



COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)

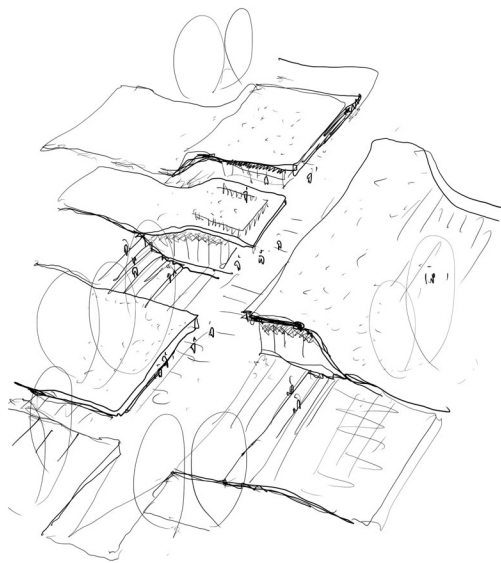
3° Settore LL.PP. e Ambiente

BIBLIOTECA E STRUTTURA POLIVALENTE CIG 775286281C – CUP G77H16000690004

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Geom. Lucia CAMPANA

Via Matteotti 10 - 40013_Castel Maggiore (BO)
mail: lavori.pubblici@comune.castel-maggiore.bo.it
pec: comune.castelmaggiore@cert.provincia.bo.it
T +39 0516386751



S.B.ARCH. Studio Bargone Architetti Associati 

15, via DEL COLLE DI MEZZO
I_00143 Roma (RM)
T +39 06 51981103, F +39 0742 357775
email: info@studiobargone.it
pec: federico.bargone@archiworldpec.it

Arch. **Federico BARGONE**
Arch. **Francesco BARTOLUCCI**
Arch. **Enrico AULETTA**
Ing. **Luigi LUCCIOLI**
Per. Ind. **Giorgio DEMOFONTI**
Ing. **Stefano ROSMANI**

OGGETTO:
PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

DATA
Febbraio 2020

Allegato d1.1

Relazione di calcolo STRUTTURE: Corpo 1

NOTE:

REV:

COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)

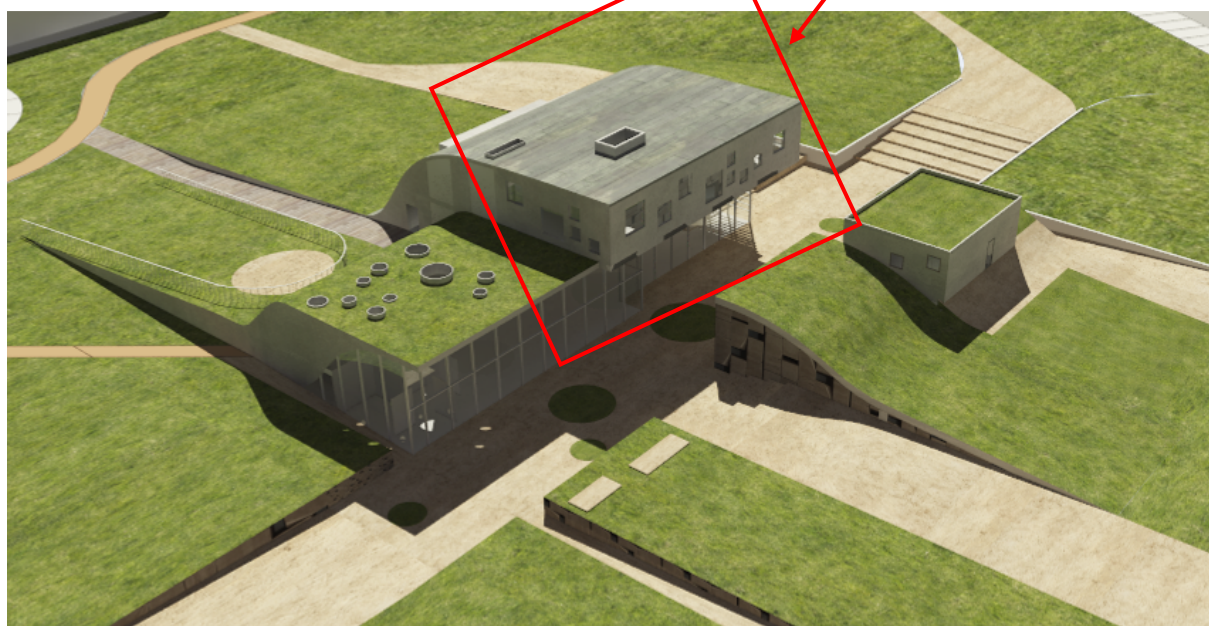
Realizzazione di edificio ad uso biblioteca e struttura polivalente

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

_ Relazione di calcolo: Corpo 1 _

Allegato d1.1

Corpo 1



1. DESCRIZIONE

Il **Corpo 1** è un edificio da realizzarsi su tre impalcati ed ospita la biblioteca vera e propria. È l'unica tra i quattro corpi ad essere stato progettato principalmente in acciaio, con travi Vierendeel e pilastri. Va comunque sottolineata anche la presenza di muri in C.A.

Il primo impalcato in solaio latero-cemento di altezza 16+6 cm si trova a 3,30 m (piano finito), il secondo impalcato in parte in latero-cemento ed in parte in legno-calcestruzzo è impostato a 6,80 m, mentre l'impalcato di copertura in parte in latero-cemento ed in parte in legno-calcestruzzo arriva a quota variabile data la curvatura sommitale dell'edificio.

Le scale interne saranno necessariamente di tipo leggero, in acciaio con rivestimento in legno/acciaio o a discrezione del committente, comunque non collaboranti dal punto di vista sismico.

Fondamentale risulta l'organizzazione dell'impalcato rigido che dovrà essere in grado di distribuire l'azione sismica agli elementi preposti.

L'ultimo piano del Corpo 1 è raggiungibile mediante una scala in C.A., posta sul retro del Corpo 2.

Le fondazioni, come anticipato nel paragrafo introduttivo saranno in parte continue in parte a plinti con pali profondi, per intercettare il terreno che non risente dei fenomeni di liquefazione. Internamente la pavimentazione poggiante su igloo è stato deciso con la Committenza di non realizzarla su pali.

Da sottolineare è anche la presenza di una gradonata esterna, da realizzare mediante solai in latero-cemento e sostenuta da muri in C.A..

1.1 **Caratteristiche dei materiali**

Per la scelta dei materiali utilizzati nella progettazione e per la relativa definizione delle loro resistenze di progetto, si è fatto riferimento al D.M. 17-01-2018 e successiva Circolare Ministeriale n. 7 del 21-01-2019.

1.1.1 Calcestruzzo per fondazioni

Resistenza cubica caratteristica (a 28 gg): $R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$

Dimensione massima dell'aggregato: $d_{max} < 25 \text{ mm}$

Classe di esposizione ambientale: XC2

Classe di consistenza allo scarico: S3

Rapporto acqua/cemento massimo: $A/C < 0.6$

Copriferro nominale (ove non specificato): $a > 35 \text{ mm}$

1.1.2 Calcestruzzo in elevazione

Resistenza cubica caratteristica (a 28 gg): $R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$

Dimensione massima dell'aggregato: $d_{max} < 20 \text{ mm}$

Classe di esposizione ambientale: XC1

Classe di consistenza allo scarico: S4

Rapporto acqua/cemento massimo: $A/C < 0.6$

Copriferro nominale (ove non specificato): $a > 25 \text{ mm}$

1.1.3 Acciaio

Acciaio ad aderenza migliorata B450C

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento: $A_{gtk} > 7,5\%$

Rete elettrosaldata B450C

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento: $A_{gtk} > 7,5\%$

Specifiche per edifici antisismici

- Valore di calcolo deformazione uniforme ultima: $\epsilon_{ud} = 6,75\%$
- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento: $1,15 < f_t/f_y < 1,35$
- Rapporto tra valore effettivo e nominale della resistenza a snervamento:
 $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1,25$

1.1.4 Acciaio per strutture metalliche

Acciaio per laminati a caldo S355JR

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 355 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} > 510 \text{ N/mm}^2$

1.1.5 Bulloni e viti

Viti di classe 8.8

- Rosetta C50

- Densità resina indurita: 1,48 g/cm³
- Resistenza a compressione: 102 N/mm²
- Resistenza a trazione: 45 N/mm²
- Coefficiente lineare di ritiro: 0,004 mm/mm
- Assorbimento d'acqua: 0,09%
- Applicazioni sismiche cat.C2
- Temperatura di installazione fino a -5°C
- Indurimento rapido

- Resistenza a flessione: $> 24 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione: $> 16,5 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione: $> 24 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a taglio: $> 2,7 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità: $= 11.600 \text{ N/mm}^2$

La gradonata esterna è stata progettata con un solaio in latero-cemento dall'altezza totale di 25 cm secondo il tradizionale schema comprendente 5 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

- carico permanente (peso proprio) = 325 daN/m²
- sovraccarico permanente = 180 daN/m²
- sovraccarico variabile = 400 daN/m².

La gradonata interna è stata progettata con un solaio in latero-cemento dall'altezza

totale di 22 cm secondo il tradizionale schema comprendente 6 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

- carico permanente (peso proprio) = 335 daN/m²
- sovraccarico permanente = 180 daN/m²
- sovraccarico variabile = 500 daN/m².

1.2.3 Solaio latero-cemento 16+6 cm (primo, secondo impalcato)

Il primo ed il secondo impalcato sono stati progettati con un solaio in latero-cemento dall'altezza totale di 22 cm secondo il tradizionale schema comprendente 6 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

- carico permanente (peso proprio) = 335 daN/m²
- sovraccarico permanente = 180 daN/m²
- sovraccarico variabile = 300 daN/m².

1.2.4 Solaio latero-cemento 20+5 cm (copertura aggetto)

La copertura del locale ricavato sul retro è stata progettata con un solaio in latero-cemento dall'altezza totale di 25 cm secondo il tradizionale schema comprendente 5 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

- carico permanente (peso proprio) = 325 daN/m²
- sovraccarico permanente = 130 daN/m²
- sovraccarico variabile = 150 daN/m².

1.2.5 Solaio in legno-cls (secondo impalcato)

Il secondo impalcato è stato progettato con travetti in legno di dimensione 12x24 cm a passo 67 cm, assito e 6 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

- carico permanente (peso proprio) = 174 daN/m²
- sovraccarico permanente = 260 daN/m²
- sovraccarico variabile = 600 daN/m².

1.2.6 Solaio copertura in legno-cls

L'impalcato di copertura è stato progettato con travetti in legno di dimensione 12x20 cm

a passo 67 cm, assito e 6 cm di cappa in calcestruzzo a completare, da disporre inclinati. Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

- carico permanente (peso proprio) = 172 daN/m²
- sovraccarico permanente = 110 daN/m²
- sovraccarico variabile = 150 daN/m².

