 kN/m^3 .

$$p_{\text{perm, copert}} = \gamma_{\text{cls}} * z = 25 * z = 25 * 1.2 \text{ kN/m}^2 = 30 \text{ kN/m}^2$$

Per tenere in conto anche delle pareti laterali si è aggiunto un ulteriore carico di 10 kN/m^2 .

Il carico totale agente sulla soletta in corrispondenza del locale antincendio è stato stimato in 40 kN/m². Tale carico risulta molto maggiore del sovraccarico del terreno, nelle verifiche si considera il valore di 40 kN/m².

Spinta statica delle terre sulle pareti della vasca

Per la valutazione della spinta statica totale a riposo esercitata dalle terre sulle pareti della vasca si è fatto riferimento alla condizione evidenziata nella relazione geologica.

Per il terreno si assumono i seguenti parametri:

$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume del terreno naturale e di ritombamento;

$\phi = 35^\circ$ angolo di attrito interno;

$K_0 = 1 - \text{sen}\phi = 0.426$ coefficiente di spinta a riposo.

Il valore della pressione esercitata dalle terre alla profondità z sarà pari a: $p_{h,t}(z) = K_0 * \gamma * z = 8.53 * z$ (kN/m²). Tale carico (in daN/cm² pari a 0.000853) risulta quindi applicato sulle pareti verticali della vasca con moltiplicatore (z) variabile fra 0.00 e 3.00 m.

$p_{h,t}(3.00\text{m}) = K_0 * \gamma * z = 25.59 \text{ kN/m}^2$

Azioni agenti della struttura di mascheramento.

La struttura di mascheramento sarà realizzata con profili metallici. Al piede del portale metallico si ottengono sollecitazioni agenti che sono applicati su una porzione di vasca in cui non è presente il carico del locale antincendio, pertanto sarà analizzato un modello ad "hoc" per questa condizione di carico.

Le sollecitazioni agenti sono:

Azioni assiale peso proprio = -6.41 kN

Azioni assiale permanenti non strutturali = -2.33kN

Azioni assiale variabili = -6.43 kN

11.3.2 AZIONI VARIABILI

Il carico variabile applicato alla struttura è solamente il carico agente nella zona del locale tecnico assunto pari a 2.00 kN/m².

11.3.3 AZIONI SISMICHE

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE E FATTORE DI STRUTTURA

In base alla NTC 2018 si definisce lo spettro elastico di risposta in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerato.

Si sceglie di effettuare un'analisi sismica elastica con fattore di comportamento **q=1,5 (struttura non dissipativa)**, pertanto non si seguono le prescrizioni del Capitolo 7 del DM 17/01/18.

PARAMETRI GENERALI DEGLI SPETTRI

Per la definizione degli spettri di risposta i parametri di riferimento sono i seguenti:

Comune: Valle di Cadore;

Vita nominale: $V_N = 50$ anni;

Classe d'uso: II;

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 50$ anni;

Categoria topografica: $T_1 \implies S_T = 1.0$

Categoria sottosuolo: B

Fattore di comportamento: $q = 1,5$

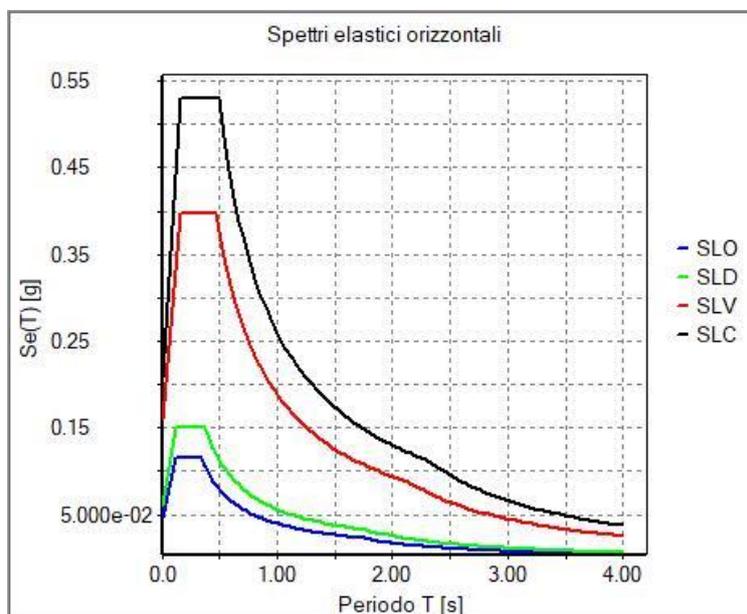
Essendo il fattore di comportamento unitario, con la stessa azione sismica è possibile calcolare sia la vasca che la struttura di fondazione, rispettando quanto previsto al par. 7.2.5 delle NTC per le opere di fondazione.

Punti e parametri dello spettro SLV

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	II
Vita di riferimento	50 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilità di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	452 anni

Localita'	Valle di Cadore
ag/g	0.162
F0	2.43
Tc*	0.28
Categoria del suolo	B
Fattore stratigrafico	1.20
Fattore topografico	1



SPINTA SISMICA DELLE TERRE PER STRUTTURE SCATOLARI

Nel caso di strutture rigide che sono completamente vincolate, in modo tale che non possa svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, la forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno vale (par. 7.11.6.2.1 delle NTC 2018):

$F_h = k_h * W$, con W peso del cuneo di terreno e $k_h = \beta_m * (a_g/g)$, dove β_s assume, in favore di sicurezza, il valore unitario proprio dei muri non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Si ha quindi:

$$H = 3.00\text{m.}$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$a_g/g * S = 0.194$$

$$\Delta P = \beta m * (a_g/g * S) * \gamma * H^2$$

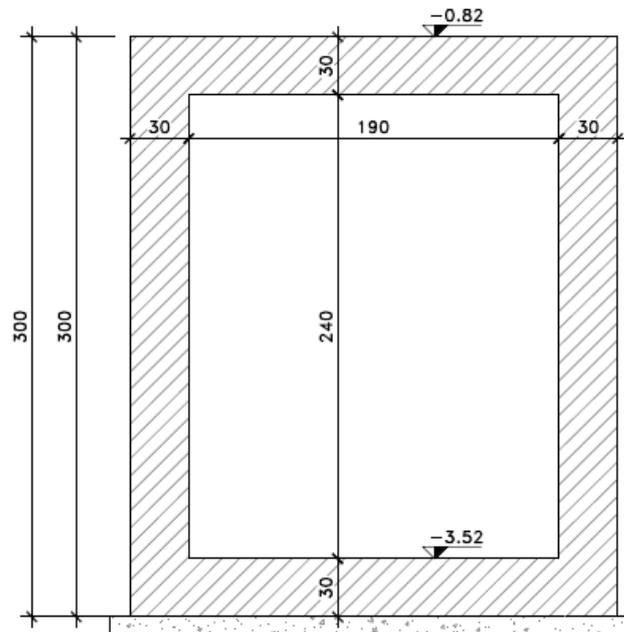
L'incremento di spinta sismico viene distribuito uniformemente lungo l'altezza della vasca, in modo che la risultante si trovi ad una distanza dalla base del muro pari a $\frac{1}{2} * H$ (struttura rigida).

La pressione uniforme applicata nel modello risulta dunque:

$$\sigma_{sism} = \beta m * (a_g/g * S) * \gamma * H = 0.194 * 20 * 3.00 = 11.64 \text{ kN/m}^2$$

11.4 METODO DI CALCOLO E MODELLAZIONE

A favore di sicurezza si sono effettuate le verifiche considerando una sezione trasversale della vasca analizzando un concio di lunghezza pari ad 1 metro.



Sezione trasversale oggetto di verifica

La struttura è ricoperta da uno strato di terreno dello spessore variabile tra 70 e 80 cm per una porzione di vasca è presente il carico permanente costituito dalla struttura del locale antincendio. Vengono inoltre considerati i seguenti parametri del terreno:

Peso di volume terreno: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

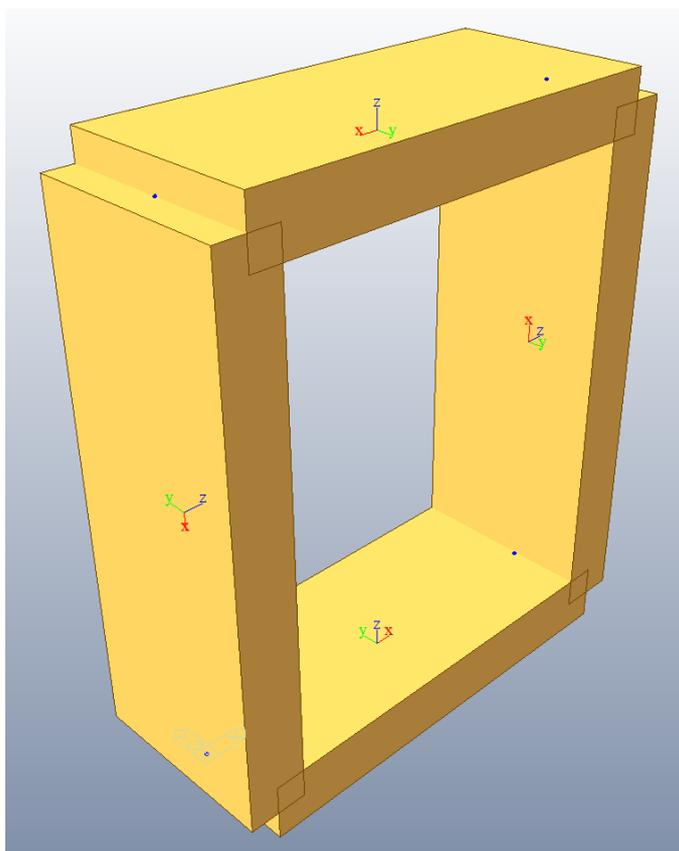
Angolo d'attrito: $\phi = 35^\circ$

Coesione: $c = 0 \text{ kPa}$

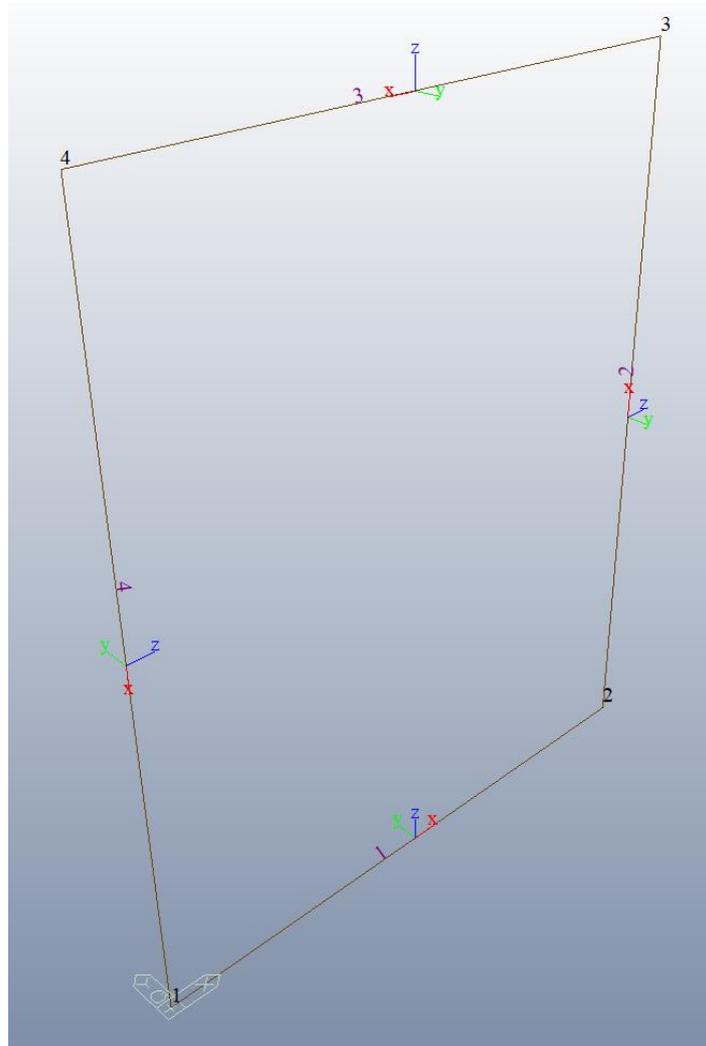
Sono stati applicati i carichi agenti della spinta del terreno e del sovraccarico superiore considerando le 2 configurazioni più sfavorevoli.

La prima configurazione di carico considera una vasca laterale vuota con il carico del terreno sul un lato e il carico sovraccarico verticale sulla soletta superiore.

La seconda configurazione considera la vasca intermedia completamente riempita d'acqua con le vasche laterali vuote per valutare l'effetto della pressione interna sulle pareti laterali.



Modello solido - concio vasca interrata



Modello fili fissi - concio vasca interrata

11.4.1 NODI

Tabella 3 NodeGCS

Node	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	0.000000	0.000000	0.000000
2	2.200000	0.000000	0.000000
3	2.200000	0.000000	2.700000
4	0.000000	0.000000	2.700000

11.4.2 ASTE

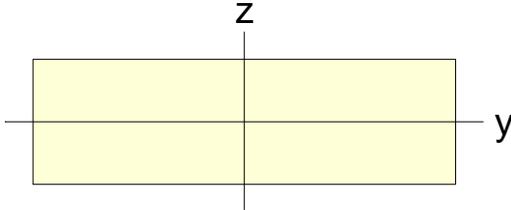
< Beam >

*** BEAM MEMBER DATA

	NO NODAL CONNECTIVITY		BEAM END RELEASE		MATERIAL	SECTION	LENGTH
	I	J	I	J			
1	1	2	-	-	C25/30	100x30	2.2
2	2	3	-	-	C25/30	100x30	2.7
3	3	4	-	-	C25/30	100x30	2.2
4	4	1	-	-	C25/30	100x30	2.7

11.4.3 SEZIONI

Tabella 4 1 : 100x30



$A \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{sy} \text{ (m}^2\text{)}$	$A_{sz} \text{ (m}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (m)}$	$z \text{ (-) (m)}$
0.300	0.250	0.250	0.150	0.150
$I_{xx} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (m)}$	$y \text{ (-) (m)}$
0.007	0.002	0.025	0.500	0.500

11.4.4 VINCOLI

< Boundary >

** SUPPORT / SPECIFIED DISPLACEMENT

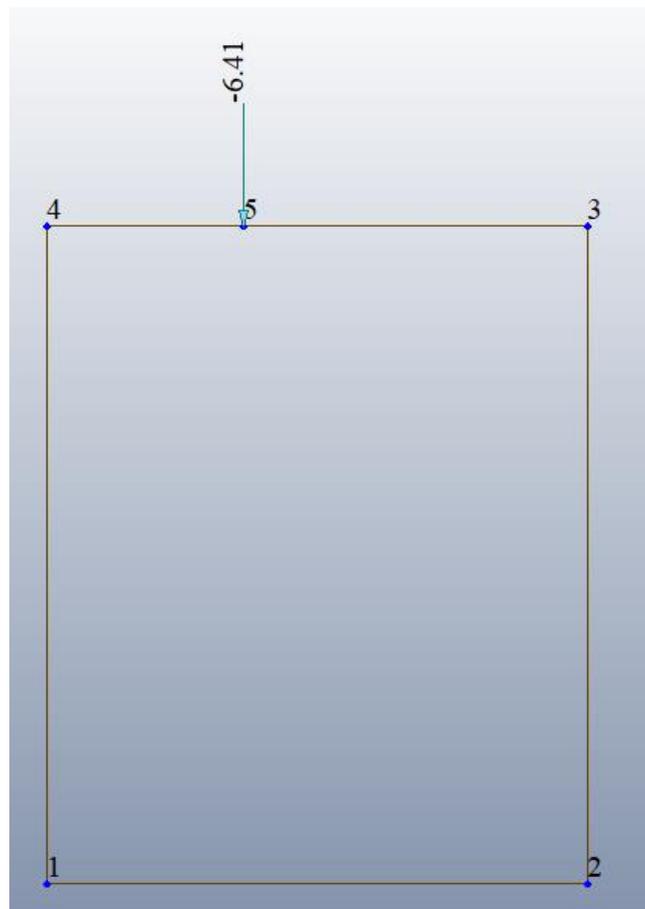
NODE	SUPPORT	SPECIFIED DISPLACEMENT						
		DDDRRR	Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz
1	110100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	110100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Tabella 5 costante di Winckler

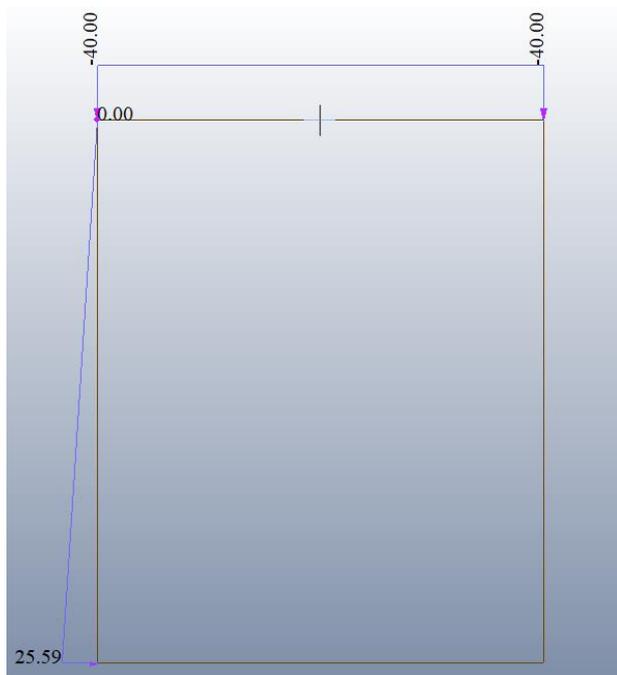
Element	Type	Distributed Type	Local Axis	Face	Edge	Width (m)	Spring Type	Modulus of Subgrade Reaction (kN/m ³)	Group
1	BEAM	Frame	Local-z	Local-z	Local-z	1.00	Linear	100000.00	Default

