

ARKISTUDIO
SOCIETA' DI PROGETTAZIONE s.r.l.

VERCELLI - Via Viganotti, 2
tel.: 0161259088 - fax.: 0161602132
e-mail: info@arkistudio.eu
www.arkistudio.eu

AMMINISTRATORE E DIRETTORE TECNICO

TULLIO TOSELLI

ARCHITETTO
N. 72 ORDINE ARCHITETTI
DI VERCELLI

PROVINCIA DI VERCELLI

COMUNE DI
SALUGGIA

RIQUALIFICAZIONE EDIFICIO
IN VIA DON CARRA PER
REALIZZAZIONE POLO
SOCIO SANITARIO

NUMERO: 236

COMMITTENTE:

COMUNE DI SALUGGIA
Piazza del Municipio, 16 - 13040 Saluggia

FASE PROGETTUALE: PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

TAVOLA:

TIPOLOGIA: STRUTTURE

ELABORATO:

RELAZIONE DI CALCOLO AUTORIMESSE ESTERNE

SCALA:

N° EDIZIONE	REDAZIONE		VERIFICA		VALIDAZIONE		CONSEGNA
	DATA:	NOME:	DATA:	NOME:	DATA:	NOME:	DATA:
PRIMA EDIZIONE	30/09/2021	G.G.	30/09/2021	T.T.	30/09/2021	T.T.	SETTEMBRE 2021
SECONDA EDIZIONE							
TERZA EDIZIONE							
QUARTA EDIZIONE							
QUINTA EDIZIONE							

PATH: 236-Saluggia Centro Servizi Sociali\VERIFICATO\definitivo-esecutivo

FILE: Testa.dwg
Relazione di Calcolo.pdf

LAYOUT: Relazione Calcolo Box

PATH: 236-Saluggia Centro Servizi Sociali\USCITA\PDF\definitivo-esecutivo

FILE: Relazione di Calcolo Autorimesse Esternei.pdf

1. Premessa

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica, in accordo con le prescrizioni contenute nel paragrafo 10.1 delle "Norme Tecniche" per le Costruzioni. Relativamente al progetto in oggetto il documento descrive in particolare le modalità operative di applicazione della normativa vigente. Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte a "regola d'arte" dal progettista, secondo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni. Per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello ed al fine di garantire la sicurezza della costruzione è stato utilizzato il metodo agli stati limite, rispettando le prescrizioni previste dalle normative di riferimento elencate nel documento. Si riporta di seguito in proposito l'insieme delle verifiche strutturali, atte a garantire la resistenza ed il comportamento della struttura sia in condizioni di esercizio che sotto l'azione di eventi di carico straordinari. Secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni la relazione di calcolo riporta infine una sezione relativa alle analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, al fine di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli svolti e di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

2. Descrizione dell'opera

Oggetto di questa analisi sono le strutture necessarie per realizzare due bassi fabbricati ad uso ricovero automezzi aventi le seguenti caratteristiche:

- Fabbricato A:
 - Dimensioni in pianta pari a 18.30x6.65 m;
 - Fondazioni con travi rovesce continue;
 - Muratura in elevazione spessore 30 cm portante;
 - Copertura ad una falda con struttura lignea.

- Fabbricato B:
 - Dimensioni in pianta pari a 6.80x4.63 m;
 - Fondazioni con travi rovesce continue;
 - Muratura in elevazione spessore 30 cm portante;
 - Copertura con solaio in laterocemento

3 Dati generali

In questo paragrafo si riportano le caratteristiche generali relative all'opera, alla località di ubicazione ed i dati anagrafici dei soggetti coinvolti nell'intervento.

3.1 Caratteristiche

Nome Progetto: Realizzazione bassi fabbricati per ricovero automezzi
Tipologia opera: Servizi **Tipologia di intervento:** Nuova costruzione
Normativa di riferimento: Stati limite Norme Tecniche 2018

3.2 Località

Descrizione area:
Comune: Saluggia **Provincia:** Vercelli

3.3 Dati per analisi sismica

Vita nominale della struttura: 50 anni **Zona Sismica:** 4

3.4 Soggetti coinvolti

Progettista strutture:

architetto Tullio Toselli

Progettista architettonico:

architetto Tullio Toselli

Impresa:

da definire

Proprietà:

Comune di Saluggia

Direttore Lavori:

architetto Tullio Toselli

Committente:

Comune di Saluggia

Collaudatore:

da definire

4. Riferimenti normativi

I calcoli della presente relazione fanno riferimento alla normativa vigente ed in particolare:

Normativa nazionale

- *Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018*
"Norme Tecniche per le Costruzioni 2018"
- *Circolare 21 gennaio 2019, n. 7*
"Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018". (GU n. 35 del 11-2-2019)"
- *Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996.*
"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. (G.U. 5-2-1996, N. 29)"
- *Circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG.*
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996"
- *Decreto Ministeriale 9 Gennaio 1996*
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche. (Da utilizzarsi nel calcolo col metodo degli stati limite) (G.U. 5-2-1996, N. 29)"
- *Circolare 15 ottobre 1996, n. 252 AA.GG./S.T.C.*
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996. (G.U. 26-11-1996, n. 277 - suppl.)"
- *Decreto Ministeriale 20 novembre 1987*
"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. (Suppl. Ord. alla G.U. 5-12-1987, n. 285)"

Eurocodici

- *UNI EN 1992-1-1: 2005*
"Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- *UNI EN 1992-1-2: 2005*
"Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio".

5. I materiali

Eventuali prove di durabilità

Vengono inoltre previste le seguenti prove di penetrazione agli agenti aggressivi e di permeabilità, secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 12390-8: 2002.

In fase progettuale non viene definita alcuna prova specifica di durabilità. La previsione di queste prove e la definizione attuativa delle stesse viene demandata al tecnico eventualmente incaricato di effettuarle, nelle modalità e con la definizione tecnologica più appropriata definibili al momento dell'incarico.

Negli elaborati grafici sono presenti le specifiche dei materiali da impiegarsi nell'esecuzione delle opere in progetto.

6. Azioni e Carichi sulla struttura

Con riferimento al paragrafo 2.5.1.3 delle NTC, le azioni che investono la struttura sono classificate in relazione alla durata della loro presenza nell'arco della vita di progetto come:

- **permanenti (G):** azioni con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, tra le quali:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- **variabili (Q):** azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- **eccezionali (A):** azioni che si verificano eccezionalmente:
 - incendi
 - esplosioni
 - urti ed impatti
- **sismiche (E):** azioni derivanti dai terremoti.

L'effetto delle azioni viene valutato ai fini delle verifiche con l'approccio semiprobabilistico agli stati limite, secondo diverse combinazioni:

- **Combinazione fondamentale** dei carichi, impiegata per gli stati limite ultimi (nei risultati SLU statica)
$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione caratteristica rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili (nei risultati SLE rara)
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili (nei risultati SLE frequente)
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione quasi permanente**, impiegata per gli effetti a lungo termine (nei risultati SLE quasi permanente)
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A
$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (nei risultati SLU sisma)
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dettagli per la combinazione sismica

La valutazione dell'azione sismica E è condotta secondo le specifiche del capitolo 3.2 e in accordo con le prescrizioni del capitolo 7.3.3 delle NTC per i tipi di analisi sismica lineare sia dinamica che statica.

I risultati così ottenuti per ciascuna direzione, X e Y (eventualmente anche Z), vengono poi combinati secondo le indicazioni del capitolo 7.3.5 delle NTC, ovvero vengono sommati i contributi secondo il seguente criterio:

$$E_1 = 1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

$$E_2 = 0,30 \times E_x + 1,00 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

$$E_3 = 0,30 \times E_x + 0,30 \times E_y + 1,00 \times E_z$$

la rotazione dei coefficienti moltiplicativi permette l'individuazione degli effetti più gravosi, la direzione Z è opzionale in virtù delle prescrizioni al paragrafo 7.2.2 delle NTC.

Nella verifica allo stato limite ultimo si distinguono le combinazioni **EQU**, **STR** e **GEO** (cfr NTC § 2.6.1), rispettivamente definite come: stato limite di equilibrio EQU, che considera la struttura ed il terreno come corpi rigidi; stato limite di resistenza della struttura STR, da riferimento per tutti gli elementi strutturali, e stato limite di resistenza del terreno GEO.

Nelle verifiche STR, per la progettazione di elementi strutturali, si adottano i coefficienti della colonna A1. Nelle verifiche STR e GEO che coinvolgono azioni di tipo geotecnico possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali. Per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza complessiva, nell'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale.

Approccio 1, combinazione 1: si utilizzano per le azioni i coefficienti della colonna A1

Approccio 1, combinazione 2: si utilizzano per le azioni i coefficienti della colonna A2

Approccio 2: si utilizzano per le azioni i coefficienti della colonna A1

Coefficienti parziali per le azioni [cfr. NTC 2018 Tabella 2.6.I]

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Le Norme Tecniche prescrivono i valori dei coefficienti ψ in dipendenza dalle caratteristiche della funzione di ripartizione di ciascuna azione: si ammette infatti che, assieme alle azioni permanenti, esistano combinazioni di azioni in cui una sola azione è presente al valore caratteristico mentre le altre hanno intensità ridotte $\psi_0 Q_k$.

Le categorie di azioni variabili ed i rispettivi coefficienti di combinazione utilizzati nell'applicazione dei carichi al modello sono riportati nella tabella seguente:

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Permanenti	1,00	1,00	1,00
Permanenti non strutturali	1,00	1,00	1,00
Categoria A - Residenziale	0,70	0,50	0,30
Categoria B - Uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C - Ambienti affollati	0,70	0,70	0,60
Categoria D - Aree commerciali	0,70	0,70	0,60
Categoria E - Aree di accumulo o aree industriali	1,00	0,90	0,80
Categoria F - Veicoli con peso $\leq 30kN$	0,70	0,70	0,60
Categoria G - Veicoli con peso $> 30kN$	0,70	0,50	0,30
Categoria H - Coperture non praticabili	0,00	0,00	0,00
Categoria I - Coperture praticabili	0,00	0,00	0,00
Categoria K - Coperture per usi speciali	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,50	0,20	0,00
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,70	0,50	0,20
Variazioni termiche	0,60	0,50	0,00

Dettagli per le combinazioni di calcolo.

Per il progetto e la verifica degli elementi strutturali vengono distinti i risultati dell'analisi in condizione statica da quelli dell'analisi sismica.

Progetto e verifica in condizione statica

La verifica degli elementi è condotta considerando i risultati di ciascuna combinazione delle azioni di calcolo in condizione statica, ovvero vengono considerati ed involuppati i risultati massimi e minimi delle seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale SLU
- Combinazione SLE caratteristica rara
- Combinazione SLE frequente
- Combinazione SLE quasi permanente

Per ciascuna combinazione elencata vengono valutate le distinte configurazioni di carico distinguendo i diversi gruppi di carico e considerando tutte le possibili varianti secondo i metodi del calcolo combinatorio ottenendo così $2^n + 1$ combinazioni, dove 'n' coincide con il numero di carichi accidentali considerati nell'analisi, qui di seguito un esempio esplicativo.

Carico permanente	P
Carico accidentale residenziale	A

Le combinazioni dedotte sono:

P	solo carico permanente
P A	carico permanente + carico accidentale A

Inoltre per le combinazioni SLU e SLE caratteristica vengono individuate in aggiunta le permutazioni di tali configurazioni aventi di volta in volta un carico accidentale principale differente fra quelli considerati, qui di seguito un esempio esplicativo.

Carico permanente	P
Carico accidentale residenziale	A1
Carico accidentale tipo neve	A2
Carico accidentale tipo vento	A3

Le combinazioni dedotte sono:

P	solo carico permanente
P A1	carico permanente + carico accidentale A1
P A2	carico permanente + carico accidentale A2
P A3	carico permanente + carico accidentale A3
P A1 A2	carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A2
P A2 A1	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 (principale)
P A1 A3	carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A3
P A3 A1	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A3 (principale)
P A2 A3	carico permanente + carico accidentale A2 (principale) + carico accidentale A3
P A3 A2	carico permanente + carico accidentale A2 + carico accidentale A3 (principale)
P A1 A2 A3	carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A2 + carico accidentale A3
P A2 A1 A3	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 (principale) + carico accidentale A3
P A3 A1 A2	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 + carico accidentale A3 (principale)

Le effettive combinazioni generate per i diversi stati limite sono riportate nei paragrafi seguenti.

Per gli elementi trave e pilastro, e in generale gli elementi 'asta, vengono involuppati i risultati di ciascuna combinazione e vengono individuati i valori massimi e minimi dando luogo alle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima per l'azione assiale N,
- massima e minima per le azioni di flessione attorno agli assi principali di inerzia di ciascun elemento Mz e My,
- massima e minima per le azioni taglianti lungo gli assi principali d'inerzia Tz e Ty.

Nella verifica di travi e pilastri, e in generale gli elementi 'asta, queste 6 sollecitazioni (N^+ , N^- , Mz^+ , Mz^- , My^+ , My^-) vengono considerate in condizione di pressoflessione deviata e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- N^+ , Mz^+ , My^+
- N^+ , Mz^+ , My^-
- N^+ , Mz^- , My^+
- N^+ , Mz^- , My^-
- N^- , Mz^+ , My^+
- N^- , Mz^+ , My^-
- N^- , Mz^- , My^+
- N^- , Mz^- , My^-

Per la verifica delle sezioni a taglio vengono individuati i valori massimi in modulo per ciascuna direzione principale scegliendo tra i valori involuppati di progetto (Tz^+ , Tz^- , Ty^+ , Ty^-).

Per gli elementi shell vengono individuati i seguenti valori di verifica:

- massimi e minimi per le tensioni membranali σ_x e σ_y ,
- massimi e minimi per le tensioni membranali τ_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni flessionali M_x , M_y e M_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni taglianti T_{zx} e T_{zy} .

La verifica degli elementi shell di tipo piastra è condotta valutando i valori massimi e minimi delle azioni involupate di flessione M_x , M_y e M_{xy} . Gli elementi bidimensionali a comportamento membranale vengono progettati combinando le sollecitazioni involupate in un calcolo sezionale indipendente.

Progetto e verifica in condizione sismica

Le verifiche effettuate in condizione statica vengono integrate con i risultati della combinazione sismica (anche SLU sisma) e secondo le specifiche delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

I risultati dell'azione sismica E danno luogo a sollecitazioni involupate e prive di segno in accordo con la combinazione quadratica completa (CQC, § C7.3.3 della Circolare Ministeriale 617 del 2009) necessarie per considerare le correlazioni tra i massimi contributi modali. La combinazione dei risultati nelle diverse direzioni, attraverso gli opportuni coefficienti di interazione, dà luogo alla combinazione sismica più gravosa (E1, E2, E3).

Per la verifica di travi e pilastri, e in generale degli elementi 'asta', la componente E della combinazione sismica individuata viene considerata positiva e negativa; la combinazione sismica dà luogo quindi alle sollecitazioni di progetto le quali vengono considerate in condizione di pressoflessione deviata (NE^+ , NE^- , $ME1^+$, $ME1^-$, $ME2^+$, $ME2^-$) e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- NE^+ , MEz^+ , MEy^+
- NE^+ , MEz^+ , MEy^-
- NE^+ , MEz^- , MEy^+
- NE^+ , MEz^- , MEy^-
- NE^- , MEz^+ , MEy^+
- NE^- , MEz^+ , MEy^-
- NE^- , MEz^- , MEy^+
- NE^- , MEz^- , MEy^-

Per la verifica delle sezioni a taglio vengono individuati i valori massimi in modulo per ciascuna direzione principale scegliendo tra i valori involuppati di progetto (TEz^+ , TEz^- , TEy^+ , TEy^-).

Per gli elementi shell vengono individuati i seguenti valori di verifica:

- massimi e minimi per le tensioni membranali σ_x e σ_y ,

- massimi e minimi per le tensioni membranali τ_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni flessionali M_x , M_y e M_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni taglianti T_{zx} e T_{zy} .

La verifica degli elementi shell di tipo piastra è condotta valutando i valori massimi e minimi delle azioni involuppate di flessione M_x , M_y e M_{xy} . Gli elementi bidimensionali a comportamento membranale vengono progettati combinando le sollecitazioni involuppate in un calcolo sezionale indipendente.

6.1 Combinazioni SLU statica

Sono presenti 20 diverse combinazioni. Saranno riportate solo le prime 10.

1,3*Permanenti+0,9*Vento|VENTO+0,75*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE+1,5*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1*Permanenti+0,9*Vento|VENTO+0,75*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE+1,5*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1,3*Permanenti+0,75*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE+1,5*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1*Permanenti+0,75*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE+1,5*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1,3*Permanenti+0,9*Vento|VENTO+1,5*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1*Permanenti+0,9*Vento|VENTO+1,5*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1,3*Permanenti+0,9*Vento|VENTO+1,5*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+0,9*Vento|VENTO+1,5*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1,3*Permanenti+1,5*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1*Permanenti+1,5*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1,3*Permanenti+1,5*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

...

6.2 Combinazioni SLE caratteristica

1*Permanenti+0,6*Vento|VENTO+0,5*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE+1*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1*Permanenti+0,5*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE+1*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1*Permanenti+0,6*Vento|VENTO+1*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1*Permanenti+0,6*Vento|VENTO+1*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Categoria H - Coperture non praticabili|ACC

1*Permanenti+1*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali

1*Permanenti+1*Vento|VENTO

1*Permanenti

6.3 Combinazioni SLE frequente

1*Permanenti+0,2*Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)|NEVE

1*Permanenti+1*Permanenti non strutturali

1*Permanenti+0,2*Vento|VENTO

1*Permanenti

6.4 Combinazioni SLE quasi permanente

1*Permanenti

6.5 Analisi dei carichi

La struttura è soggetta oltre che ai pesi propri anche a carichi esterni dovuti alla presenza di elementi non strutturali ed alla distribuzione di carichi permanenti e variabili legati alla funzione stessa dell'opera. Tra i carichi variabili inoltre vengono considerate le azioni del vento e della neve.

6.6 Carichi variabili da vento

Vengono qui di seguito riportati i parametri utilizzati per la valutazione della pressione del vento in conformità a quanto descritto nel paragrafo 3.3 delle NTC:

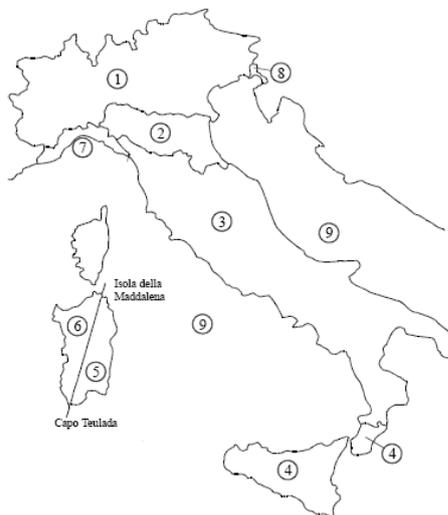
$$p = q_r C_e C_p C_d$$

con

$q_r = \frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2$	pressione cinetica di riferimento
$v_r = v_b c_r$	velocità di riferimento
v_b	velocità base di riferimento
$c_r = 0,75 \{1 - 0,2 \ln[-\ln(1-1/T_r)]\}^{1/2}$	coefficiente di ritorno
c_e	coefficiente di esposizione
c_p	coefficiente di forma
c_d	coefficiente dinamico

Per il sito e la struttura in esame si individuano i seguenti requisiti

Altitudine s.l.m.	a_s	205 m
Zona di vento		1



Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

essendo

$v_b = v_{b0} c_a$	
$c_a = 1$	per $a_s \leq a_0$
$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$	per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

velocità di riferimento	v_b	25 m/s
-------------------------	-------	--------

6.7 Carichi variabili da neve

Vengono qui di seguito riportati i parametri utilizzati per la valutazione della pressione della neve in conformità a quanto descritto nel paragrafo 3.4 delle NTC:

$$q_s = q_{sk} \mu_i c_E c_t$$

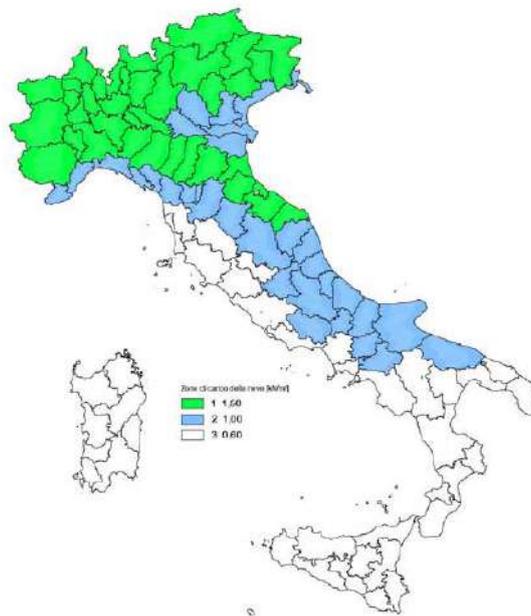
con

q_{sk}	carico neve sulla copertura
μ_i	coefficiente di forma della copertura
q_{sk}	valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2] per un periodo di ritorno di 50 anni
c_E	coefficiente di esposizione
c_t	coefficiente termico

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Per il sito e la struttura in esame si individuano i seguenti requisiti

Altitudine s.l.m.	a_s	205 m
Zona		1



Mapa delle zone di carico da neve al suolo in cui è suddiviso il territorio italiano

valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo q_{sk} 1,54 kN/m^2

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Valori di C_E per diverse classi di topografia

coefficiente di esposizione	c_E	1,10
coefficiente termico	c_t	1,00
angolo della falda	α	15

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Valori del coefficiente di forma

coefficiente di forma della copertura	μ_i	0,80
pressione della neve	p	1,35 kN/m^2

7. Caratteristiche dell'Analisi e del Codice di Calcolo (cfr. NTC - § 10.2)

7. Descrizione del codice di calcolo

In questo paragrafo si fornisce un inquadramento teorico relativo alle metodologie di calcolo ed all'impostazione generale impiegata nel software di calcolo ad elementi finiti *TRAVILOG*, utilizzato nella modellazione della struttura.

Codice di calcolo

Il codice di *TRAVILOG* è stato sviluppato da Logical Soft s.r.l. in linguaggio Visual Studio 2017 e .Net Framework 4.7 e non può essere modificato o manipolato dall'utente. In allegato alla relazione si accludono alcuni test effettuati al fine di certificare l'affidabilità del codice di calcolo relativamente ad alcuni semplici casi prova, riportando analisi teorica, soluzione fornita da *TRAVILOG* ed altro codice di calcolo di confronto. Il solutore a elementi finiti utilizzato dal programma è XFinest 8.5, prodotto da Harpaceas s.r.l. La bontà del solutore è certificata direttamente da CEAS s.r.l., produttore di XFinest 9.0. Per maggiori dettagli in merito si consiglia di consultare le specifiche relative al solutore di calcolo.

Metodo numerico adottato

Il software esegue l'analisi della struttura tramite **metodo di calcolo agli elementi finiti**, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti. Da queste relazioni il programma assembla quindi la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

Caratteristiche del modello

Ogni telaio, realizzato con materiali caratterizzati da comportamento perfettamente elastico, è modellato con 2 tipologie di elemento finito:

- **Tipo asta**, adatto per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento unidirezionale.

L'elemento asta è calcolato mediante funzioni di forma cubiche. Le matrici di rigidezza e di massa associate all'elemento sono costituite sulla base della teoria delle travi snelle, tipo Eulero – Bernoulli. Il programma mostra i diagrammi delle azioni interne discretizzando l'elemento in 17 punti di calcolo.

Se l'asta ha proprietà di suolo elastico, il software valuta le azioni interne e le pressioni sul terreno secondo la teoria delle travi su suolo elastico alla Winkler.

L'elemento finito di XFinest, al cui manuale si rimanda per maggiori dettagli, è l'elemento MBEAM.

- **Tipo shell** (elemento finito tipo QF46) per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento bidimensionale.

Il tipo di elemento utilizzato può lavorare in regime membranale e flessionale e, grazie alla linearità del sistema, i due effetti possono essere considerati separatamente.

L'elemento finito QF46 utilizzato è isoparametrico, basato sulla teoria dei gusci secondo Mindlin – Reissner. E' adatto sia per gusci spessi che sottili, non contiene modi spuri, consente di valutare i tagli fuori piano e può degenerare in un triangolo. Tutte le componenti del tensore delle deformazioni sono integrate nel piano medio con ordine di integrazione gaussiana 2 x 2. Per maggiori dettagli si può fare riferimento al manuale di XFinest.

Tipologie di analisi svolte dal software

La scelta del metodo di analisi è effettuata dal progettista a seconda delle prescrizioni previste dalla normativa. Tali prescrizioni dipendono in generale dalla destinazione d'utilizzo della struttura, dalla forma in pianta e dallo sviluppo in altezza della stessa, nonché dalla zona sismica di riferimento. Il software esegue i seguenti metodi di analisi:

- **Analisi statica**. La struttura è soggetta a carichi statici, distribuiti o concentrati, applicati alle aste, ai nodi o agli elementi shell. L'equazione risolvibile in tal caso ha la seguente forma:

$$F = K x$$

dove:

F è il vettore dei carichi agenti sulla struttura

K è la matrice di rigidezza

x è il vettore di spostamenti e rotazioni (gradi di libertà del sistema).

- **Analisi sismica statica**. Se la struttura possiede le caratteristiche previste dalla normativa, l'azione del sisma può essere modellata con un sistema di forze di piano equivalenti, valutate e assegnate in funzione della rigidezza degli elementi. La precedente diventa pertanto:

$$F + F_s = K x$$

dove:

F_S è il vettore dei carichi sismici equivalenti agenti sulla struttura, valutati in base alle relative norme di riferimento.

- **Analisi sismica dinamica modale**. In questo caso il programma valuta un comportamento inerziale della struttura, attribuendo un'accelerazione al sistema di riferimento terreno, secondo uno spettro sismico

previsto dalla normativa in funzione della classificazione del territorio e altri parametri.

$$M \ddot{x} + K x = - M \ddot{u}$$

dove:

M è la matrice di massa della struttura

K è la matrice di rigidezza

u è il vettore delle accelerazioni imposte

Gli effetti dinamici dovuti al comportamento inerziale della struttura e l'effetto dei carichi statici vengono successivamente combinati, secondo opportuni coefficienti stabiliti dalla norma.

Formulazione del metodo

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'**analisi di tipo lineare**. In questo caso la matrice di rigidezza non varia durante lo sviluppo dell'analisi, considerando l'approssimazione per piccoli spostamenti. Sotto tali ipotesi valgono i seguenti benefici:

- Vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Non influisce la sequenza di applicazione dei carichi sulla struttura.
- La precedente storia di carico della struttura non ha alcuna influenza, pertanto gli sforzi residui possono essere trascurati.

L'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti permette di considerare indipendentemente le ipotesi di carico elementari, per poi combinarle secondo opportuni coefficienti di partecipazione. In questo modo è possibile calcolare la risposta come una combinazione lineare di carichi elementari, rendendo il processo di analisi estremamente efficiente. Le non linearità trascurate in questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Non linearità dovuta a effetti geometrici. Grandi spostamenti e rotazioni possono introdurre significativi cambiamenti di forma e orientamento, variando drasticamente la rigidezza totale della struttura.
- Non linearità delle caratteristiche dei materiali, legate al legame costitutivo o a eventuali anisotropie.
- Non linearità delle condizioni di vincolo.
- Non linearità dei carichi. La direzione di applicazione può variare in funzione della deformata della struttura.

Metodo di risoluzione del problema dinamico

La risoluzione del problema dinamico a n gradi di libertà si basa su un **metodo di sovrapposizione modale**. Tale metodo permette di trasformare un sistema di equazioni accoppiate a un sistema di equazioni disaccoppiate, utilizzando le proprietà di ortogonalità di autovalori e autovettori, ovvero i modi di vibrare della struttura. La studio della struttura non necessita dell'estrazione di tutti gli autovalori, ma solo di una parte significativa di essi, secondo limiti previsti dalle norme. Il metodo utilizzato dal software per l'estrazione degli autovalori è il metodo di *Lanczos*, adatto anche per matrici non simmetriche a termini complessi. Nel calcolo della risposta sismica i contributi derivanti dai singoli modi sono combinati secondo il metodo *CQC*, che consente di tener conto delle singole componenti modali X_k , ottenute da una combinazione quadratica delle componenti X_{kj} secondo opportuni coefficienti.