1.2.7 Solaio latero-cemento 16+6 cm (copertura)

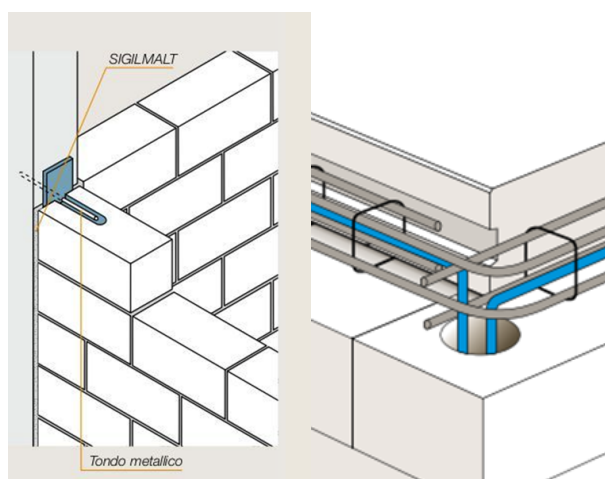
Parte della copertura è stata progettata con un solaio in latero-cemento dall'altezza totale di 22 cm secondo il tradizionale schema comprendente 6 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

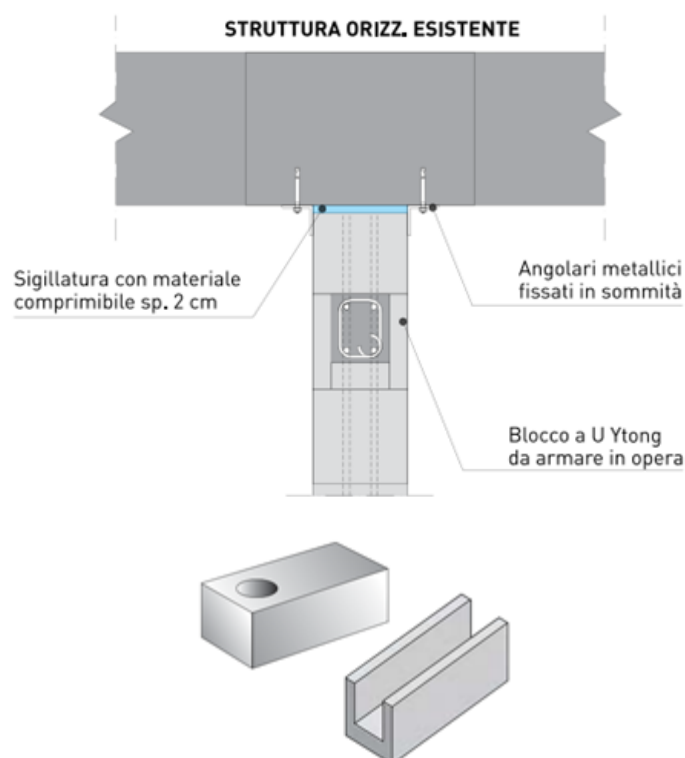
Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

- carico permanente (peso proprio) = 335 daN/m²
- sovraccarico permanente = 110 daN/m²
- sovraccarico variabile = 150 daN/m².

1.2.8 Tipologia di muratura di tamponamento

La muratura di tamponamento da utilizzare è in blocchi di calcestruzzo cellulare di tipo Ytong, alla quale andrà applicato un traliccio piano in acciaio. Fondamentale sarà garantire il collegamento sia in verticale che in orizzontale. Il collegamento dei blocchi alla struttura portante invece avverrà mediante un tondo metallico a passo 50 cm, tramite apposita scanalatura ricavata direttamente nel blocco stesso, come da particolare.





1.3 Verifica travi

Nella parte finale del presente capitolo si riporta come allegato la verifica delle travi dell'edificio sia allo stato limite ultimo, che allo stato limite di esercizio, come richiesto da normativa.

1.4 Verifica solaio in legno-clc

Il metodo impiegato nella verifica si sviluppa partendo da un modello elastico lineare per le travi a sezione composta con connessione a carattere deformabile di cui se ne ricerca la rigidezza efficace. Il metodo consiste nel considerare la deformabilità della connessione tra legno e calcestruzzo; tale deformabilità consente lo scorrimento relativo per taglio tra i due elementi, pur contrastandolo con la rigidezza a taglio propria della connessione. Viene abbandonata l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane per la sezione composta: tale ipotesi resta valida per la sola sezione di legno e la sola sezione di calcestruzzo. Di conseguenza esiste un asse neutro per il legno e uno per il calcestruzzo: il legno lavora a tensoflessione mentre la soletta in C.A. a pressoflessione. Ai fini della rigidezza, la sezione di calcestruzzo viene considerata interamente reagente: occorre

quindi disporre un'armatura in grado di assorbire le tensioni di trazione, qualora siano presenti.

1.4.1 Verifica travetto in legno 12x24 cm (secondo impalcato)

Legno GL24h:

Flessione $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre $f_{t,0,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre $f_{t,90,k} = 0,4 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre $f_{c,0,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre $f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

Taglio $f_{v,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico parallelo medio $E_{0, \text{mean}} = 11600 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico ortogonale medio $E_{90, \text{mean}} = 390 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico parallelo caratteristico $E_{0,05} = 9400 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico tangenziale medio $G=720 \text{ N/mm}^2$;

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione seguente:

$$X_d = k_{\text{mod}} * X_k / \gamma_m$$

dove:

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;

$\gamma_m = 1,45$ è il coefficiente di sicurezza per il legno lamellare.

Combinazione I

Classe di servizio: 2; $k_{\text{mod},i} = 0,6$

Classe di durata del carico: permanente (più di 10 anni), peso proprio

Combinazione II

Classe di servizio: 2; $k_{\text{mod},i} = 0,8$

Classe di durata del carico: media durata (1 settimana-6 mesi) – Carichi variabili in genere

Resistenza di calcolo (Combinazione I)

Flessione $f_{m,d} = 9,93 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre $f_{t,0,d} = 6,83 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre $f_{t,90,d} = 0,17 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre $f_{c,0,d} = 9,93 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre $f_{c,90,d} = 1,12 \text{ N/mm}^2$

Taglio $f_{v,d} = 1,12 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo (Combinazione II)

Flessione $f_{m,d} = 13,24 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre $f_{t,0,d} = 9,10 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre $f_{t,90,d} = 0,22 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre $f_{c,0,d} = 13,24 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre $f_{c,90,d} = 1,49 \text{ N/mm}^2$

Taglio $f_{v,d} = 1,49 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo:

Classe di resistenza: C25/30;

Resistenza cubica a compressione $R_{c,k} = 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica a compressione $f_{c,k} = 24,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media cilindrica a compressione $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Valore caratteristico della resistenza a trazione $f_{ctm,0.05} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo $E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di viscosità $\Phi(\infty; t_0) = 2,16$

Classe di consistenza S4

Massa volumica caratteristica $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Il coefficiente di viscosità a tempo infinito, funzione della classe di servizio, è stato dedotto in maniera semplificata dalla Tab. 11.2.VI del D.M. 17-01-2018 (Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%), adottando $t_0 > 60$ giorni e la dimensione fittizia $h_0 = 2 \cdot A_c / u$, con A_c (area della sezione di calcestruzzo) e u (perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'area, assunto pari all'interasse delle travi).

Connettori:

Barre ad aderenza migliorata B450C diametro 14 mm;

Modulo di scorrimento iniziale, $K_u = 6913,7 \text{ N/mm}$

Modulo di scorrimento iniziale, $K_{ser} = 10370,6 \text{ N/mm}$

Resistenza caratteristica, $F_k = 15585,8 \text{ N}$

Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M = 6234,3 \text{ N}$

Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 8312,4 \text{ N}$

Per le caratteristiche meccaniche dei connettori si è fatto riferimento ai dati tecnici forniti dalle ditte produttrici per i connettori commerciali, mentre per le barre ad aderenza migliorata, i valori sono stati ricavati utilizzando le formule desunte dalle istruzioni CNR-DT 206/2007.

Capacità portante dei connettori:

Il valore della capacità portante dei singoli connettori può essere assunto come il minore dei seguenti valori:

$$f_{h,k} * L_w * d = 31514 \text{ N}$$

$$f_{h,k} * L_w * d * ((2 + (4 * M_{y,Rk} / (f_{h,k} * d * L_w^2)))^{0,5} - 1) = 15586 \text{ N}$$

$$2,3 * (M_{y,Rk} * f_{h,k} * d)^{0,5} = 17521 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} = 15586 \text{ N}$$

dove:

$M_{y,Rk}$ è il valore caratteristico del momento di snervamento del connettore che si ricava dalla seguente espressione:

$$M_{y,Rk} = (1,8/d^{0,4}) * f_{u,k} * d^3 / 6 = 154685 \text{ Nmm}$$

$$f_{u,k} = 540 \text{ Mpa}$$

$$d = 14 \text{ mm}$$

dove:

$$f_{hk} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \varphi_k = 26,8 \text{ N/mm}^2 \text{ è la resistenza a rifollamento del legno}$$

d è il diametro del piolo $d = 14 \text{ mm}$

$L_w = 84 \text{ mm}$ è la profondità d'infissione del piolo

Rigidezza dei connettori:

Per le unioni legno calcestruzzo e per il tipo di connettore adottato, il modulo di scorrimento istantaneo K_{ser} , sotto l'azione dei carichi allo stato limite di esercizio, viene ricavato dalla seguente relazione:

$$K_{ser} = 2 * (d/20) * \varphi^{1,5} = 10370,6 \text{ N/mm}$$

$$d = 14 \text{ mm}$$

mentre il modulo di scorrimento istantaneo K_u sotto l'azione dei carichi allo stato limite ultimo, è ricavato come:

$$K_u = 2 * K_{ser} / 3 = 6913,7 \text{ N/mm}$$

Per connessioni realizzate con spinotti a gambo cilindrico, la norma CNR-DT206-2007 prescrive:

$$L_w > 6 * d = 84 \text{ mm}$$

$$L_c > 2,5 * d = 35 \text{ mm}$$

Interasse tra i connettori quarti estremi = 150 mm

Interasse tra i connettori quarti centrali = 400 mm

Caratteristiche geometriche:

Interasse tra i travetti: $i = 670 \text{ mm}$

Luce di calcolo: $L = 4220 \text{ mm}$

Sezione dell'orditura: $b = 120 \text{ mm}$; $h = 240 \text{ mm}$

Area della sezione del travetto: $A = 28800 \text{ mm}^2$

Modulo di resistenza dell'orditura: $W_y = 1152000 \text{ mm}^3$; $W_z = 576000 \text{ mm}^3$

Momento d'inerzia dell'orditura principale: $J_y = 138240000 \text{ mm}^4$; $J_z = 34560000 \text{ mm}^4$

Altezza della soletta in c.a. $h_c = 60 \text{ mm}$

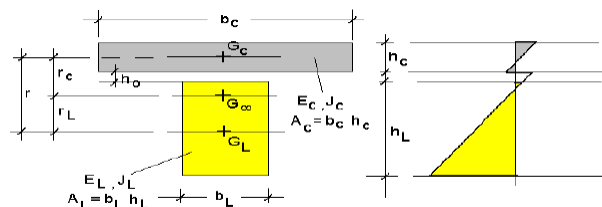
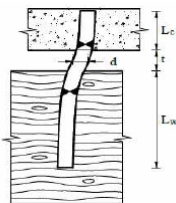
Per determinare la geometria della soletta collaborante, occorre introdurre i seguenti dati:

$$b_L = 120 \text{ mm}$$

$$h_L = 240 \text{ mm}$$

$$h_c = 60 \text{ mm}$$

Altezza dell'assito/tavole: $h_0 = 20 \text{ mm}$



Carichi e combinazioni di carico:

Peso proprio del pacchetto strutturale: $G_{k,1} = 1,74 \text{ kN/m}^2$

Carichi non strutturali e portati: $G_{k,2} = 2,60 \text{ kN/m}^2$

Carico variabile: $Q_k = 6,00 \text{ kN/m}^2$

Le combinazioni di carico da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 del DM 17-01-2018 sono:

1) combinazione di carico per la verifica allo SLU:

$$F_d = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

2) combinazione di carico caratteristica rara:

Cat. A: Ambienti ad uso residenziale

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

3) combinazione di carico caratteristica quasi permanente:

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{21} * Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} * Q_{ik}))) * i$$

Combinazione di carico allo SLU:

Si considerano due combinazioni di carico:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$F_{d,I} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2}) * i = 4,13 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,II} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * Q_{1k}) * i = 10,16 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{g1} = 1,3$$

$$\gamma_{g2} = 1,5$$

$$\gamma_q = 1,5$$

Calcolo delle sollecitazioni:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$M_{d,I} = F_{d,I} * L^2/8 = 9,19 \text{ kNm}$$

$$T_{d,I} = F_{d,I} * L/2 = 8,71 \text{ kN}$$

2) Combinazione II (permanenti più accidentali):

$$M_{d,II} = F_{d,II} * L^2/8 = 22,61 \text{ kNm}$$

$$T_{d,II} = F_{d,II} * L/2 = 21,43 \text{ kN}$$

Calcolo parametri geometrici:

Soletta (materiale 1)

$$b_c = 670 \text{ mm}$$

$$h_c = 60 \text{ mm}$$

$$A_c = 40200 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 12060000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

Trave principale in legno (materiale 2)

$$b_L = 120 \text{ mm}$$

$$h_L = 240 \text{ mm}$$

$$A_L = 28800 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 138240000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 11600 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICHE SLU A TEMPO ZERO (Appendice B dell'EC5)

Rigidezza efficace a flessione

$$\gamma_2 = 1$$

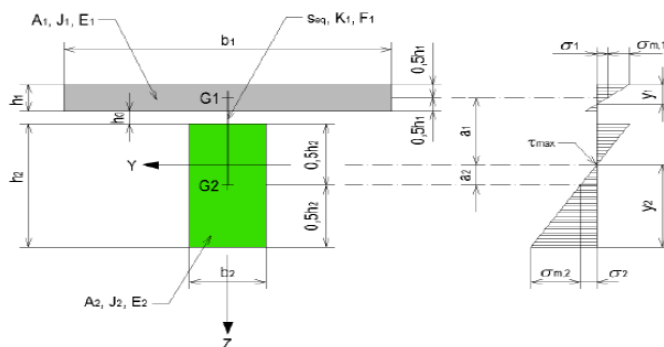
$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} = 0,044$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 24,46 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine $2h_0$ in quanto le due sezioni legno/calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore h_0 , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine $(h_c + h_L)/2$ in $a_1 + a_2$.

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - r_L = 145,54 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 3,37E+12 \text{ Nmm}^2$$



Verifica della soletta in c.a.

$$\sigma_{n,1,I} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,1} / E J_{ef} = 0,55 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{n,1,II} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / E J_{ef} = 1,36 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,1,I} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,1} / E J_{ef} = 2,57 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,1,II} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / E J_{ef} = 6,33 \quad [N/mm^2]$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\sigma_{1,max} = \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = 3,13 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{1,max} = \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = 7,69 \quad [N/mm^2]$$

$$f_{cd} = 14,11 \quad [N/mm^2]$$

Tensione di trazione intradosso soletta:

$$\sigma_{1,min} = - \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = 2,02 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{1,min} = - \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = 4,96 \quad [N/mm^2]$$

$$f_{ctd} = 1,19 \quad [N/mm^2]$$

Verifica dell'elemento ligneo

$$\sigma_{n,2,I} = \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,1} / E J_{ef} = 0,77 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{n,2,II} = \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,II} / E J_{ef} = 1,90 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,2,I} = 0,5 * E_L * h_L * M_{d,1} / E J_{ef} = 3,79 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{m,2,II} = 0,5 * E_L * h_L * M_{d,II} / E J_{ef} = 9,33 \quad [N/mm^2]$$

Verifica a tensoflessione del legno:

$$\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} = 0,495 < 1$$

$$\sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} = 0,914 < 1$$

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\tau_{2,max,I} = E_L * \gamma_2^2 * T_{d,1} / (2 * E J_{ef}) = 0,31 \quad [N/mm^2]$$

$$\tau_{2,max,II} = E_L * \gamma_2^2 * T_{d,II} / (2 * E J_{ef}) = 0,77 \quad [N/mm^2]$$

$$y_2 = (h_L + h_c + h_o) - (a_1 + 0,5 * h_c) = 144,46 \quad mm$$

$$f_{v,d,I} = 1,12 \quad [N/mm^2]$$

$$f_{v,d,II} = 1,49 \quad [N/mm^2]$$

Verifica dei connettori

$$F_{1,max,I} = \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,1} / (E J_{ef}) = 3166,8 \quad N$$

$$F_{1,max,II} = \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,II} / (E J_{ef}) = 7792,1 \quad N$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M = 6234,3 \quad N$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 8312,4 \quad N$$

VERIFICHE SLU A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Con il tempo, a causa delle maggiori deformazioni lente del calcestruzzo rispetto al legno, le forze agenti tendono a migrare dal calcestruzzo al legno. Le sollecitazioni diminuiscono nel calcestruzzo e aumentano nel legno.

Per il calcolo si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità (del calcestruzzo, del legno e della connessione).

Il DM 2018 consiglia di calcolare la deformazione a lungo termine utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1 / (1 + k_{def})$ per le

membrature ed utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

$$k_{def} = 0,6$$

$$E_{l,fin} = E_l / (1 + k_{def}) = 7250 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{u,fin} = K_u / (1 + k_{def}) = 4321 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1 + \phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza efficace a flessione

$$\gamma_2 = 1$$

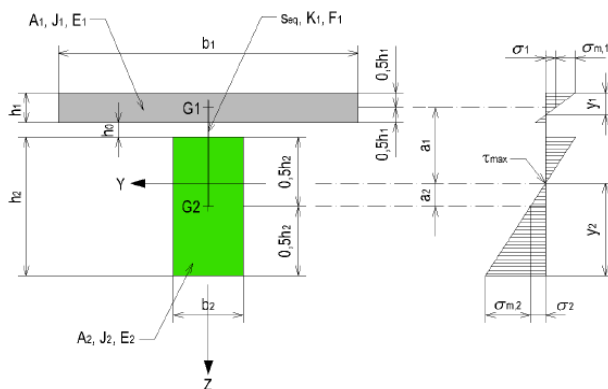
$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} = 0,084$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 23,59 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine $2h_0$ in quanto le due sezioni legno/calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore h_0 , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine $(h_c + h_L)/2$ in $a_1 + a_2$.

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 146,4 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 1,96E+12 \text{ Nmm}^2$$



Verifica della soletta in c.a.

$$\begin{aligned}\sigma_{n,1,I} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,1} / EJ_{ef} = & 0,57 & [N/mm^2] \\ \sigma_{n,1,II} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / EJ_{ef} = & 1,41 & [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,I} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,1} / EJ_{ef} = & 1,40 & [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,II} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / EJ_{ef} = & 3,45 & [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark 1,97 [N/mm^2] \\ \sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark 4,86 [N/mm^2] \\ f_{cd} &= \checkmark 14,11 [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione di trazione intradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = \checkmark 0,83 [N/mm^2] \\ \sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = \checkmark 2,03 [N/mm^2] \\ f_{ctd} &= \checkmark 1,19 [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica dell'elemento ligneo

$$\begin{aligned}\sigma_{n,2,I} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,1} / EJ_{ef} = & 0,80 & [N/mm^2] \\ \sigma_{n,2,II} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,II} / EJ_{ef} = & 1,97 & [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,I} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,1} / EJ_{ef} = & 4,08 & [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,II} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,II} / EJ_{ef} = & 10,04 & [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica a tensoflessione del legno:

$$\begin{aligned}\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} &= \checkmark 0,528 < 1 \\ \sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} &= \checkmark 0,975 < 1\end{aligned}$$

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\begin{aligned}\tau_{2,max,II} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,II} / (2 * EJ_{ef}) = \checkmark 0,33 [N/mm^2] \\ \tau_{2,max,I} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,I} / (2 * EJ_{ef}) = \checkmark 0,82 [N/mm^2] \\ \gamma_2 &= (h_L + h_c + h_0) - (a_1 + 0,5 * h_c) = 143,59 \text{ mm} \\ f_{v,d,I} &= 1,12 [N/mm^2] \\ f_{v,d,II} &= 1,49 [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica dei connettori

$$\begin{aligned}F_{1,max,I} &= \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,I} / (EJ_{ef}) = \checkmark 3284,3 \text{ N} \\ F_{1,max,II} &= \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,II} / (EJ_{ef}) = \checkmark 8081,2 \text{ N} \\ \text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} &= k_{mod,I} * F_k / \gamma_{M1} = 6234,3 \text{ N} \\ \text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} &= k_{mod,II} * F_k / \gamma_{M1} = 8312,4 \text{ N}\end{aligned}$$

VERIFICHE SLE A TEMPO INIZIALE (Appendice B dell'EC5)

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,s} * L^2)^{-1} = 0,065$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 33,63 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine $2h_0$ in quanto le due sezioni legno / calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello

spessore h_0 , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine $(h_c + h_L)/2$ in $a_1 + a_2$.

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 136,37 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i \cdot J_i + E_i \cdot \gamma_i \cdot A_i \cdot a_i^2) = 3,89E+12 \text{ Nmm}^2$$

$$A_c = 40200 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 12060000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

$$A_L = 28800 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 138240000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 11600 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica delle frecce, il contributo della deformabilità a taglio del sistema trave - soletta è convenzionalmente riferito al solo legno ed è pari a:

$$\alpha = 0,96 \cdot (h_L / L)^2 \cdot (E_{0,m} / G_m) = 0,05$$

Verifica freccia

$$f_d = (1 + \alpha) \cdot 5 \cdot F_{d,rara} \cdot L^4 / (384 \cdot (EJ)_{ef}) = 7,72 \text{ mm}$$

Freccia 1/300 14,0666667 mm

$F_{d,rara} = 6,928 \text{ kN/ml}$

Verifica delle tensioni di compressione del calcestruzzo

Adottando i parametri ricavati per la verifica a deformabilità del solaio e procedendo come per le verifiche allo SLU, la massima tensione di compressione in esercizio nelle combinazione rara e quasi permanente sono:

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} \text{ (combinazione di carico rara)} \quad F_{d,rara} = 6,928 \quad \text{kN/ml}$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} \text{ (combinazione quasi permanente)} \quad F_{d,quasi,perm} = 4,1138 \quad \text{kN/ml}$$

$$\psi_{2,i} = 0,3$$

$$M_{d,rara} = F_{d,rara} * L^2 / 8 = 15,42162919 \quad \text{kNm}$$

$$M_{d,quasi,perm} = F_{d,quasi,perm} * L^2 / 8 = 9,15752449 \quad \text{kNm}$$

$$\sigma_{n,1,rara} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,rara} / E J_{ef} = 1,11 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{n,1,quasi,perm} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} = 0,66 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{m,1,rara} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,rara} / E J_{ef} = 3,74 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{m,1,quasi,perm} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} = 2,22 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\sigma_{c,rara} = 4,84 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{c,quasi,perm} = 2,88 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} = 14,94 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 11,21 \quad [\text{N/mm}^2]$$

VERIFICHE SLE A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità del calcestruzzo, della connessione, del legno.

$$E_{l,fin} = E_l / (1 + k_{def}) = 7250 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{ser,fin} = K_{ser} / (1 + k_{def}) = 6481,6 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1 + \phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,s} * L^2)^{-1} = 0,121$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 32 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine $2h_0$ in quanto le due sezioni legno / calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore h_0 , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine $(h_c + h_L)/2$ in $a_1 + a_2$.