11.4.5 CARICHI

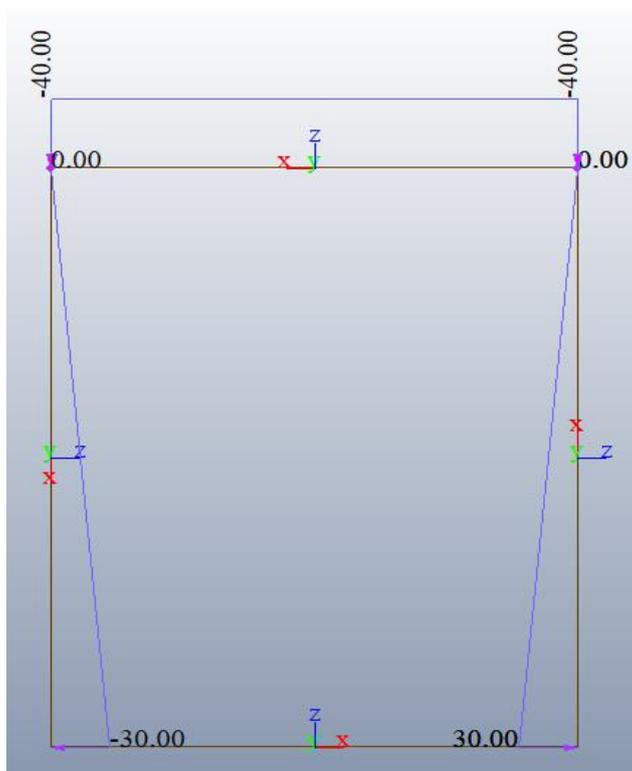
CARICHI PESO PROPRIO STRUTTURA DI MASCHERAMENTO



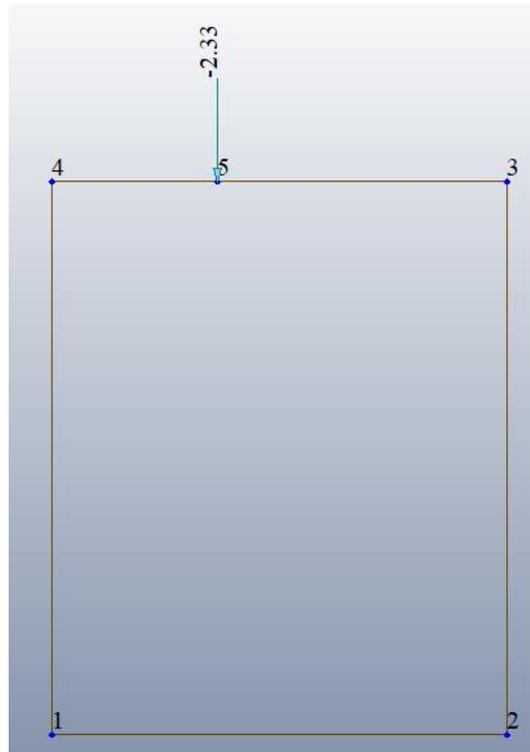
CARICHI PERMANENTI CASO 1



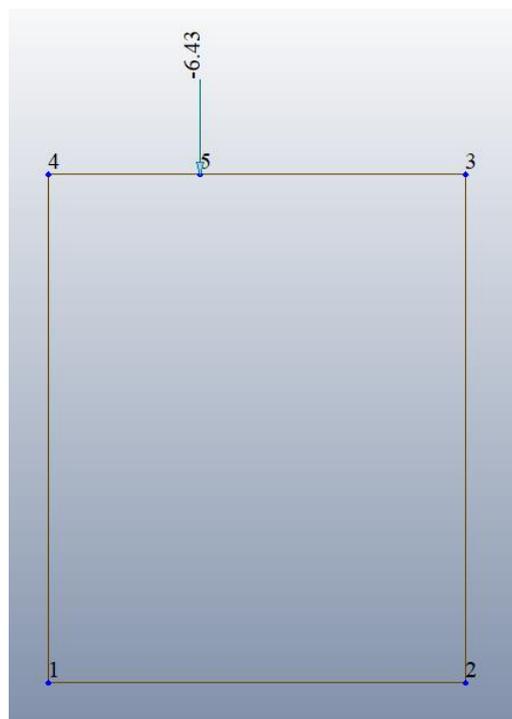
CARICHI PERMANENTI CASO 2



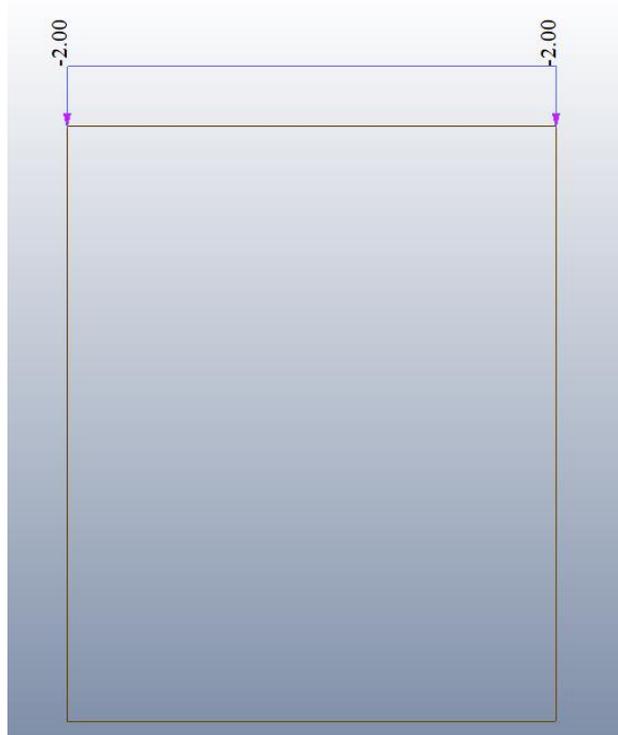
CARICHI PERMANENTI CASO STRUTTURA DI MASCHERAMENTO



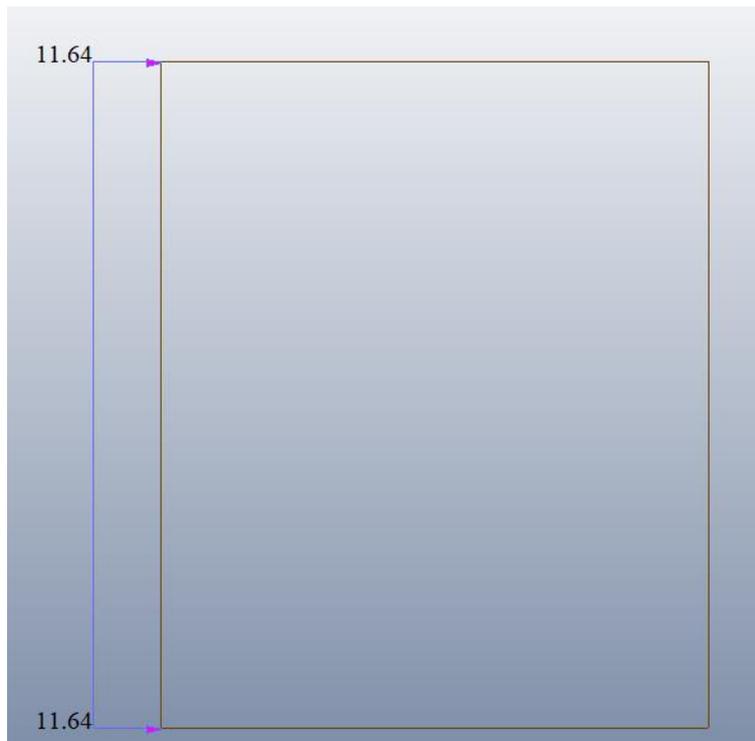
CARICHI VARIABILI STRUTTURA MASCHERAMENTO



CARICHI VARIABILI

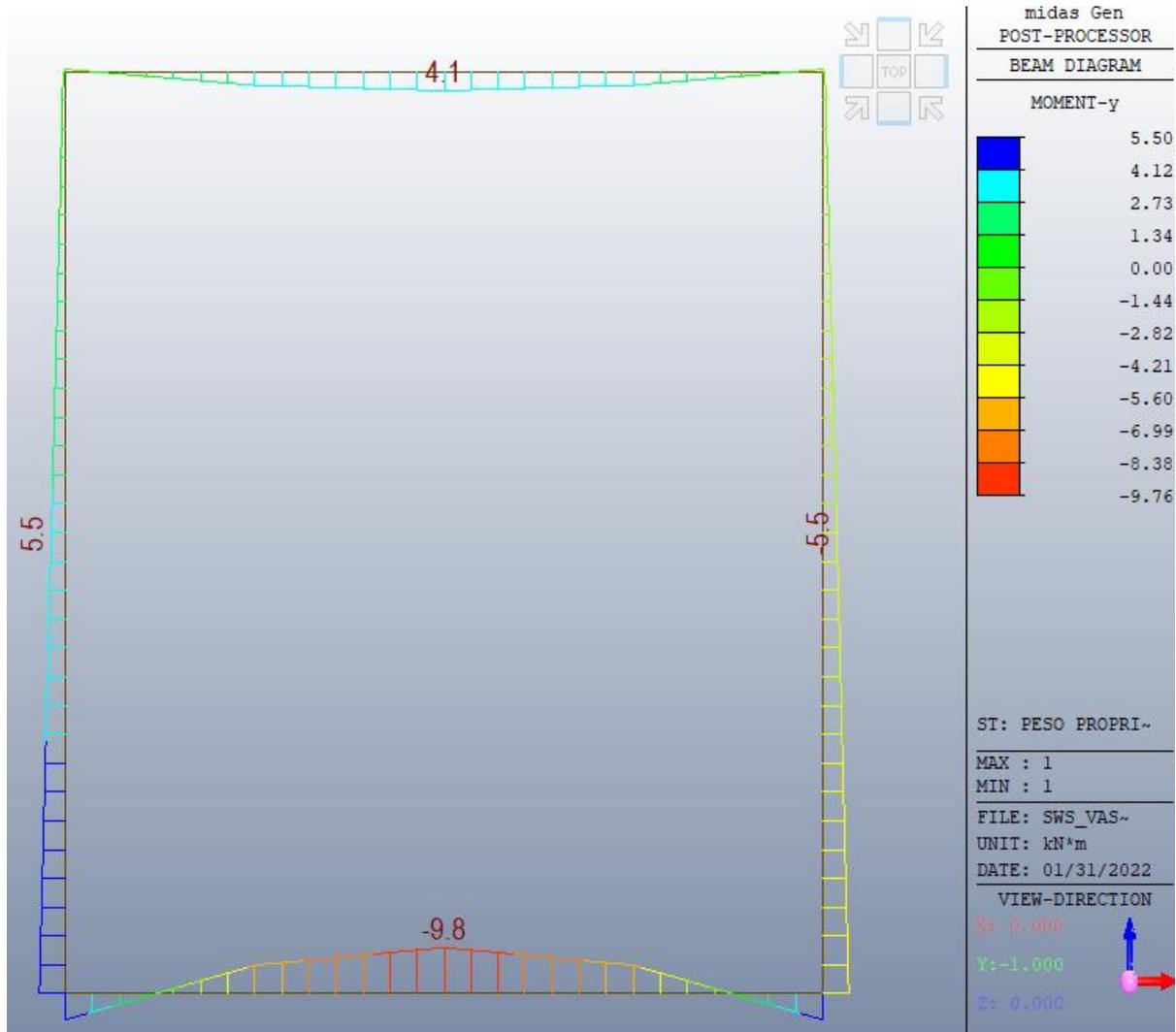


CARICO SISMA



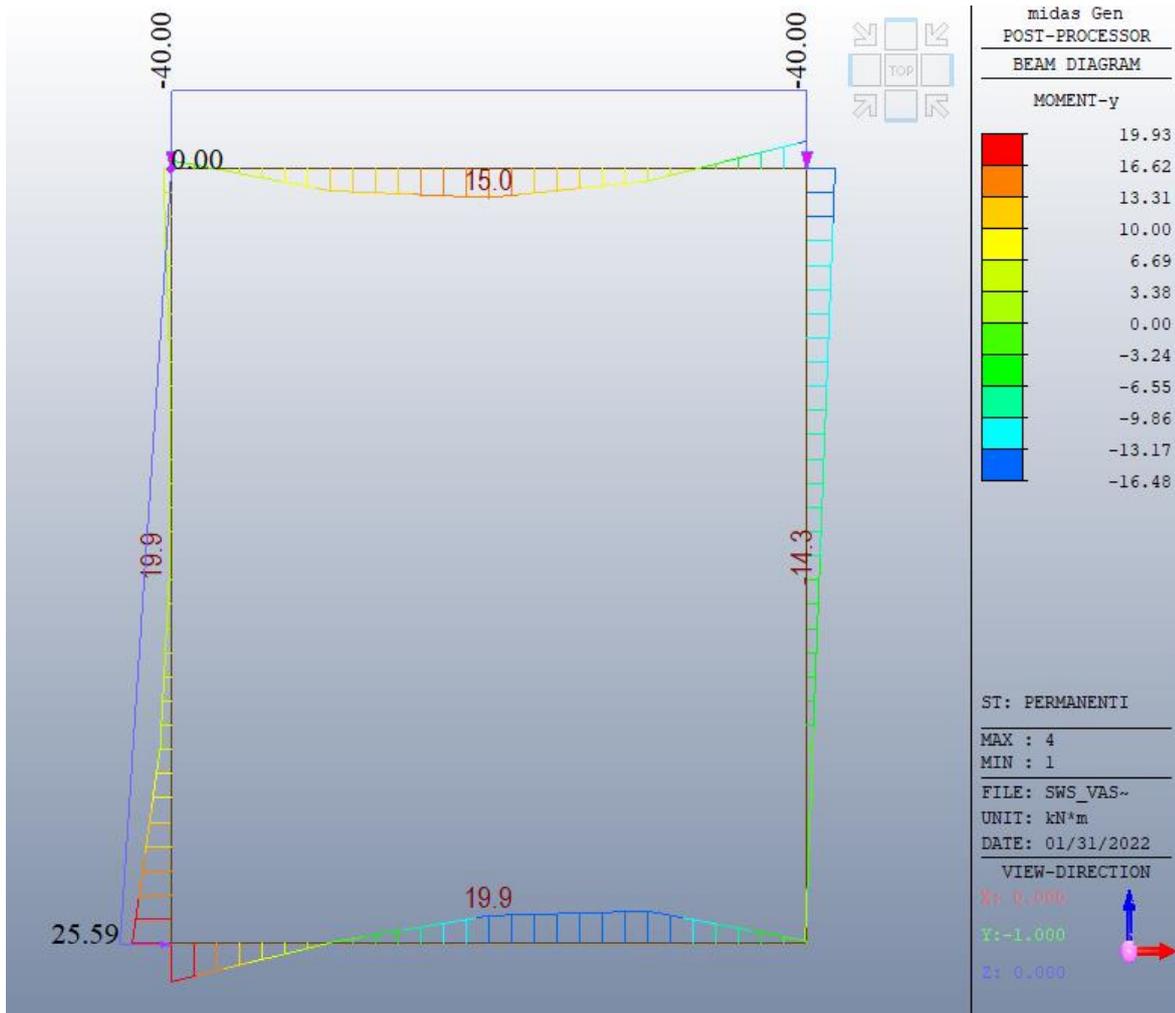
11.5 RISULTATI E SOLLECITAZIONI

11.5.1 DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE – PESO PROPRIO



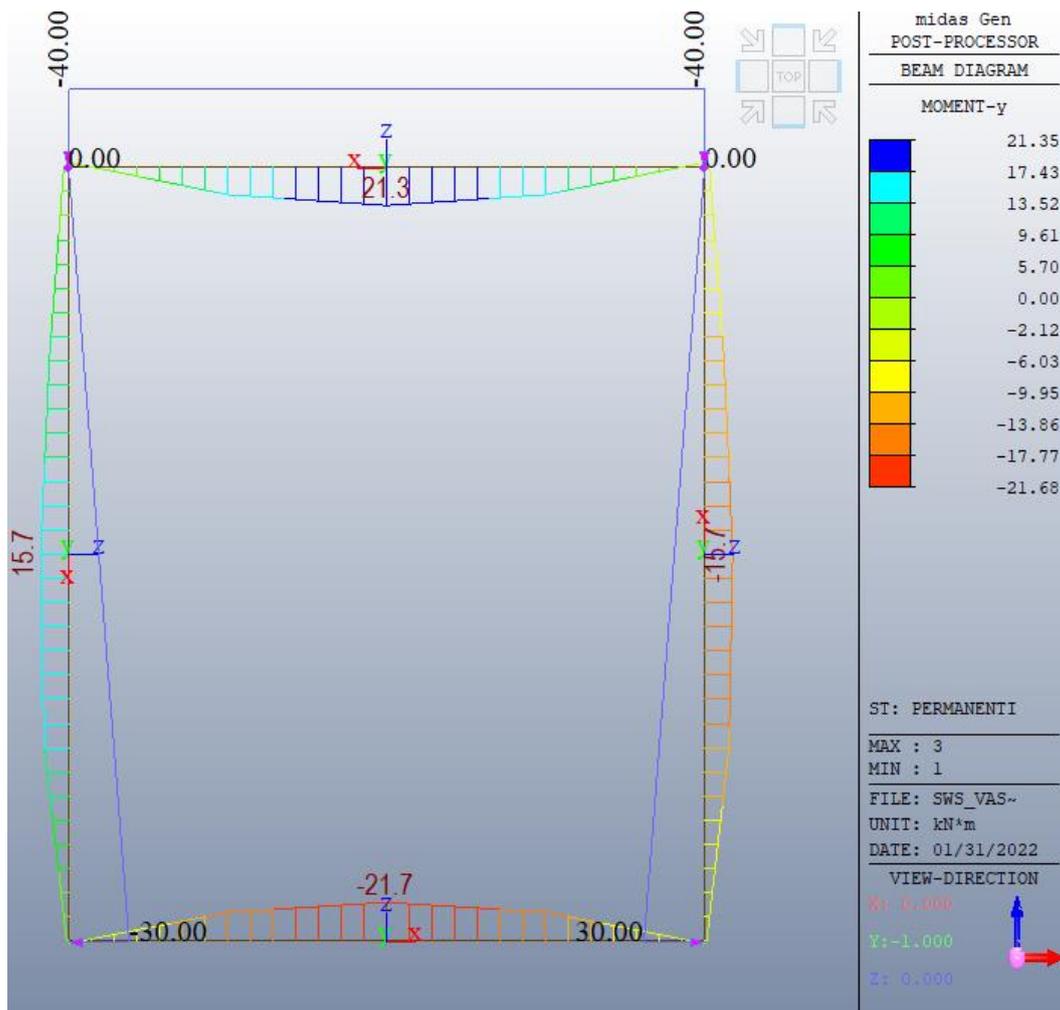
11.5.2 DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE –CARICHI