Metodi di verifica svolti dal software

TRAVILOG è in grado di eseguire analisi di sezioni e di verificare il comportamento delle strutture secondo due metodi principali di verifica:

- **Tensioni ammissibili.** I carichi sono applicati alla struttura con il loro valore nominale. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per opportuni coefficienti ottenendo delle tensioni massime a cui potranno lavorare i materiali stessi. Tali tensioni risultano al di sotto del limite elastico convenzionale.
- **Stati limite.** Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per dei coefficienti di sicurezza ottenendo dei valori limite in campo plastico. I carichi di esercizio, accidentali o permanenti vengono incrementati secondo opportuni coefficienti definiti dalla normativa (vedi in seguito). Il programma valuta diverse condizioni di stato limite:
 - **Stato limite ultimo.** La normativa prevede in questo caso che la struttura sia soggetta in condizioni straordinarie a carichi che possano causare il collasso della stessa, quali ad esempio l'evento sismico.
 - **Stato limite di esercizio.** Anche in questo caso il calcolo della struttura è effettuato incrementando i carichi secondo opportuni coefficienti. A differenza del caso precedente però la struttura è soggetta a carichi in condizioni di esercizio, sotto l'azione dei quali devono prodursi deformazioni controllate, che non impediscano il funzionamento previsto. Esistono tre diverse condizioni di esercizio: **Rara**, **Frequente**, **Quasi permanente**.
 - **Stato limite di danno.** E' il caso in cui la struttura è soggetta a forze di natura sismica. La verifica al danno è da effettuarsi sugli spostamenti.

La scelta dell'uno o dell'altro metodo dipende dalle prescrizioni previste dalle normative vigenti.

Sistemi di riferimento

Il programma possiede 2 diversi tipi di sistema di riferimento:

- **Riferimento globale.**

Il sistema di riferimento è definito da una terna cartesiana destrorsa, valido per tutti gli elementi della struttura e

non dipende dal particolare orientamento di parti di essa.

I vincoli esterni, le reazioni vincolari e gli spostamenti nodali calcolati sono riferiti alla terna globale

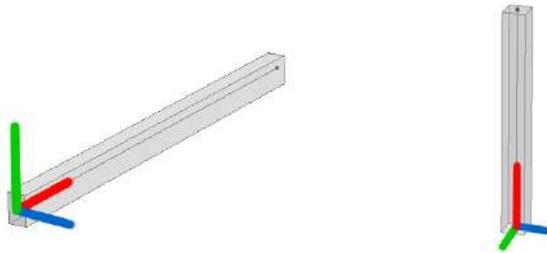


La terna di riferimento globale

- **Riferimento locale.**

In questo caso il sistema di riferimento è ancora definito da una terna cartesiana destrorsa, l'orientamento del quale varia elemento per elemento. Le azioni interne sono sempre riferite alla terna locale

- **Riferimento locale per le Aste.** Per l'elemento asta la direzione x è coincidente con l'asse baricentrico dell'asta stessa, mentre y e z sono perpendicolari ad x e diretti secondo gli assi principali d'inerzia della sezione assegnata all'asta. Secondo l'impostazione di default y è diretto secondo la direzione di azione del peso, a meno di rotazioni assegnate alla sezione. Selezionando un'asta TRAVILOG mostra la terna locale: asse locale X rosso, asse locale Y verde, asse locale Z blu.



Terne locali dell'elemento asta (trave e pilastro)

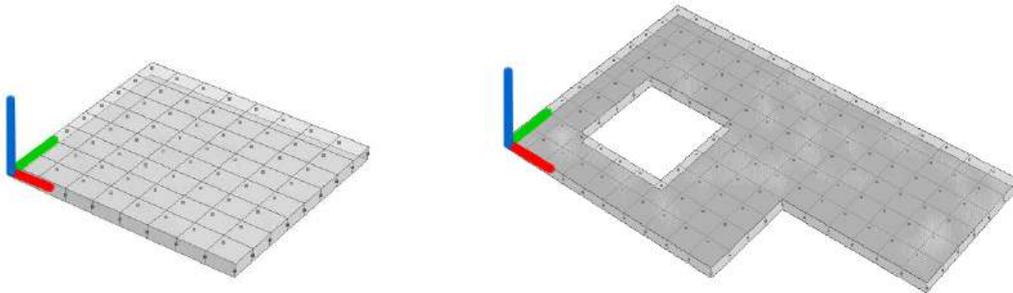
- **Riferimento locale per gli elementi shell.** Per gli elementi bidimensionali TRAVILOG trasforma le azioni interne in un unico sistema di riferimento.

Il riferimento adottato dipende da come vengono costruiti i macro elementi dai quali verrà generata automaticamente la mesh di calcolo:

Elemento poligonale. Si tratta di un macro elemento poligonale o quadrangolare a mesh regolare.

La terna locale è così definita:

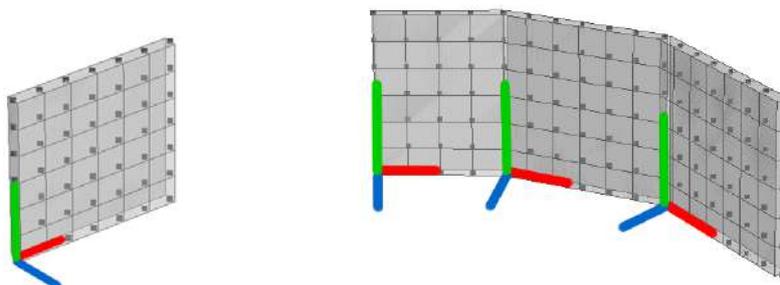
asse X locale (rosso) con origine nel primo nodo cliccato e in direzione primo nodo – secondo nodo. Asse Y locale (verde) ortogonale a X locale, complanare all'elemento ed in direzione del terzo nodo. Asse Z locale (blu) ortogonale al macro elemento. Per questo tipo di elemento è anche possibile definire fori poligonali. La mesh può essere generata manualmente (solo per elementi quadrangolari) o automaticamente.



Esempi terna locale elemento poligonale ed elemento quadrangolare

Elemento estruso (Muro o Nucleo):

Si tratta di un macro elemento a mesh regolare generato per estrusione in direzione delle forze peso a partire da una traccia. Per ciascuna faccia piana la terna locale è definita nel seguente modo: Asse locale X (rosso) lungo i nodi della traccia. Asse locale Y (verde) diretto come la direzione di estrusione. Asse locale Z (blu) ortogonale alla faccia a formare una terna destra con X e Y.



ALLEGATI

1 TRAVETTO A Geometria

Nome Trave: TRAVETTO A	Lunghezza totale: 7,40 m
Numero di campate: 3	Numero di appoggi: 4
Materiale della sezione: GL24H	

Schema statico



Geometria

Nome	Campata		Caratteristiche della sezione			
	Lunghezza [m]	Sezione	B max [cm]	H max [cm]	Area A [cm ²]	Inerzia I [cm ⁴]
C1	0,60	12x24	12,0	24,0	288,0	13 824,0
	6,20	12x24	12,0	24,0	288,0	13 824,0
	0,60	12x24	12,0	24,0	288,0	13 824,0

Appoggi e vincoli

Nome	Larghezza [m]	Tipo di Vincolo	Parametro caratteristico
Mensola sx	0,30	Libero	-
A	0,25	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
B	0,25	Appoggio	Ridistribuzione 0,0 %
Mensola dx	0,30	Libero	-

Carichi statici

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	0,11 kN/m	0,60	0,11 kN/m
	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	0,00	0,50 kN/m	0,60	0,50 kN/m
	Carico distribuito asse Y globale	Vento	0,00	0,40 kN/m	0,60	0,40 kN/m
	Carico distribuito asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	0,00	1,35 kN/m	0,60	1,35 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	0,11 kN/m	6,20	0,11 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	0,00	0,50 kN/m	6,20	0,50 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Vento	0,00	0,40 kN/m	6,20	0,40 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	0,00	1,35 kN/m	6,20	1,35 kN/m
	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	0,11 kN/m	0,60	0,11 kN/m
	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	0,00	0,50 kN/m	0,60	0,50 kN/m
	Carico distribuito asse Y globale	Vento	0,00	0,40 kN/m	0,60	0,40 kN/m

	Carico distribuito asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	0,00	1,35 kN/m	0,60	1,35 kN/m
--	-----------------------------------	---------------------------------	------	-----------	------	-----------

Carichi mobili

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
Assenti						

2 Scheda tecnica del materiale

Descrizione

Nome: **GL24H**

Tipologia del materiale: legno

Tipo: Legno lamellare

Descrizione: UNI EN 14080: 2013

Caratteristiche del legno

Resistenza caratteristica media a flessione f_{mk} : 24,0 N/mm²

Resistenza caratteristica a trazione parallela f_{t0k} : 19,2 N/mm²

Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare f_{t90k} : 0,5 N/mm²

Resistenza caratteristica a compressione parallela f_{c0k} : 24,0 N/mm²

Resistenza caratteristica a compress. perpendicolare f_{c90k} : 2,5 N/mm²

Resistenza caratteristica a taglio f_{vk} : 3,5 N/mm²

Modulo Elastico parallelo medio E_{0m} : 11 500 N/mm²

Modulo Elastico perpendicolare medio E_{90m} : 300 N/mm²

Modulo Elastico parallelo caratteristico $E_{0.05}$: 9 600 N/mm²

Modulo Elastico tangenziale medio G_m : 650 N/mm²

Densità ρ : 385 kg/m³

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 0

3 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLU

Diagramma del Momento Flettente

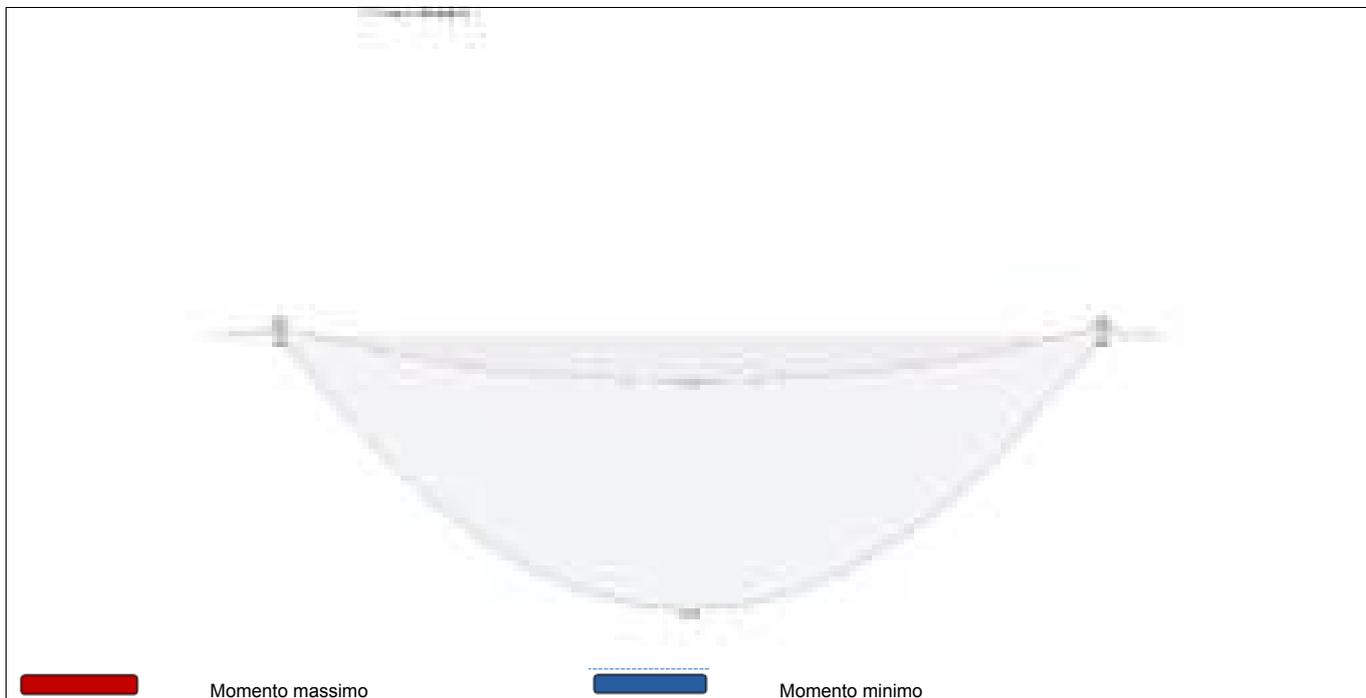
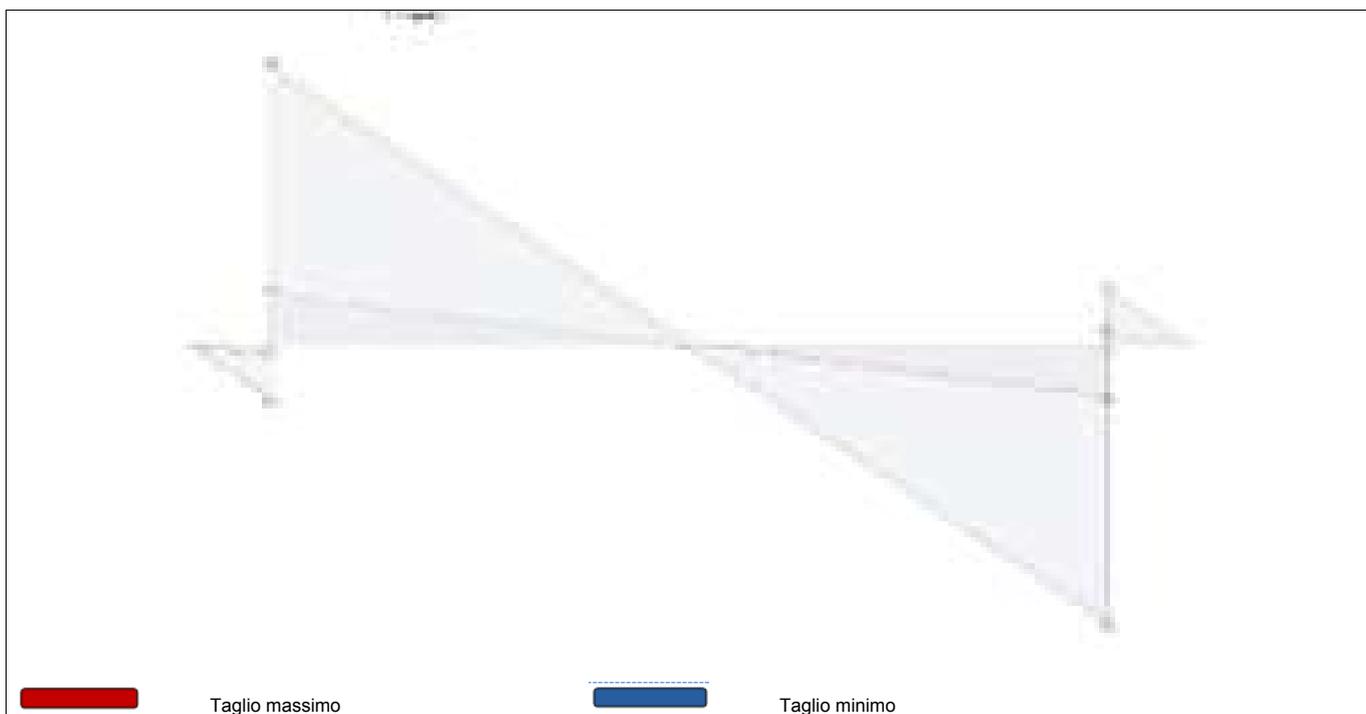


Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
Mensola sx	0,00	0,00
A	11,79	2,18
B	11,79	2,18
Mensola dx	0,00	0,00

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
	0,60	-0,11	-0,57	1,91	0,37
C1	0	-0,11	-0,57	-1,82	-9,89
C1	3,10	15,12	2,48	0,00	0,00
C1	6,20	-0,11	-0,57	9,89	1,82
	0	-0,11	-0,57	-0,37	-1,91

4 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE rara

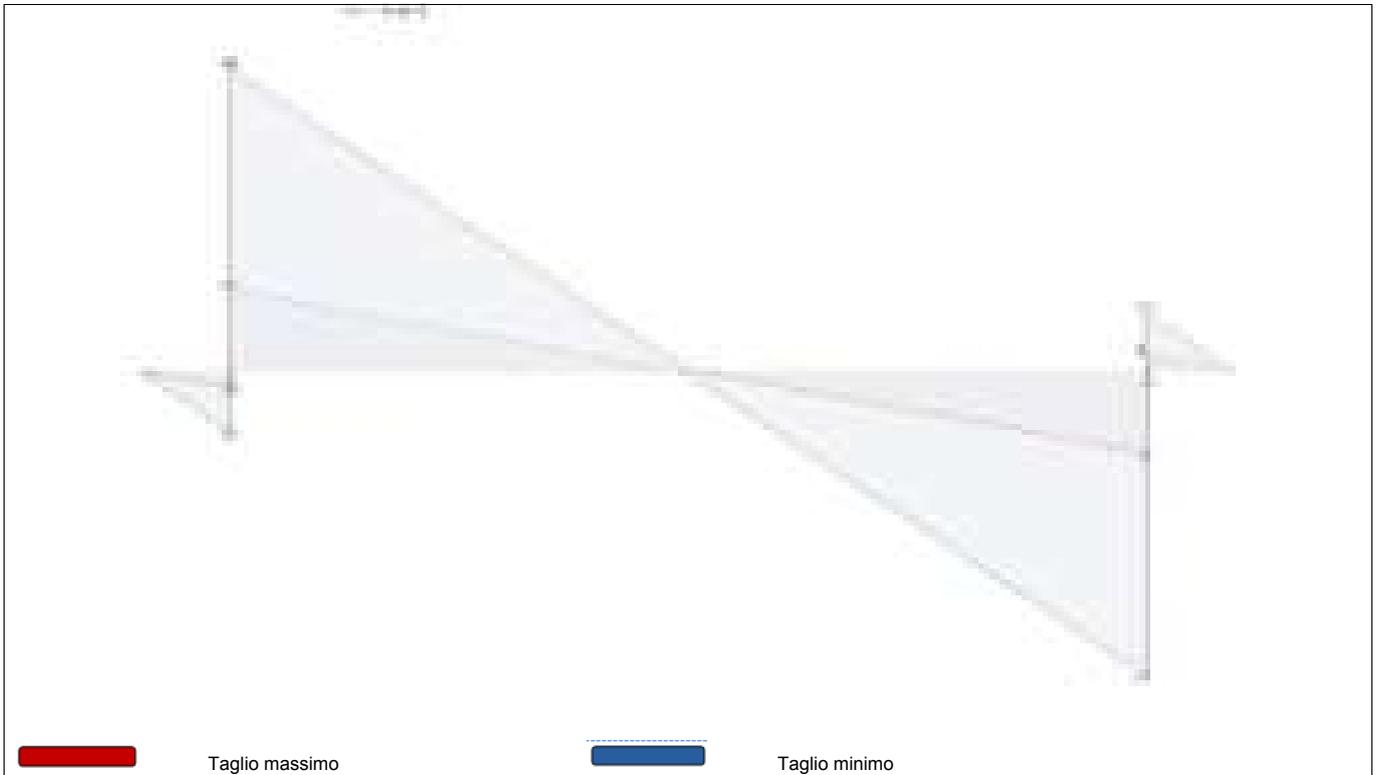
Diagramma della Deformata Elastica



Diagramma del Momento Flettente



Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
Mensola sx	0,00	0,00
A	8,16	2,21
B	8,16	2,21
Mensola dx	0,00	0,00

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
	0,60	-0,11	-0,40	1,32	0,37
C1	0	-0,11	-0,40	-1,84	-6,84
C1	3,10	10,46	2,59	0,00	0,00
C1	6,20	-0,11	-0,40	6,84	1,84
	0	-0,11	-0,40	-0,37	-1,32

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
	0	0,8
C1	3,10	2,6
	0,60	0,8

5 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE frequente

Diagramma della Deformata Elastica



Diagramma del Momento Flettente

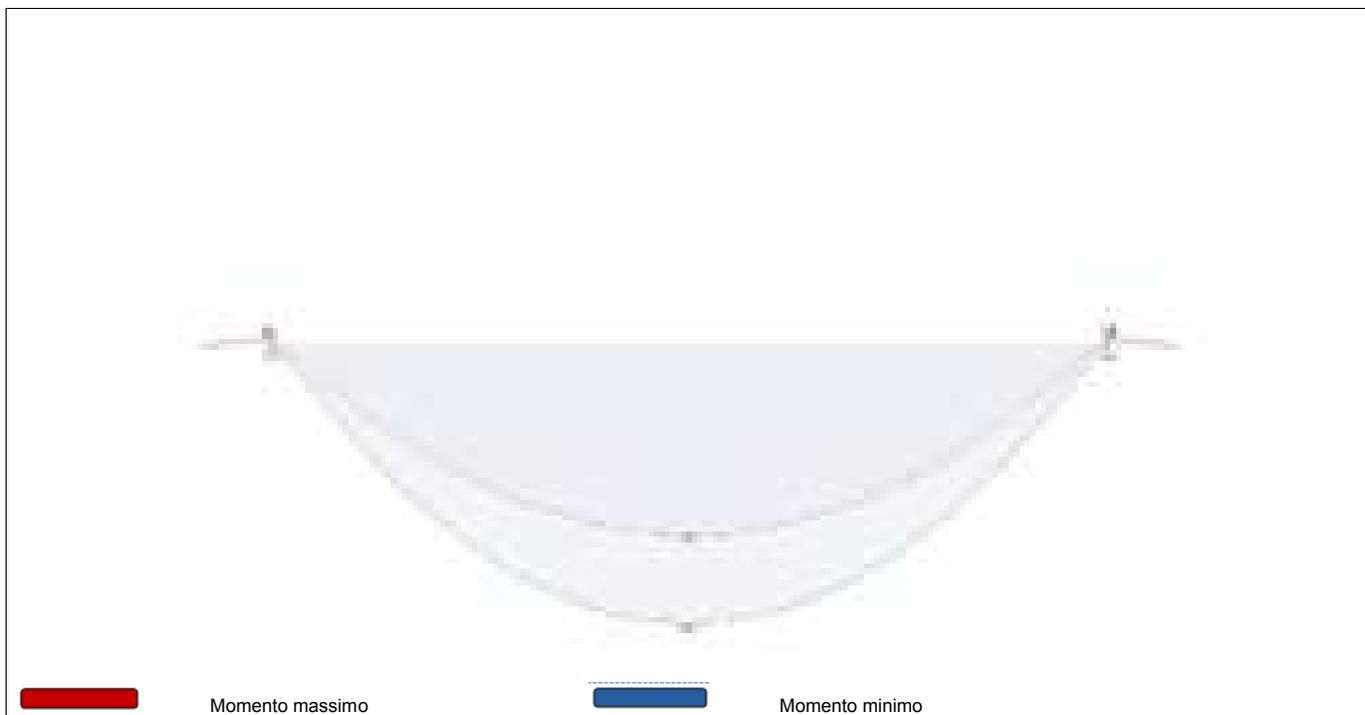
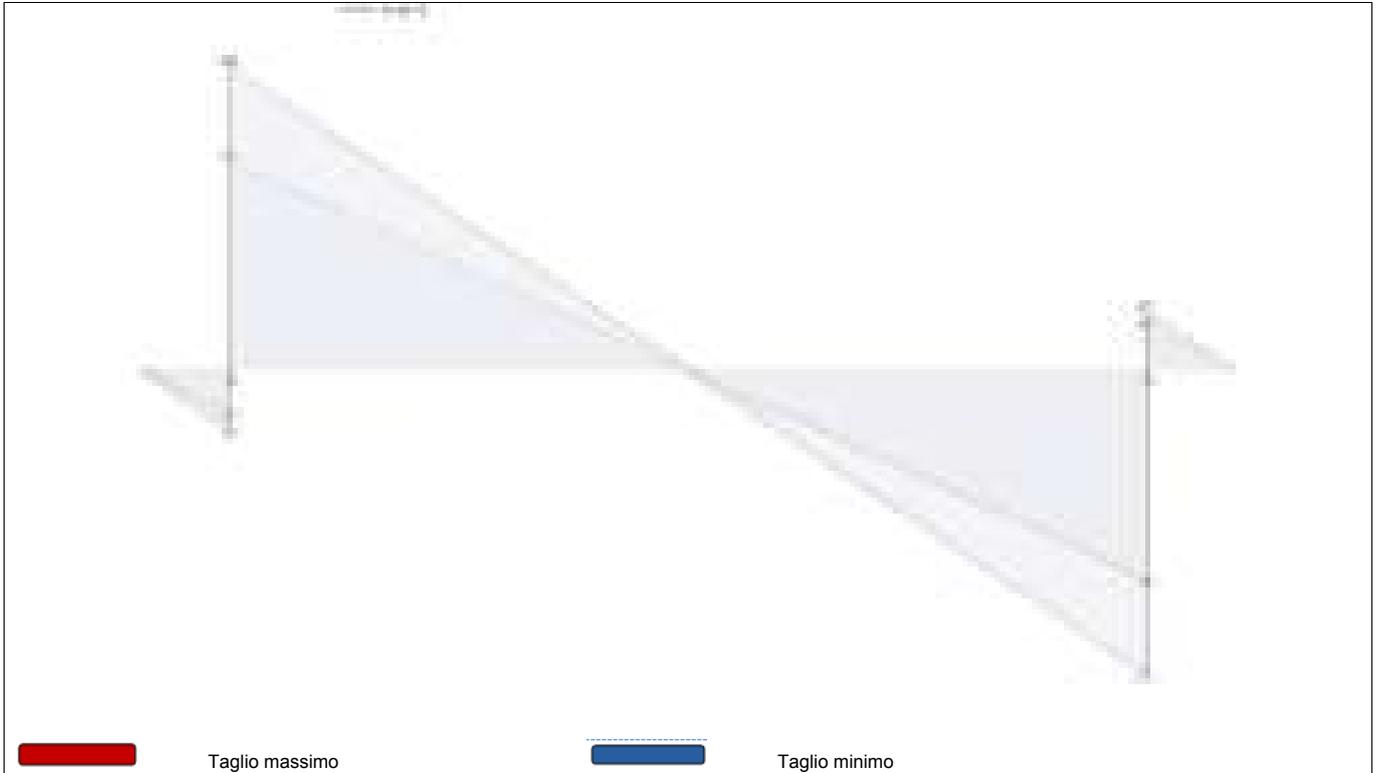


Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
Mensola sx	0,00	0,00
A	3,25	2,24
B	3,25	2,24
Mensola dx	0,00	0,00

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
	0,60	-0,11	-0,16	0,53	0,37
C1	0	-0,11	-0,16	-1,88	-2,72
C1	3,10	4,11	2,79	0,00	0,00
C1	6,20	-0,11	-0,16	2,72	1,88
	0	-0,11	-0,16	-0,37	-0,53

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
	0	0,3
C1	3,10	1,0
	0,60	0,3