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 138 \text{ mm}$$

$$E J_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 2,26E+12 \text{ Nmm}^2$$

$$A_c = 40200 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 12060000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

$$A_L = 28800 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 138240000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 7250 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica delle frecce, il contributo della deformabilità a taglio del sistema trave - soletta è convenzionalmente riferito al solo legno ed è pari a:

$$\alpha = 0,96 * (h_L / L)^2 * (E_{0,m} / G_m) = 0,05$$

Verifica freccia

$$u_{fin} = (1+\alpha) * S * F_{q,perm} * L^4 / (384 * (EJ)_{ef}) = \checkmark 7,90 \text{ mm}$$

Freccia 1/300 mm

$F_{q,perm} = 4,114 \text{ kN/ml}$

La norma CNR, al punto 6.4.1, per le verifiche agli stati limite di esercizio prescrive che per il calcolo della deformazione finale occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a questa la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente del carico accidentale permanente.

$$u'_{fin} = u_{fin} + u^*_{in}$$

$u'_{fin} = u_{fin} + u^*_{in} = \checkmark 11,03 \text{ mm}$

Freccia 1/300 mm

dove: $u^*_{in} = (1+\alpha) * ((5/384) * (F_{d,rara} - F_{d,quasi,perm}) * L^4) / (EJ)_{ef} = 3,134 \text{ mm}$

Verifica delle tensioni di compressione del calcestruzzo

Adottando i parametri ricavati per la verifica a deformabilità del solaio e procedendo come per le verifiche allo SLU, la massima tensione di compressione in esercizio nelle combinazione rara e quasi permanente sono:

$\sigma_c < 0,60 * f_{ck}$ (combinazione di carico rara)	$F_{d,rara} =$	6,928	kN/ml
$\sigma_c < 0,45 * f_{ck}$ (combinazione quasi permanente)	$F_{quasi,perm} =$	4,114	kN/ml
	$\psi_{2,i} =$	0,3	
	$M_{d,rara} = F_{d,rara} * L^2 / 8 =$	15,4	kNm
	$M_{d,quasi,perm} = F_{d,quasi,perm} * L^2 / 8 =$	9,2	kNm
	$\sigma_{n,1,rara} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,rara} / E J_{ef} =$	1,14	[N/mm ²]
	$\sigma_{n,1,quasi,perm} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} =$	0,67	[N/mm ²]
	$\sigma_{m,1,rara} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,rara} / E J_{ef} =$	2,04	[N/mm ²]
	$\sigma_{m,1,quasi,perm} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} =$	1,21	[N/mm ²]

Tensione max compressione estradosso soletta:

$\sigma_{c,rara} =$	3,17	[N/mm ²]
$\sigma_{c,quasi,perm} =$	1,88	[N/mm ²]

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} = 14,94 \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 11,21 \quad [N/mm^2]$$

Come si può notare i connettori sono ampiamente verificati.

1.4.2 Verifica travetto in legno 12x20 cm (copertura)

Legno GL24h:

Flessione $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre $f_{t,0,k} = 16,5 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre $f_{t,90,k} = 0,4 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre $f_{c,0,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre $f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

Taglio $f_{v,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico parallelo medio $E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico ortogonale medio $E_{90,mean} = 390 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico parallelo caratteristico $E_{0,05} = 9400 \text{ N/mm}^2$;

Modulo elastico tangenziale medio $G = 720 \text{ N/mm}^2$;

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione seguente:

$$X_d = k_{mod} * X_k / \gamma_m$$

dove:

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;

$\gamma_m = 1,45$ è il coefficiente di sicurezza per il legno lamellare.

Combinazione I

Classe di servizio: 2; $k_{mod,i} = 0,6$

Classe di durata del carico: permanente (più di 10 anni), peso proprio

Combinazione II

Classe di servizio: 2; $k_{mod,i} = 0,9$

Classe di durata del carico: breve durata (meno di 1 settimana) – Neve

Resistenza di calcolo (Combinazione I)

Flessione $f_{m,d} = 9,93 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre $f_{t,0,d} = 6,83 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre $f_{t,90,d} = 0,17 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre $f_{c,0,d} = 9,93 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre $f_{c,90,d} = 1,12 \text{ N/mm}^2$

Taglio $f_{v,d} = 1,12 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo (Combinazione II)

Flessione $f_{m,d} = 14,90 \text{ N/mm}^2$

Trazione parallela alle fibre $f_{t,0,d} = 10,24 \text{ N/mm}^2$

Trazione ortogonale alle fibre $f_{t,90,d} = 0,25 \text{ N/mm}^2$

Compressione parallela alle fibre $f_{c,0,d} = 14,90 \text{ N/mm}^2$

Compressione ortogonale alle fibre $f_{c,90,d} = 1,68 \text{ N/mm}^2$

Taglio $f_{v,d} = 1,68 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo:

Classe di resistenza: C25/30;

Resistenza cubica a compressione $R_{c,k} = 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza cilindrica a compressione $f_{c,k} = 24,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media cilindrica a compressione $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$

Valore caratteristico della resistenza a trazione $f_{ctm,0,05} = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico istantaneo $E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di viscosità $\Phi(\infty; t_0) = 2,16$

Classe di consistenza S4

Massa volumica caratteristica $\varphi = 25 \text{ kN/m}^3$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Il coefficiente di viscosità a tempo infinito, funzione della classe di servizio, è stato dedotto in maniera semplificata dalla Tab. 11.2.VI del D.M. 17-01-2018 (Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%), adottando $t_0 > 60$ giorni e la dimensione fittizia $h_0 = 2 \cdot A_c / u$, con A_c (area della sezione di calcestruzzo) e u (perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'area, assunto pari all'interasse delle travi).

Connettori:

Barre ad aderenza migliorata B450C diametro 12 mm;

Modulo di scorrimento iniziale, $K_u = 5926,1 \text{ N/mm}$

Modulo di scorrimento iniziale, $K_{ser} = 8889,1 \text{ N/mm}$

Resistenza caratteristica, $F_k = 11790,1 \text{ N}$

Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,I} = k_{mod,I} \cdot F_k / \gamma_M = 4716 \text{ N}$

Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,II} = k_{mod,II} \cdot F_k / \gamma_M = 7074 \text{ N}$

Per le caratteristiche meccaniche dei connettori si è fatto riferimento ai dati tecnici forniti dalle ditte produttrici per i connettori commerciali, mentre per le barre ad aderenza migliorata, i valori sono stati ricavati utilizzando le formule desunte dalle istruzioni CNR-DT 206/2007.

Capacità portante dei connettori:

Il valore della capacità portante dei singoli connettori può essere assunto come il minore dei seguenti valori:

$$f_{h,k} \cdot L_w \cdot d = 23692 \text{ N}$$

$$f_{h,k} \cdot L_w \cdot d \cdot ((2 + (4 \cdot M_{y,Rk} / (f_{h,k} \cdot d \cdot L_w^2)))^{0,5} - 1) = 11790 \text{ N}$$

$$2,3 \cdot (M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d)^{0,5} = 13429 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} = 11790 \text{ N}$$

dove:

$M_{y,Rk}$ è il valore caratteristico del momento di snervamento del connettore che si ricava dalla seguente espressione:

$$M_{y,Rk} = (1,8/d^{0,4}) \cdot f_{u,k} \cdot d^3 / 6 = 103606 \text{ Nmm}$$

$$f_{u,k} = 540 \text{ Mpa}$$

$d = 12 \text{ mm}$

dove:

$f_{hk} = 0,082 * (1 - 0,01 * d) * \varphi_k = 27,4 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza a rifollamento del legno

d è il diametro del piolo $d = 12 \text{ mm}$

$L_w = 72 \text{ mm}$ è la profondità d'infissione del piolo

Rigidezza dei connettori:

Per le unioni legno calcestruzzo e per il tipo di connettore adottato, il modulo di scorrimento istantaneo K_{ser} , sotto l'azione dei carichi allo stato limite di esercizio, viene ricavato dalla seguente relazione:

$$K_{ser} = 2 * (d/20) * \varphi^{1,5} = 8889,1 \text{ N/mm}$$

$d = 12 \text{ mm}$

mentre il modulo di scorrimento istantaneo K_u sotto l'azione dei carichi allo stato limite ultimo, è ricavato come:

$$K_u = 2 * K_{ser} / 3 = 5926,1 \text{ N/mm}$$

Per connessioni realizzate con spinotti a gambo cilindrico, la norma CNR-DT206-2007 prescrive:

$$L_w > 6 * d = 72 \text{ mm}$$

$$L_c > 2,5 * d = 30 \text{ mm}$$

Interasse tra i connettori quarti estremi = 250 mm

Interasse tra i connettori quarti centrali = 500 mm

Caratteristiche geometriche:

Interasse tra i travetti: $i = 670 \text{ mm}$

Luce di calcolo: $L = 4220 \text{ mm}$

Sezione dell'orditura: $b = 120 \text{ mm}$; $h = 200 \text{ mm}$

Area della sezione del travetto: $A = 24000 \text{ mm}^2$

Modulo di resistenza dell'orditura: $W_y = 800000 \text{ mm}^3$; $W_z = 480000 \text{ mm}^3$

Momento d'inerzia dell'orditura principale: $J_y = 80000000 \text{ mm}^4$; $J_z = 28800000 \text{ mm}^4$

Altezza della soletta in c.a. $h_c = 60 \text{ mm}$

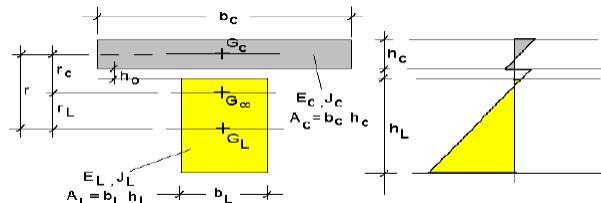
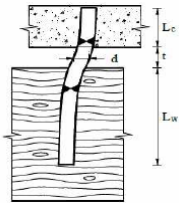
Per determinare la geometria della soletta collaborante, occorre introdurre i seguenti dati:

$$b_L = 120 \text{ mm}$$

$h_L = 200 \text{ mm}$

$h_c = 60 \text{ mm}$

Altezza dell'assito/tavole: $h_0 = 20 \text{ mm}$



Carichi e combinazioni di carico:

Peso proprio del pacchetto strutturale: $G_{k,1} = 1,72 \text{ kN/m}^2$

Carichi non strutturali e portati: $G_{k,2} = 1,10 \text{ kN/m}^2$

Carico variabile: $Q_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Le combinazioni di carico da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 del DM 17-01-2018 sono:

1) combinazione di carico per la verifica allo SLU:

$$F_d = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

2) combinazione di carico caratteristica rara:

Cat. A: Ambienti ad uso residenziale

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik}))) * i$$

3) combinazione di carico caratteristica quasi permanente:

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{21} * Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} * Q_{ik}))) * i$$

Combinazione di carico allo SLU:

Si considerano due combinazioni di carico:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$F_{d,I} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2}) * i = 2,60 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,II} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * Q_{1k}) * i = 4,11 \text{ kN/m}$$

$$\gamma_{g1} = 1,3$$

$$\gamma_{g2} = 1,5$$

$$\gamma_q = 1,5$$

Calcolo delle sollecitazioni:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$$M_{d,I} = F_{d,I} * L^2/8 = 5,80 \text{ kNm}$$

$$T_{d,I} = F_{d,I} * L/2 = 5,49 \text{ kN}$$

2) Combinazione II (permanenti più accidentali):

$$M_{d,II} = F_{d,II} * L^2/8 = 9,15 \text{ kNm}$$

$$T_{d,II} = F_{d,II} * L/2 = 8,67 \text{ kN}$$

Calcolo parametri geometrici:

Soletta (materiale 1)

$$b_c = 670 \text{ mm}$$

$$h_c = 60 \text{ mm}$$

$$A_c = 40200 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 12060000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

Trave principale in legno (materiale 2)

$$b_L = 120 \text{ mm}$$

$$h_L = 200 \text{ mm}$$

$$A_L = 24000 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 8000000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 11600 \text{ N/mm}^2$$

VERIFICHE SLU A TEMPO ZERO (Appendice B dell'EC5)

Rigidezza efficace a flessione

$$\gamma_2 = 1$$

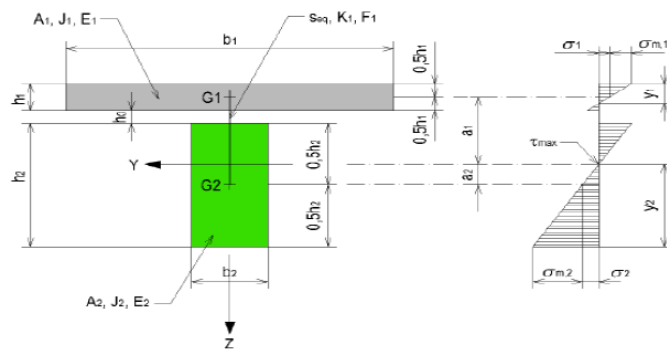
$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,U} * L^2)^{-1} = 0,026$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 16,05 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine $2h_0$ in quanto le due sezioni legno/calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore h_0 , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine $(h_c+h_L)/2$ in a_1+a_2 .