PERMANENTI CASO 1

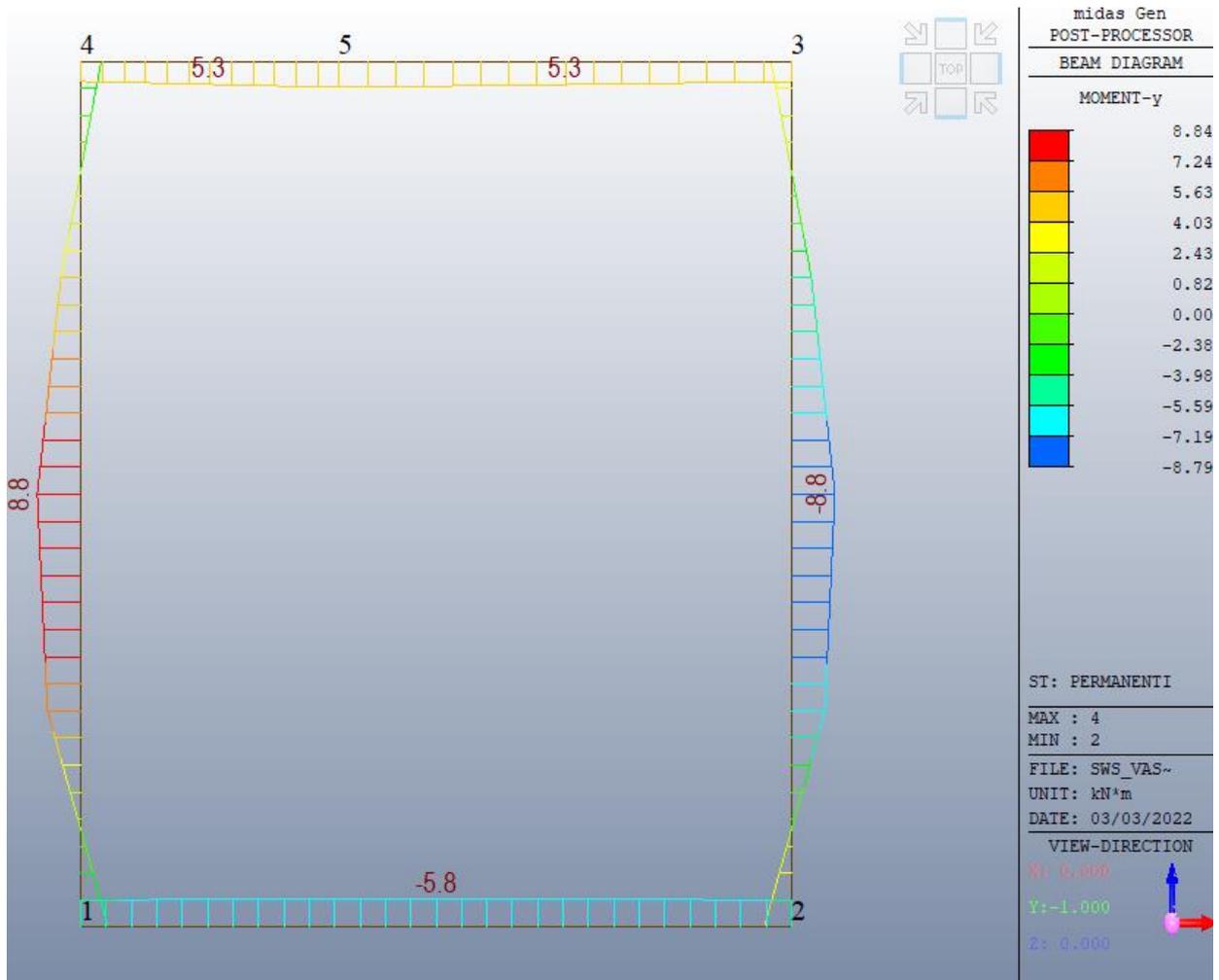


11.5.2 DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE –CARICHI

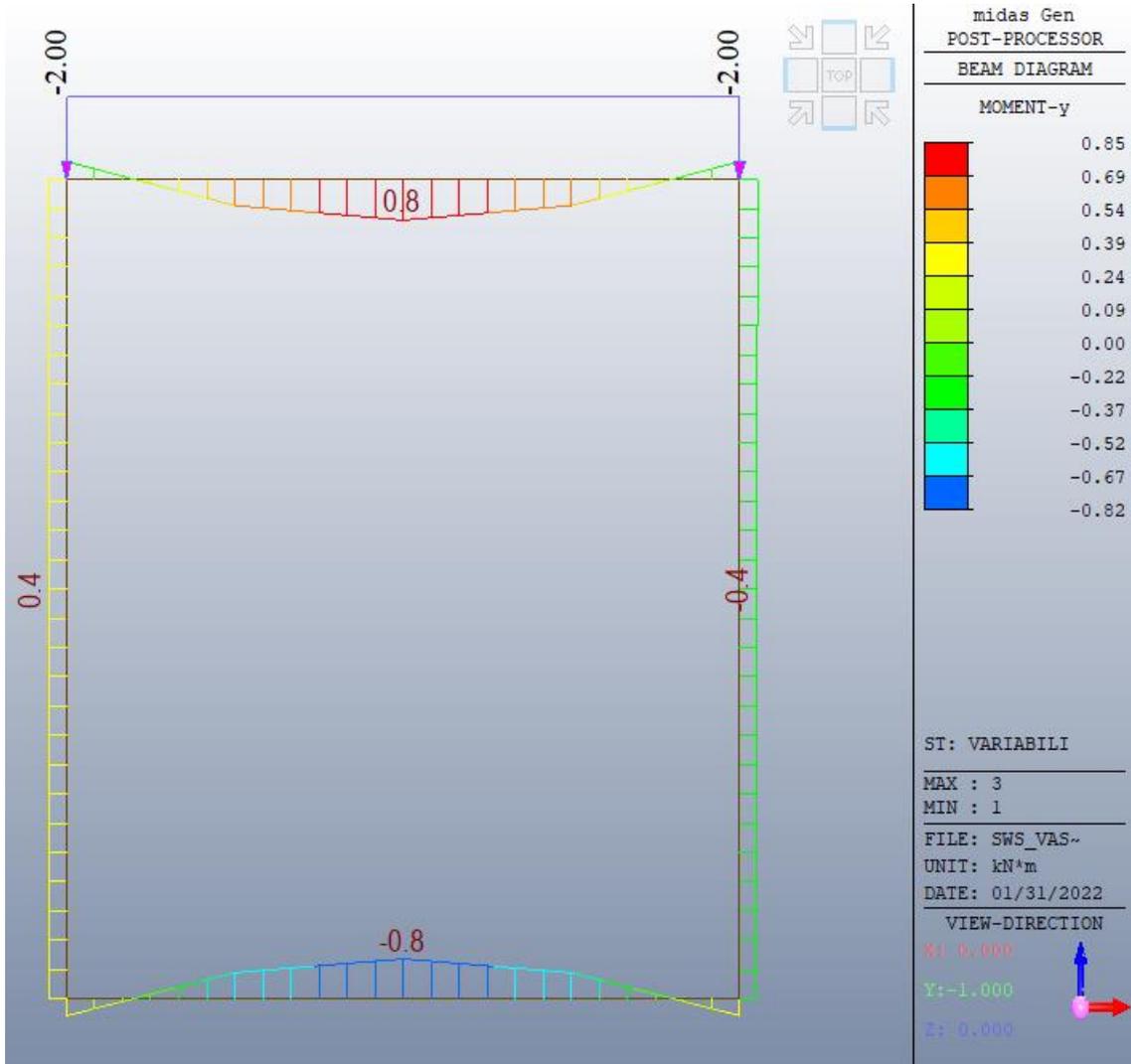
PERMANENTI CASO 2



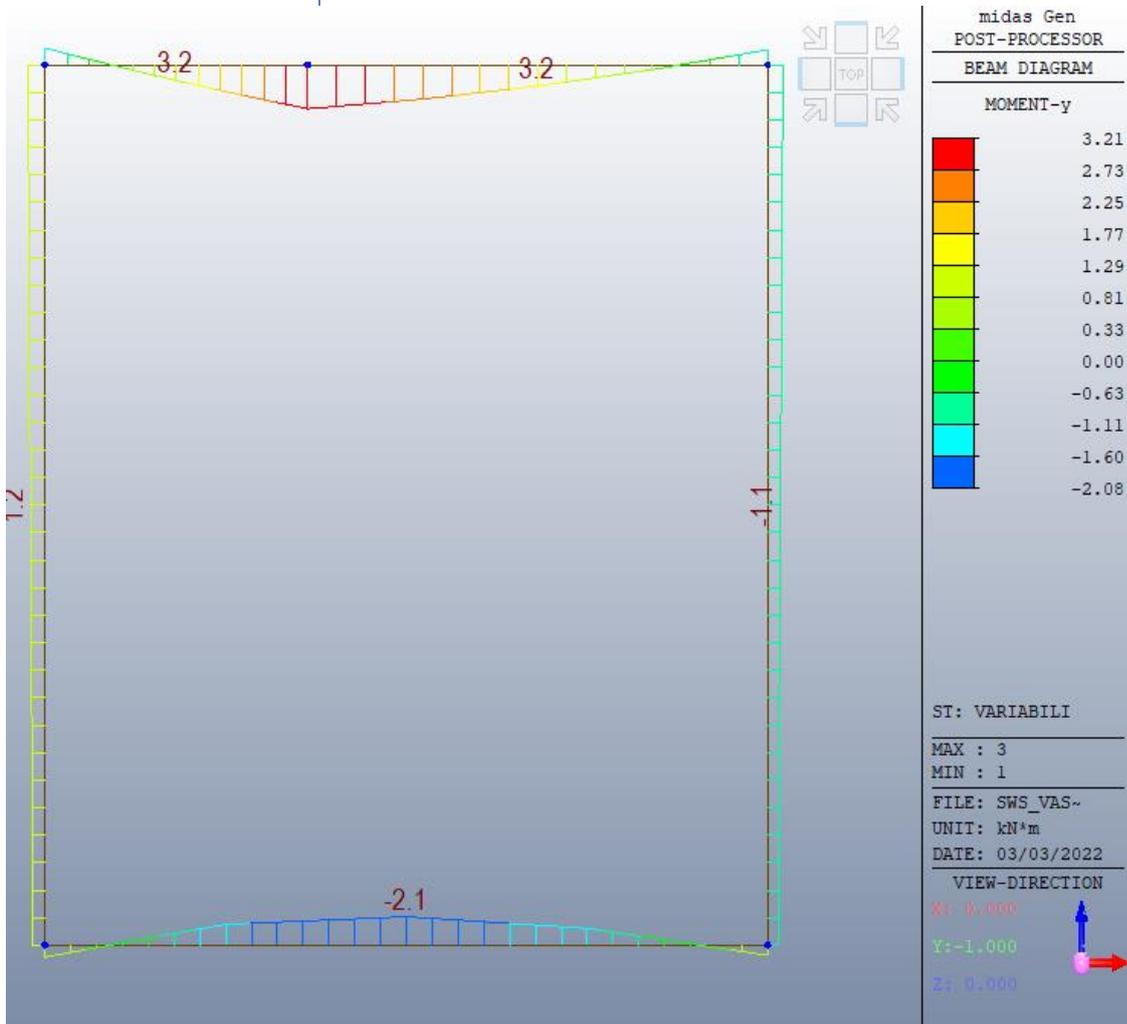
11.5.3 *DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE –CARICHI
PERMANENTI STRUTTURA MASCHERAMENTO*



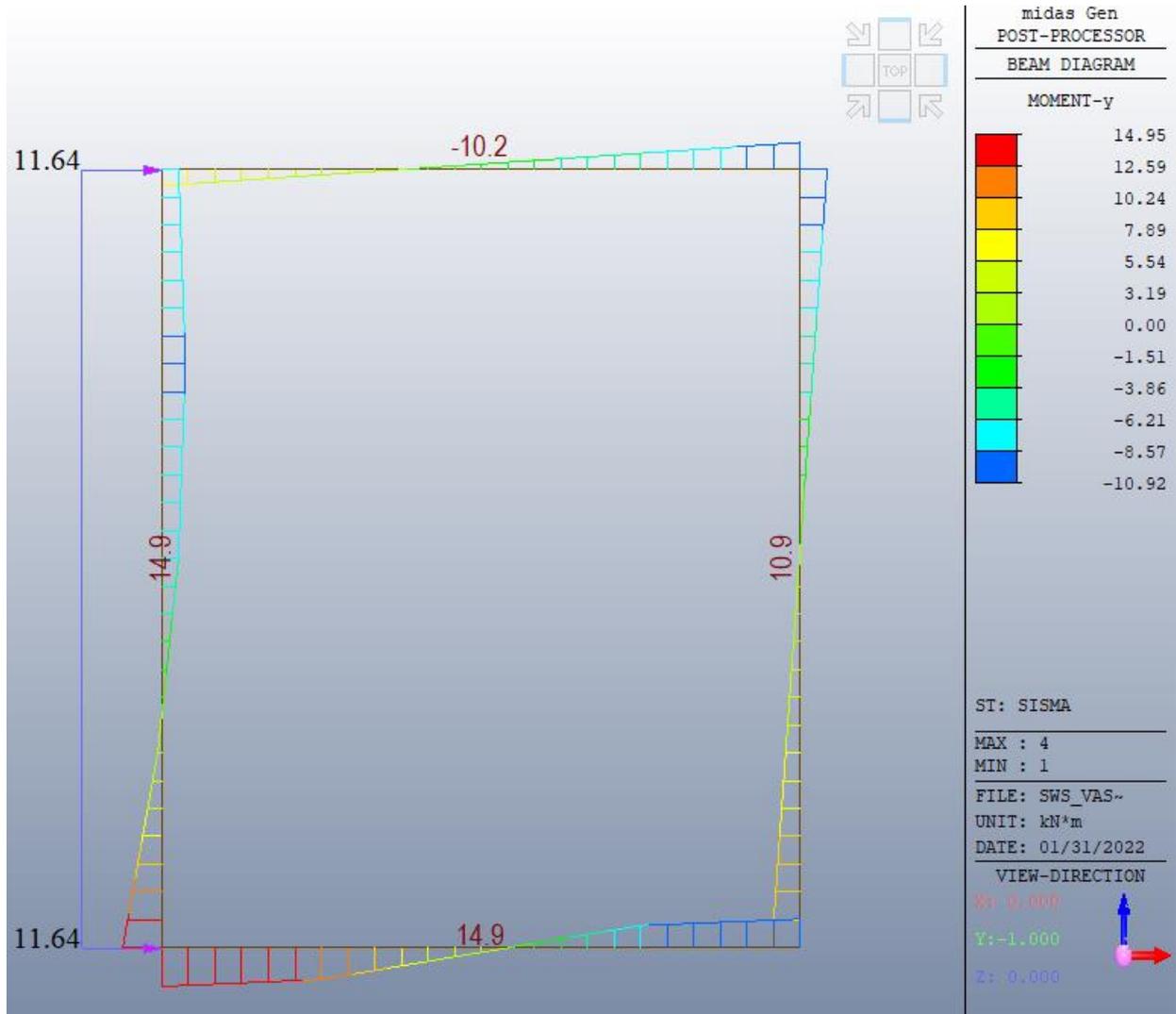
11.5.4 DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE –CARICHI VARIABILI