6 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE quasi permanente

Diagramma della Deformata Elastica

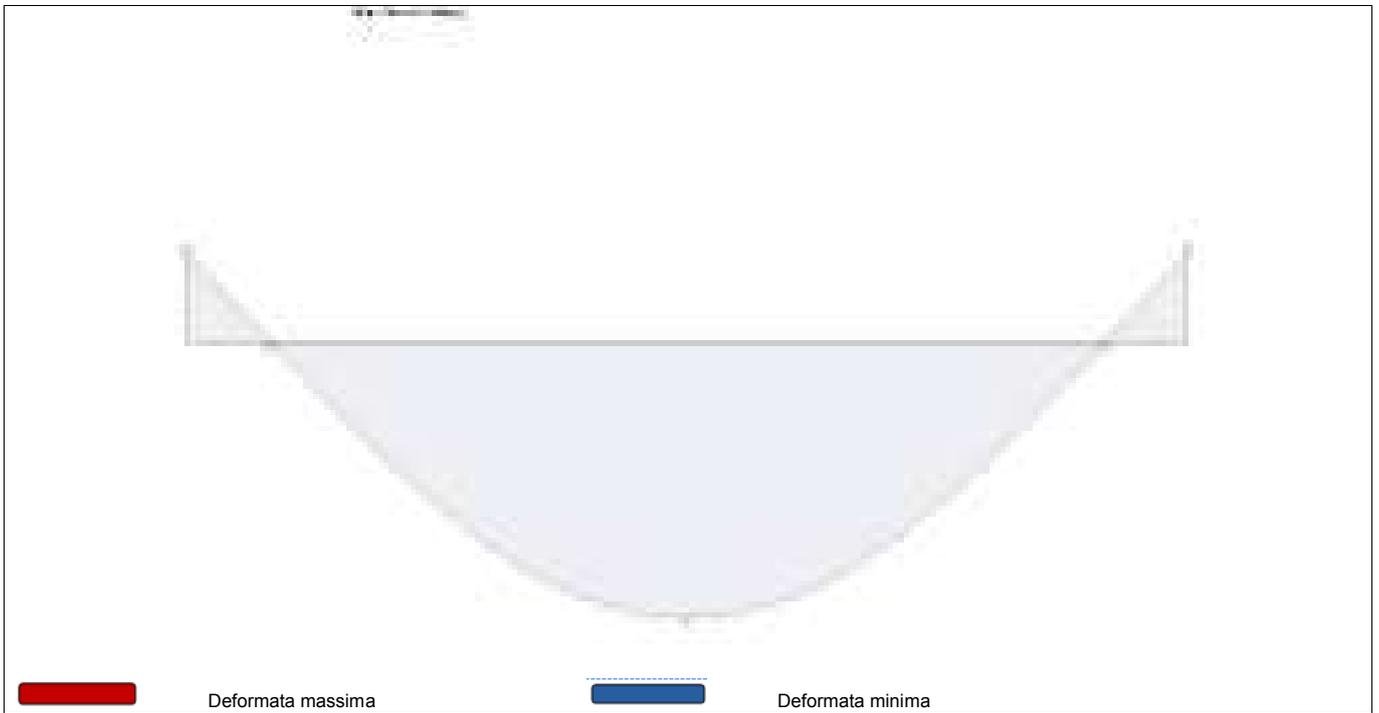


Diagramma del Momento Flettente

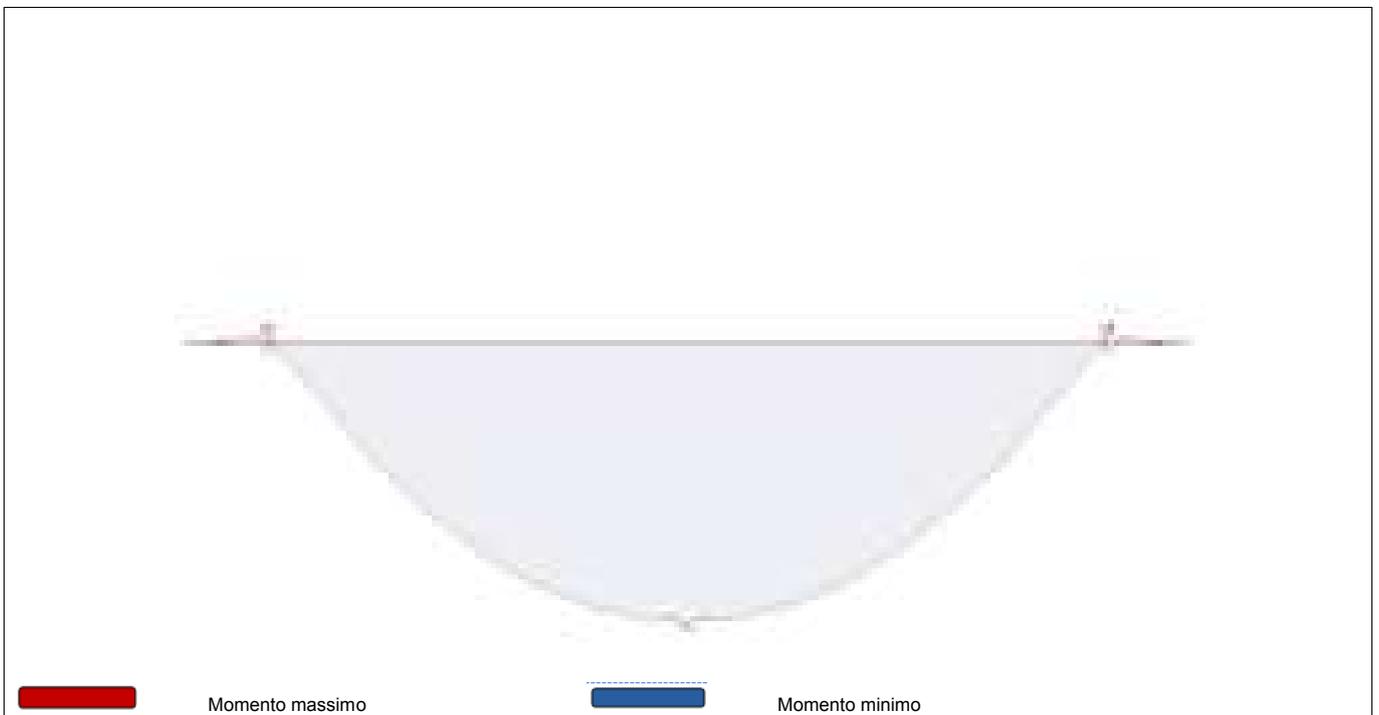


Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
Mensola sx	0,00	0,00
A	2,25	2,25
B	2,25	2,25
Mensola dx	0,00	0,00

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
	0,60	-0,11	-0,11	0,37	0,37
C1	0	-0,11	-0,11	-1,89	-1,89
C1	3,10	2,82	2,82	0,00	0,00
C1	6,20	-0,11	-0,11	1,89	1,89
	0	-0,11	-0,11	-0,37	-0,37

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
	0	0,2
C1	3,10	0,7
	0,60	0,2

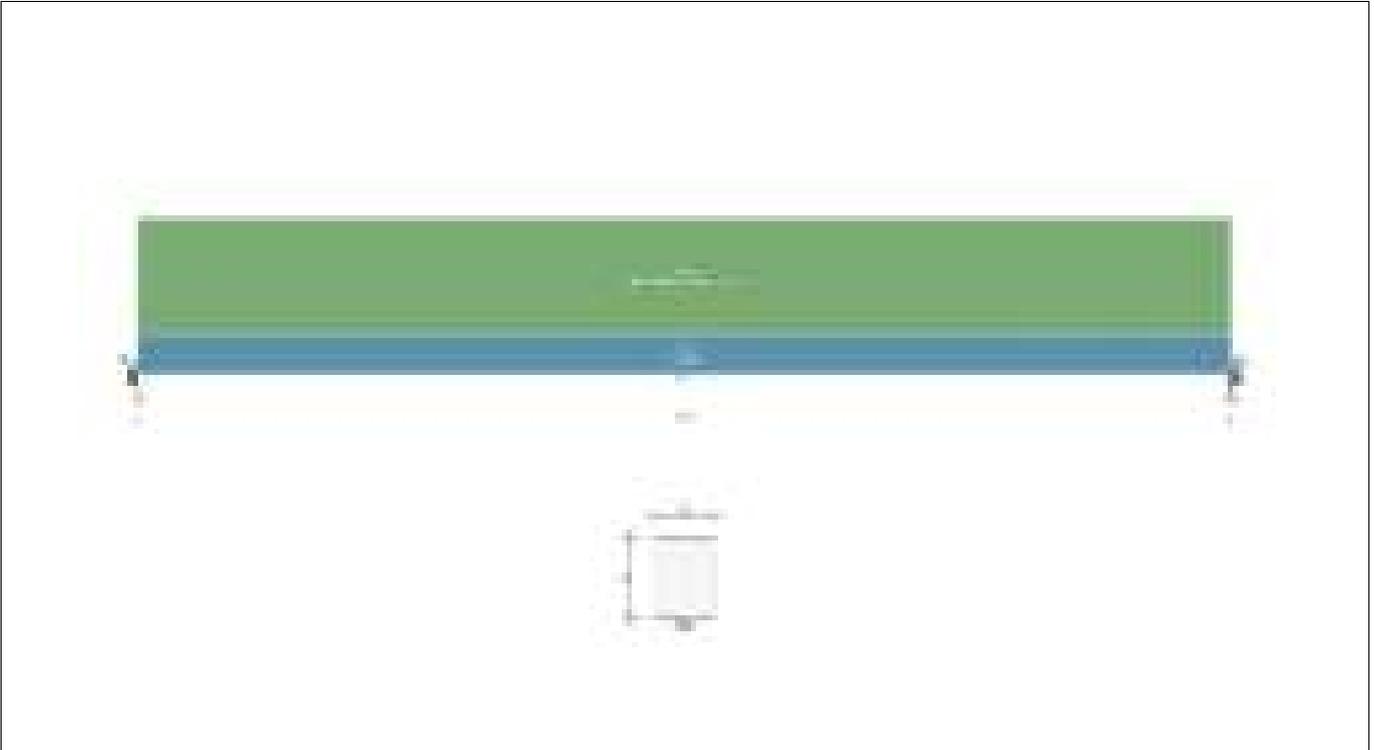
Verifica	Sfruttamento	Ascissa [m]	N [kN]	M3 [kN m]	T2 [kN]	kmod	kh	km	Verifica
Verifica a taglio	0,05	0,600	--	--	1,91	0,90	1,10	--	OK
Verifica a pressoflessione	0,80	3,100	0,00	15,12	--	0,90	1,10	1,00	OK
Verifica a taglio	0,05	0,000	--	--	1,91	0,90	1,10	--	OK

Criterio	Sfruttamento	Ascissa [m]	M3 [kN m]	kmod	kh	kcrit,c,m	Verifica
Verifica stabilità a flessotorsione	0,03	0,600	0,57	0,90	1,10	1,00	OK
Verifica stabilità a flessotorsione	0,80	3,100	15,12	0,90	1,10	1,00	OK
Verifica stabilità a flessotorsione	0,03	0,000	0,57	0,90	1,10	1,00	OK

1 COLMO A Geometria

Nome Trave: COLMO A	Lunghezza totale: 4,45 m
Numero di campate: 1	Numero di appoggi: 2
Materiale della sezione: GL24H	

Schema statico



Geometria

Nome	Campata		Caratteristiche della sezione			
	Lunghezza [m]	Sezione	B max [cm]	H max [cm]	Area A [cm ²]	Inerzia I [cm ⁴]
C1	4,45	24X32	24,0	32,0	768,0	65 536,0

Appoggi e vincoli

Nome	Larghezza [m]	Tipo di Vincolo	Parametro caratteristico
A	0,30	Incastro	Percentuale incastro 50,0 %
B	0,25	Incastro	Percentuale incastro 50,0 %

Carichi statici

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
C1	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	0,29 kN/m	4,45	0,29 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	0,00	3,00 kN/m	4,45	3,00 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	0,00	9,00 kN/m	4,45	9,00 kN/m

Carichi mobili

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
Assenti						

2 Scheda tecnica del materiale

Descrizione

Nome: **GL24H**

Tipologia del materiale: legno

Tipo: Legno lamellare

Descrizione: UNI EN 14080: 2013

Caratteristiche del legno

Resistenza caratteristica media a flessione f_{mk} : 24,0 N/mm²

Resistenza caratteristica a trazione parallela f_{t0k} : 19,2 N/mm²

Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare f_{t90k} : 0,5 N/mm²

Resistenza caratteristica a compressione parallela f_{c0k} : 24,0 N/mm²

Resistenza caratteristica a compress. perpendicolare f_{c90k} : 2,5 N/mm²

Resistenza caratteristica a taglio f_{vk} : 3,5 N/mm²

Modulo Elastico parallelo medio E_{0m} : 11 500 N/mm²

Modulo Elastico perpendicolare medio E_{90m} : 300 N/mm²

Modulo Elastico parallelo caratteristico $E_{0.05}$: 9 600 N/mm²

Modulo Elastico tangenziale medio G_m : 650 N/mm²

Densità ρ : 385 kg/m³

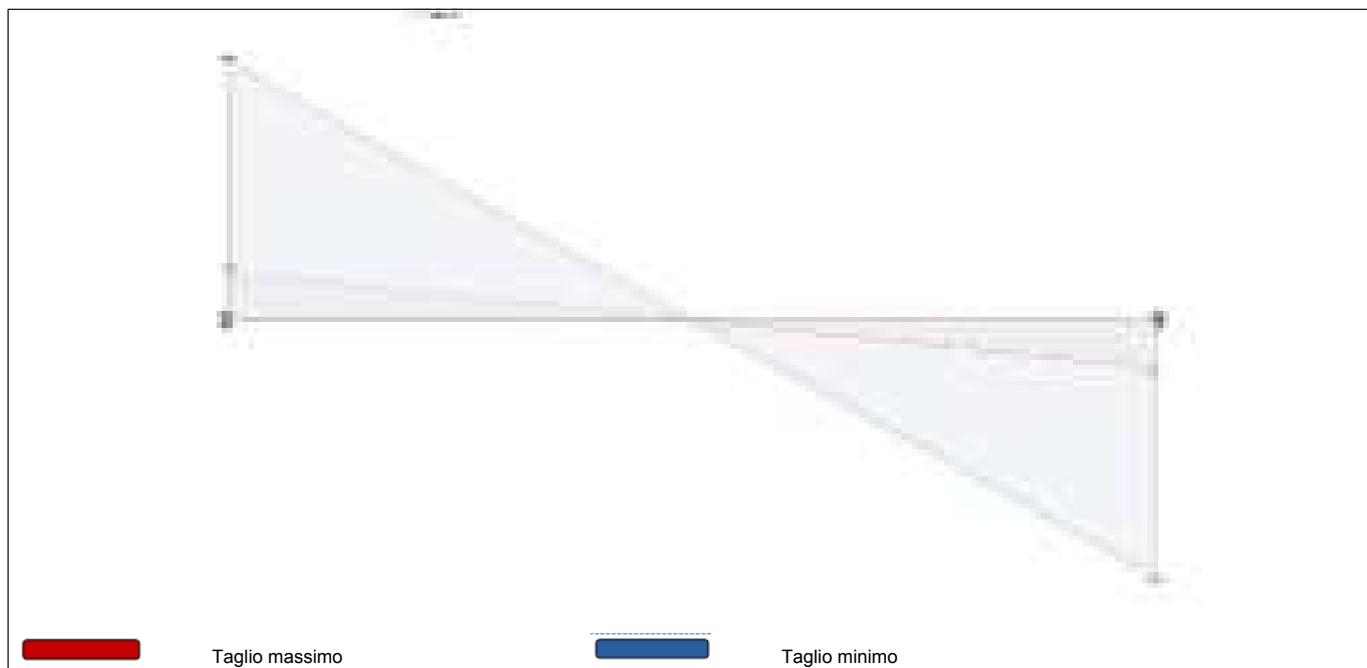
Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 0

3 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLU

Diagramma del Momento Flettente



Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	39,55	7,32
B	39,55	7,32

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-3,26	-17,60	-7,32	-39,55
C1	2,22	26,40	4,89	0,00	0,00
C1	4,45	-3,26	-17,60	39,55	7,32

4 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE rara

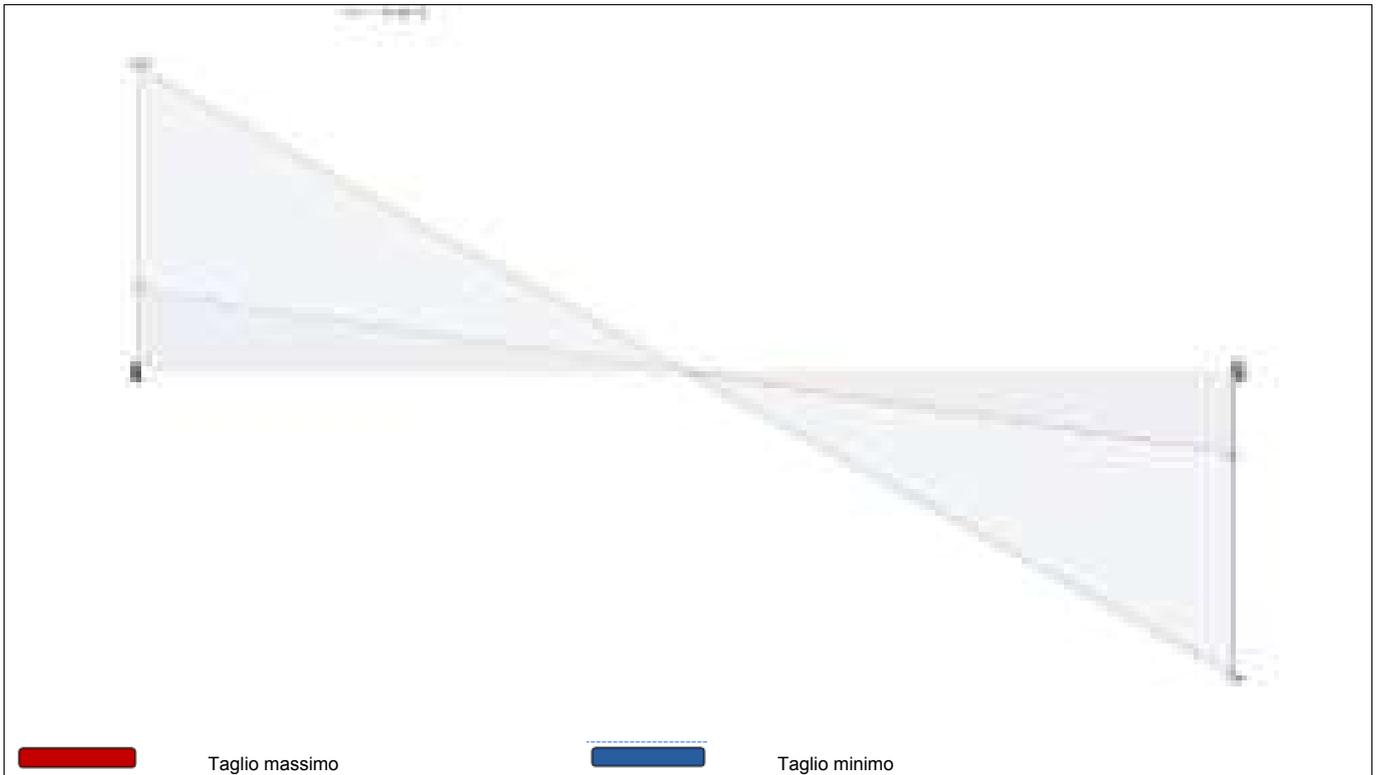
Diagramma della Deformata Elastica



Diagramma del Momento Flettente



Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	27,35	7,32
B	27,35	7,32

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-3,26	-12,17	-7,32	-27,35
C1	2,22	18,25	4,89	0,00	0,00
C1	4,45	-3,26	-12,17	27,35	7,32

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
C1	2,22	0,4

5 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE frequente

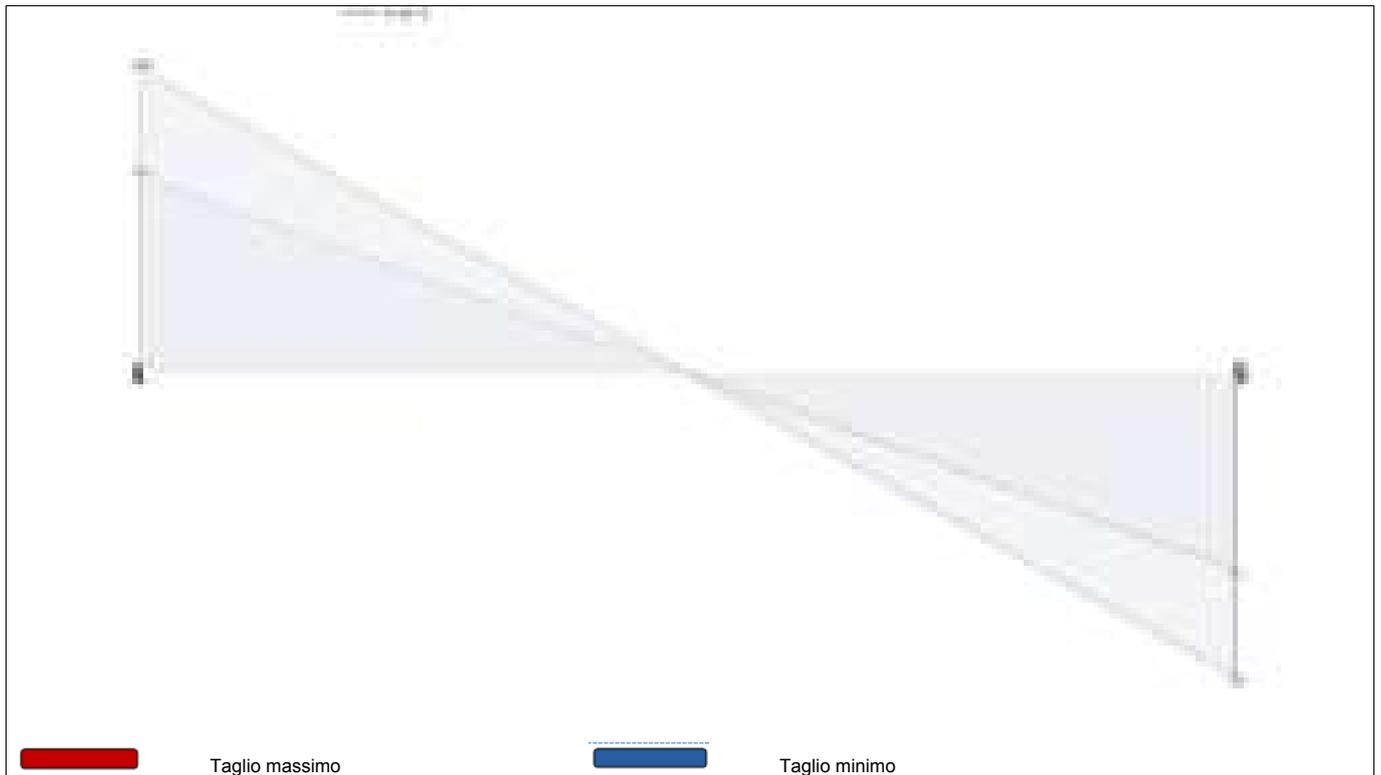
Diagramma della Deformata Elastica



Diagramma del Momento Flettente



Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	11,33	7,32
B	11,33	7,32

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-3,26	-5,04	-7,32	-11,33
C1	2,22	7,56	4,89	0,00	0,00
C1	4,45	-3,26	-5,04	11,33	7,32

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
C1	2,22	0,2

6 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE quasi permanente

Diagramma della Deformata Elastica



Diagramma del Momento Flettente

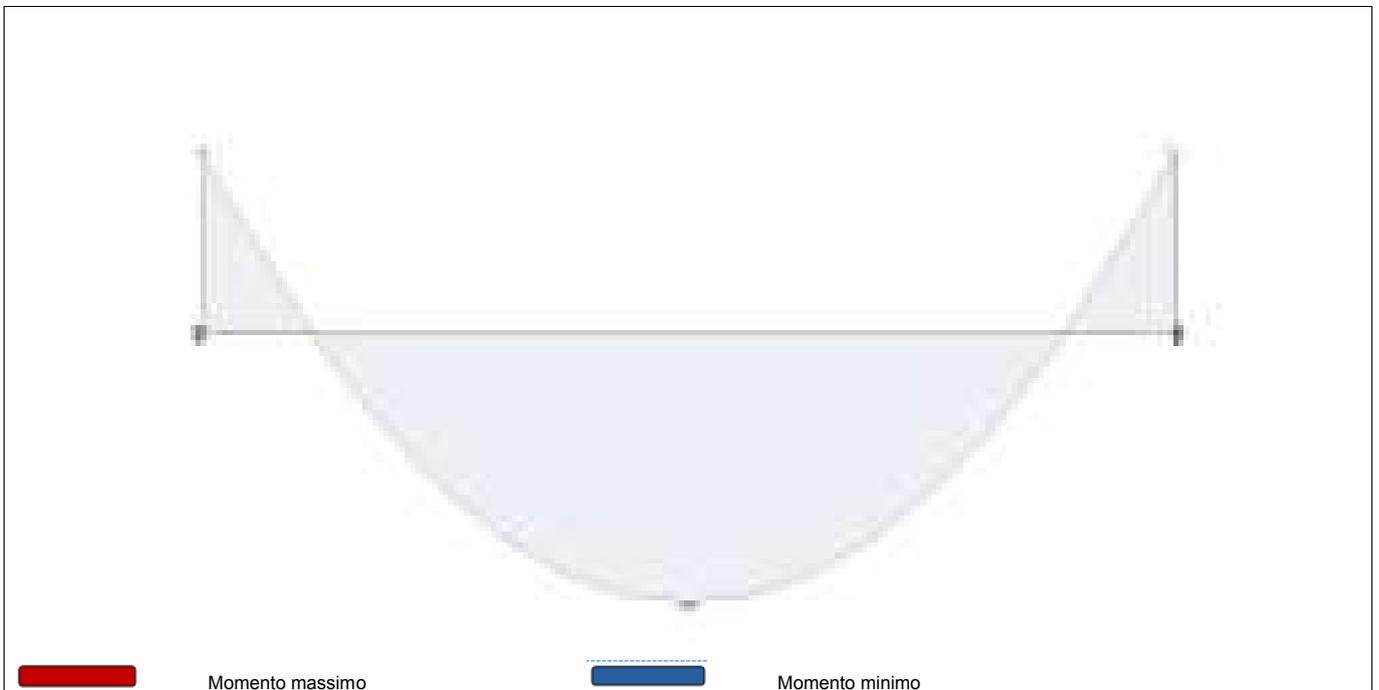
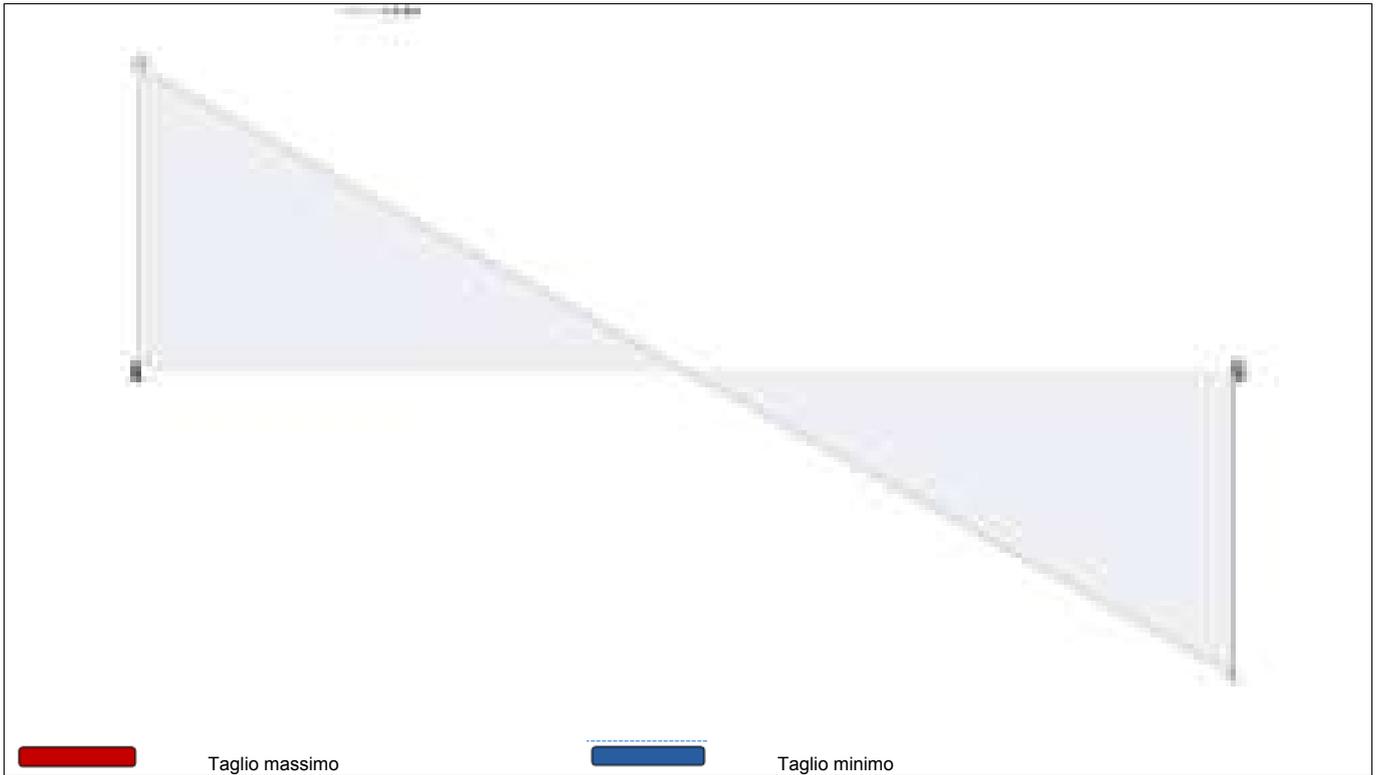


Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	7,32	7,32
B	7,32	7,32

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-3,26	-3,26	-7,32	-7,32
C1	2,22	4,89	4,89	0,00	0,00
C1	4,45	-3,26	-3,26	7,32	7,32