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - r_L = 133,95 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 1,98E+12 \text{ Nmm}^2$$



Verifica della soletta in c.a.

$$\begin{aligned}\sigma_{n,1,I} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,I} / E J_{eff} = & 0,33 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,1,II} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / E J_{eff} = & 0,51 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,I} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,I} / E J_{eff} = & 2,77 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,II} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / E J_{eff} = & 4,37 & \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = & \checkmark & \quad 3,09 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = & \checkmark & \quad 4,88 \quad [N/mm^2] \\ f_{cd} &= & \checkmark & \quad 14,11 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione di trazione intradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = & \checkmark & \quad 2,44 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = & \checkmark & \quad 3,85 \quad [N/mm^2] \\ f_{ctd} &= & \checkmark & \quad 1,19 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica dell'elemento ligneo

$$\begin{aligned}\sigma_{n,2,I} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,I} / E J_{eff} = & 0,55 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,2,II} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,II} / E J_{eff} = & 0,86 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,I} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,I} / E J_{eff} = & 3,40 & \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,II} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,II} / E J_{eff} = & 5,37 & \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica a tensoflessione del legno:

$$\begin{aligned}\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} &= & \checkmark & \quad 0,422 < 1 \\ \sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} &= & \checkmark & \quad 0,445 < 1\end{aligned}$$

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\begin{aligned}\tau_{2,max,I} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,I} / (2 * E J_{eff}) = & \checkmark & \quad 0,22 \quad [N/mm^2] \\ \tau_{2,max,II} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,II} / (2 * E J_{eff}) = & \checkmark & \quad 0,34 \quad [N/mm^2] \\ \gamma_2 &= (h_L + h_c + h_0) - (a_1 + 0,5 * h_c) = & & \quad 116,05 \quad \text{mm} \\ f_{v,d,I} &= & & \quad 1,12 \quad [N/mm^2] \\ f_{v,d,II} &= & & \quad 1,68 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica dei connettori

$$\begin{aligned}F_{1,max,I} &= \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,I} / (E J_{eff}) = & \checkmark & \quad 3102,8 \quad \text{N} \\ F_{1,max,II} &= \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,II} / (E J_{eff}) = & \checkmark & \quad 4899,3 \quad \text{N} \\ \text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} &= k_{mod,I} * F_k / \gamma_M = & & \quad 4716,0 \quad \text{N} \\ \text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} &= k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = & & \quad 7074,0 \quad \text{N}\end{aligned}$$

VERIFICHE SLU A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Con il tempo, a causa delle maggiori deformazioni lente del calcestruzzo rispetto al legno, le forze agenti tendono a migrare dal calcestruzzo al legno. Le sollecitazioni diminuiscono nel calcestruzzo e aumentano nel legno.

Per il calcolo si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità (del calcestruzzo, del legno e della connessione).

Il DM 2018 consiglia di calcolare la deformazione a lungo termine utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$ per le membrature ed utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

$$k_{def} = 0,6$$

$$E_{l,fin} = E_l / (1+k_{def}) = 7250 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{u,fin} = K_u / (1+k_{def}) = 3704 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1+\phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza efficace a flessione

$$\gamma_2 = 1$$

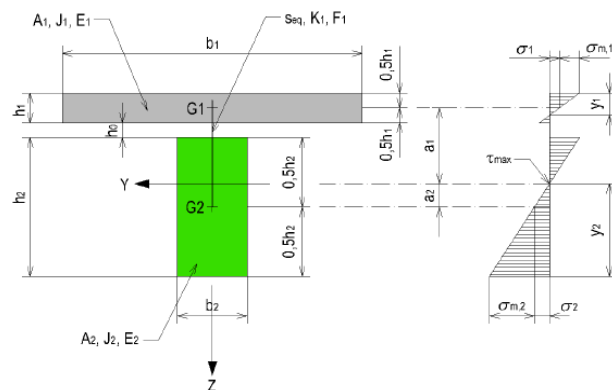
$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} = 0,051$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 15,69 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine $2h_0$ in quanto le due sezioni legno/calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore h_0 , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine $(h_c+h_L)/2$ in a_1+a_2 .

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 134,31 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 1,1E+12 \text{ Nmm}^2$$



Verifica della soletta in c.a.

$$\begin{aligned}\sigma_{n,1,I} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,I} / E_{I,ef} = 0,35 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,1,II} &= \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / E_{I,ef} = 0,56 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,I} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,I} / E_{I,ef} = 1,56 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,1,II} &= 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / E_{I,ef} = 2,46 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = 1,91 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,max} &= \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = 3,02 \quad [N/mm^2] \\ f_{cd} &= 14,11 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Tensione di trazione intradosso soletta:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} = 1,21 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{1,min} &= -\sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} = 1,90 \quad [N/mm^2] \\ f_{ctd} &= 1,19 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica dell'elemento ligneo

$$\begin{aligned}\sigma_{n,2,I} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,I} / E_{I,ef} = 0,59 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{n,2,II} &= \gamma_2 * E_L * a_2 * M_{d,II} / E_{I,ef} = 0,94 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,I} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,I} / E_{I,ef} = 3,79 \quad [N/mm^2] \\ \sigma_{m,2,II} &= 0,5 * E_L * h_L * M_{d,II} / E_{I,ef} = 5,98 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica a tensoflessione del legno:

$$\begin{aligned}\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} &= 0,468 < 1 \\ \sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} &= 0,493 < 1\end{aligned}$$

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$$\begin{aligned}\tau_{2,max,II} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,II} / (2 * E_{I,ef}) = 0,24 \quad [N/mm^2] \\ \tau_{2,max,I} &= E_L * \gamma_2^2 * T_{d,I} / (2 * E_{I,ef}) = 0,38 \quad [N/mm^2] \\ \gamma_2 &= (h_L + h_c + h_0) - (a_1 + 0,5 * h_c) = 115,69 \quad mm \\ f_{v,d,I} &= 1,12 \quad [N/mm^2] \\ f_{v,d,II} &= 1,68 \quad [N/mm^2]\end{aligned}$$

Verifica dei connettori

$$F_{1,max,I} = \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,I} / (EJ_{ef}) = 3378,7 \text{ N}$$

$$F_{1,max,II} = \gamma_1 * E_c * A_c * a_1 * s_{min} * T_{d,II} / (EJ_{ef}) = 5335,0 \text{ N}$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M = 4716,0 \text{ N}$$

$$\text{Resistenza caratteristica di progetto, } F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M = 7074,0 \text{ N}$$

VERIFICHE SLE A TEMPO INIZIALE (Appendice B dell'EC5)

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,s} * L^2)^{-1} = 0,039$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 22,59 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine $2h_0$ in quanto le due sezioni legno / calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore h_0 , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine $(h_c + h_L)/2$ in $a_1 + a_2$.

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 127,41 \text{ mm}$$

$$EJ_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 2,25E+12 \text{ Nmm}^2$$

$$A_c = 40200 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 12060000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 31447,16 \text{ N/mm}^2$$

$$A_L = 24000 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 8000000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 11600 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica delle frecce, il contributo della deformabilità a taglio del sistema trave - soletta è convenzionalmente riferito al solo legno ed è pari a:

$$\alpha = 0,96 * (h_L / L)^2 * (E_{0,m} / G_m) = 0,035$$

Verifica freccia

$$f_d = (1 + \alpha) * 5 * F_{d,rara} * L^4 / (384 * (EJ)_{ef}) = 5,49 \text{ mm}$$

Freccia 1/300 = 14,06666667 mm

$F_{d,rara} = 2,894 \text{ kN/ml}$

Verifica delle tensioni di compressione del calcestruzzo

Adottando i parametri ricavati per la verifica a deformabilità del solaio e procedendo come per le verifiche allo SLU, la massima tensione di compressione in esercizio nelle combinazione rara e quasi permanente sono:

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} \text{ (combinazione di carico rara)} \quad F_{d,rara} = 2,894 \quad \text{kN/ml}$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} \text{ (combinazione quasi permanente)} \quad F_{d,quasi,perm} = 2,1909 \quad \text{kN/ml}$$

$$\psi_{2,i} = 0,3$$

$$M_{d,rara} = F_{d,rara} * L^2 / 8 = 6,44307912 \quad \text{kNm}$$

$$M_{d,quasi,perm} = F_{d,quasi,perm} * L^2 / 8 = 4,877052945 \quad \text{kNm}$$

$$\sigma_{n,1,rara} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,rara} / E J_{ef} = 0,45 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{n,1,quasi,perm} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} = 0,34 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{m,1,rara} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,rara} / E J_{ef} = 2,70 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{m,1,quasi,perm} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} = 2,04 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Tensione max compressione estradosso soletta:

$$\sigma_{c,rara} = 3,15 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_{c,quasi,perm} = 2,38 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} = 14,94 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} = 11,21 \quad [\text{N/mm}^2]$$

VERIFICHE SLE A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità del calcestruzzo, della connessione, del legno.

$$E_{l,fin} = E_l / (1 + k_{def}) = 7250 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{ser,fin} = K_{ser} / (1 + k_{def}) = 5555,67 \text{ N/mm}$$

$$E_{c,fin} = E_c / (1 + \phi) = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_1 = (1 + \pi^2 * E_c * A_c * s_{eq} / K_{conn,s} * L^2)^{-1} = 0,074$$

$$a_2 = (\gamma_1 * E_c * A_c * (h_c + h_L + 2 * h_0)) / (2 * \sum \gamma_i * E_i * A_i) = 21,89 \text{ mm}$$

La formula 2f riportata nell'Appendice B dell'Eurocodice 5 non contiene il termine $2h_0$ in quanto le due sezioni legno / calcestruzzo sono a diretto contatto. Per tener conto dello spessore h_0 , compreso tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, occorre modificare il termine $(h_c + h_L)/2$ in $a_1 + a_2$.

$$a_1 = (h_c + h_L)/2 + h_0 - a_2 = 128,11 \text{ mm}$$

$$E J_{ef} = \sum (E_i * J_i + E_i * \gamma_i * A_i * a_i^2) = 1,27E+12 \text{ Nmm}^2$$

$$A_c = 40200 \text{ mm}^2$$

$$J_c = 12060000 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 9951,63 \text{ N/mm}^2$$

$$A_L = 24000 \text{ mm}^2$$

$$J_L = 80000000 \text{ mm}^4$$

$$E_L = 7250 \text{ N/mm}^2$$

Per la verifica delle frecce, il contributo della deformabilità a taglio del sistema trave - soletta è convenzionalmente riferito al solo legno ed è pari a:

$$\alpha = 0,96 * (h_L / L)^2 * (E_{0,m} / G_m) = 0,035$$

Verifica freccia

$$u_{fin} = (1+\alpha) * 5 * F_{q,perm} * L^4 / (384 * (EJ)_{ef}) = \checkmark 7,36 \text{ mm}$$