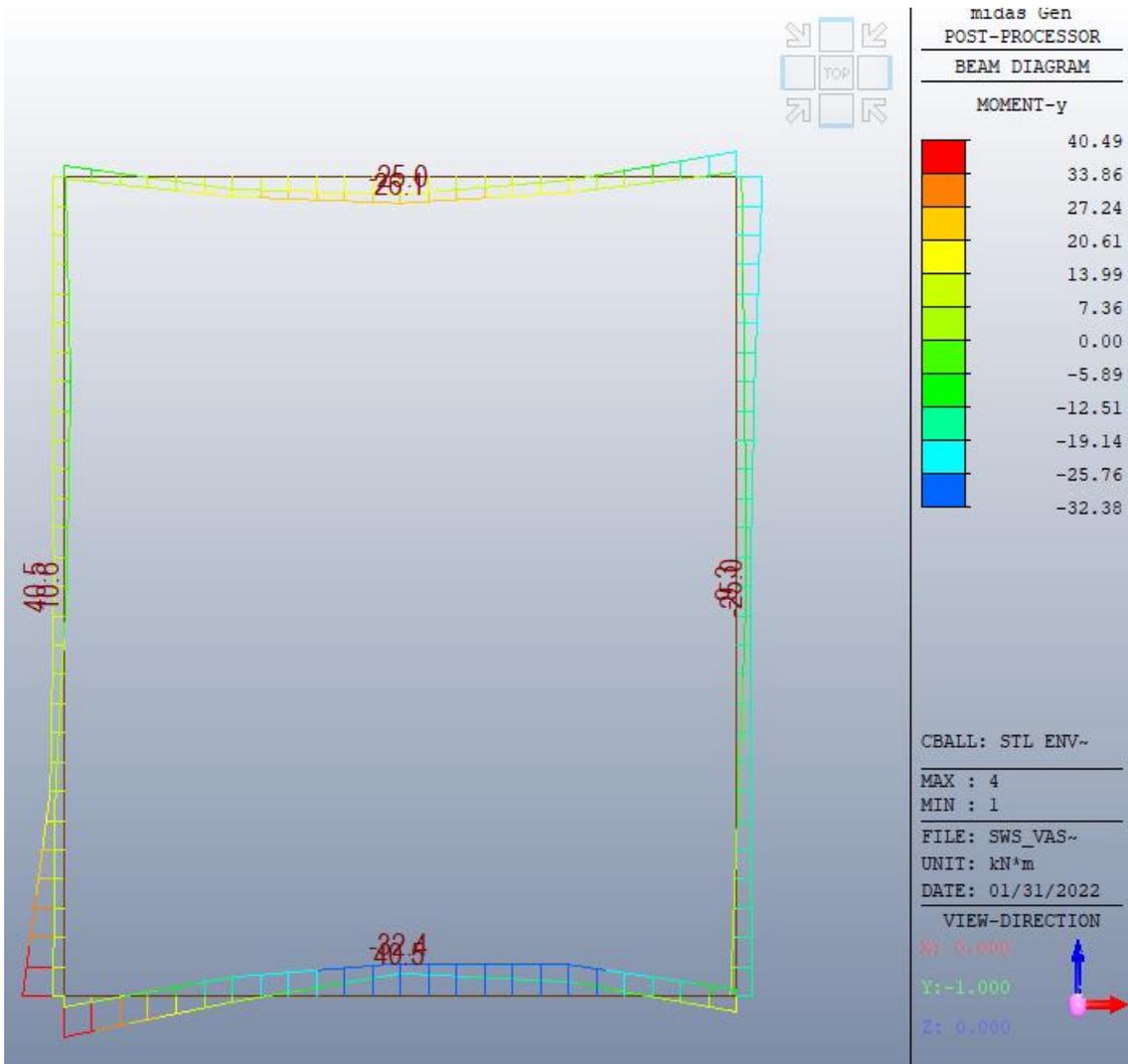
11.5.5 **DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE –CARICHI VARIABILI**
STRUTTURA DI MASCHERAMENTO



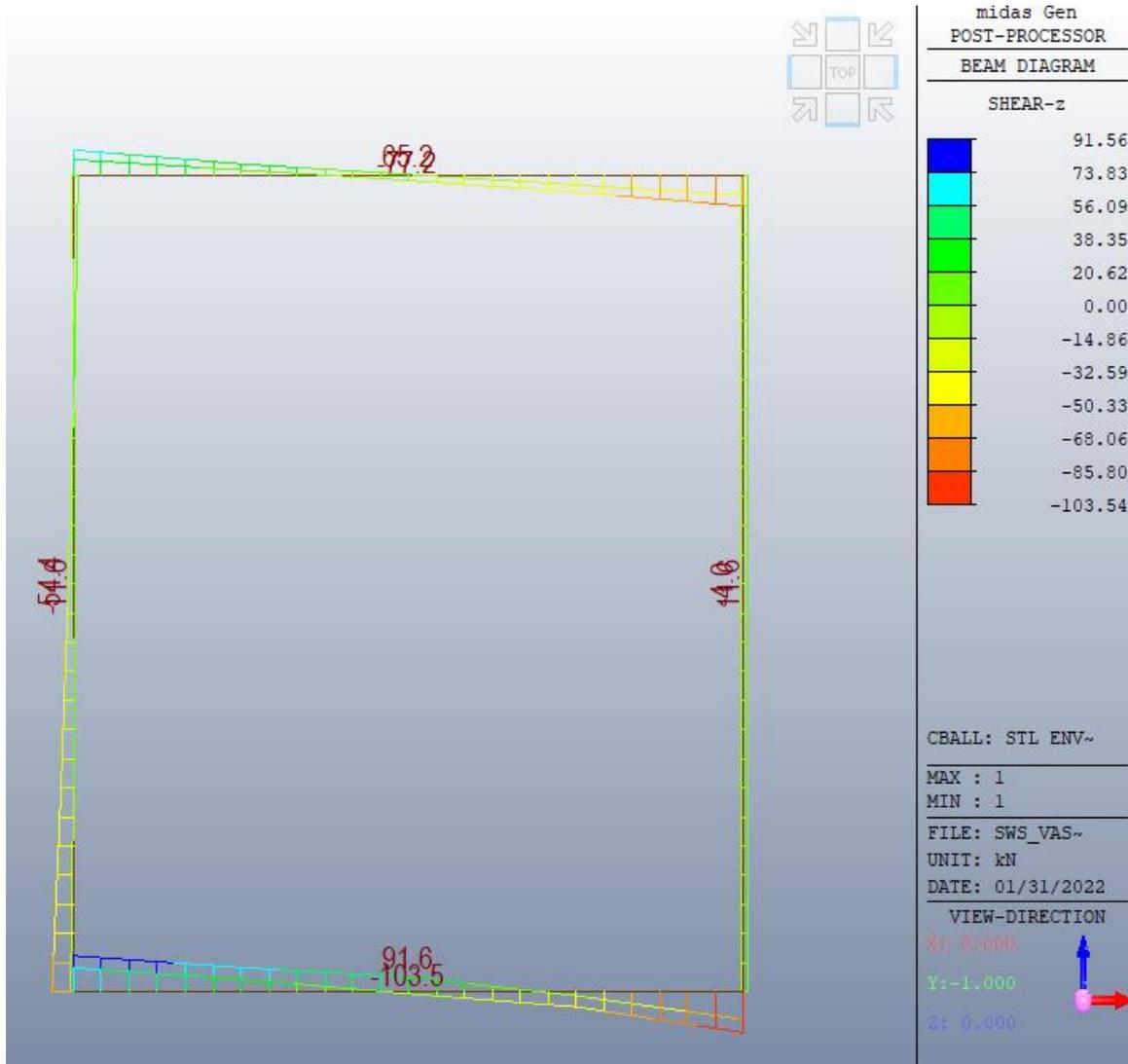
11.5.6 DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE – CARICO SISMA



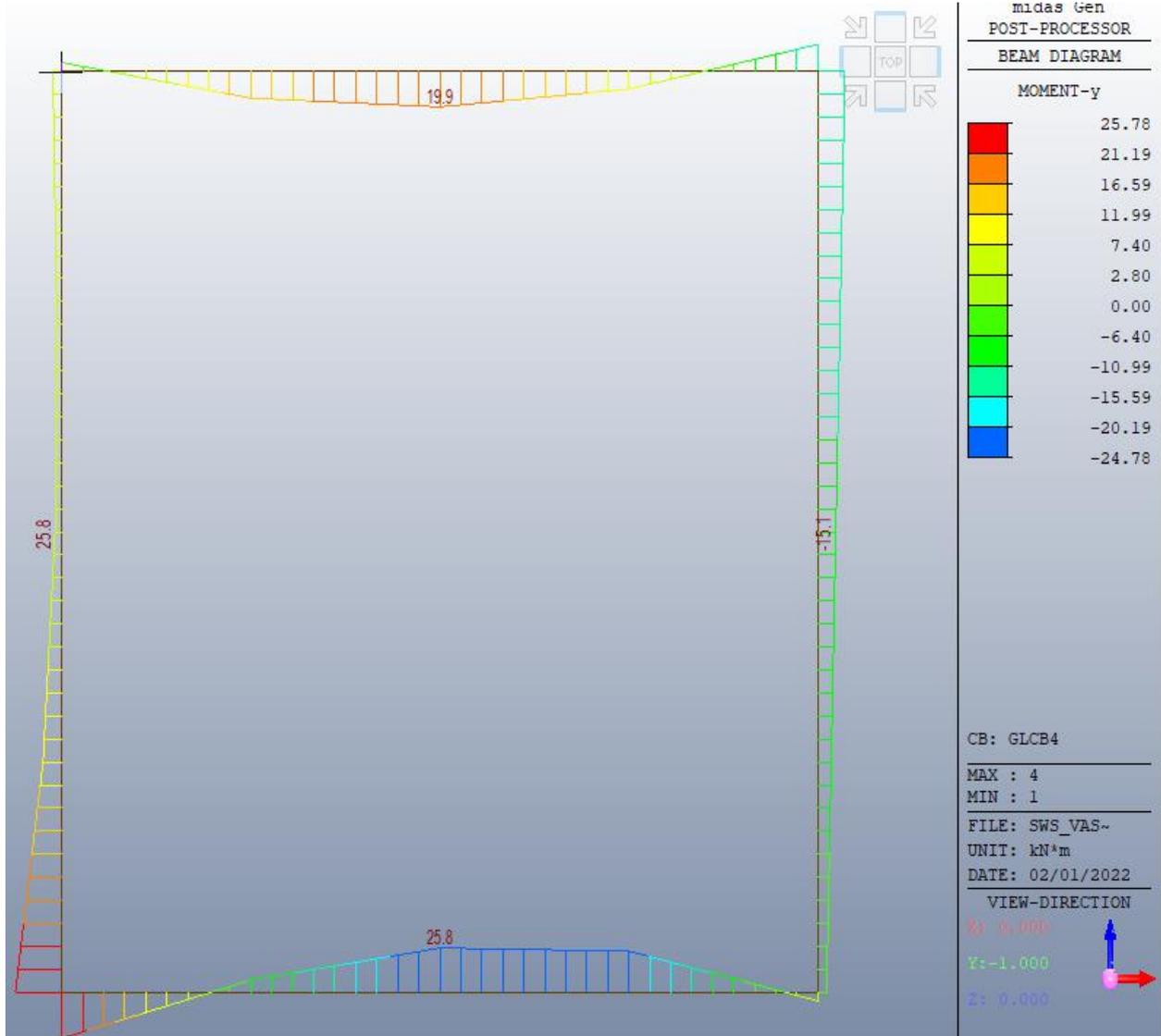
11.5.7 DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE – INVILUPPO SLU



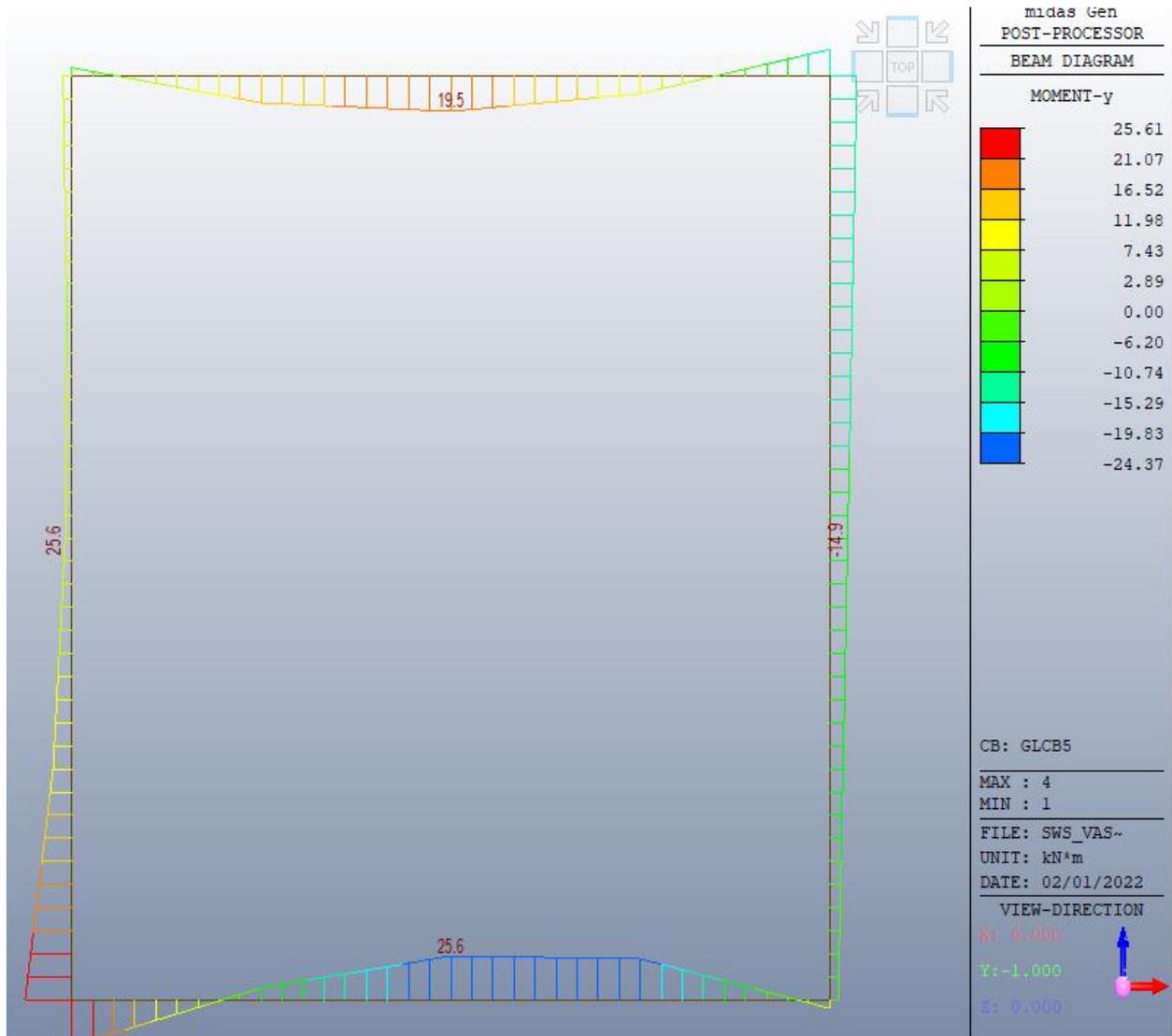
11.5.8 DIAGRAMMA TAGLIO Fz – INVILUPPO SLU



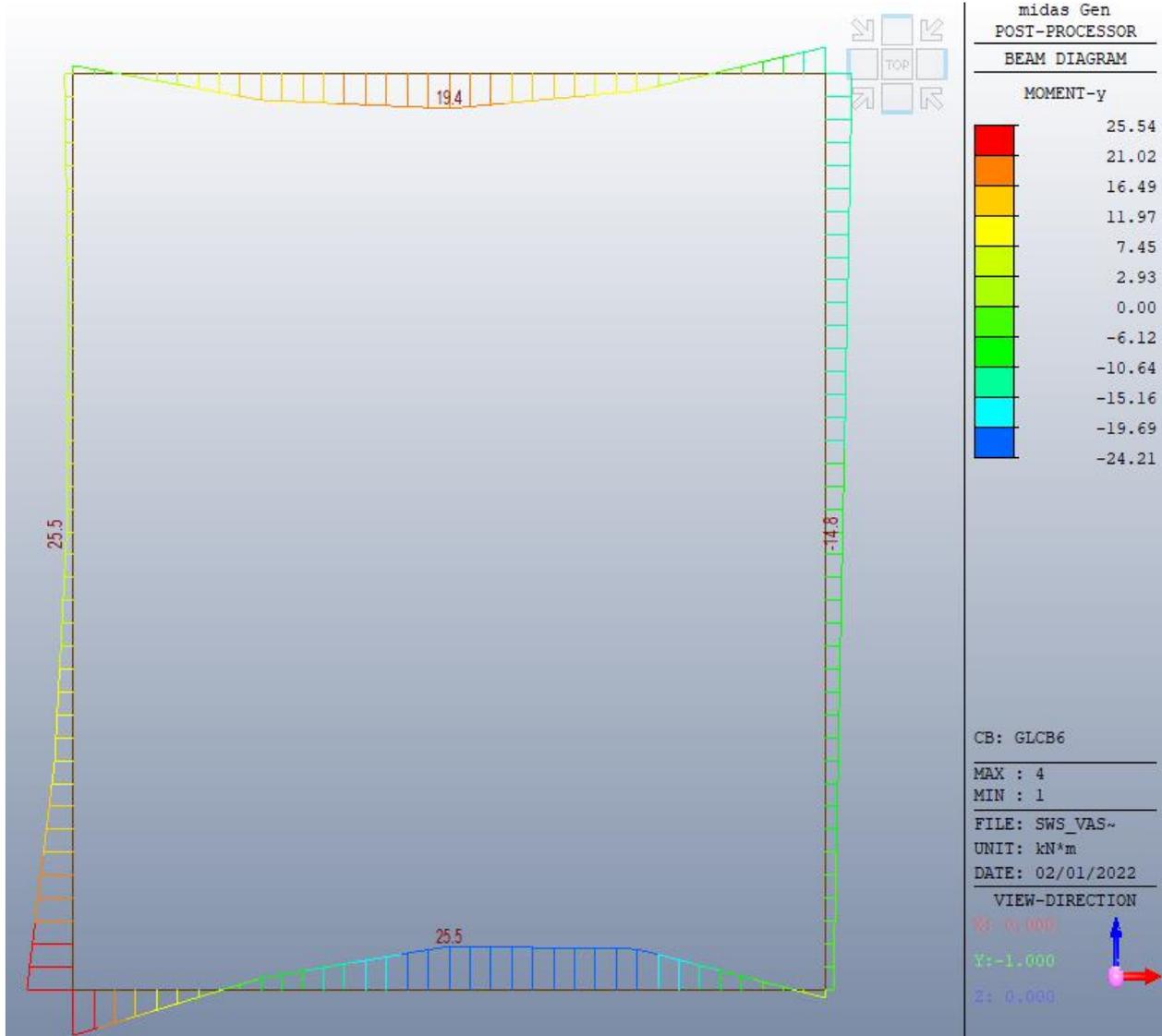
11.5.9 *DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE – COMBINAZIONE
CARATTERISTICA*



11.5.10 DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE – COMBINAZIONE
QUASI PERMANENTE



11.5.11 DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE – COMBINAZIONE FREQUENTE



11.6 VERIFICHE STRUTTURALI

Verifica a flessione

Si considera la sezione 100x30 con armatura pari a 5+5 ϕ /12.