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
C1	2,22	0,1

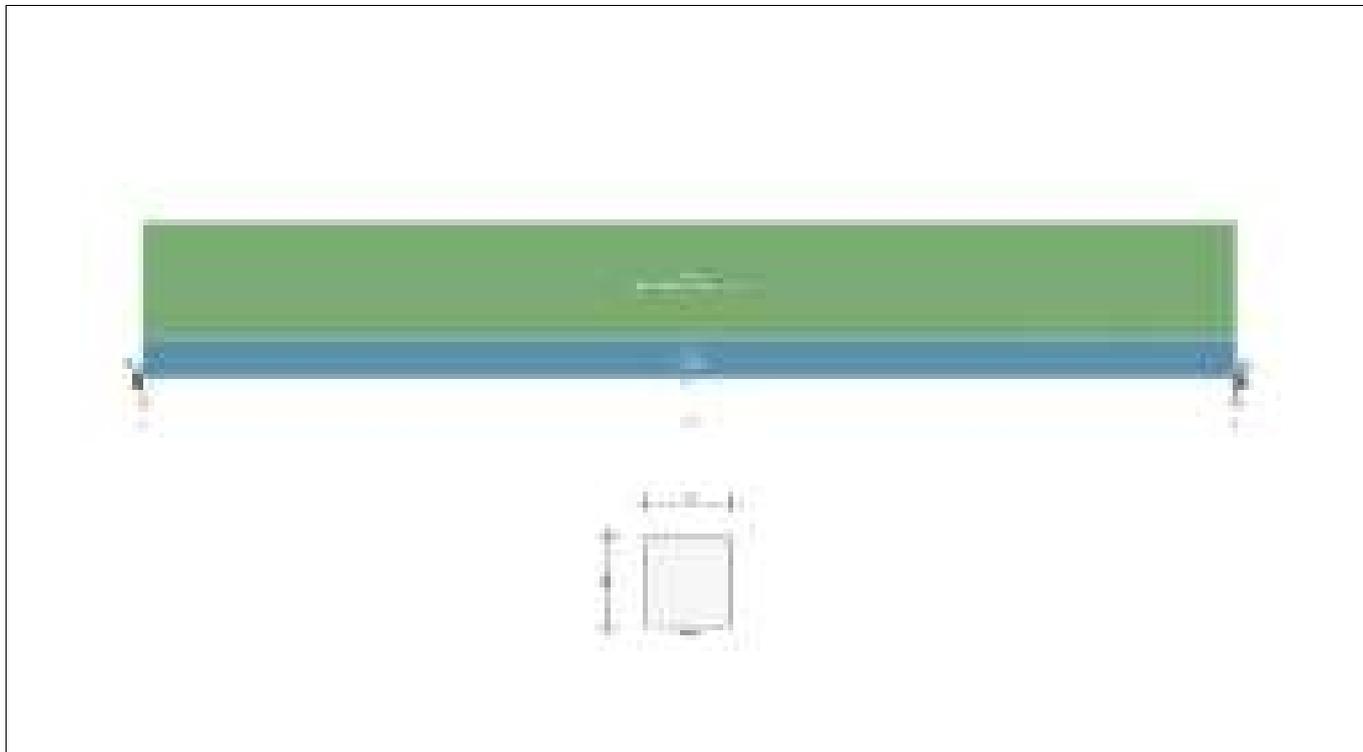
Verifica	Sfruttamento	Ascissa [m]	N [kN]	M3 [kN m]	T2 [kN]	kmod	kh	km	Verifica
Verifica a pressoflessione	0,61	2,225	0,00	26,40	--	0,60	1,06	1,00	OK

Criterio	Sfruttamento	Ascissa [m]	M3 [kN m]	kmod	kh	kcrit,c,m	Verifica
Verifica stabilità a flessotorsione	0,61	2,225	26,40	0,60	1,06	1,00	OK

1 BANCHINA A Geometria

Nome Trave: BANCHINA A	Lunghezza totale: 3,00 m
Numero di campate: 1	Numero di appoggi: 2
Materiale della sezione: GL24H	

Schema statico



Geometria

Nome	Campata		Caratteristiche della sezione			
	Lunghezza [m]	Sezione	B max [cm]	H max [cm]	Area A [cm ²]	Inerzia I [cm ⁴]
C1	3,00	24X24	24,0	24,0	576,0	27 648,0

Appoggi e vincoli

Nome	Larghezza [m]	Tipo di Vincolo	Parametro caratteristico
A	0,30	Incastro	Percentuale incastro 50,0 %
B	0,25	Incastro	Percentuale incastro 50,0 %

Carichi statici

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
C1	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	0,22 kN/m	3,00	0,22 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	0,00	3,00 kN/m	3,00	3,00 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	0,00	9,00 kN/m	3,00	9,00 kN/m

Carichi mobili

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
Assenti						

2 Scheda tecnica del materiale

Descrizione

Nome: **GL24H**

Tipologia del materiale: legno

Tipo: Legno lamellare

Descrizione: UNI EN 14080: 2013

Caratteristiche del legno

Resistenza caratteristica media a flessione f_{mk} : 24,0 N/mm²

Resistenza caratteristica a trazione parallela f_{t0k} : 19,2 N/mm²

Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare f_{t90k} : 0,5 N/mm²

Resistenza caratteristica a compressione parallela f_{c0k} : 24,0 N/mm²

Resistenza caratteristica a compress. perpendicolare f_{c90k} : 2,5 N/mm²

Resistenza caratteristica a taglio f_{vk} : 3,5 N/mm²

Modulo Elastico parallelo medio E_{0m} : 11 500 N/mm²

Modulo Elastico perpendicolare medio E_{90m} : 300 N/mm²

Modulo Elastico parallelo caratteristico $E_{0.05}$: 9 600 N/mm²

Modulo Elastico tangenziale medio G_m : 650 N/mm²

Densità ρ : 385 kg/m³

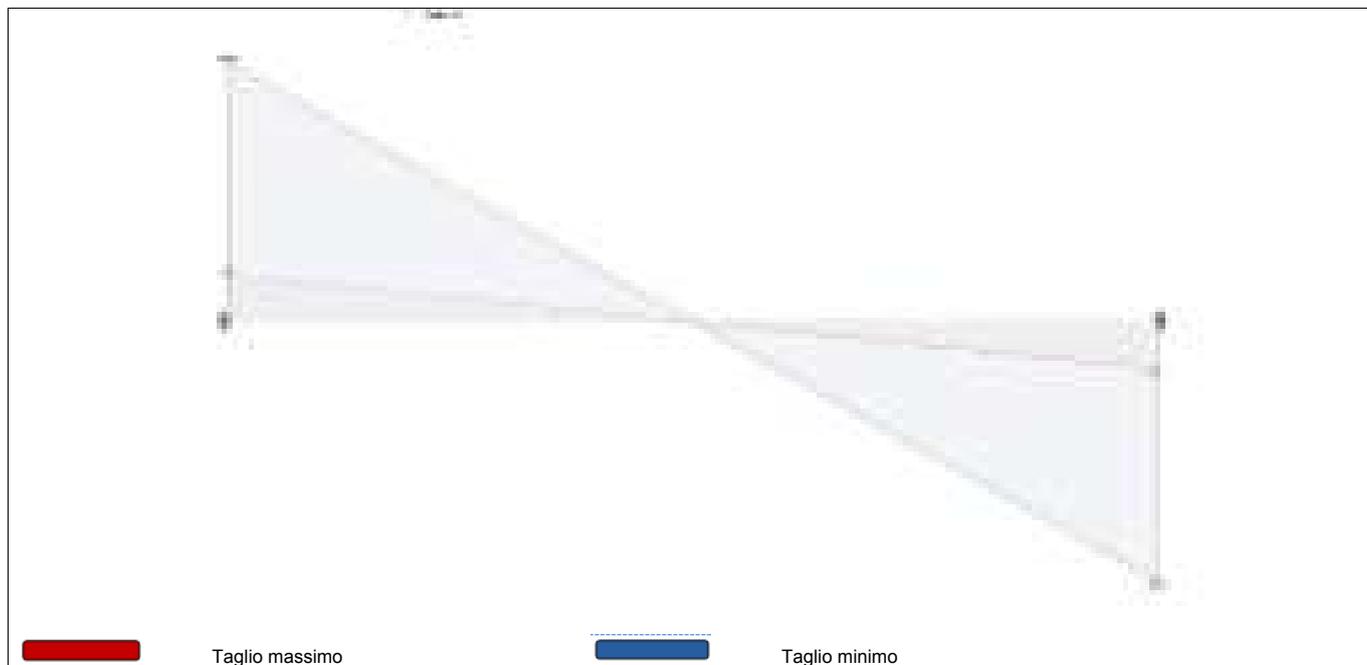
Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 0

3 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLU

Diagramma del Momento Flettente



Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	26,52	4,83
B	26,52	4,83

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-1,45	-7,96	-4,83	-26,52
C1	1,50	11,94	2,17	0,00	0,00
C1	3,00	-1,45	-7,96	26,52	4,83

4 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE rara

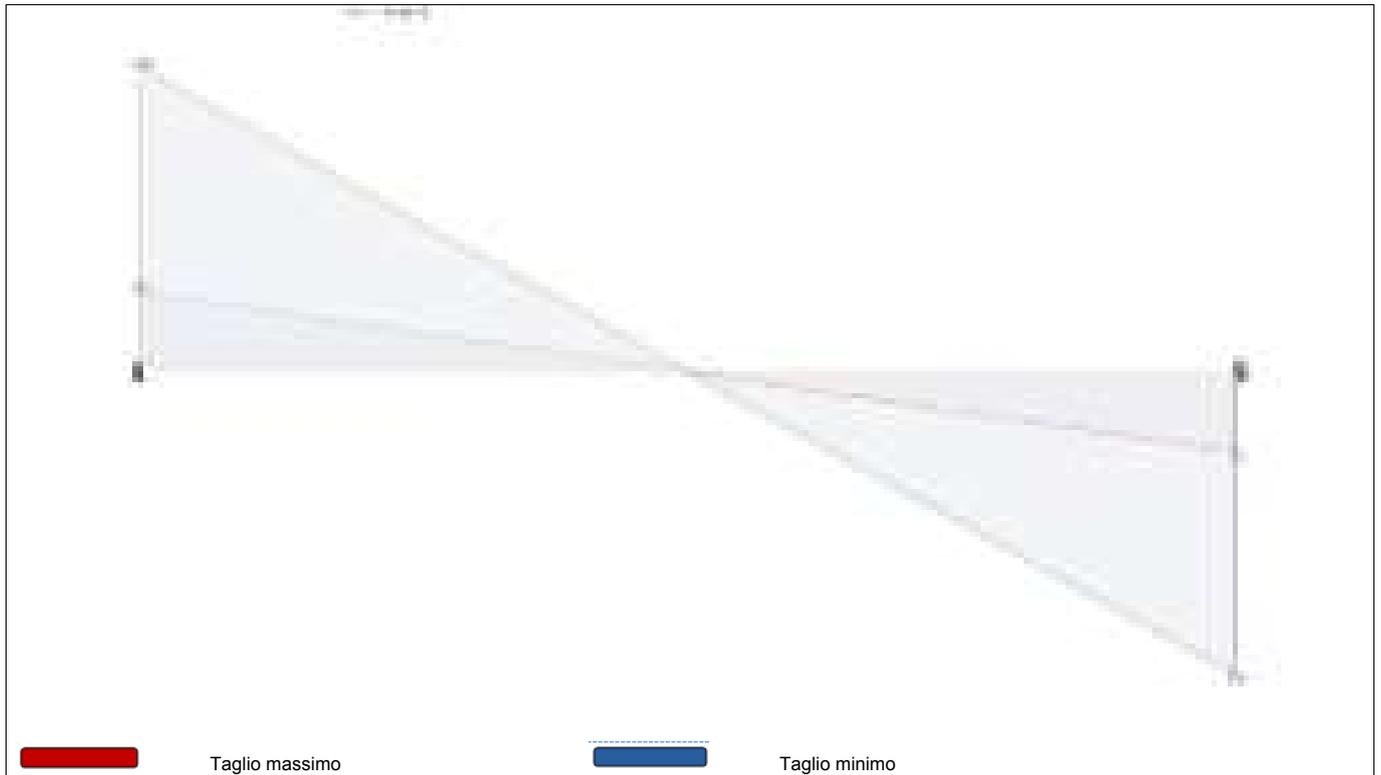
Diagramma della Deformata Elastica



Diagramma del Momento Flettente



Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	18,33	4,83
B	18,33	4,83

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-1,45	-5,50	-4,83	-18,33
C1	1,50	8,25	2,17	0,00	0,00
C1	3,00	-1,45	-5,50	18,33	4,83

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
C1	1,50	0,2

5 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE frequente

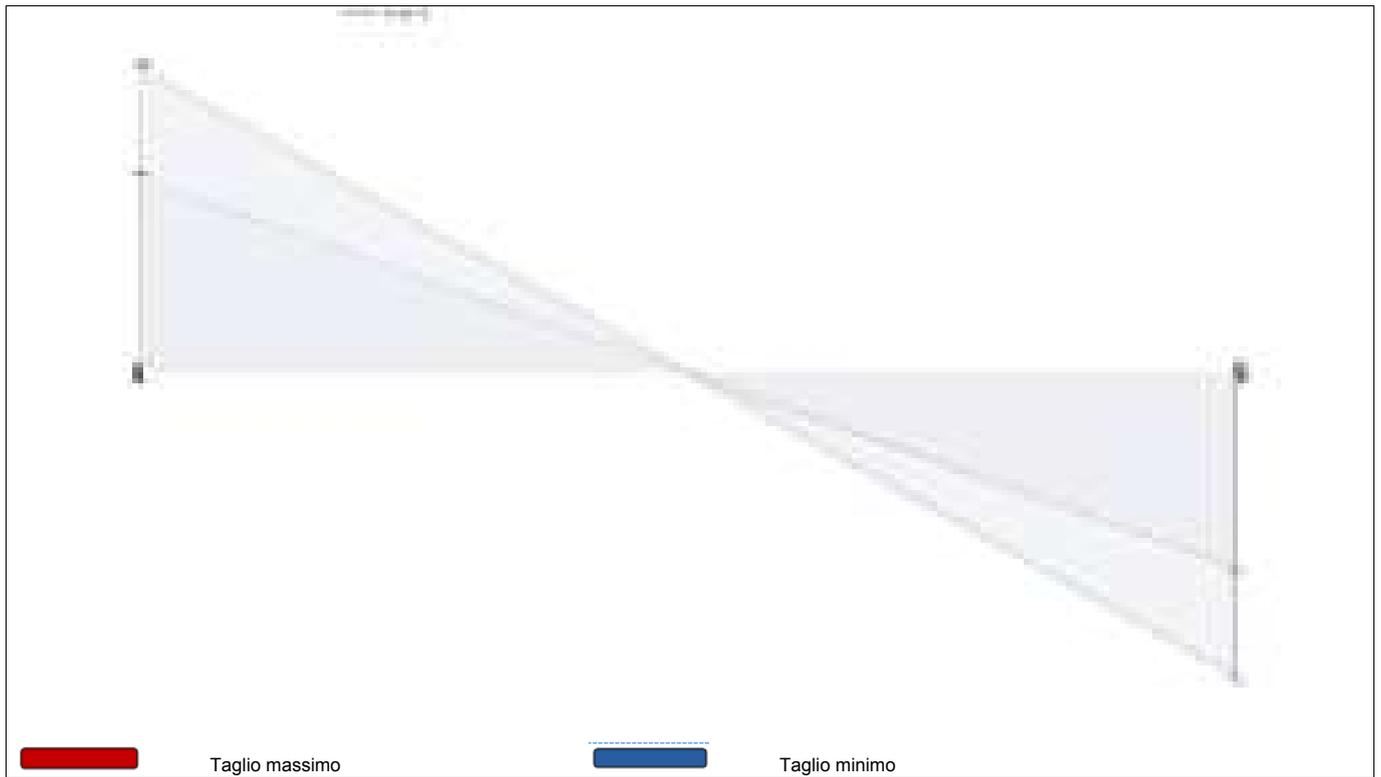
Diagramma della Deformata Elastica



Diagramma del Momento Flettente



Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	7,53	4,83
B	7,53	4,83

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-1,45	-2,26	-4,83	-7,53
C1	1,50	3,39	2,17	0,00	0,00
C1	3,00	-1,45	-2,26	7,53	4,83

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
C1	1,50	0,1

6 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE quasi permanente

Diagramma della Deformata Elastica

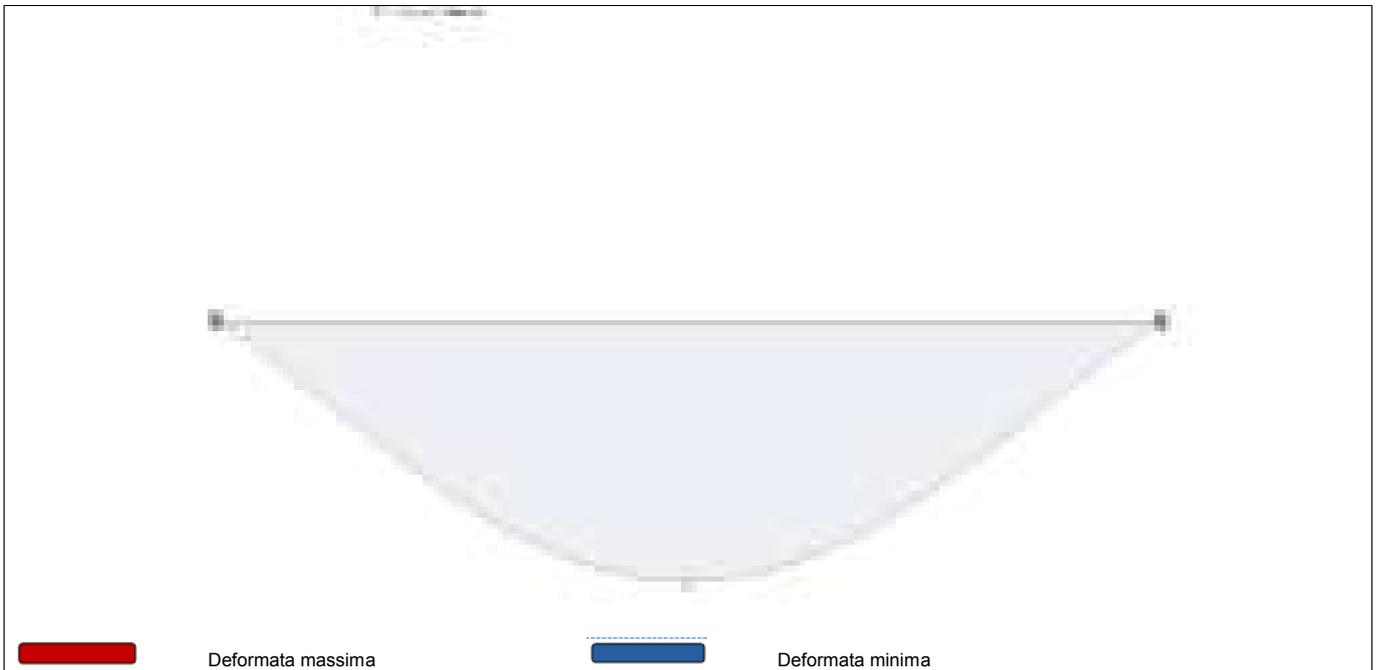


Diagramma del Momento Flettente

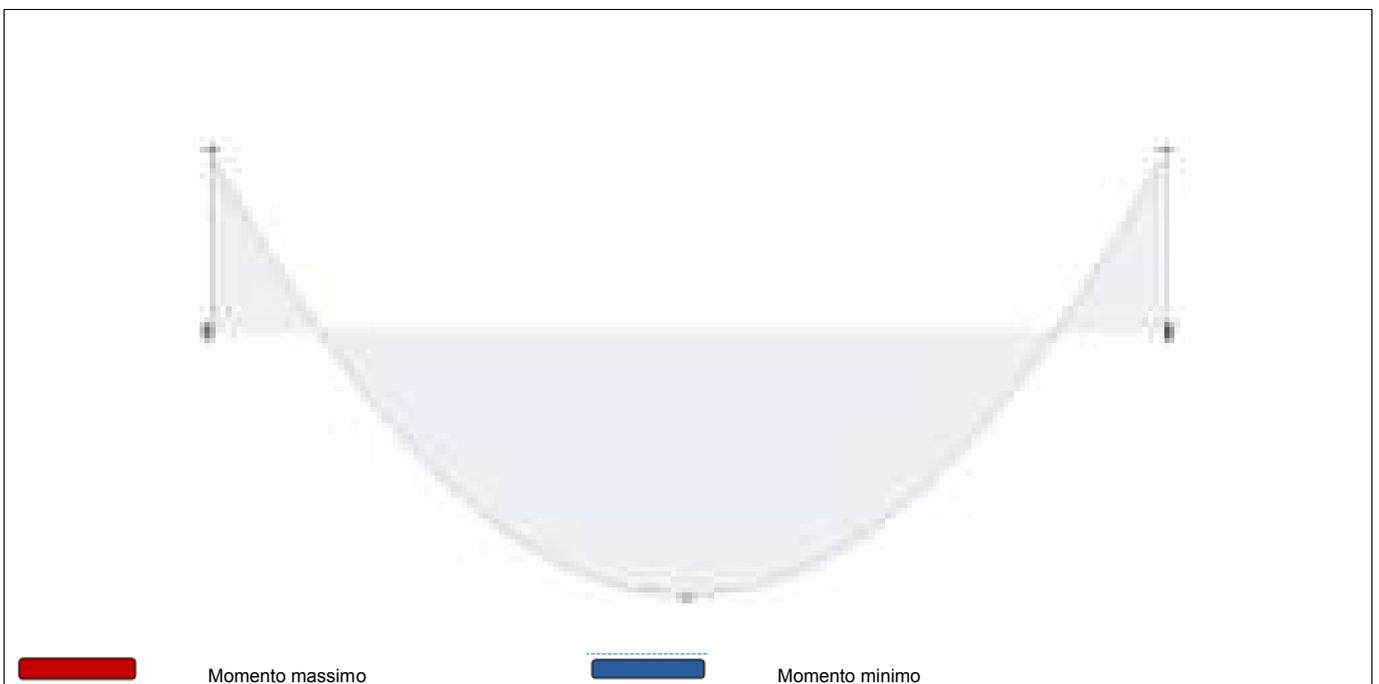
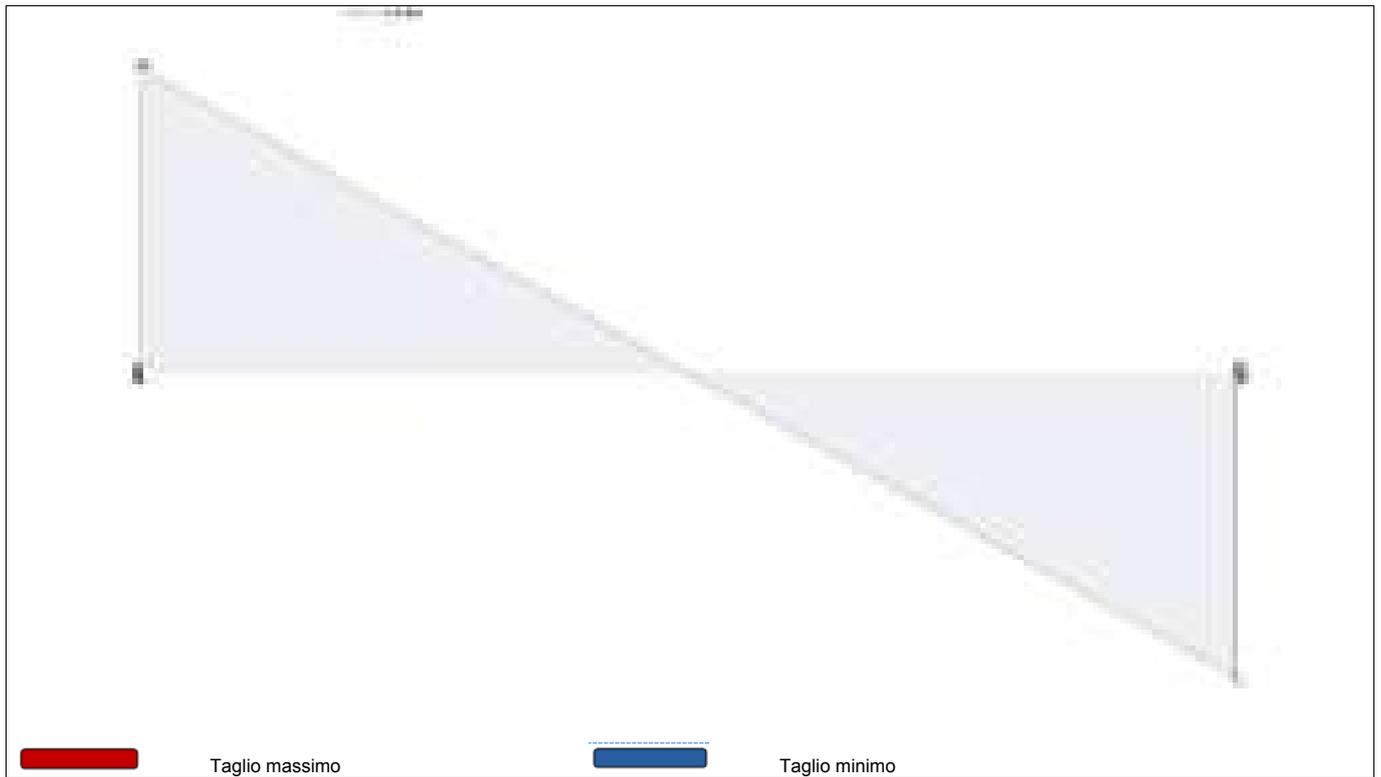


Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	4,83	4,83
B	4,83	4,83

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-1,45	-1,45	-4,83	-4,83
C1	1,50	2,17	2,17	0,00	0,00
C1	3,00	-1,45	-1,45	4,83	4,83

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
C1	1,50	0,1

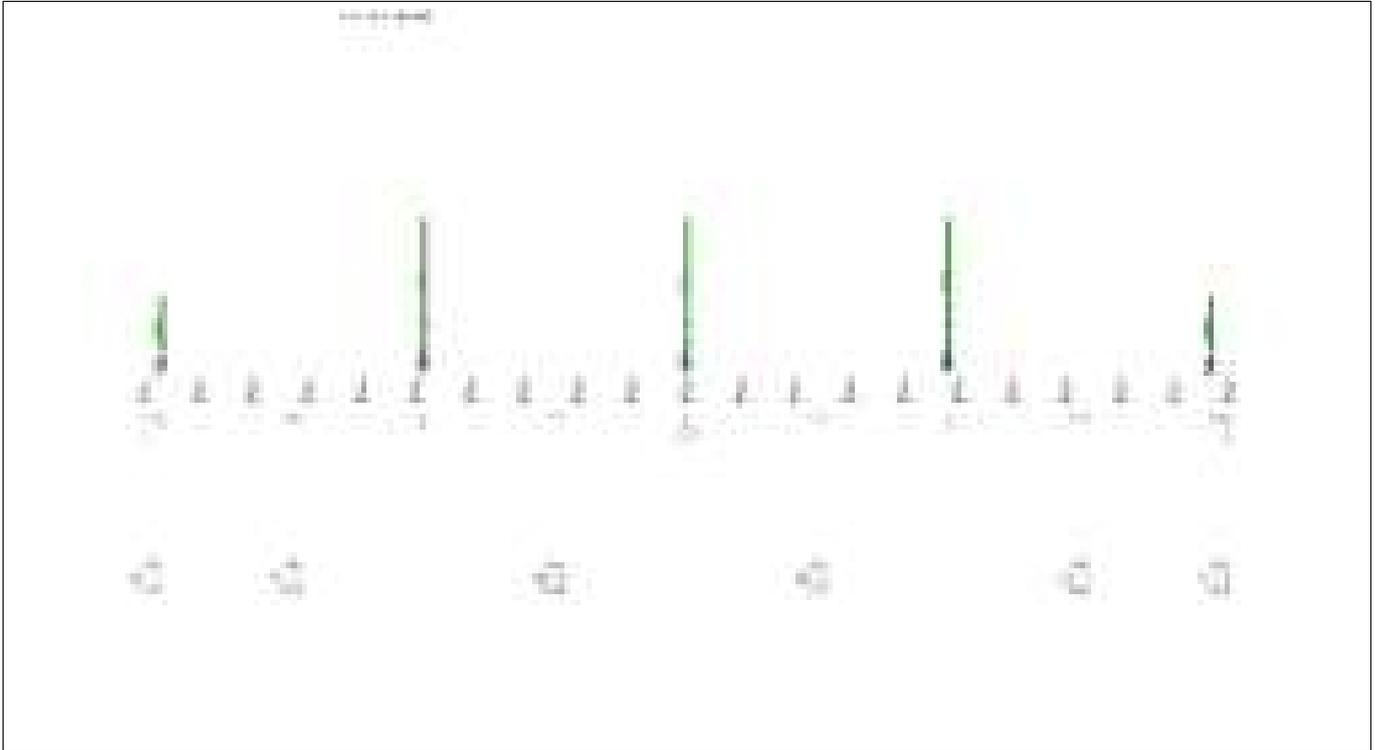
Verifica	Sfruttamento	Ascissa [m]	N [kN]	M3 [kN m]	T2 [kN]	kmod	kh	km	Verifica
Verifica a taglio	0,48	0,000	--	--	26,52	0,60	1,10	--	OK