Freccia 1/300 mm

$F_{q,perm} = 2,191 \text{ kN/ml}$

La norma CNR, al punto 6.4.1, per le verifiche agli stati limite di esercizio prescrive che per il calcolo della deformazione finale occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a questa la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente del carico accidentale permanente.

$$u'_{fin} = u_{fin} + u^*_{in}$$

$$u'_{fin} = u_{fin} + u^*_{in} = \checkmark 8,70 \text{ mm}$$

Freccia 1/300 mm

dove: $u^*_{in} = (1+\alpha) * ((5/384) * (F_{d,rara} - F_{d,quasi,perm}) * L^4) / (EJ)_{ef} = 1,336 \text{ mm}$

Verifica delle tensioni di compressione del calcestruzzo

Adottando i parametri ricavati per la verifica a deformabilità del solaio e procedendo come per le verifiche allo SLU, la massima tensione di compressione in esercizio nelle combinazione rara e quasi permanente sono:

$\sigma_c < 0,60 * f_{ck}$ (combinazione di carico rara)	$F_{d,rara} =$	2,894	kN/ml
$\sigma_c < 0,45 * f_{ck}$ (combinazione quasi permanente)	$F_{d,quasi,perm} =$	2,191	kN/ml
	$\psi_{2,i} =$	0,3	
	$M_{d,rara} = F_{d,rara} * L^2 / 8 =$	6,4	kNm
	$M_{d,quasi,perm} = F_{d,quasi,perm} * L^2 / 8 =$	4,9	kNm
	$\sigma_{n,1,rara} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,rara} / E J_{ef} =$	0,48	[N/mm ²]
	$\sigma_{n,1,quasi,perm} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} =$	0,36	[N/mm ²]
	$\sigma_{m,1,rara} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,rara} / E J_{ef} =$	1,51	[N/mm ²]
	$\sigma_{m,1,quasi,perm} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,quasi,perm} / E J_{ef} =$	1,15	[N/mm ²]

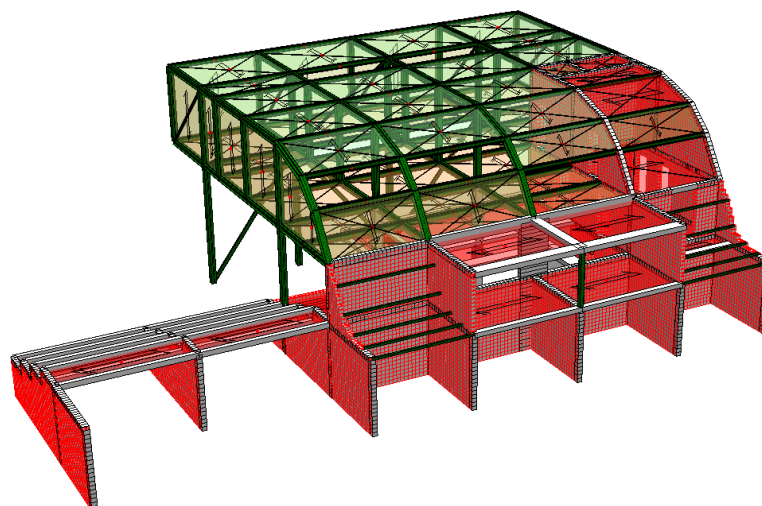
Tensione max compressione estradosso soletta:

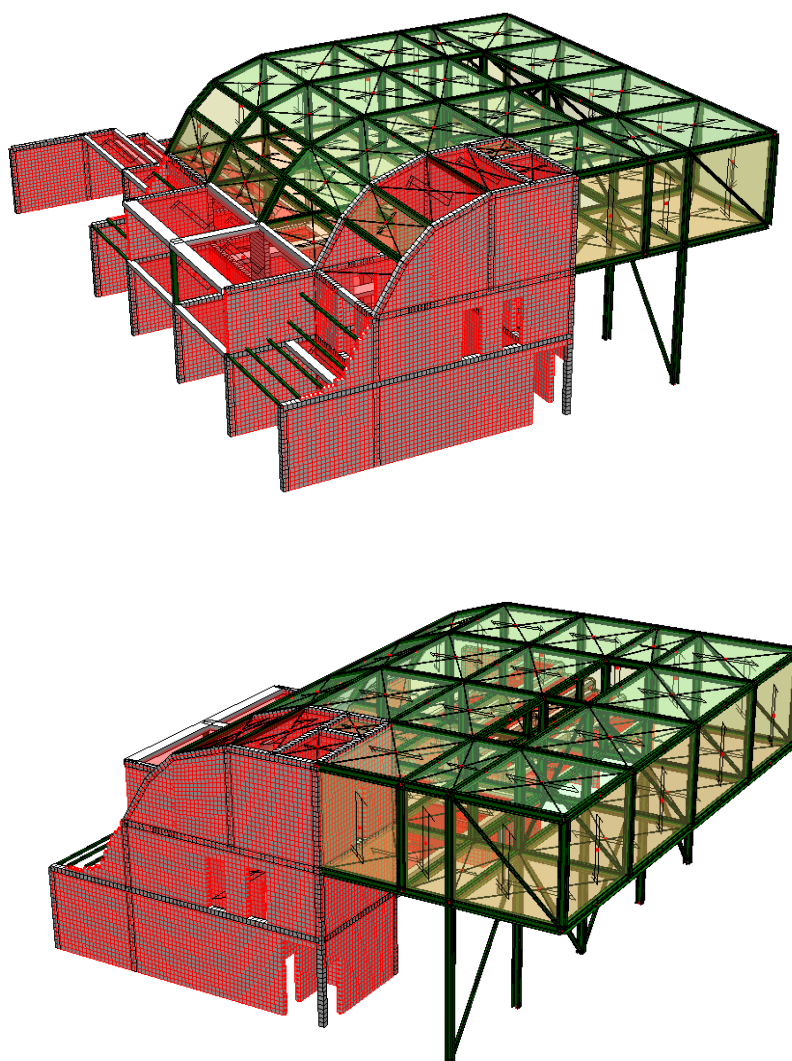
$\sigma_{c,rara} =$	1,99	[N/mm ²]
$\sigma_{c,quasi,perm} =$	1,51	[N/mm ²]
$\sigma_c < 0,60 * f_{ck} =$	14,94	[N/mm ²]
$\sigma_c < 0,45 * f_{ck} =$	11,21	[N/mm ²]

Come si può notare i connettori sono ampiamente verificati.

1.5 Verifica sismica

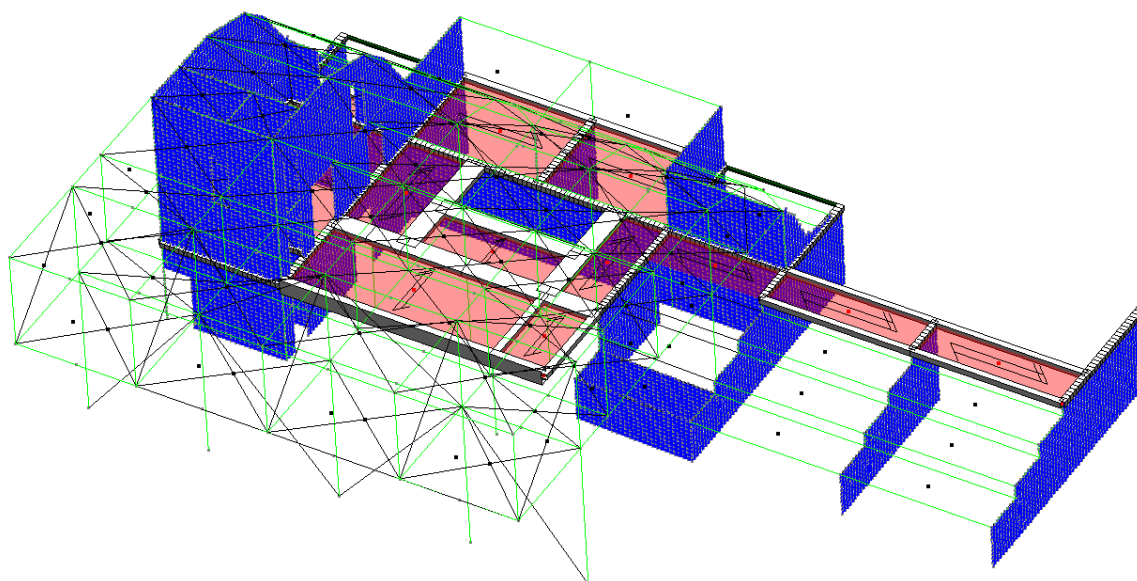
La modellazione dell'edificio in esame è stata eseguita sfruttando l'utilizzo di elementi beam per i pilastri e le travi esistenti, l'utilizzo di elementi solaio per simulare i carichi provenienti dai solai e delle tamponature esterne e di elementi shell per i muri in C.A. debolmente armati (muri di notevole lunghezza, per cui non ha senso armarli come elementi duttili).



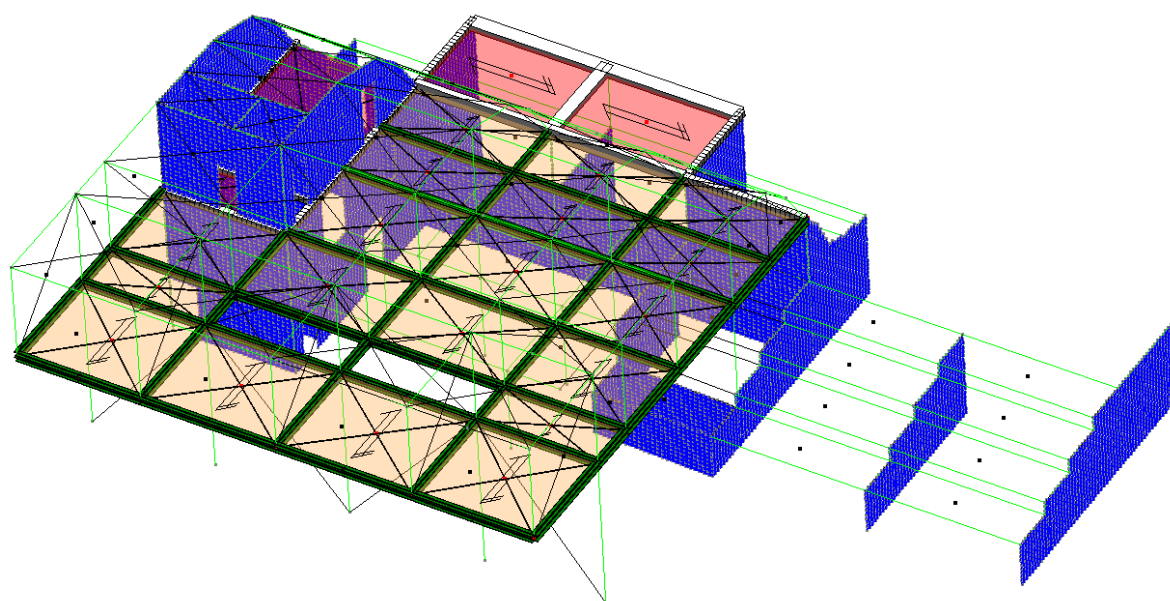


Modellazione edificio

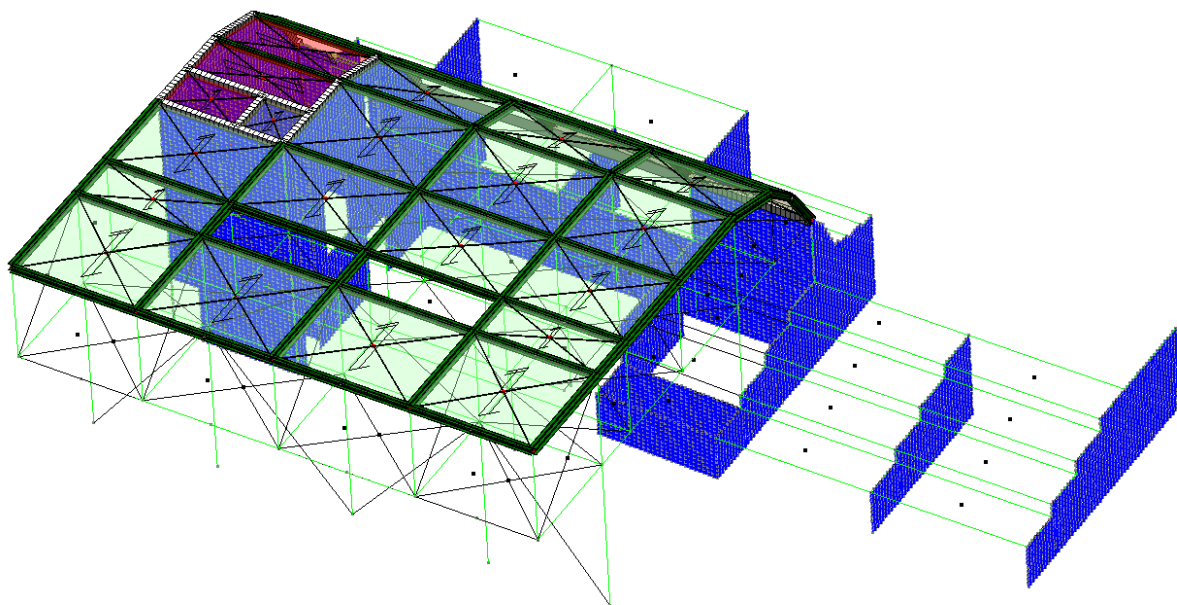
Seguono alcune immagini degli impalcati per consentire una più semplice comprensione della struttura.