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione vasca_sp30

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	3
2	5.65	27

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="40.49"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="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

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
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="14.17"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	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="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d

δ

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio

L'azione tagliante massima si trova nella soletta inferiore nel punto di incastro con il piedritto e il valore è pari a 103.54 kN.

Visto che soletta inferiore, superiore e piedritti hanno tutte la stessa sezione a favore di sicurezza si verifica solo la soletta inferiore.

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	33	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.6	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0.05}$	1.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0.95}$	3.3	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	31476	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	14.17	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.20	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25	[MPa]
Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

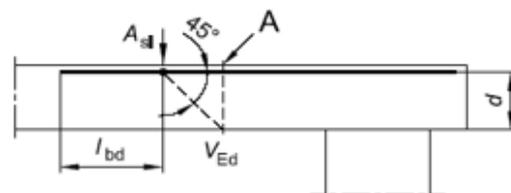
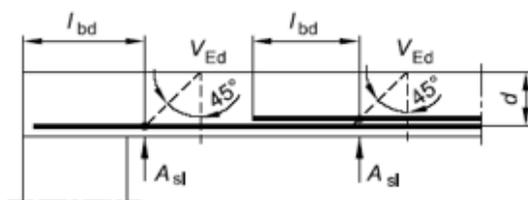
DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA			
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	30	[mm]
Altezza utile della sezione	d	270	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n ₁	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n ₂	0	[-]
Area dell'armatura tesa	A _s	1005	[mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	16	[mm]
Numero dei ferri correnti	n' ₁	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n' ₂	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1005	[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}	103.54	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente C _{Rd,c}	C _{Rd,c}	0.12	[-]
Coefficiente k	k	1.86	[-]
		1.86	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l _{bd} + d	ρ _t	0.003723	[-]
		0.003723	[-]

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}	126.82	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	V _{Rd,min}	119.92	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	126.82	[kN]

11.7 VERIFICA FESSURAZIONE

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	25.8 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	30 [mm]
Altezza utile della sezione	d	270 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69.63 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	741632747.9 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.42 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	104.48 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,caratt.}$	25.78 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69.63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	104.48 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	75 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	75000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01340 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000107 [-] 0.000313 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	345.72 [mm] 345.72 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1084 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	25.6 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	30 [-]
Altezza utile della sezione	d'	270 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69.63 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	741632747.9 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.40 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	103.79 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	25.61 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69.63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	103.79 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_f	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	75 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	75000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01340 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000104 [-] 0.000311 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	345.72 [mm] 345.72 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1076 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	25.5 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	300 [MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	30 [kNm]
Altezza utile della sezione	d'	270 [kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1005 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1005 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	69.63 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	741632747.9 [mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2.39 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	103.34 [MPa]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	25.5 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	69.63 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	103.34 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	75 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	75000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p, eff}$	0.01340 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6.35 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0.000101 [-] 0.000310 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0.5 [-]
	k_3	3.4 [-]
	k_4	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	345.72 [mm] 345.72 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1072 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4 [mm]

12 VERIFICHE STRUTTURA METALLICA TETTO VERDE

12.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Al di sopra del locale tecnologico è prevista la realizzazione di una struttura in carpenteria metallica di supporto alla messa in opera di tetto verde.

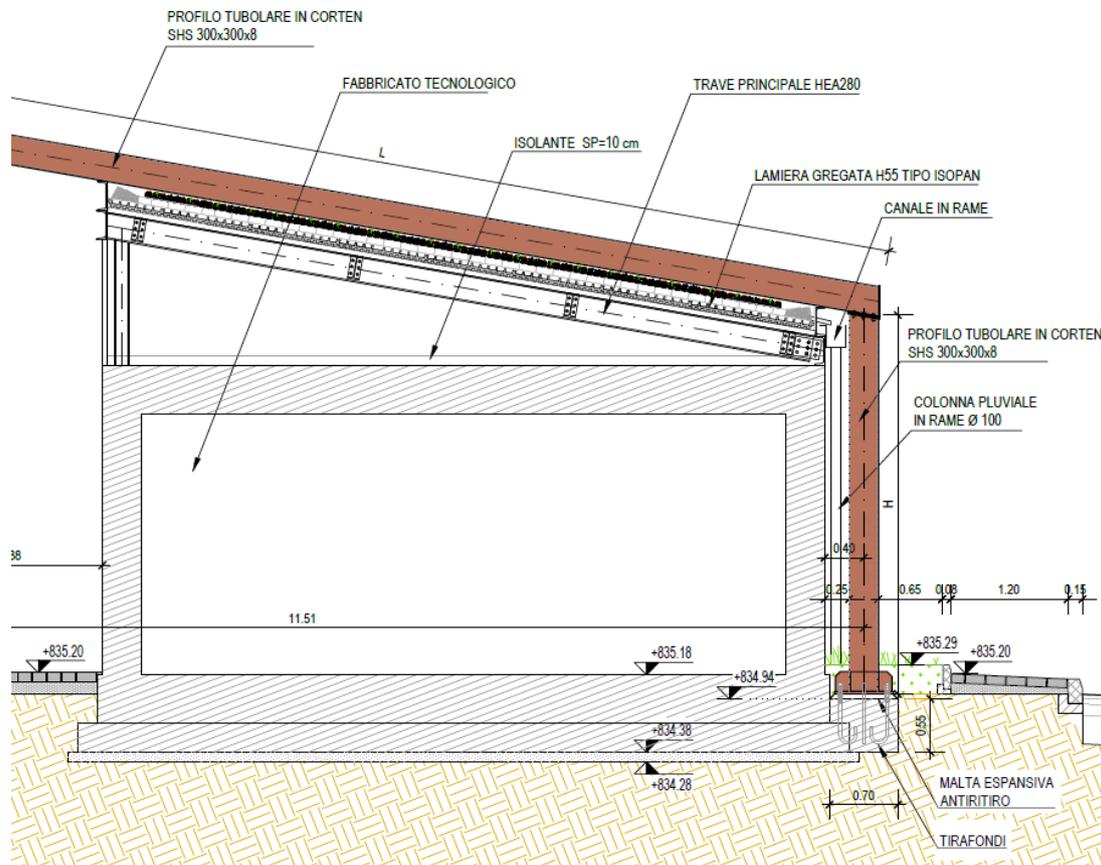
La struttura si compone di travi metalliche di sezione HEA280 inclinate che costituiscono il piano inclinato di appoggio del rivestimento con tappeto erboso.

Le travi principali di sezione HEA280 sono in appoggio su lato inferiore direttamente sulla struttura in c.a. e sul lato più alto sono installate su colonne metalliche realizzate con profili HEA160 che a loro volta sono vincolate alla struttura in c.a.

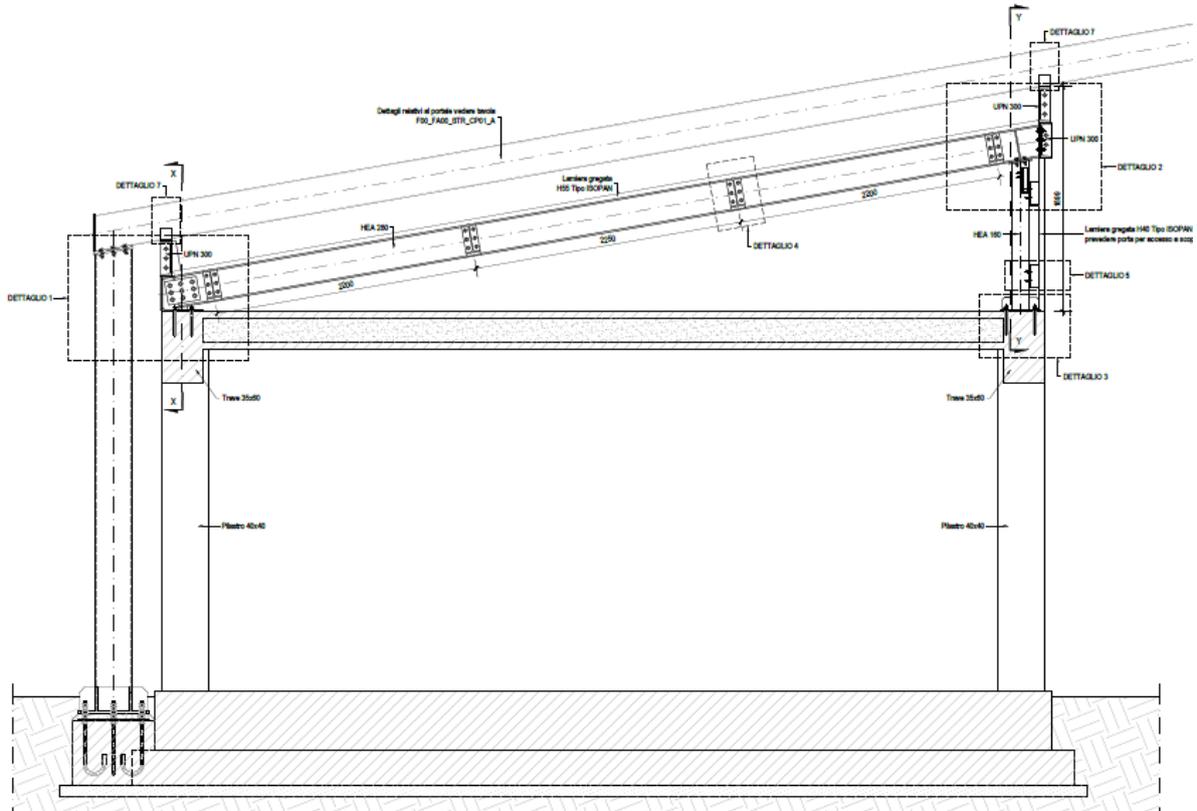
Le travi secondarie ortogonali sono realizzate in profili metallici di sezione IPE 240 che sono vincolate con opportuni giunti alle travi principali.

Sono presenti controventi di piano su lato con le colonne costituito da profili angolari L60x60x6.

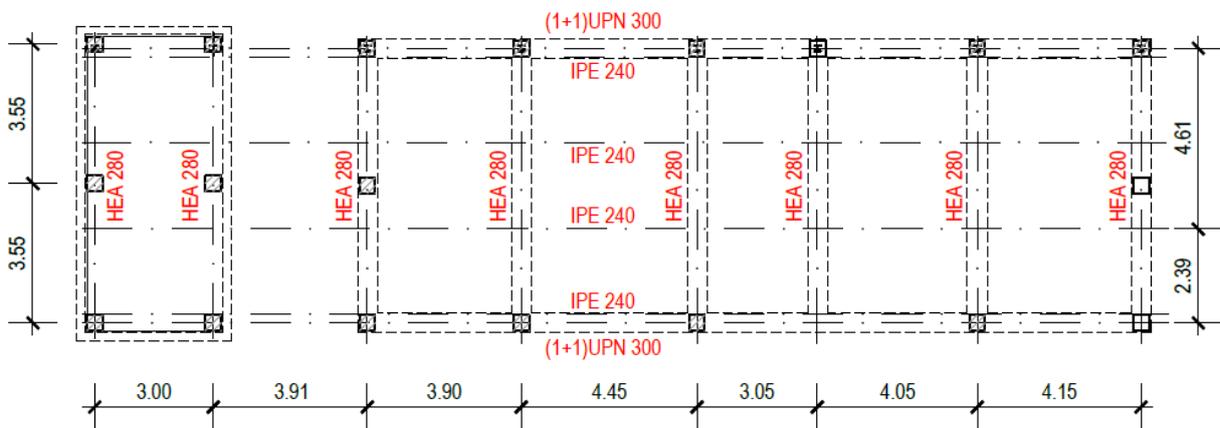
Sul piano inclinato è presente una lamiera grecata H55 sul quale è impostato il rivestimento del tetto verde di tipo estensivo.



Sezione trasversale oggetto di verifica



Sezione trasversale con indicazione profili



Pianta con indicazione profili

12.2 ANALISI DEI CARICHI

12.2.1 AZIONI PERMANENTI

Pesi propri (G1)

I pesi propri delle strutture portanti in acciaio, sono computati direttamente dal programma di calcolo.

Il peso di volume considerato per le strutture in acciaio, e $\gamma_c = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Peso copertura tetto verde

Si considera un carico distribuito totale pari a 1.60 kN/mq che si compone di:

0.10 kN/mq peso proprio lamiera grecata

1.50 kN/mq peso proprio tetto verde di tipo estensivo

12.2.2 AZIONI VARIABILI

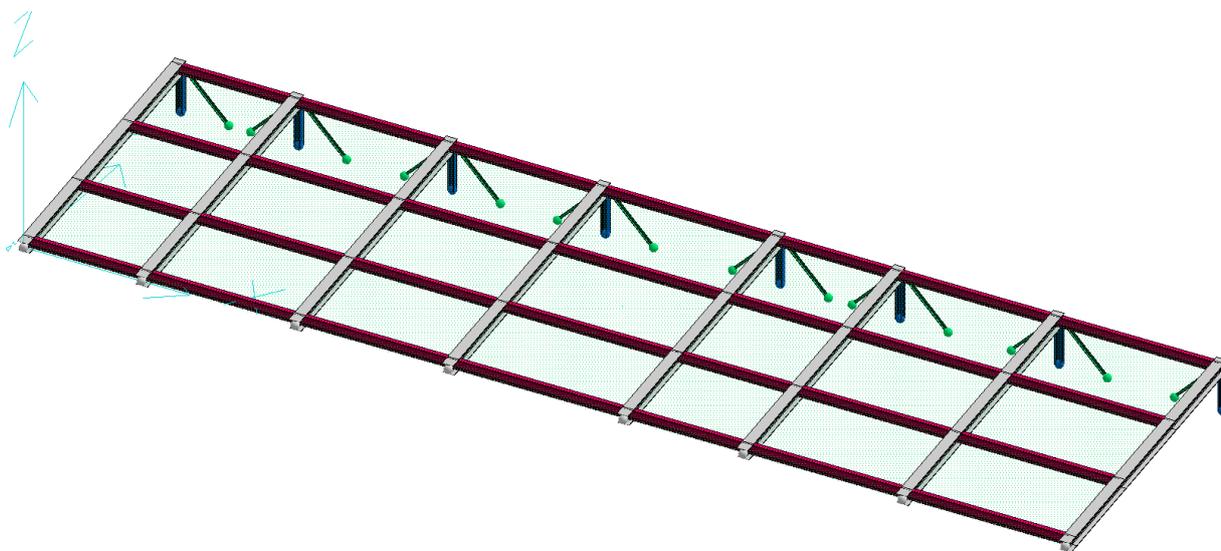
Il carico variabile applicato alla struttura è solamente il carico neve agente sulla copertura inclinata pari a $2.60 \times 0.80 = 2.08 \text{ kN/m}^2$.

12.3 METODO DI CALCOLO E MODELLAZIONE

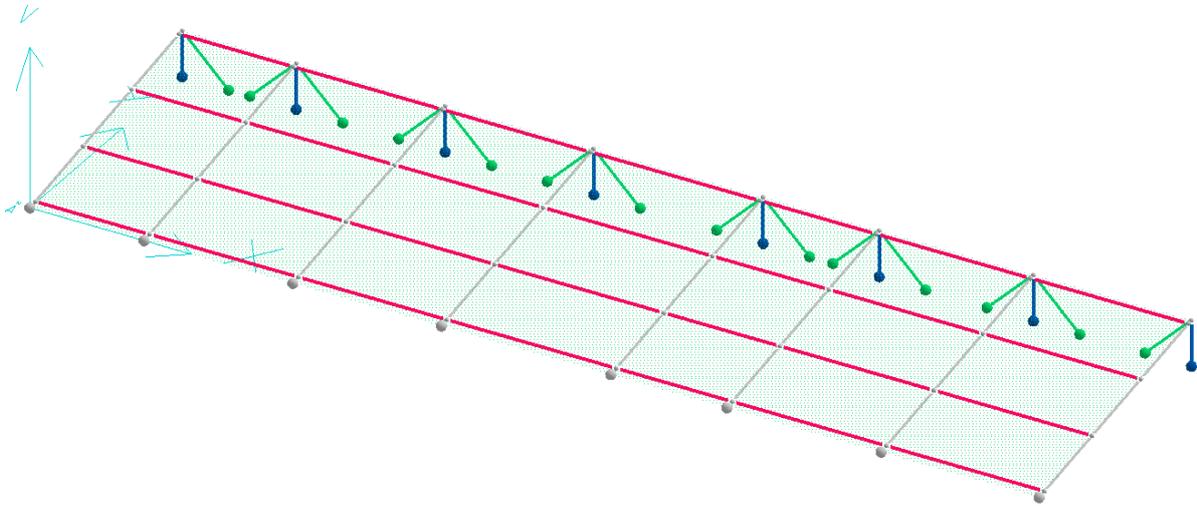
La struttura è stata verificata nella sua globalità realizzando un modello ad elementi finiti.