Criterio	Sfruttamento	Ascissa [m]	M3 [kN m]	kmod	kh	kcrit,c,m	Verifica
Verifica stabilità a flessotorsione	0,48	1,500	11,94	0,60	1,10	1,00	OK

2 Geometria

Nome trave di fondazione su suolo elastico: FONDAZIONE A	Lunghezza totale: 18,30 m
Numero di campate: 6	Numero di pilastri: 5
Materiale della sezione: C25/30	Materiale per l'armatura: FeB44k
Terreno di fondazione: Ghiaia	Altezza del terreno di ricoprimento: 0,70 m
Valore minimo della costante di Winkler KW min: 0,09 kN/cm³	Valore massimo della costante di Winkler KW max: 0,09 kN/cm³

Schema statico



Geometria

Nome	Campata		Caratteristiche della sezione			
	Lunghezza [m]	Sezione	B max [cm]	H max [cm]	Area A [cm²]	Inerzia I [cm⁴]
C1	0,30	60X40	60,0	40,0	2 400,0	320 000,0
C2	4,42	60X40	60,0	40,0	2 400,0	320 000,0
C3	4,43	60X40	60,0	40,0	2 400,0	320 000,0
C4	4,42	60X40	60,0	40,0	2 400,0	320 000,0
C5	4,43	60X40	60,0	40,0	2 400,0	320 000,0
C6	0,30	60X40	60,0	40,0	2 400,0	320 000,0

Pilastri

Nome	Posizione [m]	Larghezza [m]
Pil 1	0,30	0,30
Pil 2	4,72	0,50
Pil 3	9,15	0,50
Pil 4	13,57	0,50
Pil 5	18,00	0,30

Carichi agenti

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
C2	Carico concentrato lungo asse Y globale	Permanente	0,30	10,00 kN	4,42	10,00 kN
C2	Carico concentrato lungo asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	0,30	30,00 kN	0,00	30,00 kN
C3	Carico concentrato lungo asse Y globale	Permanente	4,72	20,00 kN	4,43	20,00 kN
C3	Carico concentrato lungo asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	4,72	60,00 kN	4,43	60,00 kN

	globale					
C4	Carico concentrato lungo asse Y globale	Permanente	9,15	20,00 kN	4,42	20,00 kN
C4	Carico concentrato lungo asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	9,15	60,00 kN	4,42	60,00 kN
C5	Carico concentrato lungo asse Y globale	Permanente	13,57	20,00 kN	4,43	20,00 kN
C5	Carico concentrato lungo asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	13,57	60,00 kN	4,43	60,00 kN
C6	Carico concentrato lungo asse Y globale	Permanente	18,00	10,00 kN	0,30	10,00 kN
C6	Carico concentrato lungo asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	18,00	30,00 kN	0,30	30,00 kN

3 Scheda tecnica del materiale

Calcestruzzo

Nome: **C25/30**

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Classe di resistenza: C25/30

Descrizione:

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 24,53 kN/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 24,90 N/mm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 2,56 N/mm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 1,79 N/mm²

Modulo Elastico E_{cm} : 32 836,57 N/mm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 1,19 N/mm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 30,00 N/mm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 32,90 N/mm²

Resistenza media a flessione f_{ctm} : 3,07 N/mm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 3,33 N/mm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 14,11 N/mm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 2,22 N/mm²

Descrizione

Si rimanda relazione geotecnica

4 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLU

Diagramma della Deformata Elastica

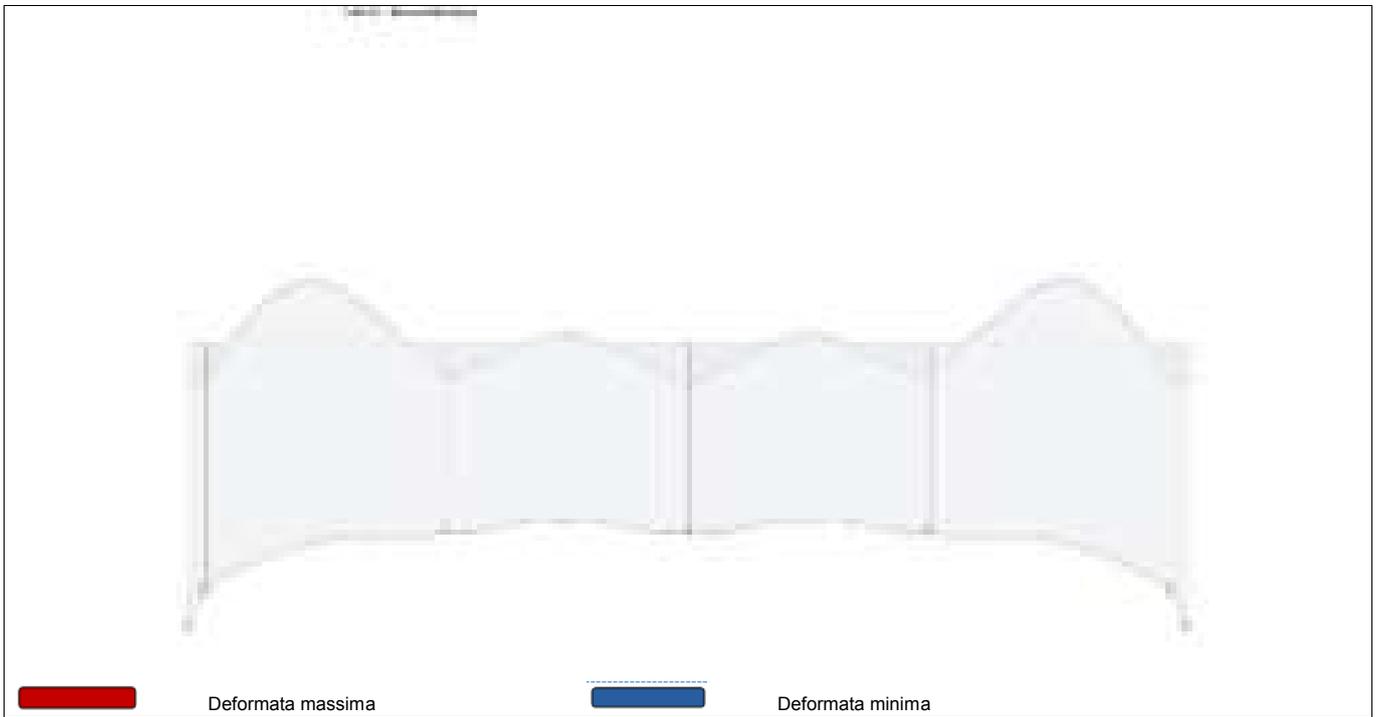


Diagramma del Momento Flettente

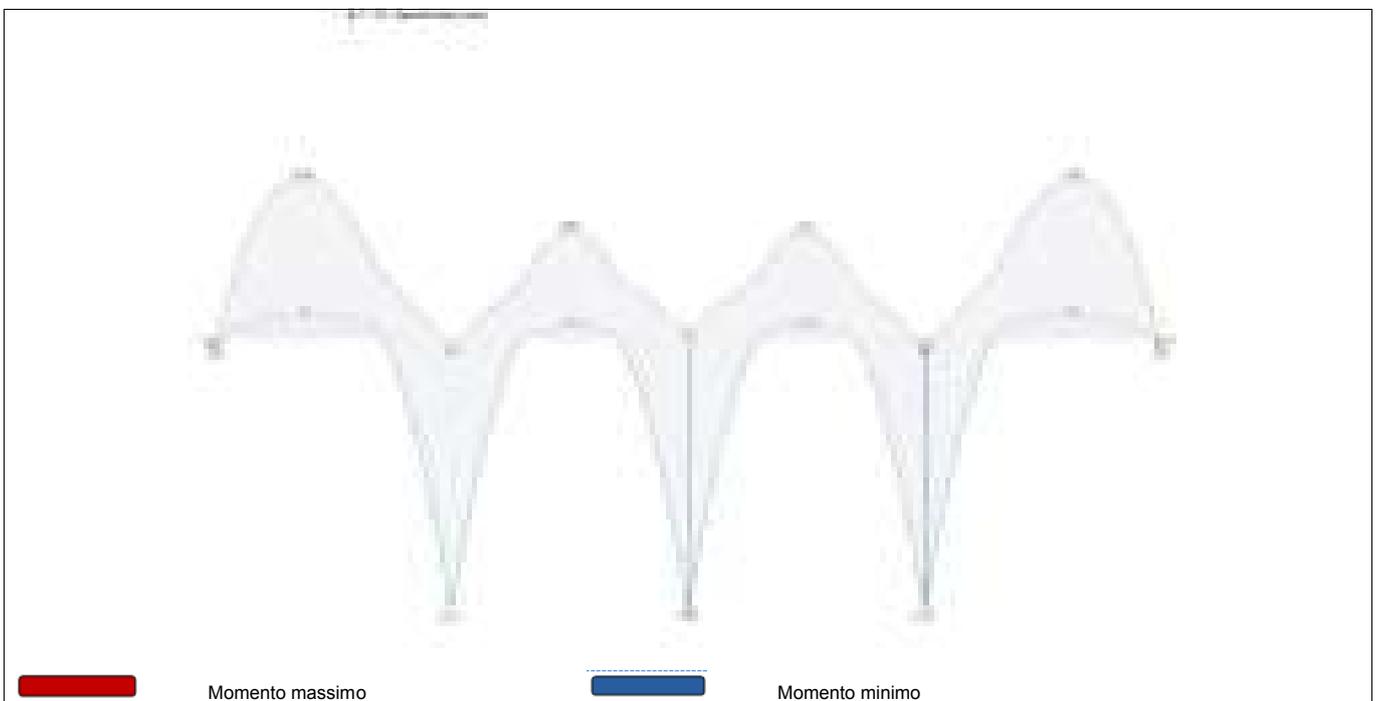
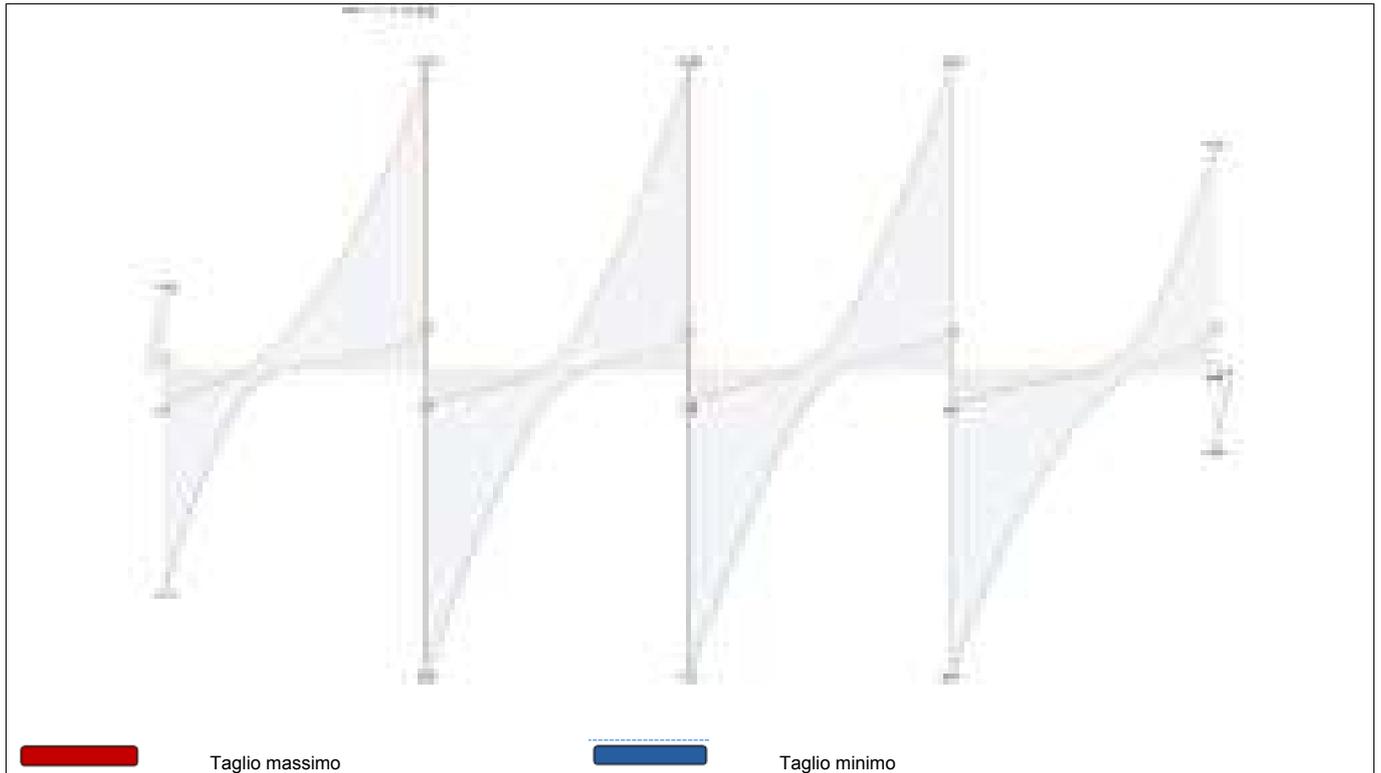


Diagramma del Taglio



Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
Pil 1	0,30	2,38	0,11	-0,77	-15,45
Pil 1	0	2,38	0,11	44,24	7,54
C2	1,66	-4,64	-27,68	0,00	0,00
Pil 2	4,42	47,35	1,54	-7,22	-61,03
Pil 2	0	47,35	1,54	61,03	6,72
C3	2,21	-2,35	-18,69	0,00	0,00
Pil 3	4,43	47,15	-0,52	-6,93	-61,06
Pil 3	0	47,15	-0,52	61,07	6,94
C4	2,21	-2,34	-18,65	0,00	0,00
Pil 4	4,42	47,35	1,55	-6,75	-61,04
Pil 4	0	47,35	1,55	61,00	7,21
C5	2,77	-4,64	-27,69	0,00	0,00
Pil 5	4,43	2,38	0,11	-7,54	-44,23
Pil 5	0	2,38	0,11	15,45	0,78

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
	0	0,1
C1	0,19	0,1
Pil 1	0,30	0,1
Pil 1	0	0,1
C2	1,93	0,1
Pil 2	4,42	0,1
Pil 2	0	0,1
C3	3,88	0,1
Pil 3	4,43	0,1
Pil 3	0	0,1
C4	0,55	0,1
Pil 4	4,42	0,1
Pil 4	0	0,1

C5	2,49	0,1
Pil 5	4,43	0,1
Pil 5	0	0,1
C6	0,11	0,1
	0,30	0,1

Pressioni sul terreno: verifica secondo Terzaghi

Campata	Ascissa [m]	Approccio	Pressione Massima [N/mm ²]	Pressione Limite [N/mm ²]	Sfruttamento	Verificato
C1	0,00	App.1 A1+M1+R1	0,11	1,39	0,08	SI
C1	0,00	App.1 A2+M2+R2	0,11	0,33	0,32	SI
C1	0,00	App.2 A1+M1+R3	0,11	0,60	0,17	SI
C2	0,30	App.1 A1+M1+R1	0,09	1,39	0,07	SI
C2	0,30	App.1 A2+M2+R2	0,09	0,33	0,28	SI
C2	0,30	App.2 A1+M1+R3	0,09	0,60	0,15	SI
C3	9,15	App.1 A1+M1+R1	0,07	1,39	0,05	SI
C3	9,15	App.1 A2+M2+R2	0,07	0,33	0,21	SI
C3	9,15	App.2 A1+M1+R3	0,07	0,60	0,12	SI
C4	9,15	App.1 A1+M1+R1	0,07	1,39	0,05	SI
C4	9,15	App.1 A2+M2+R2	0,07	0,33	0,21	SI
C4	9,15	App.2 A1+M1+R3	0,07	0,60	0,12	SI
C5	18,00	App.1 A1+M1+R1	0,09	1,39	0,07	SI
C5	18,00	App.1 A2+M2+R2	0,09	0,33	0,28	SI
C5	18,00	App.2 A1+M1+R3	0,09	0,60	0,15	SI
C6	18,30	App.1 A1+M1+R1	0,11	1,39	0,08	SI
C6	18,30	App.1 A2+M2+R2	0,11	0,33	0,32	SI
C6	18,30	App.2 A1+M1+R3	0,11	0,60	0,17	SI

5 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE rara

Diagramma della Deformata Elastica

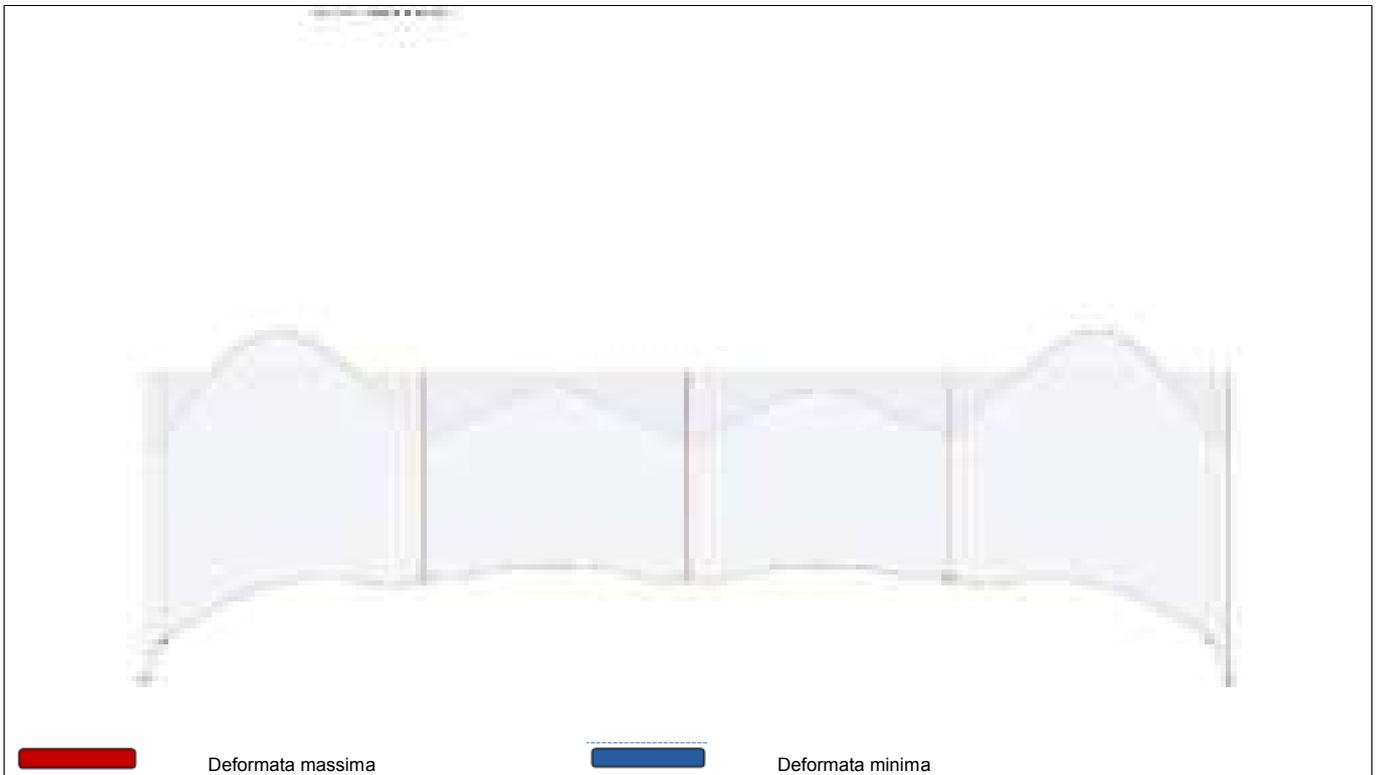


Diagramma del Momento Flettente

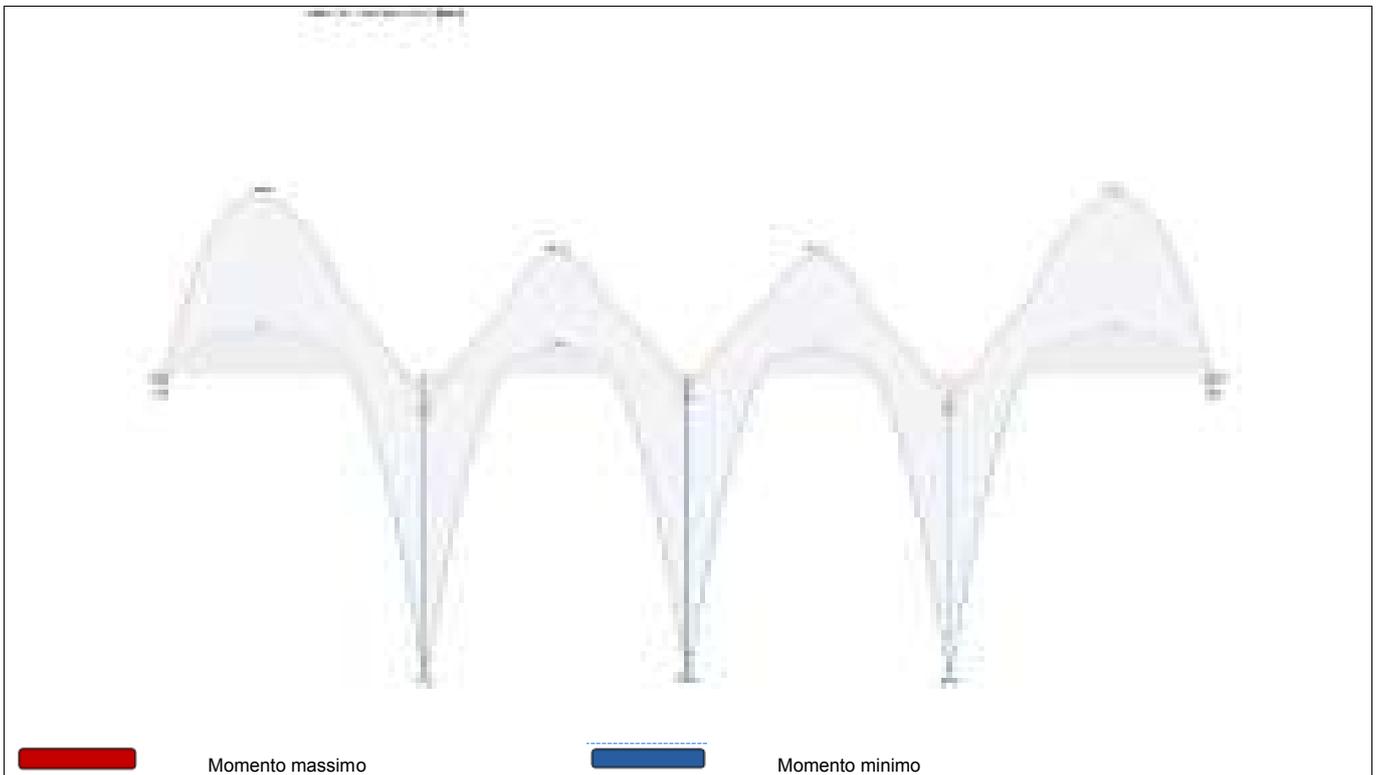
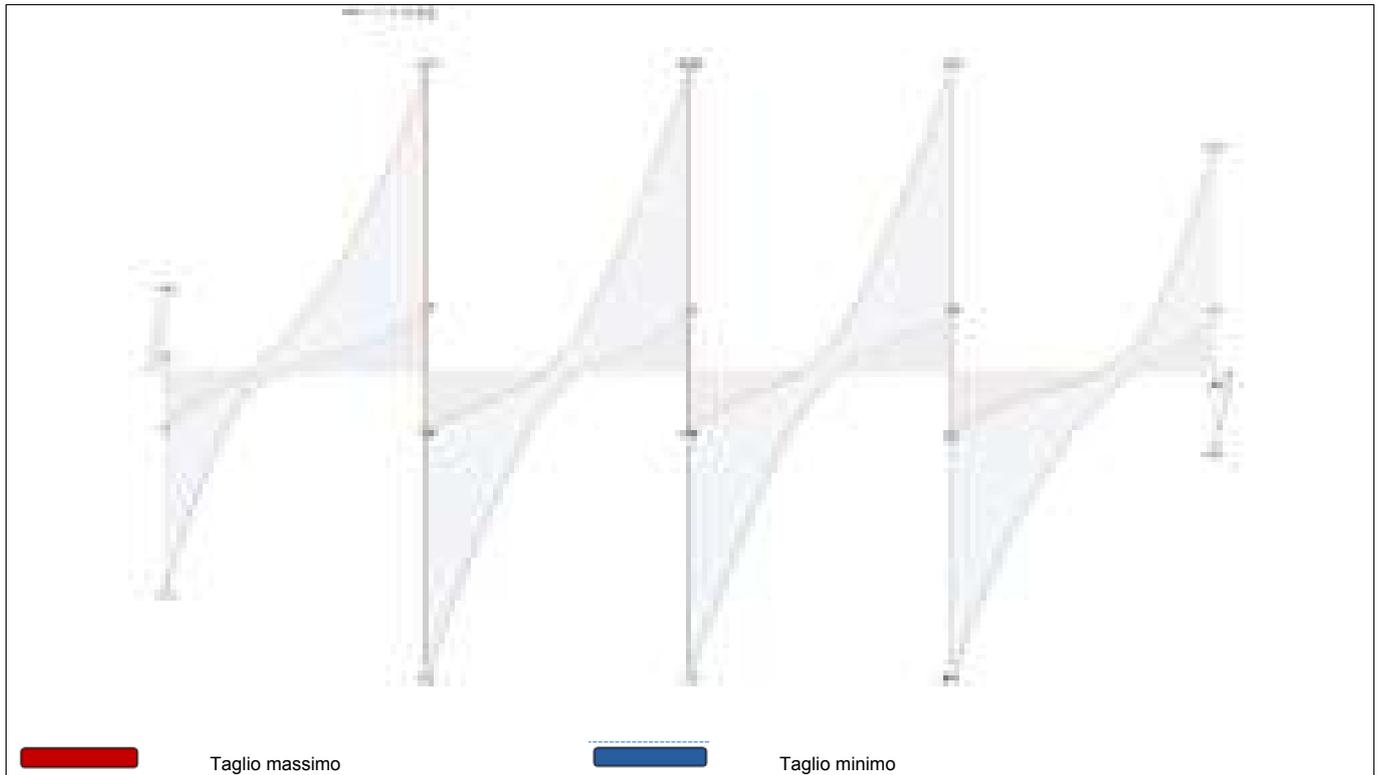


Diagramma del Taglio



Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
Pil 1	0,30	1,63	0,20	-1,31	-10,62
Pil 1	0	1,63	0,20	30,51	7,56
C2	1,66	-4,67	-19,09	0,00	0,00
Pil 2	4,42	32,53	3,43	-8,16	-42,02
Pil 2	0	32,53	3,43	42,01	7,80
C3	2,21	-2,60	-12,87	0,00	0,00
Pil 3	4,43	32,35	1,94	-7,95	-42,04
Pil 3	0	32,35	1,94	42,05	7,96
C4	2,21	-2,59	-12,84	0,00	0,00
Pil 4	4,42	32,53	3,43	-7,82	-42,02
Pil 4	0	32,53	3,43	42,01	8,15
C5	2,77	-4,68	-19,09	0,00	0,00
Pil 5	4,43	1,63	0,20	-7,56	-30,50
Pil 5	0	1,63	0,20	10,62	1,32

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
	0	0,1
C1	0,19	0,1
Pil 1	0,30	0,1
Pil 1	0	0,1
C2	1,93	0,1
Pil 2	4,42	0,1
Pil 2	0	0,1
C3	4,18	0,1
Pil 3	4,43	0,1
Pil 3	0	0,1
C4	0,25	0,1