Primo impalcato



Secondo impalcato

*Impalcato di copertura*

Il fattore di comportamento utilizzato è unitario, essendo la struttura stata progettata non dissipativa. Gli spettri di risposta utilizzati sono riportati nella premessa, derivanti da RSL, a cui è stato applicato il fattore di comportamento. Le travi sono state trattate come elementi strutturali secondari e verificate secondo quanto riportato nel Cap.4 del D.M. 2018. È stata dunque svolta una analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q=1$. Come consentito dalla normativa vigente la rigidezza delle strutture è stata considerata al 50% per prendere in considerazione la fessurazione degli elementi in caso di evento sismico.

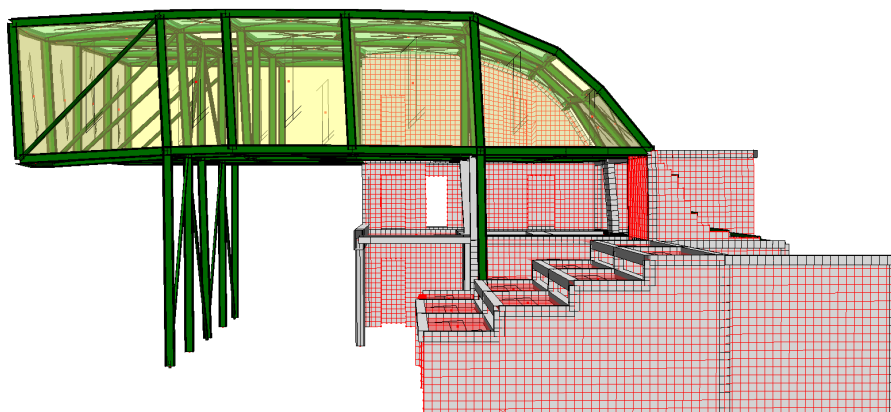
Riepilogo Risultati Analisi Modale

☐ Riepilogo
 ☐ Periodo
 ☐ Hz
 ☒ Mx%
 ☐ My%
 ☐ Mz%
 ☐ MxTot%
 ☐ MyTot%
 ☐ MzTot%

n°Modo	L1	L2
1	0	0
2	0	0
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0
7	0	0
8	0	0
9	14.0129	14.0634
10	0.99081	0.212316
11	0.0101103	1.53677
12	2.01195	1.54688
13	0	0

Periodi Fondamentali Struttura:
 Sisma x: T = 0.33955 s, Lancio n°2, Modo n°9
 Sisma y: T = 0.18535 s, Lancio n°2, Modo n°59
 Sisma z: T = 0.26853 s, Lancio n°2, Modo n°21

Chiudi



Analisi modale in X con deformata modale principale

L'analisi modale evidenzia che per sisma in direzione X il periodo principale risulta essere pari a $T_{1x}=0,34$ s, corrispondente al lancio n.2 e modo n. 9 con massa movimentata di circa 14 %.

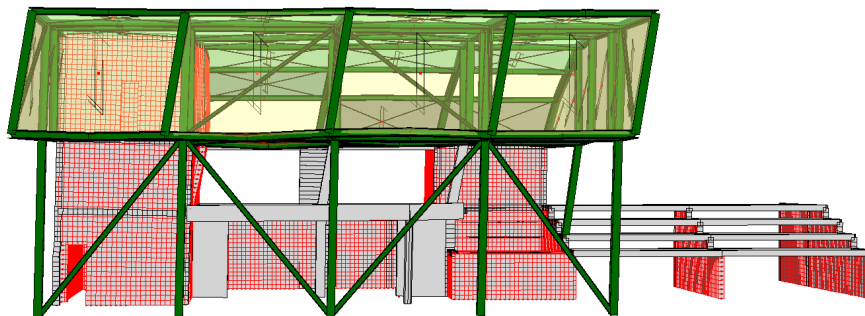
Riepilogo Risultati Analisi Modale

☐ Riepilogo
 ☐ Periodo
 ☐ Hz
 ☐ Mx%
 ☒ My%
 ☐ Mz%
 ☐ MxTot%
 ☐ MyTot%
 ☐ MzTot%

n°Modo	L1	L2
49	0.0101103	0
50	0.0404412	0
51	0	0
52	0.0101103	0.0101103
53	0	0
54	0	0.0101103
55	0	0.0101103
56	0	0.212316
57	1.10202	0.0808824
58	0.727942	0.0505515
59	5.97519	33.364
60	0.131434	0.252758
61	10.1177	0

Periodi Fondamentali Struttura:
 Sisma x: T = 0.33955 s, Lancio n°2, Modo n°9
 Sisma y: T = 0.18535 s, Lancio n°2, Modo n°59
 Sisma z: T = 0.26853 s, Lancio n°2, Modo n°21

Chiudi



Analisi modale in Y con deformata modale principale

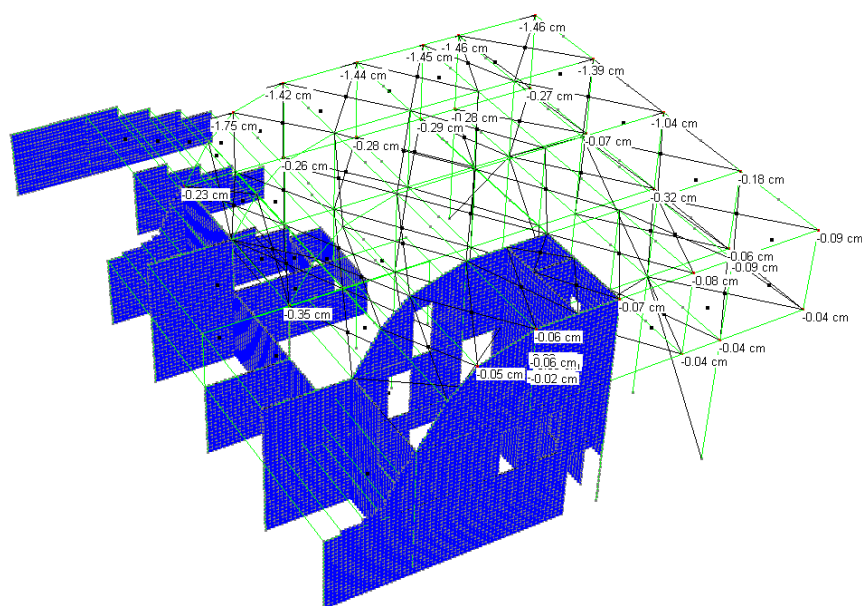
L'analisi modale evidenzia che per sisma in direzione Y il periodo principale risulta essere pari a $T_{1Y} = 0,185$ s, corrispondente al lancio n.2 e modo n. 59 con massa movimentata di circa 33%.

1.5.1 Spostamenti massimi

Si riportano gli spostamenti massimi registrati per la struttura in esame per valutare che la deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Per le costruzioni di classe d'uso III ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti prescritti per le classi d'uso II.

- $q_{dr} < 0,0050 \text{ h} \times 2/3$ in riferimento allo SLO.

Considerando che l'interpiano più gravoso (dal piano di imposta delle fondazioni al piano finito del secondo impalcato) è di 7,00 m, gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 2,33 cm. La verifica è soddisfatta essendo $d_{r,max} = 1,14$ cm.