Sono stati inseriti tutti gli elementi strutturali in profili metallici principali HEA280 e secondari IPE240, le colonne HEA 160 e i controventi di sezione 60x60x6.

Sono stati applicati in vincoli esterni e i carichi.



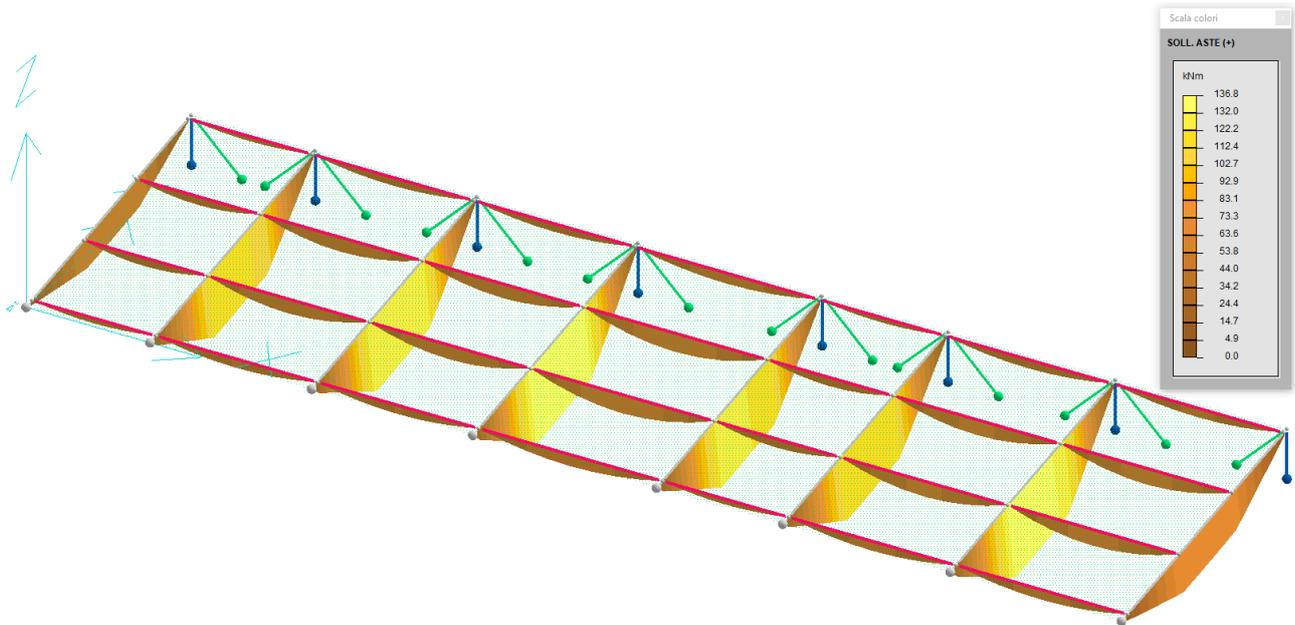
Modello solido - struttura metallica tetto verde



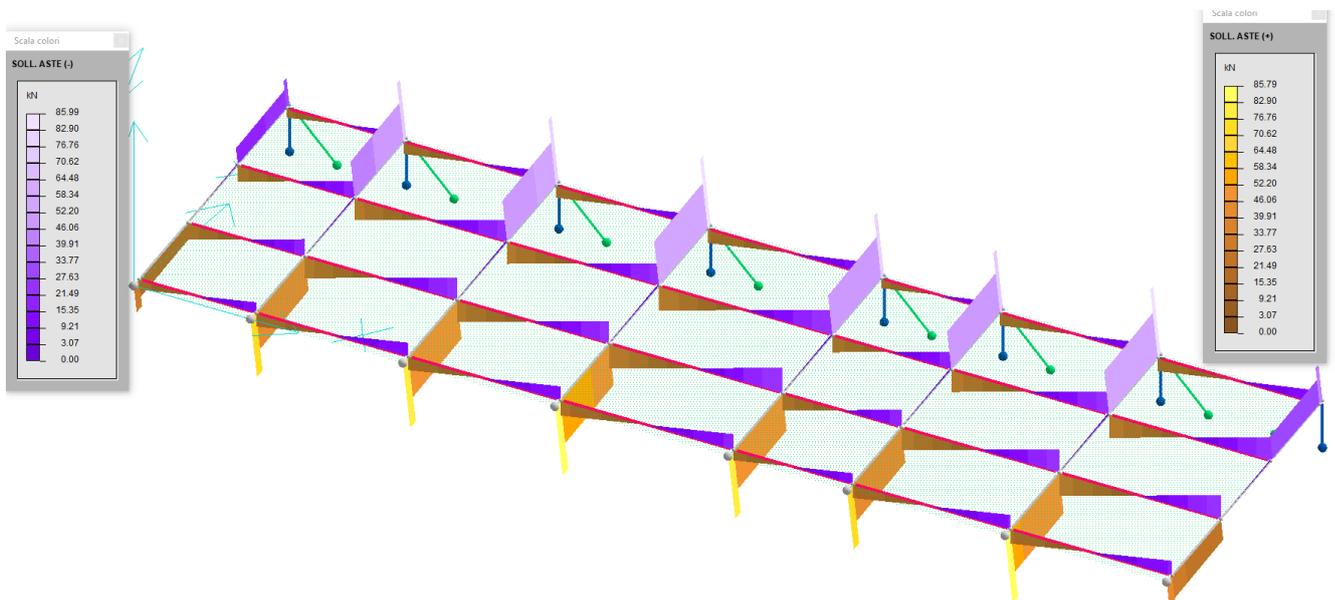
Modello fili fissi - struttura metallica tetto verde

12.4 RISULTATI E SOLLECITAZIONI

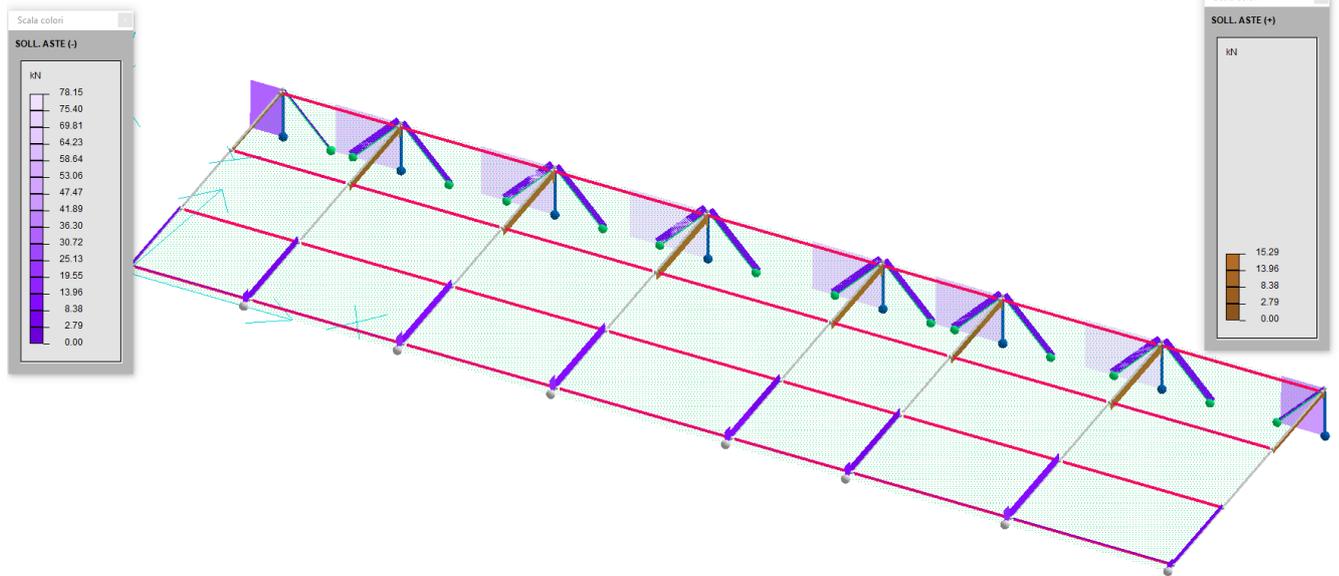
12.4.1 DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE – INVILUPPO SLU



12.4.2 DIAGRAMMA TAGLIO – INVILUPPO SLU



12.4.3 DIAGRAMMA AZIONE ASSIALE – INVILUPPO SLU



12.5 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riporta a seguire il tabulato dei casi di carico considerati e il tabulato riepilogativo delle verifiche.

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
2	SLU Solo Perm.	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
3	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
4	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.200	+		
5	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		

VERIFICA ASTE IN ACCIAIO

RIASSUNTO DELLE ASTE VERIFICATE CON L'ULTIMO CALCOLO EFFETTUATO

Rapporti di tensioni:

asta	sez	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %	
1	1	P_HEA280_S001	12	4	12	3	12	Si
3	1	P_HEA280_S001	25	8	25	6	25	Si
6	1	P_HEA280_S001	28	9	28	7	28	Si
8	1	P_HEA280_S001	29	9	29	7	29	Si
10	1	P_HEA280_S001	27	8	27	6	27	Si
12	1	P_HEA280_S001	25	8	25	6	25	Si
14	1	P_HEA280_S001	29	9	29	7	29	Si
16	1	P_HEA280_S001	15	5	15	4	15	Si
17	1	P_HEA280_S001	8	21	21	16	21	Si
18	1	P_HEA280_S001	16	44	44	33	44	Si
19	1	P_HEA280_S001	17	49	49	37	49	Si
20	1	P_HEA280_S001	18	52	52	40	52	Si
21	1	P_HEA280_S001	17	47	47	36	47	Si
22	1	P_HEA280_S001	16	45	45	34	45	Si
23	1	P_HEA280_S001	18	51	52	39	52	Si
24	1	P_HEA280_S001	10	27	27	21	27	Si
25	1	P_HEA280_S001	1	20	20	20	20	Ss
26	1	P_HEA280_S001	1	43	43	21	43	Si
27	1	P_HEA280_S001	1	49	49	24	49	Si
28	1	P_HEA280_S001	1	52	52	25	52	Si
29	1	P_HEA280_S001	1	47	47	23	47	Si
30	1	P_HEA280_S001	1	45	45	22	45	Si
31	1	P_HEA280_S001	1	51	51	25	51	Si
32	1	P_HEA280_S001	1	27	27	27	27	Si
33	1	P_HEA280_S001	8	20	20	0	20	Si
34	1	P_HEA280_S001	16	43	43	0	43	Si
35	1	P_HEA280_S001	18	48	48	0	48	Si
36	1	P_HEA280_S001	19	51	51	0	51	Si
37	1	P_HEA280_S001	18	46	46	0	46	Si
38	1	P_HEA280_S001	17	44	44	0	44	Si
39	1	P_HEA280_S001	19	50	50	0	50	Si
40	1	P_HEA280_S001	10	27	27	0	27	Si
41	1	P_HEA280_S001	12	3	12	0	12	Si
42	1	P_HEA280_S001	25	5	25	0	25	Si
43	1	P_HEA280_S001	28	5	28	0	28	Si
44	1	P_HEA280_S001	29	6	29	0	29	Si
45	1	P_HEA280_S001	27	5	27	0	27	Si
46	1	P_HEA280_S001	25	5	25	0	25	Si
47	1	P_HEA280_S001	29	6	29	0	29	Si
48	1	P_HEA280_S001	15	3	15	0	15	Si
2	2	P_HEA160_S002	0	4	4	4	4	Ss
4	2	P_HEA160_S002	0	7	7	7	7	Ss
5	2	P_HEA160_S002	0	8	8	8	8	Ss
7	2	P_HEA160_S002	0	8	8	9	9	Ss
9	2	P_HEA160_S002	0	7	7	8	8	Ss
11	2	P_HEA160_S002	0	7	7	8	8	Ss
13	2	P_HEA160_S002	0	8	8	9	9	Ss
15	2	P_HEA160_S002	0	5	5	5	5	Ss
49	3	P_IPE240_S003	6	11	11	10	11	Si
50	3	P_IPE240_S003	8	18	18	16	18	Si
51	3	P_IPE240_S003	8	18	18	16	18	Si
52	3	P_IPE240_S003	9	23	23	20	23	Si
53	3	P_IPE240_S003	6	11	11	10	11	Si
54	3	P_IPE240_S003	8	19	19	17	19	Si
55	3	P_IPE240_S003	9	20	20	18	20	Si
56	3	P_IPE240_S003	10	17	17	0	17	Si
57	3	P_IPE240_S003	13	29	29	0	29	Si
58	3	P_IPE240_S003	13	29	29	0	29	Si
59	3	P_IPE240_S003	15	37	37	0	37	Si
60	3	P_IPE240_S003	10	18	18	0	18	Si
61	3	P_IPE240_S003	13	31	31	0	31	Si
62	3	P_IPE240_S003	14	32	32	0	32	Si
63	3	P_IPE240_S003	10	17	17	15	17	Si
64	3	P_IPE240_S003	13	29	29	25	29	Si
65	3	P_IPE240_S003	13	29	29	0	29	Si
66	3	P_IPE240_S003	15	37	37	0	37	Si
67	3	P_IPE240_S003	10	18	18	0	18	Si
68	3	P_IPE240_S003	13	31	31	27	31	Si
69	3	P_IPE240_S003	14	32	32	28	32	Si
70	3	P_IPE240_S003	6	10	10	0	10	Si
71	3	P_IPE240_S003	8	17	17	0	17	Si
72	3	P_IPE240_S003	8	17	17	0	17	Si
73	3	P_IPE240_S003	9	21	21	0	21	Si
74	3	P_IPE240_S003	6	10	10	0	10	Si
75	3	P_IPE240_S003	8	18	18	0	18	Si
76	3	P_IPE240_S003	8	19	19	0	19	Si
77	4	P_LU60x6_S004	1	3	3	5	5	Ss
78	4	P_LU60x6_S004	1	5	5	14	14	Ss
79	4	P_LU60x6_S004	1	5	5	12	12	Ss
80	4	P_LU60x6_S004	1	6	6	15	15	Ss

81	4	P_LU60x6_S004	1	5	5	14	14	Ss
82	4	P_LU60x6_S004	1	6	6	16	16	Ss
83	4	P_LU60x6_S004	1	6	6	16	16	Ss
84	4	P_LU60x6_S004	1	5	5	14	14	Ss
85	4	P_LU60x6_S004	1	5	5	14	14	Ss
86	4	P_LU60x6_S004	1	5	5	13	13	Ss
87	4	P_LU60x6_S004	1	5	5	14	14	Ss
88	4	P_LU60x6_S004	1	5	5	14	14	Ss
89	4	P_LU60x6_S004	1	6	6	16	16	Ss
90	4	P_LU60x6_S004	1	3	3	6	6	Ss



13 VERIFICA PORTALE PER PIANTE ARRAMPICANTI

13.1 DESCRIZIONE SINTETICA DELL'OPERA

L'opera oggetto del presente capitolo è un portale metallico con funzione di mascheramento e abbellimento del fabbricato tecnologico e delle zone limitrofe all'imbocco della galleria. In particolare, esso fungerà da supporto per delle piante rampicanti.