Pil 4	4,42	0,1
Pil 4	0	0,1
C5	2,49	0,1
Pil 5	4,43	0,1
Pil 5	0	0,1
C6	0,11	0,1
	0,30	0,1

Pressioni sul terreno: verifica secondo Terzaghi

Campata	Ascissa [m]	Approccio	Pressione Massima [N/mm ²]	Pressione Limite [N/mm ²]	Sfruttamento	Verificato

6 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE frequente

Diagramma della Deformata Elastica

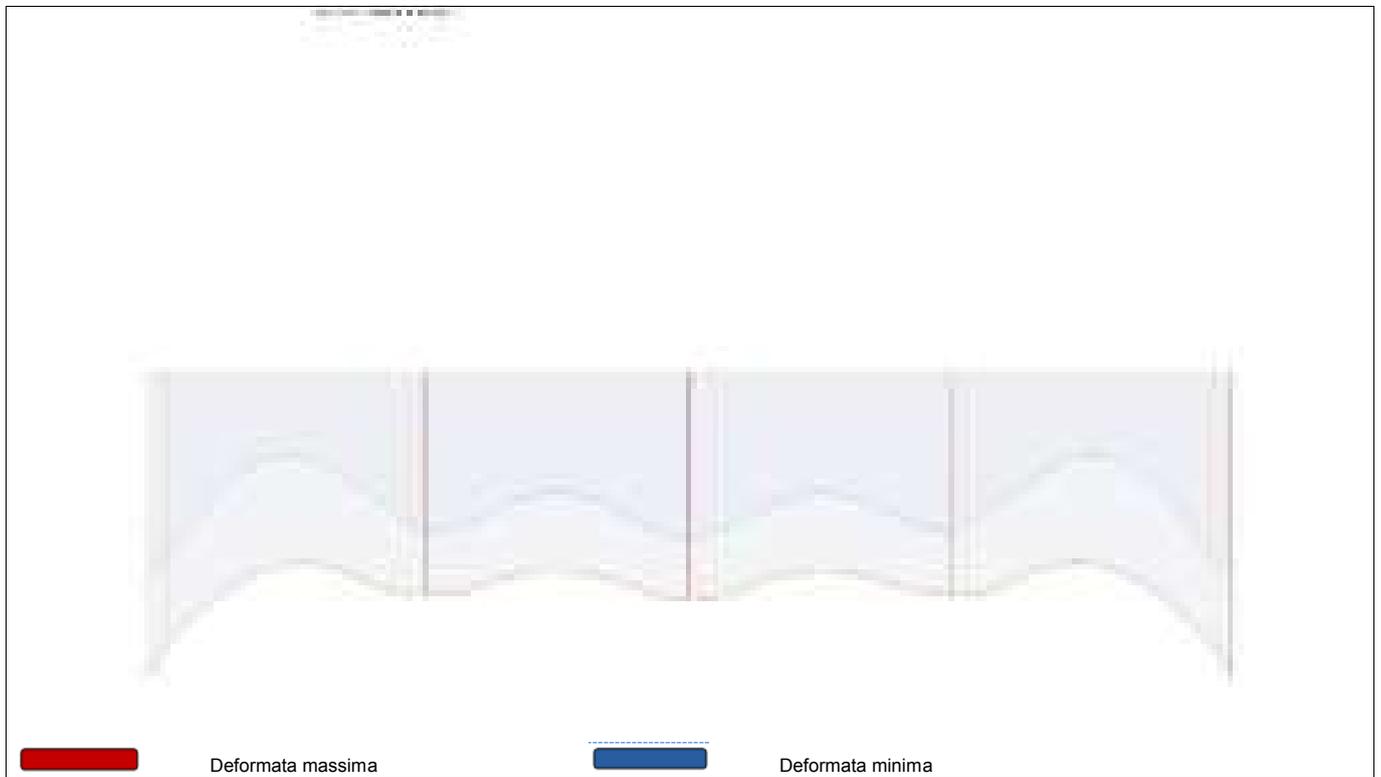


Diagramma del Momento Flettente

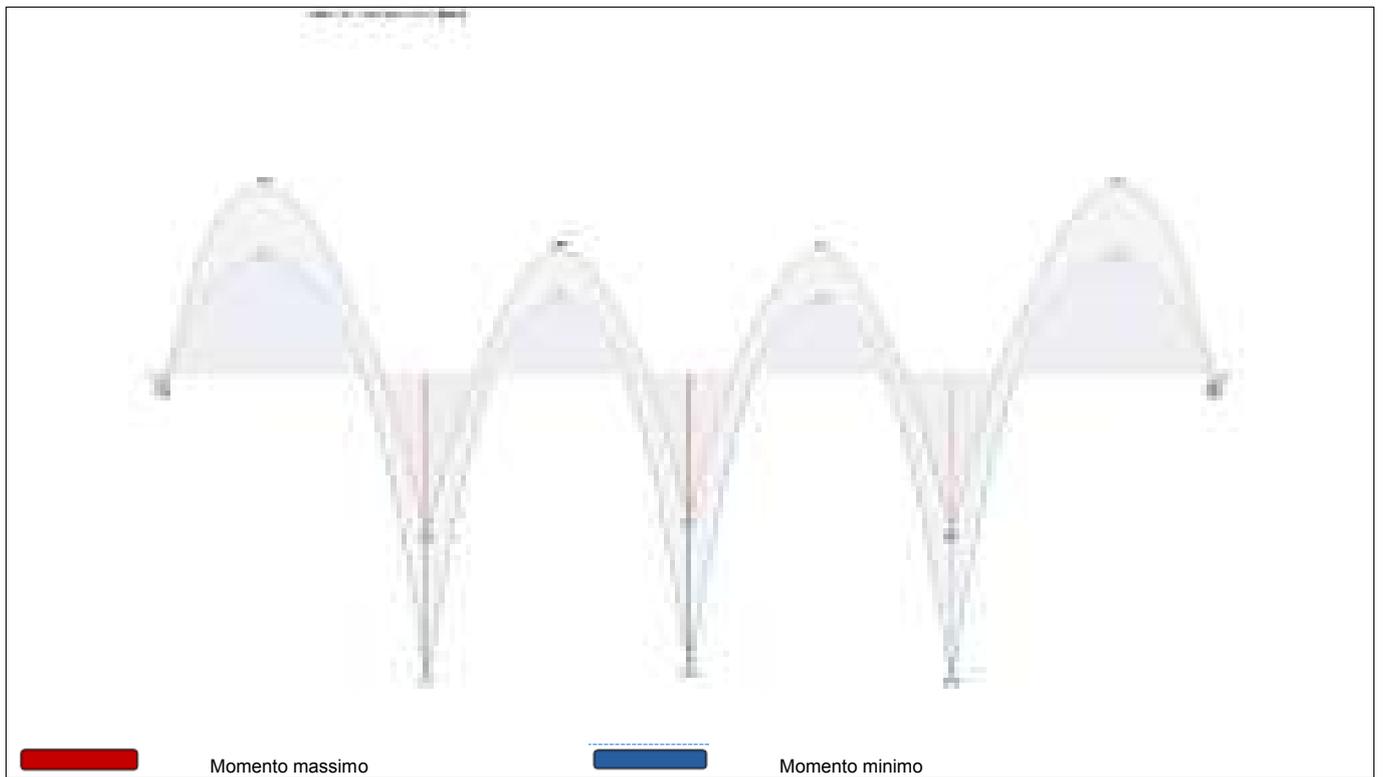
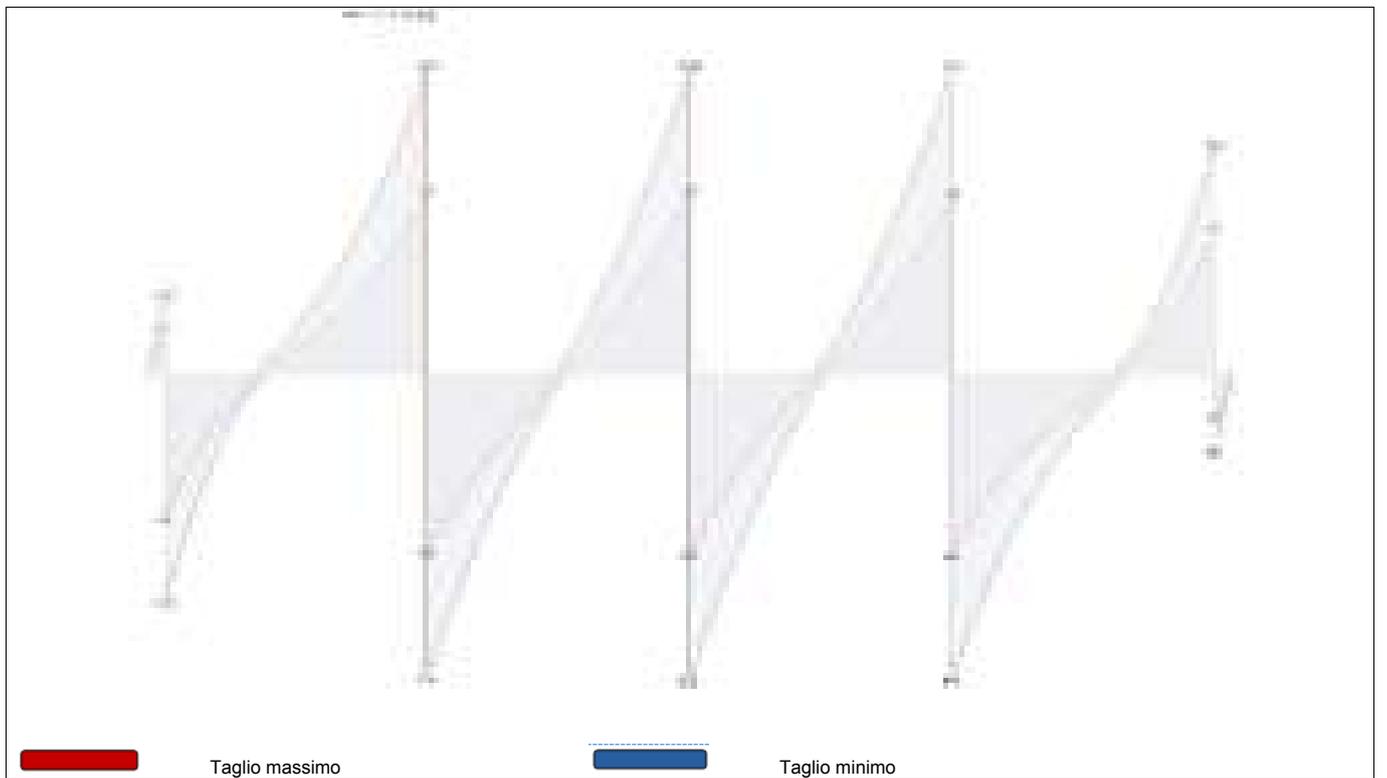


Diagramma del Taglio



Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
Pil 1	0,30	0,62	0,33	-2,17	-4,03
Pil 1	0	0,62	0,33	12,19	7,60
C2	1,66	-4,74	-7,62	0,00	0,00
Pil 2	4,42	12,26	6,44	-9,66	-16,43
Pil 2	0	12,26	6,44	16,37	9,53
C3	2,21	-2,99	-5,05	0,00	0,00
Pil 3	4,43	11,95	5,87	-9,59	-16,41
Pil 3	0	11,95	5,87	16,41	9,59
C4	2,21	-2,99	-5,04	0,00	0,00
Pil 4	4,42	12,26	6,44	-9,54	-16,38
Pil 4	0	12,26	6,44	16,43	9,66
C5	2,77	-4,74	-7,62	0,00	0,00
Pil 5	4,43	0,62	0,33	-7,60	-12,19
Pil 5	0	0,62	0,33	4,03	2,17

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
	0	0,0
C1	0,19	0,0
Pil 1	0,30	0,0
Pil 1	0	0,0
C2	1,93	0,0
Pil 2	4,42	0,0
Pil 2	0	0,0
C3	4,18	0,0
Pil 3	4,43	0,0
Pil 3	0	0,0
C4	0,25	0,0
Pil 4	4,42	0,0
Pil 4	0	0,0
C5	2,49	0,0
Pil 5	4,43	0,0
Pil 5	0	0,0
C6	0,11	0,0
	0,30	0,0

7 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE quasi permanente

Diagramma della Deformata Elastica

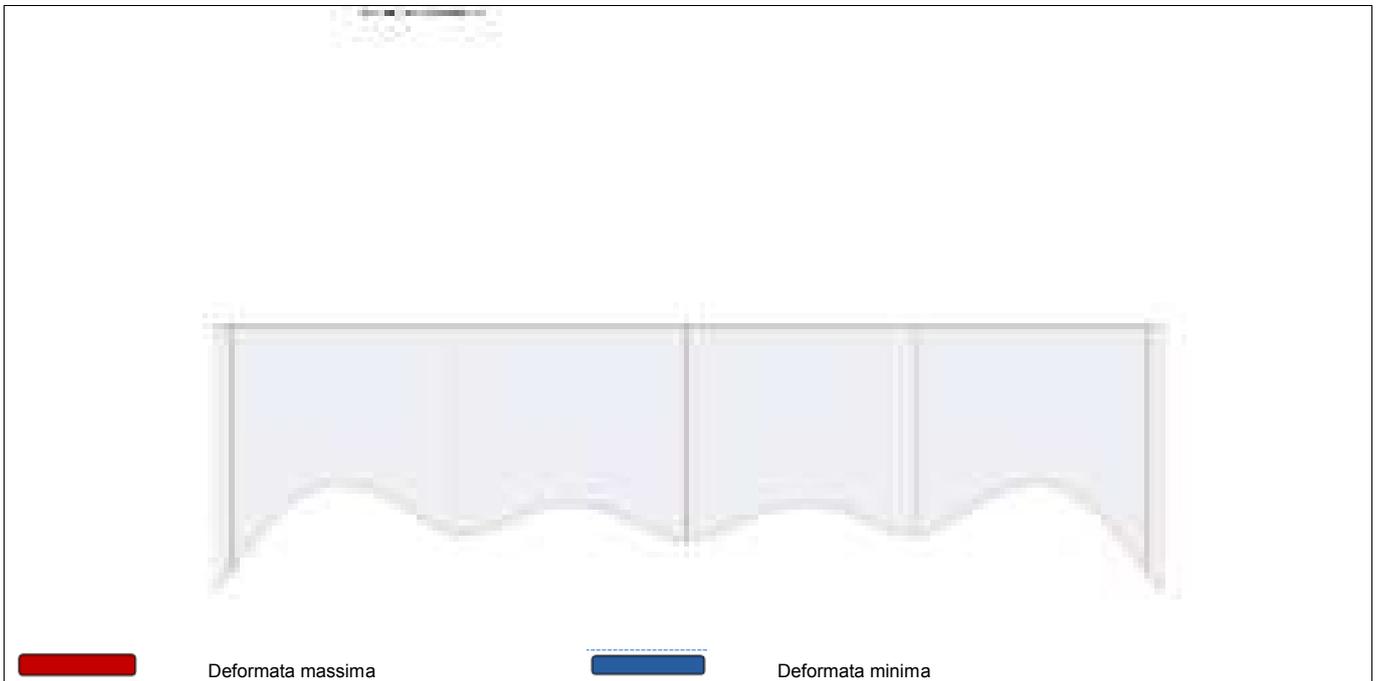


Diagramma del Momento Flettente

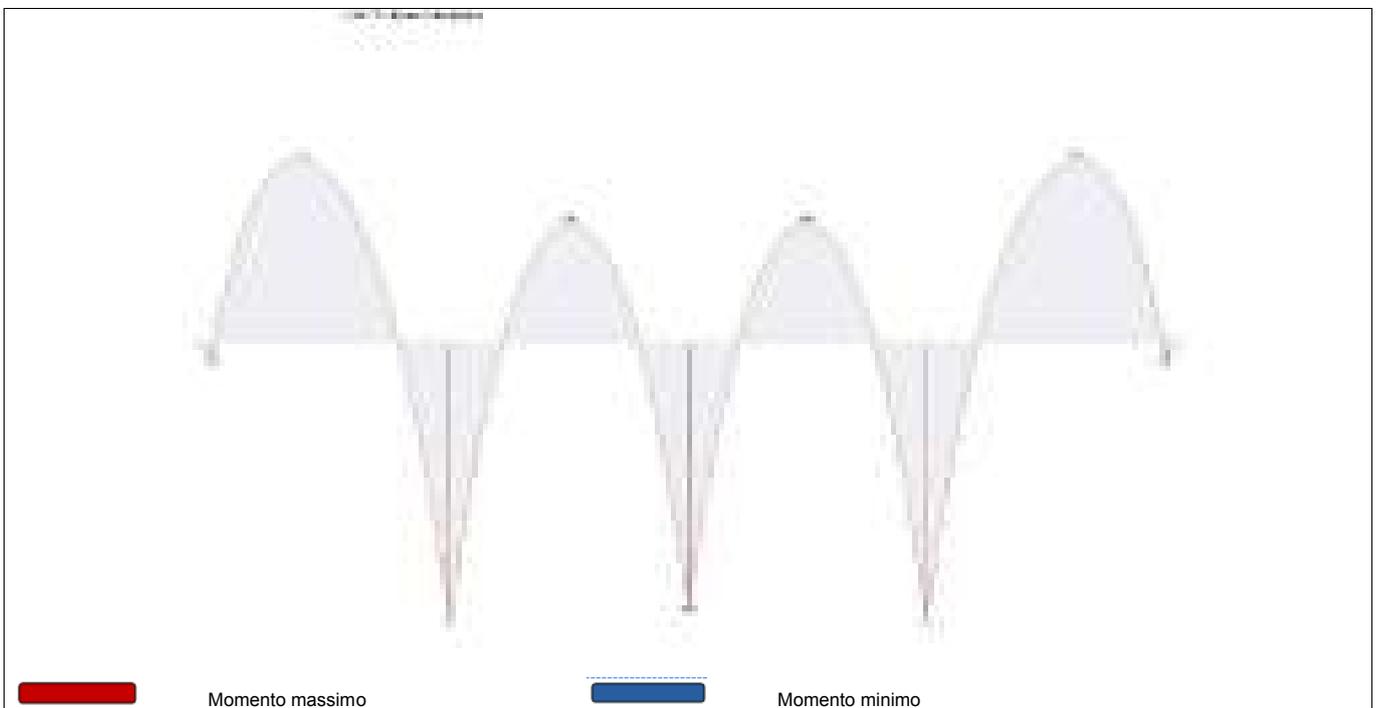
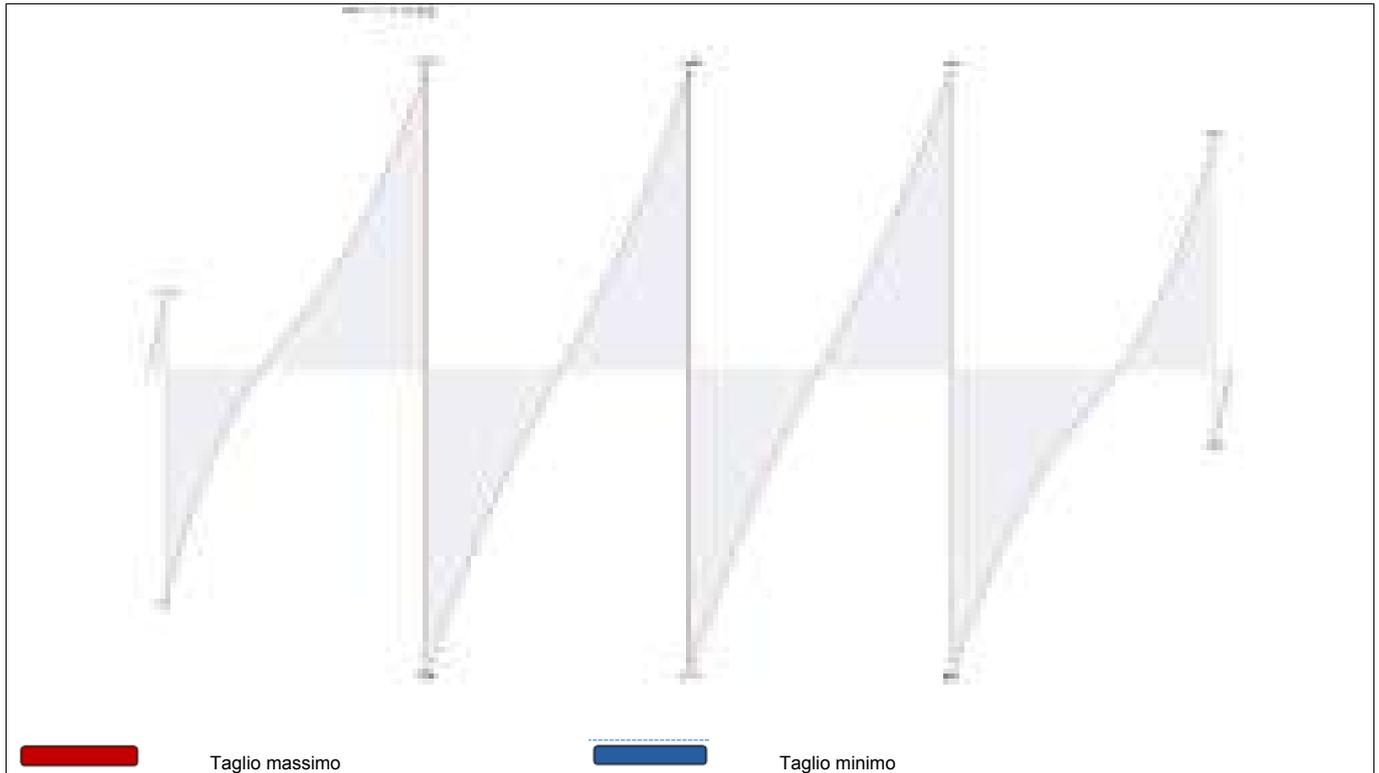


Diagramma del Taglio



Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
Pil 1	0,30	0,37	0,37	-2,39	-2,39
Pil 1	0	0,37	0,37	7,61	7,61
C2	1,66	-4,75	-4,75	0,00	0,00
Pil 2	4,42	7,19	7,19	-10,04	-10,04
Pil 2	0	7,19	7,19	9,96	9,96
C3	2,21	-3,09	-3,09	0,00	0,00
Pil 3	4,43	6,86	6,86	-10,00	-10,00
Pil 3	0	6,86	6,86	10,00	10,00
C4	2,21	-3,09	-3,09	0,00	0,00
Pil 4	4,42	7,19	7,19	-9,97	-9,97
Pil 4	0	7,19	7,19	10,03	10,03
C5	2,77	-4,75	-4,75	0,00	0,00
Pil 5	4,43	0,37	0,37	-7,61	-7,61
Pil 5	0	0,37	0,37	2,39	2,39

Verifiche agli stati limite ultimi (cfr NTC § 4.1.2.3)

Dati armatura

Copriferro superiore: 3	Copriferro inferiore: 3
Diametro barre: 16	Diametro staffe: 8

Verifica di resistenza a flessione (cfr NTC § 4.1.2.3.4)

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	Mrd [kN m]	Mrd/Msd	Verifica
1	0,3	2,38	0,25	0,00	3,24	1,36	OK
2	0,0	2,38	0,25	0,00	3,24	1,36	OK
2	1,7	-27,68	0,00	2,25	-28,30	1,02	OK
2	4,4	47,35	4,00	0,00	50,00	1,06	OK
3	0,0	47,35	4,00	0,00	50,00	1,06	OK
3	2,2	-18,69	0,00	1,75	-22,14	1,18	OK

3	4,4	47,15	4,00	0,00	50,00	1,06	OK
3	4,4	-0,52	4,00	0,00	-2,24	4,30	OK
4	0,0	47,15	4,00	0,00	50,00	1,06	OK
4	0,0	-0,52	4,00	0,00	-2,24	4,30	OK
4	2,2	-18,65	0,00	1,75	-22,14	1,19	OK
4	4,4	47,35	4,00	0,00	50,00	1,06	OK
5	0,0	47,35	4,00	0,00	50,00	1,06	OK
5	2,8	-27,69	0,00	2,25	-28,30	1,02	OK
5	4,4	2,38	0,25	0,00	3,24	1,36	OK
6	0,0	2,38	0,25	0,00	3,24	1,36	OK

Campo di rottura

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	ϵ_c [%]	ϵ_s [‰]	Campo	x/d	ξ_{lim}	Verifica
1	0,3	2,38	0,27	10,00	Regione IIa	0,03	0,45	OK
2	0,0	2,38	0,27	10,00	Regione IIa	0,03	0,45	OK
2	1,7	-27,68	0,87	10,00	Regione IIa	0,08	0,45	OK
2	4,4	47,35	1,23	10,00	Regione IIa	0,11	0,45	OK
3	0,0	47,35	1,23	10,00	Regione IIa	0,11	0,45	OK
3	2,2	-18,69	0,76	10,00	Regione IIa	0,07	0,45	OK
3	4,4	47,15	1,23	10,00	Regione IIa	0,11	0,45	OK
3	4,4	-0,52	0,71	10,00	Regione IIa	0,07	0,45	OK
4	0,0	47,15	1,23	10,00	Regione IIa	0,11	0,45	OK
4	0,0	-0,52	0,71	10,00	Regione IIa	0,07	0,45	OK
4	2,2	-18,65	0,76	10,00	Regione IIa	0,07	0,45	OK
4	4,4	47,35	1,23	10,00	Regione IIa	0,11	0,45	OK
5	0,0	47,35	1,23	10,00	Regione IIa	0,11	0,45	OK
5	2,8	-27,69	0,87	10,00	Regione IIa	0,08	0,45	OK
5	4,4	2,38	0,27	10,00	Regione IIa	0,03	0,45	OK
6	0,0	2,38	0,27	10,00	Regione IIa	0,03	0,45	OK

La verifica assicura un comportamento duttile per strutture iperstatiche e si intende soddisfatta quando $x/d < \xi_{lim}$

Verifica di resistenza a taglio (cfr NTC § 4.1.2.3.5)

Campata	Posizione	Area staffe [cm ²]	Passo [cm]	α [°]	θ [°]	Vsd [kN]	VRd [kN]	VRsd [kN]	VRcd [kN]	Verifica
1	appoggio sx	1,0	11	90	21,8	0,00	93,52	527,70	295,64	OK
1	campata	1,0	11	90	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	OK
1	appoggio dx	1,0	11	90	21,8	-15,45	0,00	0,00	0,00	OK
2	appoggio sx	1,0	11	90	21,8	44,24	93,52	527,70	295,64	OK
2	campata	1,0	11	90	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	OK
2	appoggio dx	1,0	11	90	21,8	-61,03	93,52	527,70	295,64	OK

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

θ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave. θ rispetta il limite: $1 \leq \cotan\theta \leq 2,5$ (cfr NTC § 4.1.2.3.5.2)

Verifiche agli stati limite di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2)

Verifica delle tensioni di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2.5)

Combinazione rara.