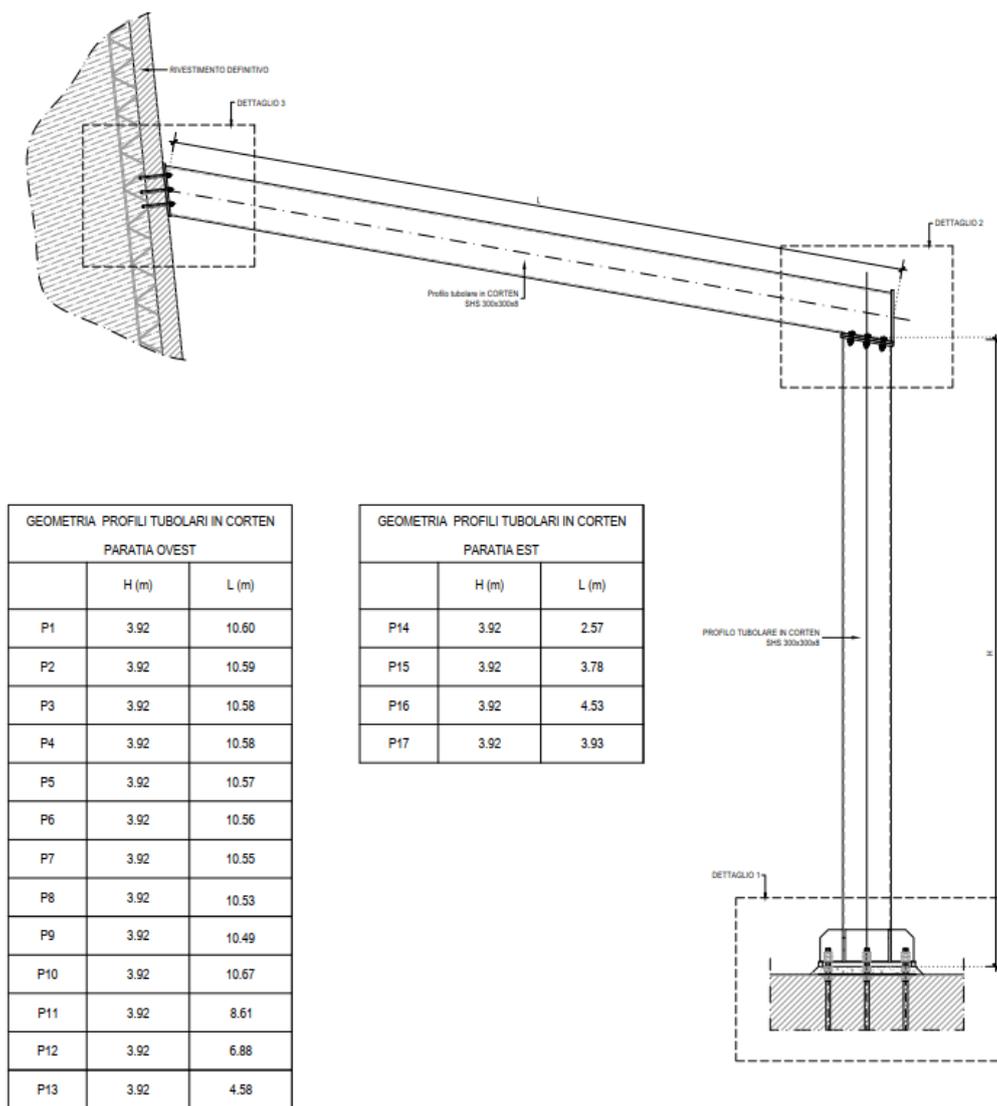


Figura 13-1: Sezione del portale

I portali hanno geometria variabile. Ai fini del calcolo si è considerato rappresentativo il portale P11, in quanto i portali dal 1 al 10, hanno le travi che vengono ad essere vincolate al tetto del fabbricato; pertanto, come portale indipendente il P11 risulta essere quello con luce della trave maggiore.

Si riportano in seguito alcuni dettagli estratti dalla tavola di carpenteria 306 - F00_FA00_STR_CP01 alla quale si rimanda per ulteriori dettagli

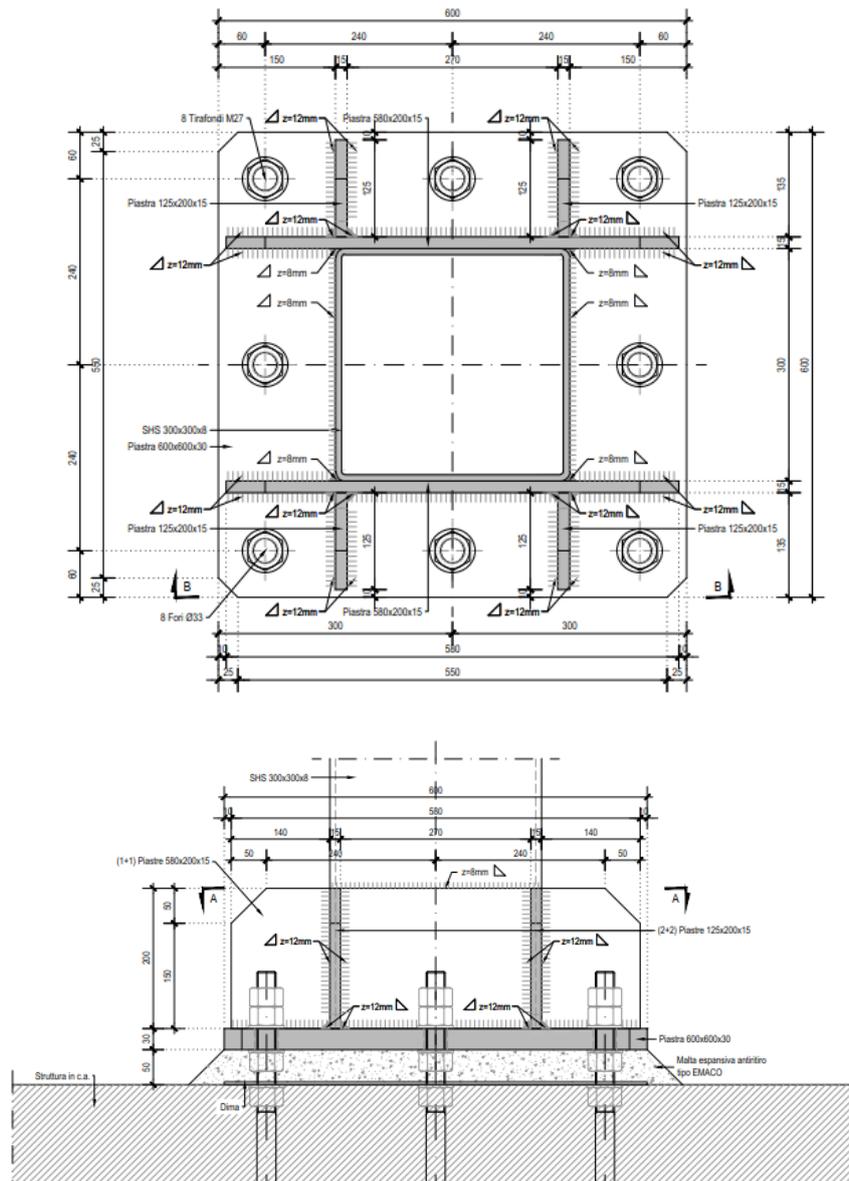


Figura 13-2: Piastra di base portale

La sezione di trave e pilastro è stata scelta di dimensioni 300x300 su richiesta architettonica. Lo spessore del tubolare adottato è 8 mm. L'acciaio previsto è classe S275J2 corten.

13.2 ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati sono i seguenti:

- G1-Peso proprio carpenteria considerando peso specifico acciaio 7850 kg/mc
- G2-Peso vegetazione sulla trave: 50 kg/m
- Qk1-Ghiaccio: Si considera attorno alla trave uno spessore di 5 cm di con peso specifico 900 kg/mc, il quale porta ad un peso a metro lineare di $325 \times 4 \times 50 / 1000 \times 2 \times 900 = 60 \text{ kg/m}$
- Qk2-Neve: $260 \times 0.3 = 78 \text{ kg/m}$
- Qk3-Vento: Considerando una pressione base di 65 kg/mq e un coefficiente di forza di 2.1, il carico lineare applicato sia alla trave che al pilastro vale 140 kg/m.

13.3 COMBINAZIONE DEI CARICHI

La seguente tabella mostra le combinazioni dei carichi considerate.

	FLOOR BEAMS DESIGN UNDER VERTICAL LOADS			STATIC LFRS DESIGN					
				Max compression				Max tension	
	SLQP (V)	SLR (V)	ULS (V)	ULS (V)+ (Wy)m	ULS (V)+ (Wx)m	ULS (V)+ (Wx)m (Nmax)	ULS (V)+ (Wy)m (Nmax)	ULS (V)+ (Wx)m (Nmin)	ULS (V)+ (Wy)m (Nmin)
1: G1-Peso proprio [3D]	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.9
3: G2-Vegetazione [3D]	1	1	1.5	1.5	1.5	1	1	0.9	0.9
4: Qk1-Ghiaccio [3D]	0	1	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	0	0
5: Qk2-Neve [3D]	0	1	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	0	0
6: Qk3-VentoX [3D]	0	0	0	0	0.9	1.5	0	1.5	0
7: Qk3-VentoY [3D]	0	0	0	0.9	0	0	1.5	0	1.5

13.4 DESCRIZIONE DEL MODELLO FE

Il modello FE è stato implementato tramite l'ausilio di elementi finiti di tipo *beam*. Il pilastro si considera incastrato alla base, mentre la trave incernierata ad entrambi gli estremi. La trave a favore di sicurezza è stata implementata di lunghezza inclinata 9.5 m e pilastro altezza 4 m, pertanto con dimensioni leggermente superiori rispetto a quelle della geometria di riferimento. La seguente immagine mostra una vista del modello

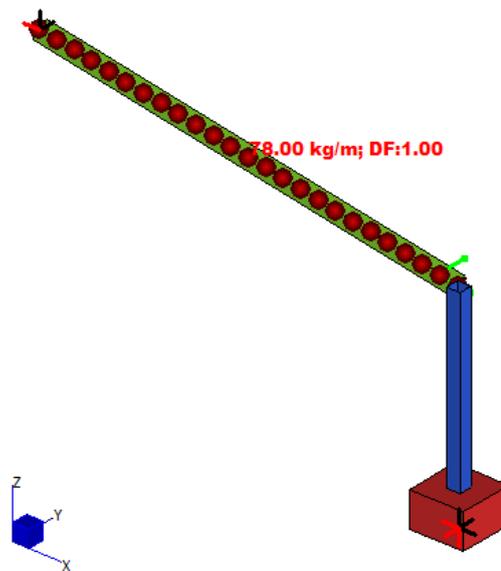


Figura 13-3: Vista 3D del modello FE con carico Neve applicato

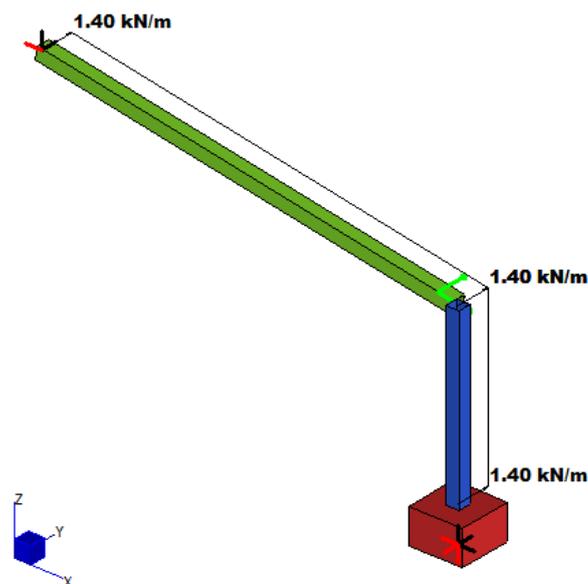


Figura 13-4: Vista 3D del modello FE con carico Neve applicato

13.5 RISULTATI DELLE ANALISI

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	0.00	58.25
	[Bm:1]	[Bm:1]

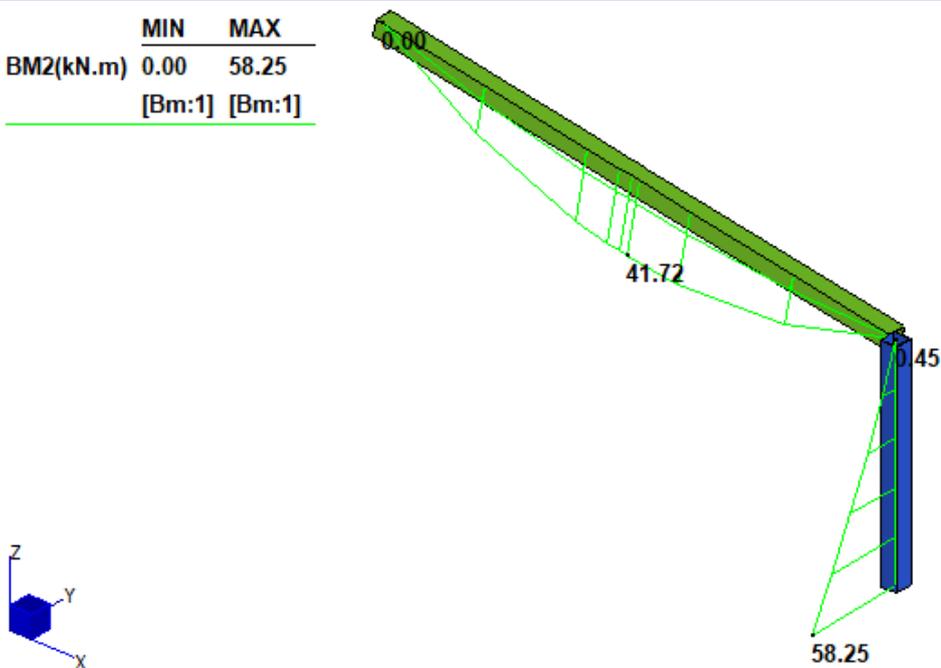


Figura 13-5: Momento flettente involucro

	MIN	MAX
SF2(kN)	-18.65	17.57
	[Bm:1]	[Bm:2]

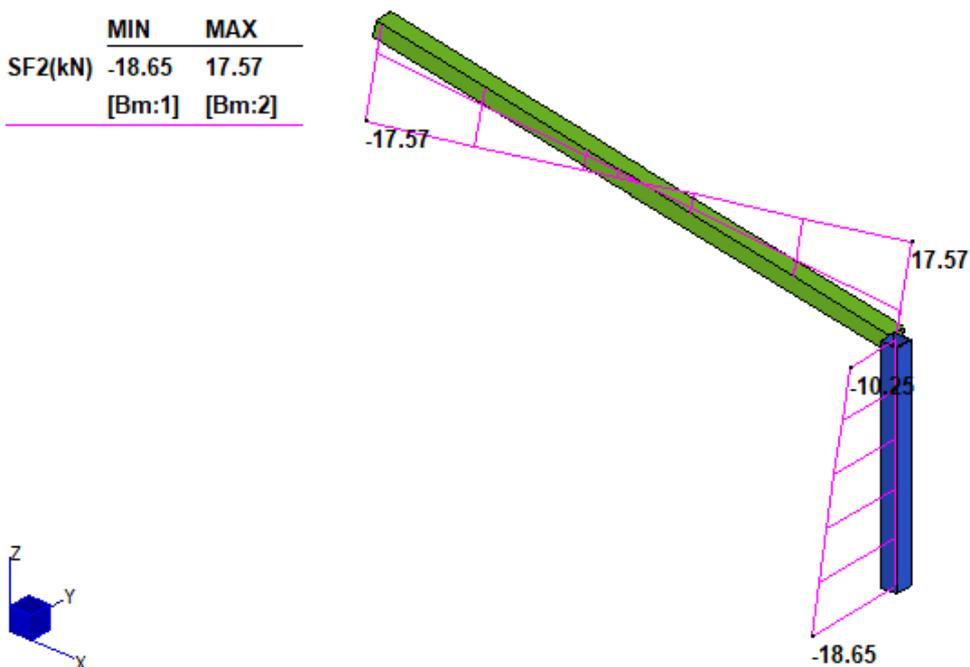


Figura 13-6: Taglio involucro

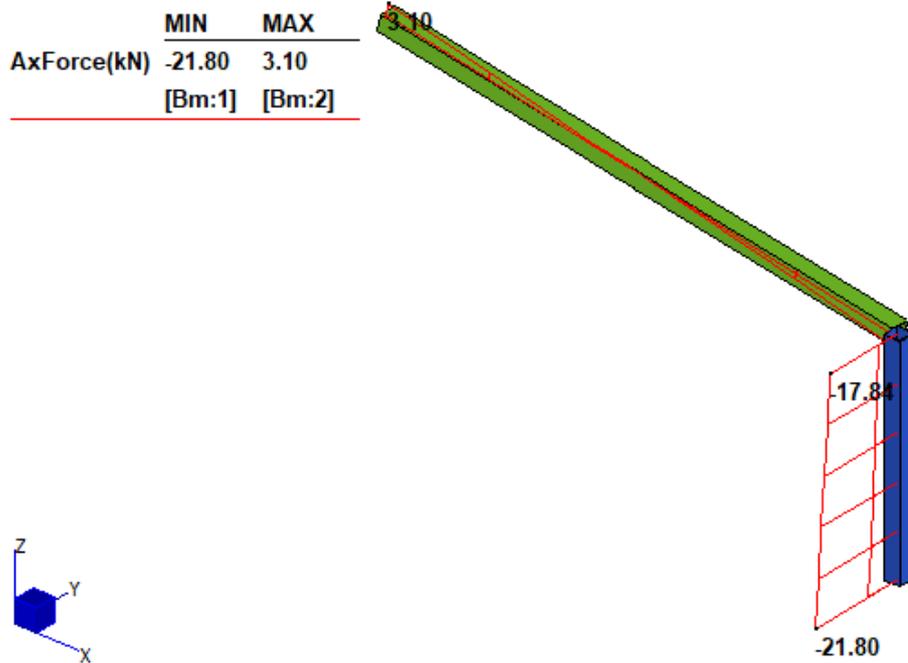


Figura 13-7: Sforzo assiale involucro

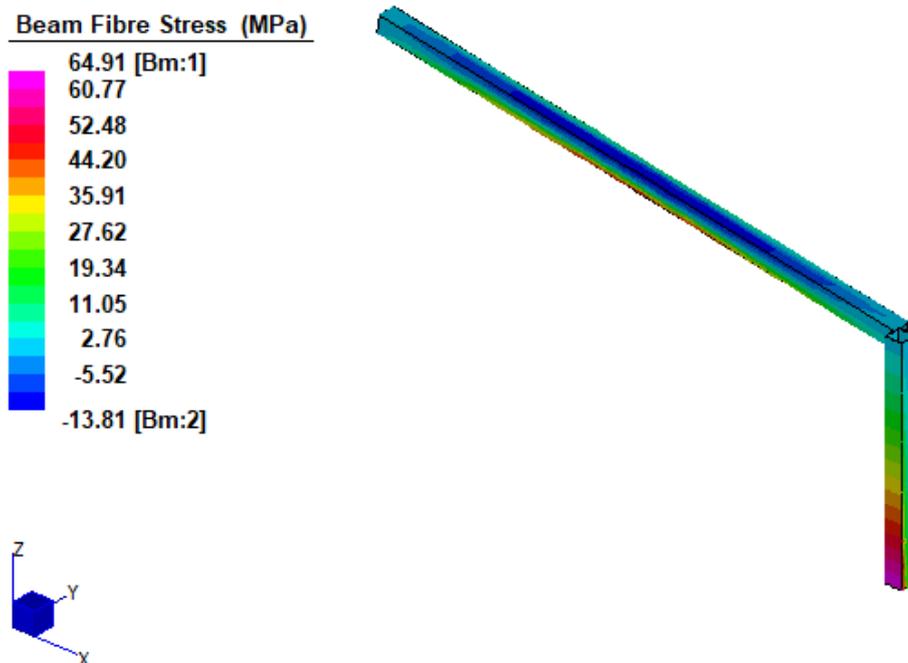


Figura 13-8: Tensioni normali σ involucro.

13.6 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

Si riporta la deformata orizzontale per il vento. Lo spostamento in sommità del pilastro risulta essere circa 7.7 mm, pertanto circa $H/500$, valore accettabile.

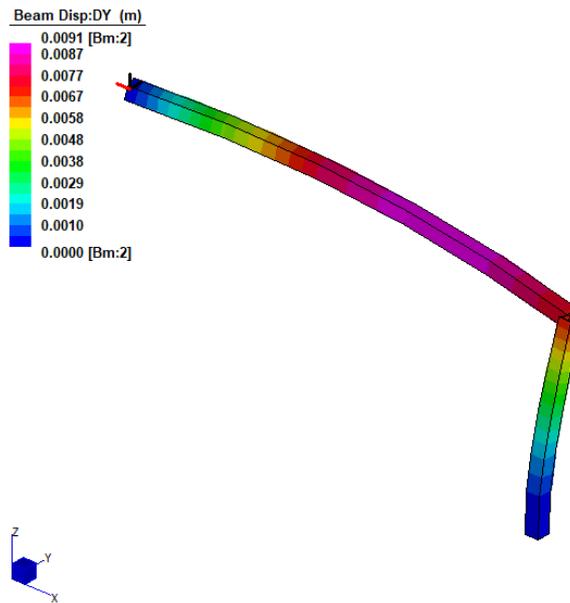


Figura 13-9: Contour degli spostamenti in Y per il vento SLE.

Si riporta sotto la deformata per la combinazione SLE Rara.

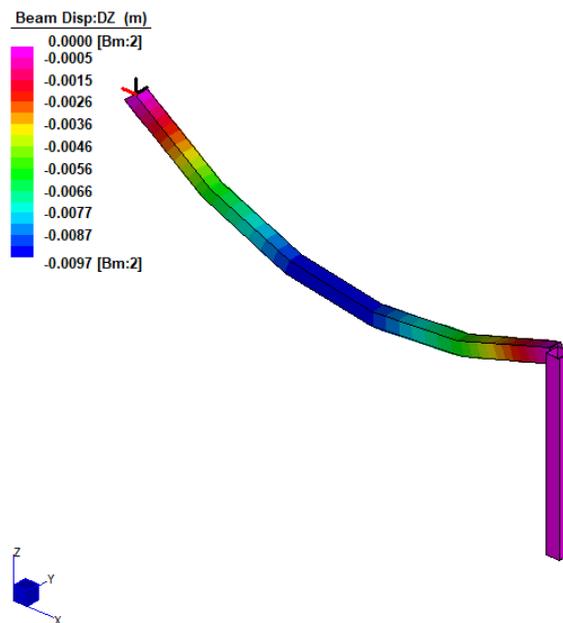


Figura 13-10: Contour degli spostamenti in Z per combinazione SLE rara

Il massimo spostamento risulta pari a 9.7 mm, pertanto circa $L/1000$, valore inferiore sopra al limite definito dalla normativa pari $L/250$.

13.7 VERIFICHE ELEMENTI

Segue la verifica di stabilità del pilastro

VERIFICA DI INSTABILITA' PILASTRO

INPUT GENERALI

Geometria colonna			
Altezza	H	4000	mm
Fattore di riduzione per instabilità flessione-torsionale	χ_{LT}	1.00	-

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA SEZIONE

Dati geometrici della sezione			
Larghezza esterna in y (Lato corto)	b_{ye}	300	mm
Larghezza esterna in z (Lato lungo)	b_{ze}	300	mm
Spessore flangia in y (Flangia del lato lungo)	t_{fy}	8	mm
Spessore flangia in z (Flangia del lato corto)	t_{fz}	8	mm
Caratteristiche acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	275	MPa
Coefficienti di sicurezza	$\gamma_{M0} = \gamma_{M1}$	1.10	
Modulo elasticità acciaio	E_a	210000	MPa

Dati geometrici della sezione			
Larghezza interna in y	b_{yi}	284	mm
Larghezza interna in z	b_{zi}	284	mm
Area acciaio	A_a	93	cm ²
Area interna	A_c	807	cm ²

Flessione attorno all'asse Y-Y (Asse Forte)			
Momento d'inerzia	I_{yy}	13288	cm ⁴
Raggio d'inerzia	ρ_{yy}	11.93	cm
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,yy}$	886	cm ³
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,yy}$	1023	cm ³

Flessione attorno all'asse Z-Z (Asse Debole)			
Momento d'inerzia	I_{zz}	13288	cm ⁴
Raggio d'inerzia	ρ_{zz}	11.93	cm
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,zz}$	886	cm ³
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,zz}$	1023	cm ³

INPUT SOLLECITAZIONI

Sollecitazioni		Asse Y	Asse Z
Sforzo normale di compressione	N_{Ed} [kN]	-17.80	
Momento flettente	M_{Ed} [kNm]	58.25	0

VERIFICA DI INSTABILITA' A PRESSO-FLESSIONE NCT2008 METODO B

Parametri meccanici instabilità a compressione		Instabilità Y	Instabilità Z
Coefficiente di vincolo	β	2.00	2.00
Fattore d'imperfezione	α	0.49	0.49
Lunghezza di libera d'inflessione	L_0 [mm]	8000	8000
Snellezza	λ_0	67.08	67.08
Carico critico euleriano	N_{cr} [kN]	4303	4303
Snellezza adimensionale	λ'	0.773	0.773
Snellezza relativa	Φ	0.94	0.94
Coefficiente d'instabilità	χ	0.68	0.68

Resistenze plastiche		Asse Y	Asse Z
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{pl,Rd}$ [kN]	2336	2336
Momento resistente plastico	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	256	256

Resistenze critiche		Instabilità Y	Instabilità Z
Compressione	$N_{B,Rd}$ [kN]	1587	1587
Tasso di lavoro	$N_{Ed}/N_{B,Rd}$	-0.011	-0.011
Tensione critica elastica equivalente	σ_{cr} [MPa]	170	170
Valore di omega equivalente CNR10011	ω	1.47	1.47

Calcolo dei coefficienti di interazione		Instabilità Y	Instabilità Z
Coefficienti di distribuzione del momento	$\psi_y - \psi_z$	0.00	0.00
Coefficienti di momento equivalente	$\alpha_{my} - \alpha_{mz}$	0.60	1.00
Coefficiente di interazione	$k_{yy} - k_{zz}$	0.595	0.991
Coefficienti di interazione misti	$k_{yz} - k_{zy}$	0.595	0.000

Resistenze critiche presso-flessione		Instabilità Y	Instabilità Z
Tasso di lavoro da Momento asse y	$k M_{y,Ed}/M_{pl,y,Rd}$	0.135	0.000
Tasso di lavoro da Momento asse z	$k M_{z,Ed}/M_{pl,z,Rd}$	0.000	0.000

Verifica finale		Instabilità Y	Instabilità Z
Tasso di lavoro complessivo	Formule C4.2.37	0.124	-0.011

La verifica di resistenza della trave si evince dalle tensioni normali mostrate in Figura 13-8 le quali sono inferiori alla tensione limite pari a $275/1.05=261$ (Mpa).

13.8 VERIFICA NODI

1.1.1 VERIFICA PIASTRA DI BASE

Lo sforzo massimo sul tirafondo trascurando lo sforzo normale vale:

$$N_t = \frac{M}{(n \cdot 0.9 \cdot d)} = \frac{58.25}{3 \times 0.9 \times 0.54} \approx 40 \text{ (kN)}$$

Si prescrivono tirafondi M27 in acciaio S355J2 con sviluppo complessivo di 1000 mm.

Segue il calcolo della resistenza di ancoraggio del tirafondo, trascurando il contributo del bolzone che comunque viene disposto.

Bar yield strength	Bar ultimate strength	Partial factor
f_{yd} [Mpa]	f_{ud} [Mpa]	
355	510	1.25

Concrete properties	
R_{ck} [Mpa]	f_{bd} [Mpa]
30	1.17

Bar diameter	Bar area	Straight length	Design anchorage length	Bar axial strength	Bar shear strength	Anchorage axial strength	Bar tensile stress
ϕ [mm]	A_{res} [mm ²]	l_1 [mm]	l_{bd} [mm]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$N_{a,Rd}$ [kN]	σ_{sd} [Mpa]
27	459.00	460	1000	169	112	99	209

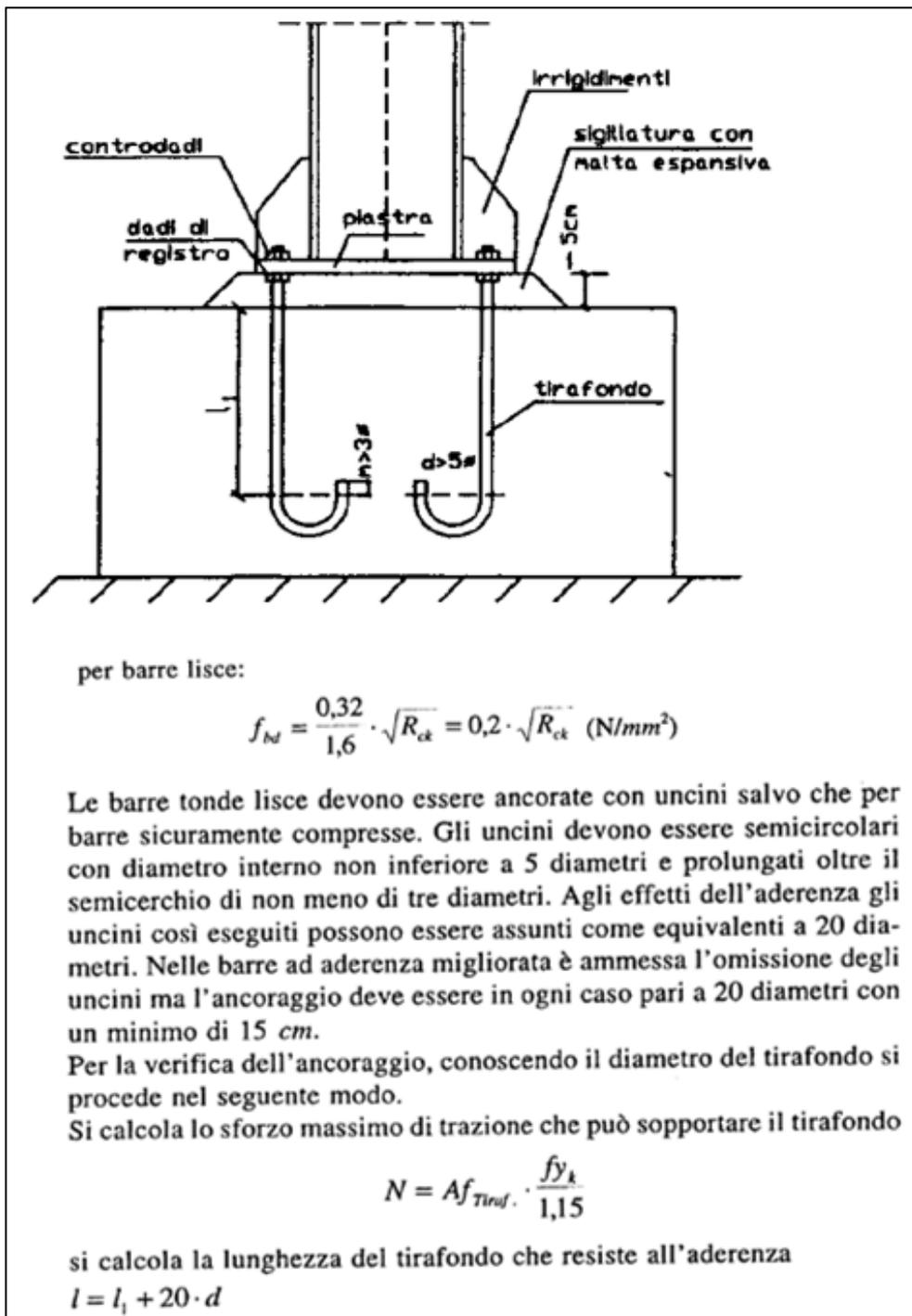


Figura 13-11: Teoria utilizzata per il calcolo della resistenza ancoraggio tirafondo.

1.1.2 VERIFICA GIUNZIONE CON PARATIA

VERIFICA GIUNZIONE CON PARATIA

INPUT

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Caratteristiche Acciaio dei bulloni

Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yb} [Mpa]	500
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tb} [Mpa]	600

Caratteristiche Acciaio

Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk} [Mpa]	510
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk} [Mpa]	355
Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd} [Mpa]	338

Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali

Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	1.05
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M2}	1.25

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Flangia

Spessore	t [mm]	15
----------	----------	-----------

Dati geometrici del bullone

FILETTO

Diametro del gambo	d [mm]	16
Diametro del foro	d_0 [mm]	18.0
Area del gambo	A_b [cm ²]	2.01
Area filettata	$A_{b,res}$ [cm ²]	1.570

Dati geometrici della bullonatura

Numero di bulloni per fila	n_b	3
Numero di lati	n_l	2
Numero di file per lato	n_{fl}	1
Numero totale di bulloni resistenti a taglio	$n_{b,TOT}$	6

Distanze bulloni-baricentro (riferita ad una fila sola)

Bullone i-esimo	y_i [mm]	90
Bullone i-esimo	y_i [mm]	0
Bullone i-esimo	y_i [mm]	-90
Bullone i-esimo	y_i [mm]	0
Bullone i-esimo	y_i [mm]	0
Bullone i-esimo	y_i [mm]	0

Disposizioni geometriche

Distanza dal bordo in direzione longitudinale	e_1 [mm]	75
Passo tra i bulloni in direzione longitudinale	p_1 [mm]	90
Distanza dal bordo in direzione trasversale	e_2 [mm]	40
Passo tra i bulloni in direzione trasversale	p_2 [mm]	380

AZIONI SOLLECITANTI

Sollecitazioni trasmesse alla connessione

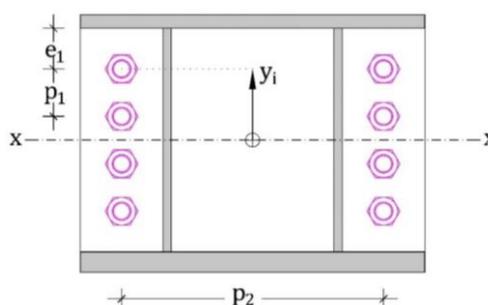
Taglio asse y	$V_{sd,y}$ [kN]	18.00
Taglio asse x	$V_{sd,x}$ [kN]	10.00
Torsione	T_{sd} [kNm]	0.00
Trazione	N_{sd} [kN]	0.00
Momento attorno asse xx	$M_{sd,x}$ [kNm]	0.00

OUTPUT

PROPRIETA' GEOMETRICHE

Proprietà geometriche della bullonatura

Distanza massima bullone	$y_{i,max}$ [mm]	90
Inerzia totale della bullonatura per flessione attorc.	Σy_i^2 [mm ²]	32 400



VERIFICA DI RESISTENZA DELLA BULLONATURA

Taglio massimo sul bullone singolo

Contributo del Taglio y (Vsd)	$F_{y,V}$ [kN]	3.00
Contributo del Taglio x (Vsd)	$F_{x,V}$ [kN]	1.67
Contributo della Torsione (Tsd)	$F_{y,T}$ [kN]	0.00

Trazione massima sul bullone singolo

Contributo del momento (MCA)	$F_{t,Mx}$ [kN]	0.00
Contributo dello Sforzo assiale (NSd)	$F_{t,N}$ [kN]	0.00

Resistenza a taglio

Taglio sollecitante massimo sul bullone	$F_{v,Ed}$ [kN]	3.43
Resistenza a taglio del bullone singolo	$F_{v,Rd}$ [kN]	45.22
Coefficiente di sicurezza a taglio	$F_{v,Rd}/F_{v,Ed}$	13.18

Resistenza a trazione

Trazione sollecitante massima sul bullone	$F_{t,Ed}$ [kN]	0.00
Resistenza a trazione del bullone singolo	$F_{t,Rd}$ [kN]	67.82
Coefficiente di sicurezza a trazione	$F_{t,Rd}/F_{t,Ed}$	-

Verifica finale

Coefficiente di sicurezza per interazione taglio-trazione		13.18
---	--	--------------

VERIFICA DI RIFOLLAMENTO

Coefficienti geometrici

Coefficiente di riduzione	α	1.00
Coefficiente di amplificazione	k	2.50

Rifollamento flangia

Sforzo sollecitante	$F_{b,Ed}$ [kN]	3
Resistenza a rifollamento	$F_{b,Rd}$ [kN]	245
Coefficiente di sicurezza	$F_{b,Rd}/F_{b,Ed}$	71.33