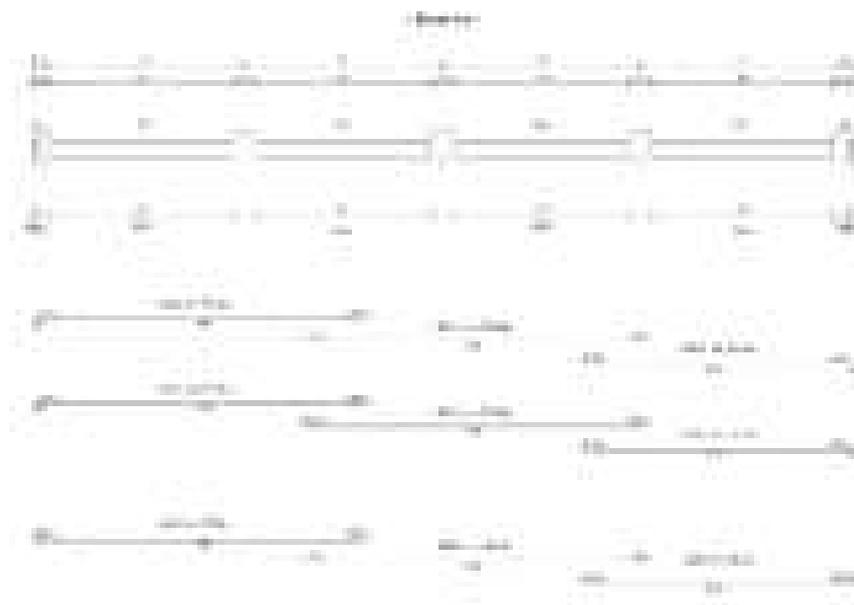
Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	σ_c [N/mm ²]	σ_c limite [N/mm ²]	σ_s trazione [N/mm ²]	σ_s comp. [N/mm ²]	σ_s limite [N/mm ²]	Verifica
1	0,3	1,63	0,25	0,00	-0,10	-14,94	1,17	0,00	337,46	OK
2	0,0	1,63	0,00	0,00	-0,10	-14,94	0,00	0,00	337,46	OK
2	1,7	-19,09	0,00	2,25	-1,18	-14,94	13,26	0,00	337,46	OK
2	4,4	32,53	4,00	0,00	-1,99	-14,94	21,96	0,00	337,46	OK
3	0,0	32,53	0,00	0,00	-2,03	-14,94	0,00	0,00	337,46	OK
3	2,2	-12,87	0,00	1,75	-0,80	-14,94	9,02	0,00	337,46	OK
3	4,4	32,35	4,00	0,00	-1,97	-14,94	21,83	0,00	337,46	OK

4	0,0	32,35	0,00	0,00	-2,02	-14,94	0,00	0,00	337,46	OK
4	2,2	-12,84	0,00	1,75	-0,79	-14,94	9,00	0,00	337,46	OK
4	4,4	32,53	4,00	0,00	-1,99	-14,94	21,96	0,00	337,46	OK
5	0,0	32,53	0,00	0,00	-2,03	-14,94	0,00	0,00	337,46	OK
5	2,8	-19,09	0,00	2,25	-1,18	-14,94	13,27	0,00	337,46	OK
5	4,4	1,63	0,25	0,00	-0,10	-14,94	1,17	0,00	337,46	OK
6	0,0	1,63	0,00	0,00	-0,10	-14,94	0,00	0,00	337,46	OK

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	Ac [cm ²]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	σ [N/mm ²]	σ limite [N/mm ²]	Verifica
1	0,3	0,37	2400	0,25	0,00	-0,02	-11,21	OK
2	0,0	0,37	2400	0,00	0,00	-0,02	-11,21	OK
2	1,7	-4,75	2400	0,00	2,25	-0,29	-11,21	OK
2	4,4	7,19	2400	4,00	0,00	-0,44	-11,21	OK
3	0,0	7,19	2400	0,00	0,00	-0,45	-11,21	OK
3	2,2	-3,09	2400	0,00	1,75	-0,19	-11,21	OK
3	4,4	6,86	2400	4,00	0,00	-0,42	-11,21	OK
4	0,0	6,86	2400	0,00	0,00	-0,43	-11,21	OK
4	2,2	-3,09	2400	0,00	1,75	-0,19	-11,21	OK
4	4,4	7,19	2400	4,00	0,00	-0,44	-11,21	OK
5	0,0	7,19	2400	0,00	0,00	-0,45	-11,21	OK
5	2,8	-4,75	2400	0,00	2,25	-0,29	-11,21	OK
5	4,4	0,37	2400	0,25	0,00	-0,02	-11,21	OK
6	0,0	0,37	2400	0,00	0,00	-0,02	-11,21	OK

Caratteristiche dell'armatura



Lunghezza totale: 18,30 m

Numero di campate: 6

Calcestruzzo: C25/30

Acciaio d'armatura: FeB44k

Armatura longitudinale

Posizione	Tipologia di ferro	Barre	As [cm ²]	Lunghezza di calcolo [cm]	Ancoraggio [cm]	Lunghezza complessiva [cm]
1	Corrente - Superiore	2 Ø 14	3,08	720	50	770
2	Corrente - Superiore	2 Ø 14	3,08	720	60	780
3	Corrente - Superiore	2 Ø 14	3,08	576	50	626
4	Corrente - Superiore	2 Ø 12	2,26	720	50	770
5	Corrente - Superiore	2 Ø 12	2,26	720	60	780
6	Corrente - Superiore	2 Ø 12	2,26	576	50	626
7	Corrente - Inferiore	4 Ø 12	4,52	720	50	770
8	Corrente - Inferiore	4 Ø 12	4,52	720	60	780
9	Corrente - Inferiore	4 Ø 12	4,52	576	50	626

La lunghezza di calcolo delle barre è al netto dell'ancoraggio.

Armatura trasversale

Campata	Ampiezza campo [cm]	Φ [mm]	Passo s [cm]	Ast [cm ²]	Bracci
1	12	8	12	2,01	4
1	0	8		2,01	4
2	402	8	22	2,01	4
3	393	8	22	2,01	4

4	392	8	22	2,01	4
5	403	8	22	2,01	4
6	0	8		2,01	4
6	12	8	12	2,01	4

Verifiche agli stati limite ultimi (cfr NTC § 4.1.3)

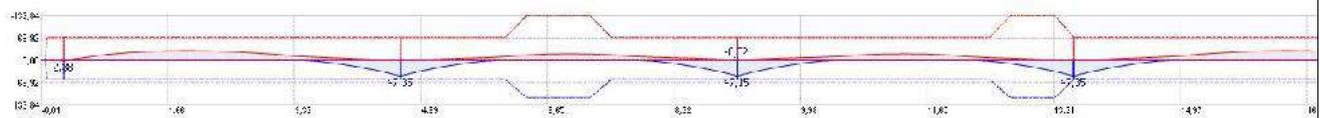
Campo di rottura

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	ϵ_c [%]	ϵ_s [%]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica
1	0,30	2,38	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI
2	0,00	2,38	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI
2	1,66	-27,68	1,32	10,00	Ila	0,116	0,45	SI
2	4,42	47,35	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI
3	0,00	47,35	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI
3	2,21	-18,69	1,76	10,00	Ila	0,150	0,45	SI
3	4,43	47,15	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI
3	4,43	-0,52	1,32	10,00	Ila	0,116	0,45	SI
4	0,00	47,15	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI
4	0,00	-0,52	1,32	10,00	Ila	0,116	0,45	SI
4	2,21	-18,65	1,32	10,00	Ila	0,116	0,45	SI
4	4,42	47,35	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI
5	0,00	47,35	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI
5	2,77	-27,69	1,32	10,00	Ila	0,116	0,45	SI
5	4,43	2,38	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI
6	0,00	2,38	1,21	10,00	Ila	0,108	0,45	SI

La verifica assicura un comportamento duttile per strutture iperstatiche e si intende soddisfatta quando $\xi < \xi_{lim}$

Verifica di resistenza a flessione (cfr NTC § 4.1.2.3.4)

Andamento della sollecitazione flessionale: momento sollecitante e momento resistente.



Momento massimo

Momento minimo

Momento resistente

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	Mrd [kN m]	Mrd/Msd	Verifica
1	0,30	2,38	4,52	5,34	58,22	24,49	SI
2	0,00	2,38	4,52	5,34	58,22	24,49	SI
2	1,66	-27,68	4,52	5,34	-68,08	2,46	SI
2	4,42	47,35	4,52	5,34	58,22	1,23	SI
3	0,00	47,35	4,52	5,34	58,22	1,23	SI

θ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave. θ rispetta il limite: $1 \leq \cotan\theta \leq 2,5$ (cfr NTC § 4.1.2.3.5)

Verifiche agli stati limite di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2)

Verifica di fessurazione (cfr NTC § 4.1.2.2.4)

CONDIZIONI AMBIENTALI: Ambiente Ordinario

Combinazione frequente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
1	0,30	0,62	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
2	0,00	0,62	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
2	1,66	-7,62	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
2	4,42	12,26	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
3	0,00	12,26	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
3	2,21	-5,05	9,05	10,68	0,000	0,000	0,400	SI
3	4,43	11,95	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
4	0,00	11,95	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
4	2,21	-5,04	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
4	4,42	12,26	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
5	0,00	12,26	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
5	2,77	-7,62	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
5	4,43	0,62	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI
6	0,00	0,62	4,52	5,34	0,000	0,000	0,400	SI

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
1	0,30	0,37	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
2	0,00	0,37	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
2	1,66	-4,75	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
2	4,42	7,19	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
3	0,00	7,19	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
3	2,21	-3,09	9,05	10,68	0,000	0,000	0,300	SI
3	4,43	6,86	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
4	0,00	6,86	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
4	2,21	-3,09	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
4	4,42	7,19	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
5	0,00	7,19	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
5	2,77	-4,75	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
5	4,43	0,37	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI
6	0,00	0,37	4,52	5,34	0,000	0,000	0,300	SI

Verifica delle tensioni di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2.5)

Combinazione rara.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	σ_c [N/mm ²]	σ_c limite [N/mm ²]	σ_s trazione [N/mm ²]	σ_s comp. [N/mm ²]	σ_s limite [N/mm ²]	Verifica
1	0,30	1,63	4,52	5,34	-0,18	-14,94	10,63	-1,47	337,46	SI
2	0,00	1,63	4,52	5,34	-0,18	-14,94	10,63	-1,47	337,46	SI
2	1,66	-19,09	4,52	5,34	-2,00	-14,94	105,74	-17,41	337,46	SI
2	4,42	32,53	4,52	5,34	-3,59	-14,94	211,65	-29,25	337,46	SI
3	0,00	32,53	4,52	5,34	-3,59	-14,94	211,65	-29,25	337,46	SI
3	2,21	-12,87	9,05	10,68	-0,96	-14,94	36,36	-9,72	337,46	SI
3	4,43	32,35	4,52	5,34	-3,57	-14,94	210,47	-29,08	337,46	SI
4	0,00	32,35	4,52	5,34	-3,57	-14,94	210,47	-29,08	337,46	SI
4	2,21	-12,84	4,52	5,34	-1,35	-14,94	71,14	-11,71	337,46	SI
4	4,42	32,53	4,52	5,34	-3,59	-14,94	211,65	-29,25	337,46	SI
5	0,00	32,53	4,52	5,34	-3,59	-14,94	211,65	-29,25	337,46	SI
5	2,77	-19,09	4,52	5,34	-2,00	-14,94	105,77	-17,41	337,46	SI
5	4,43	1,63	4,52	5,34	-0,18	-14,94	10,63	-1,47	337,46	SI
6	0,00	1,63	4,52	5,34	-0,18	-14,94	10,63	-1,47	337,46	SI

σ_c limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.15 § 4.1.2.2.5.1

σ_s limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.17 § 4.1.2.2.5.2

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	Ac [cm ²]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	σ_c [N/mm ²]	σ_c limite [N/mm ²]	Verifica
1	0,30	0,37	2 400,00	4,52	5,34	-0,04	-11,21	SI
2	0,00	0,37	2 400,00	4,52	5,34	-0,04	-11,21	SI
2	1,66	-4,75	2 400,00	4,52	5,34	-0,50	-11,21	SI
2	4,42	7,19	2 400,00	4,52	5,34	-0,79	-11,21	SI
3	0,00	7,19	2 400,00	4,52	5,34	-0,79	-11,21	SI
3	2,21	-3,09	2 400,00	9,05	10,68	-0,23	-11,21	SI
3	4,43	6,86	2 400,00	4,52	5,34	-0,76	-11,21	SI
4	0,00	6,86	2 400,00	4,52	5,34	-0,76	-11,21	SI
4	2,21	-3,09	2 400,00	4,52	5,34	-0,32	-11,21	SI
4	4,42	7,19	2 400,00	4,52	5,34	-0,79	-11,21	SI
5	0,00	7,19	2 400,00	4,52	5,34	-0,79	-11,21	SI
5	2,77	-4,75	2 400,00	4,52	5,34	-0,50	-11,21	SI
5	4,43	0,37	2 400,00	4,52	5,34	-0,04	-11,21	SI
6	0,00	0,37	2 400,00	4,52	5,34	-0,04	-11,21	SI

σ_c limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.16 § 4.1.2.2.5.1

3 Verifiche geometriche dell'armatura fondazione

Verifiche di dettaglio costruttivo (cfr NTC § 4.1.6)

Lunghezze critiche e vincoli geometrici (cfr. NTC - § 4.1.6.1.1)

Campata	Lunghezza [m]	Sezione	B [cm]	H [cm]	B/H	Zona Critica [cm]
1	30	60X40	60	40	1,5	40
2	442	60X40	60	40	1,5	40
3	443	60X40	60	40	1,5	40
4	442	60X40	60	40	1,5	40
5	443	60X40	60	40	1,5	40
6	30	60X40	60	40	1,5	40

Armatura longitudinale (cfr. NTC - § 4.1.6.1.1)

Campata	Zona	Ascissa [cm]	As,c [cm ²]	As,c,max [cm ²]	As,t,min [cm ²]	As,t [cm ²]	As,t,max [cm ²]	Verifica
1	estremo sx	0,1	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
1	campata	0,0	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
1	estremo dx	0,2	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
2	estremo sx	0,2	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
2	campata	0,0	4,52	96,00	3,50	5,34	82,80	SI
2	estremo dx	4,2	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
3	estremo sx	0,3	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
3	campata	0,0	9,05	96,00	3,50	10,68	82,80	SI
3	estremo dx	4,2	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
4	estremo sx	0,3	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
4	campata	0,0	4,52	96,00	3,50	5,34	82,80	SI
4	estremo dx	4,2	10,68	96,00	3,50	9,05	82,80	SI
5	estremo sx	0,3	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
5	campata	0,0	4,52	96,00	3,50	5,34	82,80	SI
5	estremo dx	4,3	4,52	96,00	3,50	5,34	82,80	SI
6	estremo sx	0,2	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
6	campata	0,0	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI
6	estremo dx	0,2	5,34	96,00	3,50	4,52	82,80	SI

Armatura trasversale (cfr. NTC - § 4.1.6.1.1)

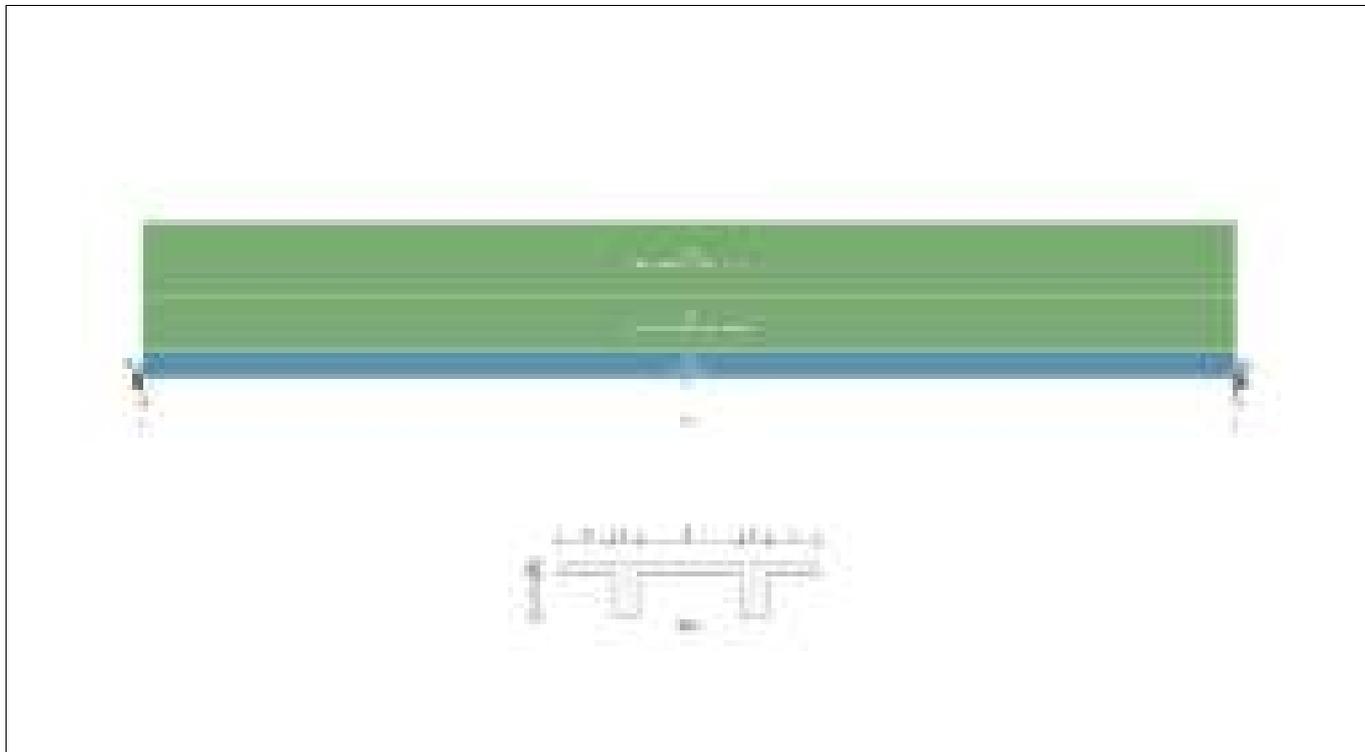
Campata	Zona	Astaffe,min [cm ² /m]	Astaffe [cm ² /m]	Verifica	Passo [cm]	Passomax [cm]	Verifica
1	estremo sx	9,0	16,8	SI	12	22,3	SI

1	campata	9,0	16,8	SI	12	22,3	SI
1	estremo dx	9,0	16,8	SI	12	22,3	SI
2	estremo sx	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
2	campata	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
2	estremo dx	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
3	estremo sx	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
3	campata	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
3	estremo dx	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
4	estremo sx	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
4	campata	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
4	estremo dx	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
5	estremo sx	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
5	campata	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
5	estremo dx	9,0	9,1	SI	22	22,3	SI
6	estremo sx	9,0	16,8	SI	12	22,3	SI
6	campata	9,0	16,8	SI	12	22,3	SI
6	estremo dx	9,0	16,8	SI	12	22,3	SI

1 Geometria

Nome Trave: SOLAIO FABBRICATO B	Lunghezza totale: 4,25 m
Numero di campate: 1	Numero di appoggi: 2
Materiale della sezione: C25/30	Materiale per l'armatura: B450C

Schema statico



Geometria

Nome	Campata		Caratteristiche della sezione			
	Lunghezza [m]	Sezione	B max [cm]	H max [cm]	Area A [cm ²]	Inerzia I [cm ⁴]
C1	4,25	Pigreco	100,0	20,0	720,0	25 137,8

Appoggi e vincoli

Nome	Larghezza [m]	Tipo di Vincolo	Parametro caratteristico
A	0,50	Incastro	Percentuale incastro 50,0 %
B	0,50	Incastro	Percentuale incastro 50,0 %

Carichi statici

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
C1	Carico distribuito asse Y globale	Peso proprio	0,00	1,77 kN/m	4,25	1,77 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Permanente	0,00	0,50 kN/m	4,25	0,50 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Neve (a quota <= 1000 m s.l.m.)	0,00	1,35 kN/m	4,25	1,35 kN/m
C1	Carico distribuito asse Y globale	Categoria H - Coperture non praticabili	0,00	1,00 kN/m	4,25	1,00 kN/m

Carichi mobili

Campata	Tipo di carico	Categoria	Ascissa [m]	Val. iniz. P1	Lung. [m]	Val. fin. P2
Assenti						

2 Scheda tecnica del materiale

Calcestruzzo

Nome: **C25/30**

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Classe di resistenza: C25/30

Descrizione:

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 24,53 kN/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 24,90 N/mm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 2,56 N/mm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 1,79 N/mm²

Modulo Elastico E_{cm} : 32 836,57 N/mm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 1,19 N/mm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 30,00 N/mm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 32,90 N/mm²

Resistenza media a flessione f_{cm} : 3,07 N/mm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 3,33 N/mm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 14,11 N/mm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 2,22 N/mm²

Acciaio per cemento armato

Nome: **B450C**

Tipologia del materiale: acciaio per cemento armato

Descrizione:

Caratteristiche dell'acciaio

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} : 450,00 N/mm²

Modulo elastico E_S : 206 000,00 N/mm²

Allungamento sotto carico massimo A_{gt} : 67,5 ‰

Coefficiente di omogeneizzazione n : 15

Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s : 1,15

Densità ρ : 76,52 kN/m³

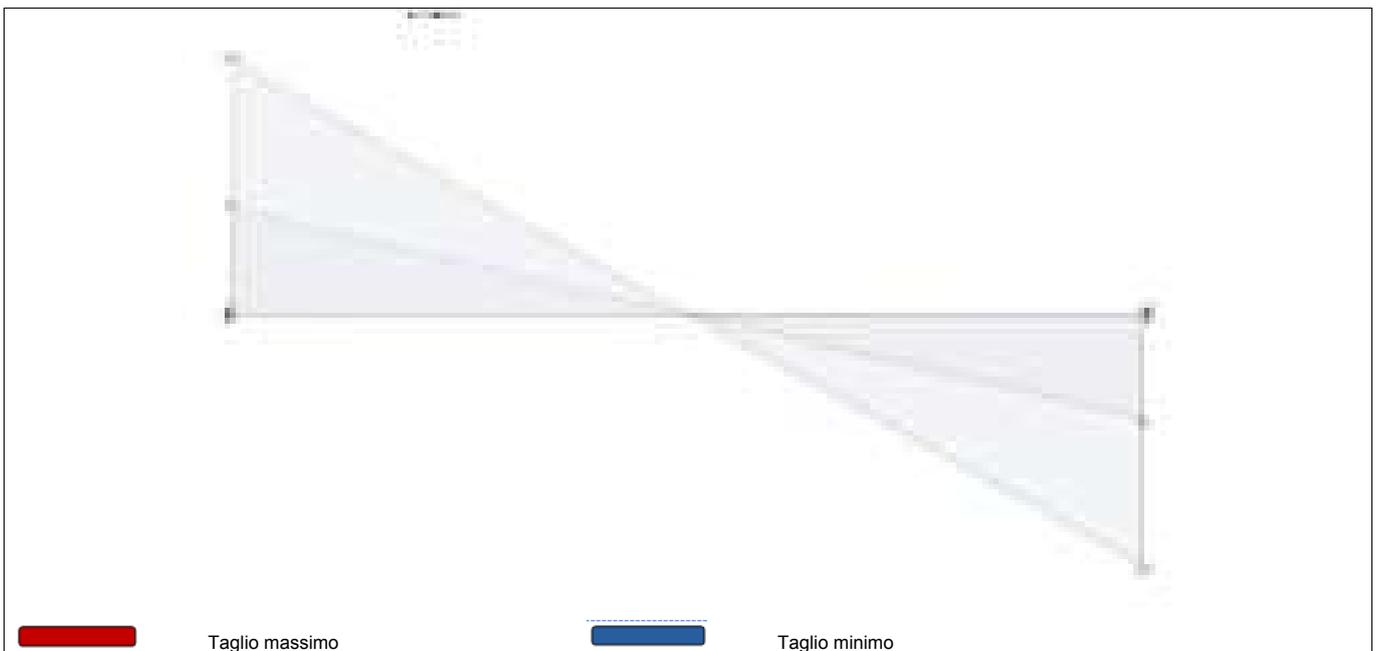
Tensione ammissibile σ_s : 260,00 N/mm²

3 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLU

Diagramma del Momento Flettente



Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	11,60	4,81
B	11,60	4,81

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-2,05	-4,93	-4,81	-11,60
C1	2,13	7,39	3,07	0,00	0,00
C1	4,25	-2,05	-4,93	11,60	4,81

4 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE rara

Diagramma della Deformata Elastica

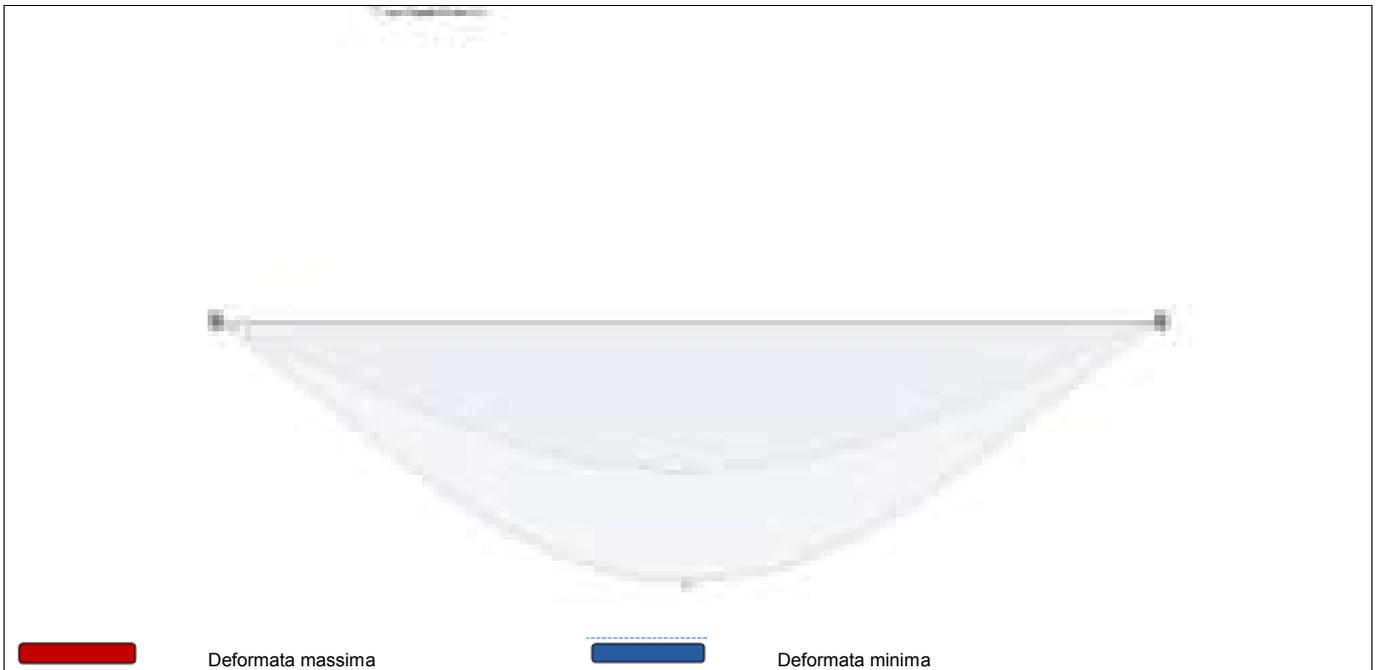


Diagramma del Momento Flettente

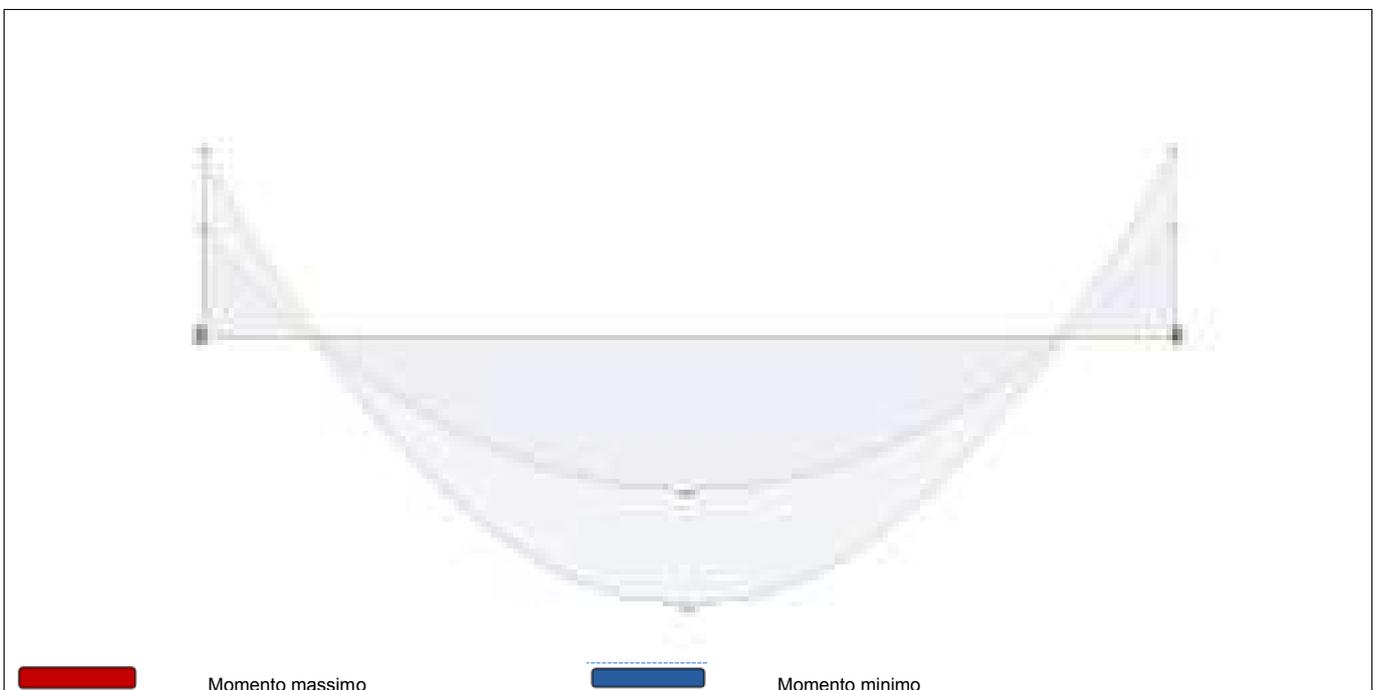
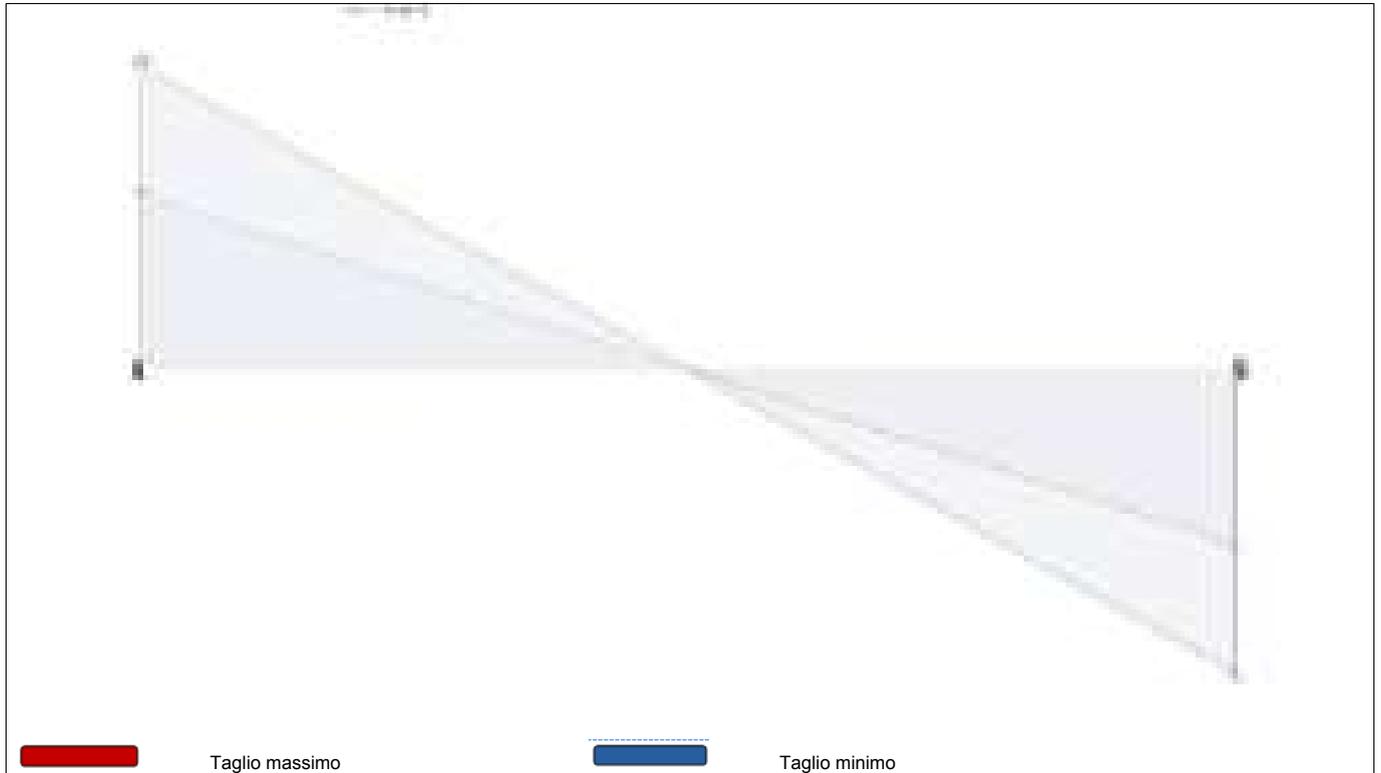


Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	8,37	4,81
B	8,37	4,81

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-2,05	-3,56	-4,81	-8,37
C1	2,13	5,34	3,07	0,00	0,00
C1	4,25	-2,05	-3,56	8,37	4,81

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
C1	2,13	0,1

5 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE frequente

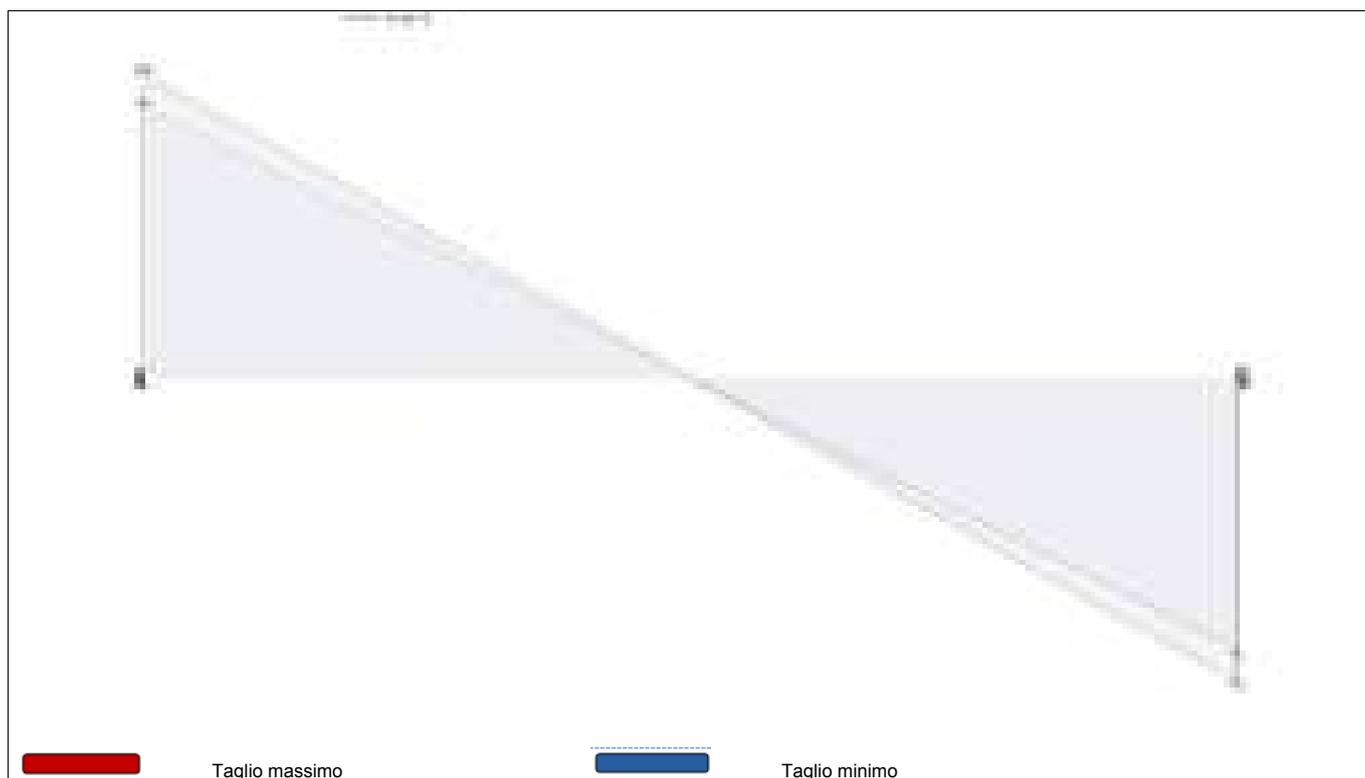
Diagramma della Deformata Elastica



Diagramma del Momento Flettente



Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	5,39	4,81
B	5,39	4,81

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-2,05	-2,29	-4,81	-5,39
C1	2,13	3,44	3,07	0,00	0,00
C1	4,25	-2,05	-2,29	5,39	4,81

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
C1	2,13	0,1

6 Sollecitazioni agenti - Combinazione SLE quasi permanente

Diagramma della Deformata Elastica

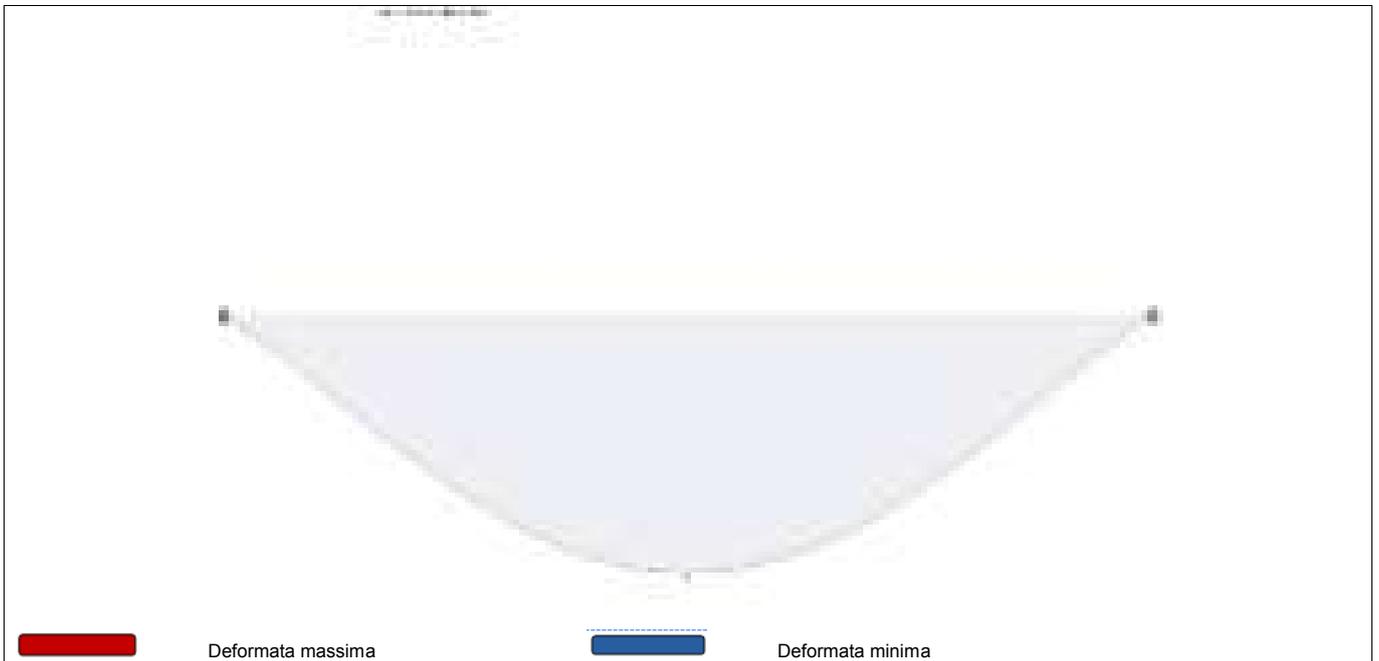


Diagramma del Momento Flettente

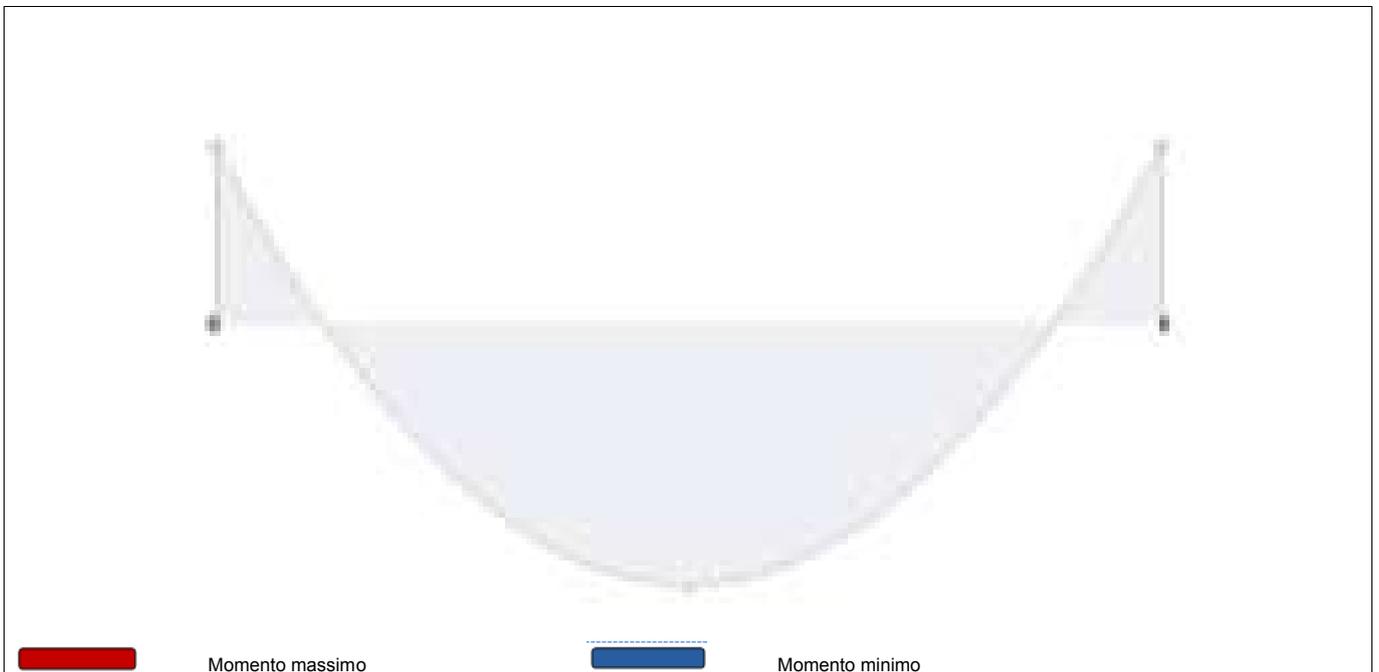
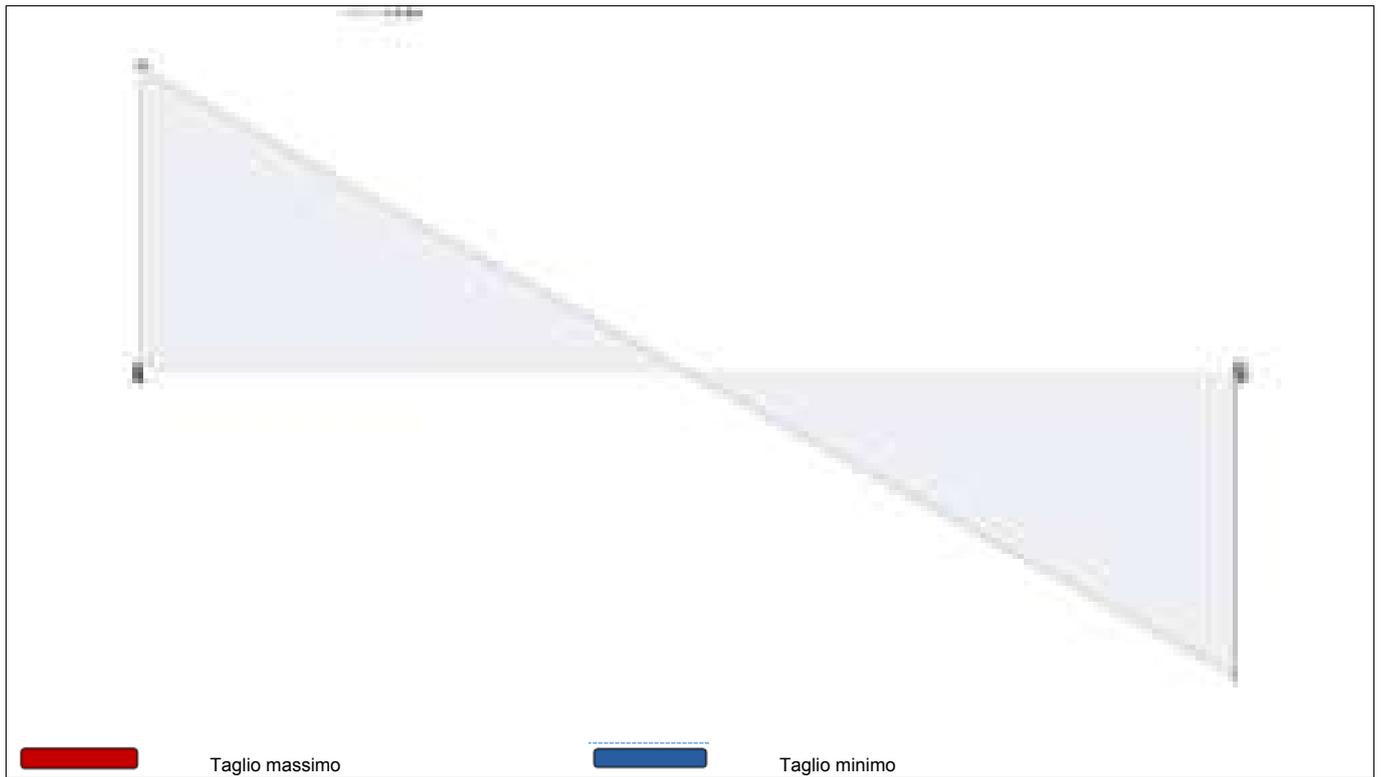


Diagramma del Taglio



Reazioni vincolari

Appoggio	Reazione Max [kN]	Reazione Min [kN]
A	4,81	4,81
B	4,81	4,81

Azioni

Campata	Ascissa [m]	Momento Max [kN m]	Momento Min [kN m]	Taglio Max [kN]	Taglio Min [kN]
C1	0	-2,05	-2,05	-4,81	-4,81
C1	2,13	3,07	3,07	0,00	0,00
C1	4,25	-2,05	-2,05	4,81	4,81

Deformata

Campata	Ascissa [m]	Deformata Massima [cm]
C1	2,13	0,1

Verifiche agli stati limite ultimi (cfr NTC § 4.1.2.3)

Dati armatura

Copriferro superiore: 3	Copriferro inferiore: 3
Diametro barre: 16	Diametro staffe: 8

Verifica di resistenza a flessione (cfr NTC § 4.1.2.3.4)

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	Mrd [kN m]	Mrd/Msd	Verifica
1	0,0	-4,93	0,00	1,00	-5,75	1,17	OK
1	2,1	7,39	1,25	0,00	7,43	1,01	OK
1	4,3	-4,93	0,00	1,00	-5,75	1,17	OK

Campo di rottura

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	ϵ_c [‰]	ϵ_s [‰]	Campo	x/d	ξ_{lim}	Verifica
1	0,0	-4,93	3,50	26,85	Regione III	0,12	0,45	OK
1	2,1	7,39	2,34	67,50	Regione IIb	0,03	0,45	OK
1	4,3	-4,93	3,50	26,85	Regione III	0,12	0,45	OK

La verifica assicura un comportamento duttile per strutture iperstatiche e si intende soddisfatta quando $x/d < \xi_{lim}$

Verifica di resistenza a taglio (cfr NTC § 4.1.2.3.5)

Campata	Posizione	Area staffe [cm ²]	Passo [cm]	α [°]	θ [°]	Vsd [kN]	VRd [kN]	VRsd [kN]	VRcd [kN]	Verifica
1	appoggio sx	1,0	12	90	28,4	-11,60	15,22	81,87	81,85	OK

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

θ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave. θ rispetta il limite: $1 \leq \cotan\theta \leq 2,5$ (cfr NTC § 4.1.2.3.5.2)

Verifiche agli stati limite di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2)

Verifica delle tensioni di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2.5)

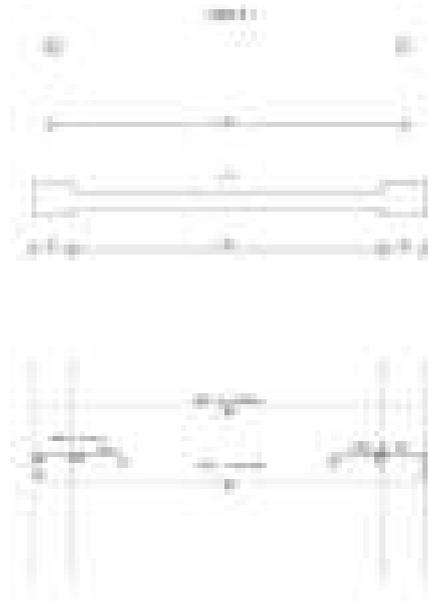
Combinazione rara.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	σ_c [N/mm ²]	σ_c limite [N/mm ²]	σ_s trazione [N/mm ²]	σ_s comp. [N/mm ²]	σ_s limite [N/mm ²]	Verifica
1	0,0	-3,56	0,00	0,00	-1,92	-14,94	0,00	0,00	360,00	OK
1	2,1	5,34	1,25	0,00	-3,28	-14,94	291,35	0,00	360,00	OK
1	4,3	-3,56	0,00	1,00	-1,92	-14,94	3,83	0,00	360,00	OK

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	Ac [cm ²]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	σ_c [N/mm ²]	σ_c limite [N/mm ²]	Verifica
1	0,0	-2,05	720	0,00	0,00	-1,10	-11,21	OK
1	2,1	3,07	720	1,25	0,00	-0,77	-11,21	OK
1	4,3	-2,05	720	0,00	1,00	-1,10	-11,21	OK

Caratteristiche dell'armatura



Lunghezza totale: 4,25 m

Numero di campate: 1

Calcestruzzo: C25/30

Acciaio d'armatura: B450C

Armatura longitudinale

Posizione	Tipologia di ferro	Barre	As [cm ²]	Lunghezza di calcolo [cm]	Ancoraggio [cm]	Lunghezza complessiva [cm]
1	Corrente - Superiore	5 Ø 8	2,51	469	0	469
2	Corrente - Inferiore	2 Ø 14	3,08	468	20	488
3	Ferro in appoggio - Superiore	2 Ø 10	1,57	102	35	137
4	Ferro in appoggio - Superiore	2 Ø 10	1,57	102	35	137

La lunghezza di calcolo delle barre è al netto dell'ancoraggio.

Armatura trasversale

Campata	Ampiezza campo [cm]	Φ [mm]	Passo s [cm]	Ast [cm ²]	Bracci
Assenti					

Verifiche agli stati limite ultimi (cfr NTC § 4.1.3)

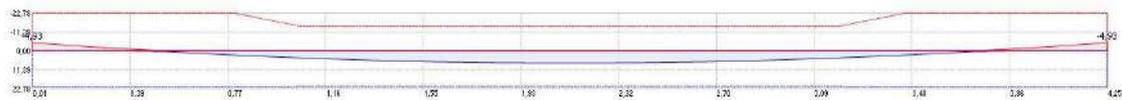
Campo di rottura

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	ϵ_c [‰]	ϵ_s [‰]	Campo	ξ	ξ_{lim}	Verifica
1	0,00	-4,93	3,50	9,07	III	0,279	0,45	SI
1	2,13	7,39	3,50	25,32	III	0,121	0,45	SI
1	4,25	-4,93	3,50	9,07	III	0,279	0,45	SI

La verifica assicura un comportamento duttile per strutture iperstatiche e si intende soddisfatta quando $\xi < \xi_{lim}$

Verifica di resistenza a flessione (cfr NTC § 4.1.2.3.4)

Andamento della sollecitazione flessionale: momento sollecitante e momento resistente.



Momento massimo

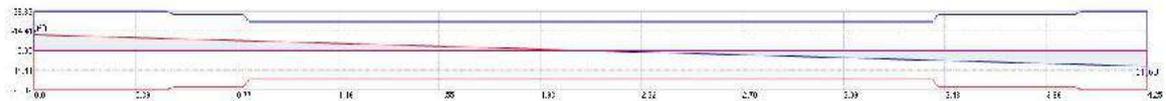
Momento minimo

Momento resistente

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	Mrd [kN m]	Mrd/Msd	Verifica
1	0,00	-4,93	3,08	4,08	-22,78	4,62	SI
1	2,13	7,39	3,08	2,51	21,36	2,89	SI
1	4,25	-4,93	3,08	4,08	-22,78	4,62	SI

Verifica di resistenza a taglio (cfr NTC § 4.1.2.3.5)

Andamento della sollecitazione tagliante.



Taglio massimo

Taglio minimo

Taglio resistente

Campata	Ascissa [m]	α	θ	Vsd [kN]	VRd [kN]	VRsd [kN]	VRcd [kN]	Verifica
1	0,00	--	0,0	11,60	28,82	--	--	SI

1	0,25	--	0.0	10,23	28,82	--	--	SI
1	0,53	--	0.0	8,70	26,72	--	--	SI
1	0,80	--	0.0	7,25	26,72	--	--	SI
1	1,06	--	0.0	5,80	21,12	--	--	SI
1	1,33	--	0.0	4,35	21,12	--	--	SI
1	1,59	--	0.0	2,90	21,12	--	--	SI
1	1,86	--	0.0	1,45	21,12	--	--	SI
1	2,39	--	0.0	1,45	21,12	--	--	SI
1	2,66	--	0.0	2,90	21,12	--	--	SI
1	2,92	--	0.0	4,35	21,12	--	--	SI
1	3,19	--	0.0	5,80	21,12	--	--	SI
1	3,45	--	0.0	7,25	26,72	--	--	SI
1	3,72	--	0.0	8,70	26,72	--	--	SI
1	4,00	--	0.0	10,23	28,82	--	--	SI
1	4,25	--	0.0	11,60	28,82	--	--	SI

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

θ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave. θ rispetta il limite: $1 \leq \cotan\theta \leq 2,5$ (cfr NTC § 4.1.2.3.5)

Verifiche agli stati limite di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2)

Verifica di fessurazione (cfr NTC § 4.1.2.2.4)

CONDIZIONI AMBIENTALI: Ambiente Ordinario

Combinazione frequente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
1	0,00	-2,29	3,08	4,08	0,000	0,000	0,400	SI
1	2,13	3,44	3,08	2,51	0,003	0,006	0,400	SI
1	4,25	-2,29	3,08	4,08	0,000	0,000	0,400	SI

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	Wm [mm]	Wd [mm]	Wlim [mm]	Verifica
1	0,00	-2,05	3,08	4,08	0,000	0,000	0,300	SI
1	2,13	3,07	3,08	2,51	0,000	0,000	0,300	SI
1	4,25	-2,05	3,08	4,08	0,000	0,000	0,300	SI

Verifica delle tensioni di esercizio (cfr NTC § 4.1.2.2.5)

Combinazione rara.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	As inf [cm ²]	As sup [cm ²]	σ_c [N/mm ²]	σ_c limite [N/mm ²]	σ_s trazione [N/mm ²]	σ_s comp. [N/mm ²]	σ_s limite [N/mm ²]	Verifica
1	0,00	-3,56	3,08	4,08	-3,07	-14,94	67,05	-18,13	360,00	SI
1	2,13	5,34	3,08	2,51	-3,45	-14,94	114,83	-20,37	360,00	SI
1	4,25	-3,56	3,08	4,08	-3,07	-14,94	67,05	-18,13	360,00	SI

σ_c limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.15 § 4.1.2.2.5.1
 σ_s limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.17 § 4.1.2.2.5.2

Combinazione quasi permanente.

Campata	Ascissa [m]	Msd [kN m]	Ac [cm ²]	Asinf [cm ²]	Assup [cm ²]	σ_c [N/mm ²]	σ_c limite [N/mm ²]	Verifica
1	0,00	-2,05	720,00	3,08	4,08	-1,76	-11,21	SI
1	2,13	3,07	720,00	3,08	2,51	-1,99	-11,21	SI
1	4,25	-2,05	720,00	3,08	4,08	-1,76	-11,21	SI

σ_c limite: tensione limite di compressione del calcestruzzo calcolata con la formula 4.1.16 § 4.1.2.2.5.1

3 Verifiche geometriche dell'armatura S101 B

Verifiche di dettaglio costruttivo (cfr NTC § 4.1.6)

Lunghezze critiche e vincoli geometrici (cfr. NTC - § 4.1.6.1.1)

Campata	Lunghezza [m]	Sezione	B [cm]	H [cm]	B/H	Zona Critica [cm]
1	425	PIGRECO	20	20	1,0	20

CRITERIO STATICO

Controllo delle rotazioni per l'analisi lineare (cfr. NTC - § 4.1.1)

Campata	Zona	x/d	x/d max	Verifica
1	estremo sx		0,45	
1	campata		--	--
1	estremo dx		0,45	

Armatura longitudinale (cfr. NTC - § 4.1.6.1.1)

Campata	Zona	Ascissa [cm]	As,c [cm ²]	As,c,max [cm ²]	As,t,min [cm ²]	As,t [cm ²]	As,t,max [cm ²]	Verifica
1	estremo sx	0,3	3,08	28,80	2,51	4,08	58,00	SI
1	campata	0,0	2,51	28,80	2,51	3,08	58,00	SI
1	estremo dx	4,0	3,08	28,80	2,51	4,08	58,00	SI