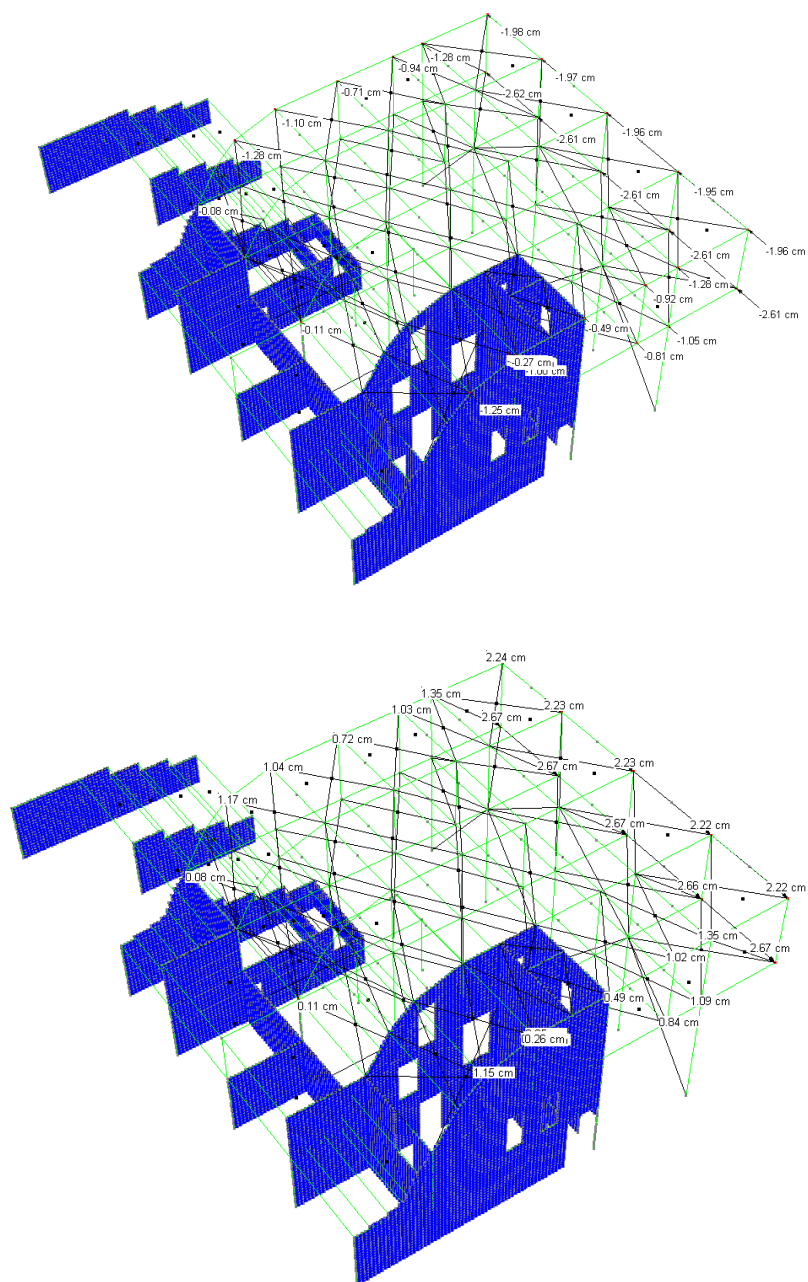


Spostamenti assoluti allo SLO in Y

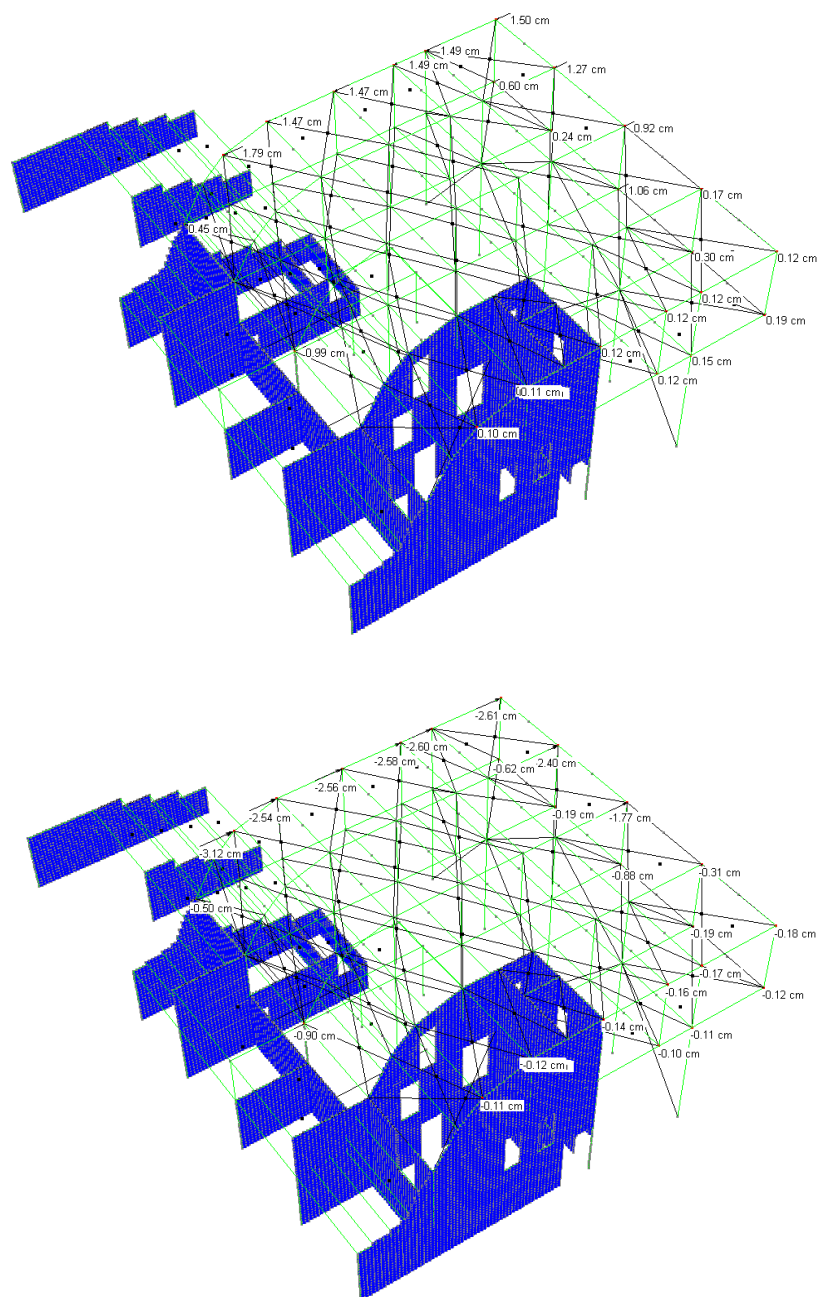
Considerando che l'interpiano più gravoso (dal piano di imposta delle fondazioni al piano finito del secondo impalcato) è di 7,00 m, gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 2,33 cm. La verifica è soddisfatta essendo $d_{r,max} = 1,46$ cm.

Secondo quanto riportato nel D.M. 2018 "la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV; in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore a: $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione moltiplicato $a_g \times S/0,5g \leq 1$. Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in $1/100$ dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \times S/0,5g$."

Mediante il programma di calcolo sono stati determinati gli spostamenti ottenuti allo SLV, con i quali è stata verificata l'ampiezza del giunto strutturale con l'edificio adiacente.



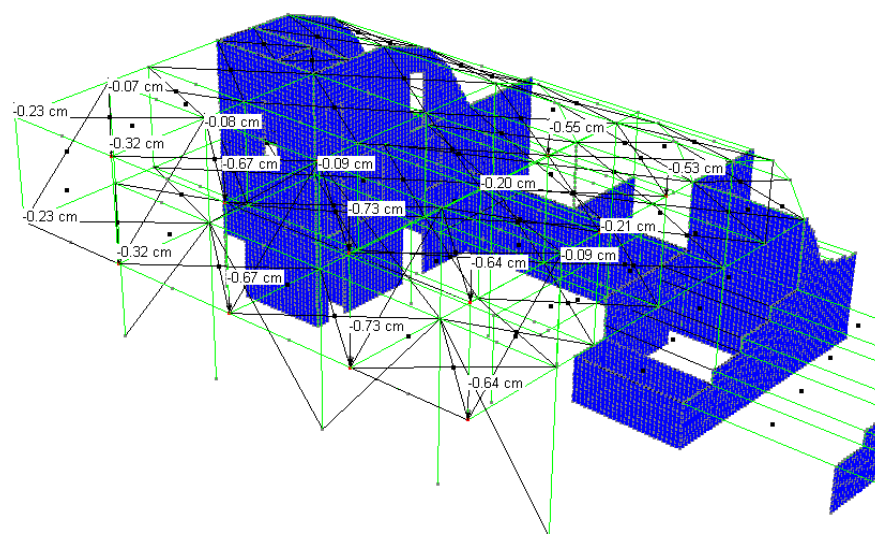
Spostamenti assoluti allo SLV in X [$X = 2,67$ cm]



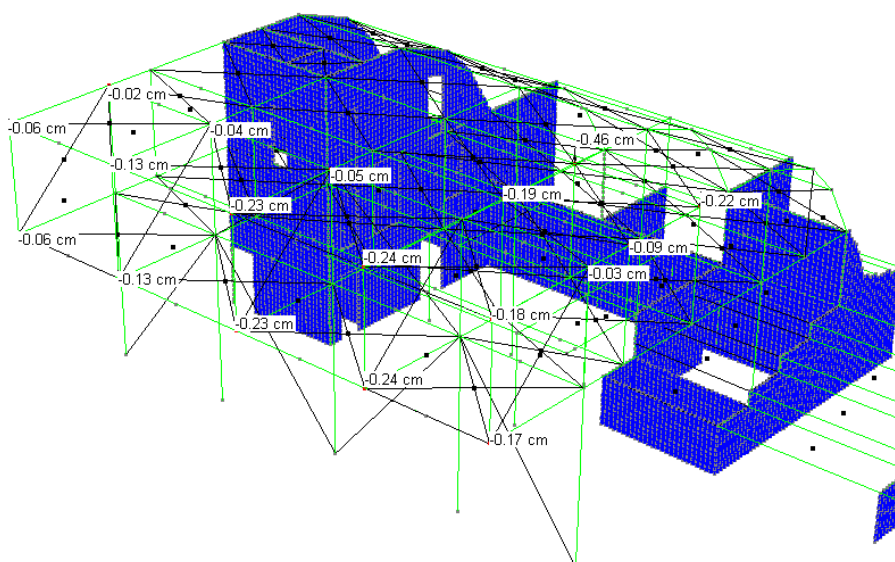
Spostamenti assoluti allo SLV in Y [Y= 3,12 cm]

Come è possibile constatare si è ottenuto uno spostamento massimo di 2,67 cm in X. Tale parametro, a cui va sommato il massimo spostamento generato dal Corpo 2 adiacente, di 3,57 cm, risulta pari a 6,24 cm e comunque inferiore al giunto strutturale di 10 cm.

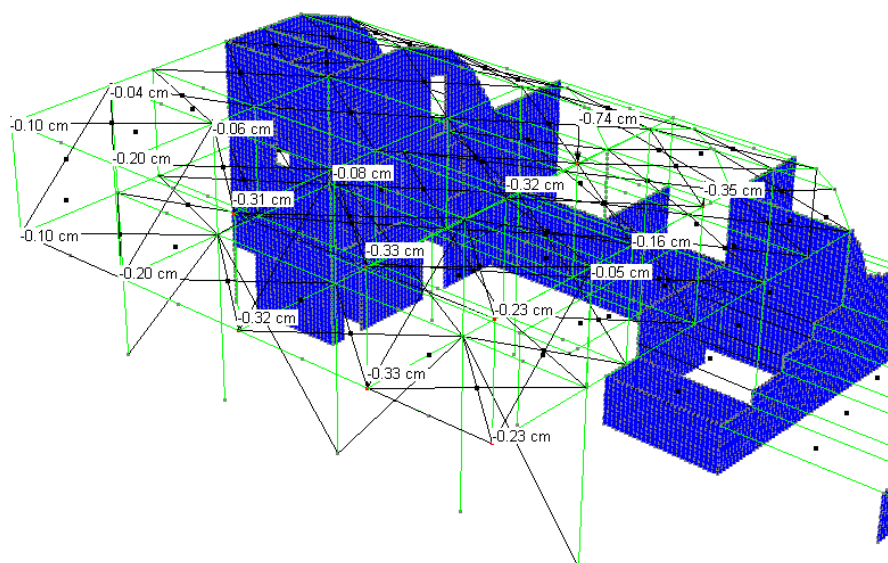
Si riportano per completezza gli spostamenti verticali ottenuti.



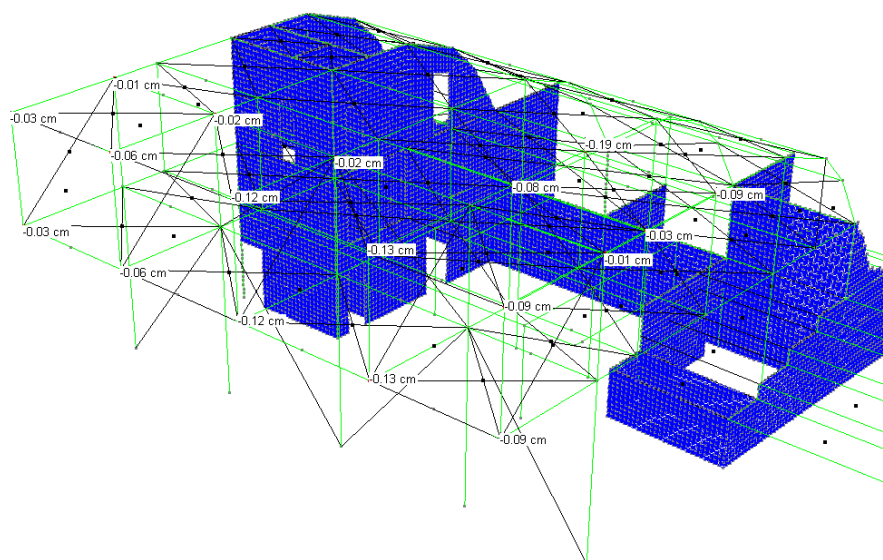
Spostamenti verticali caratteristici dovuti ai soli pesi propri



Spostamenti verticali caratteristici dovuti ai sovraccarichi permanenti



Spostamenti verticali caratteristici dovuti ai carichi variabili



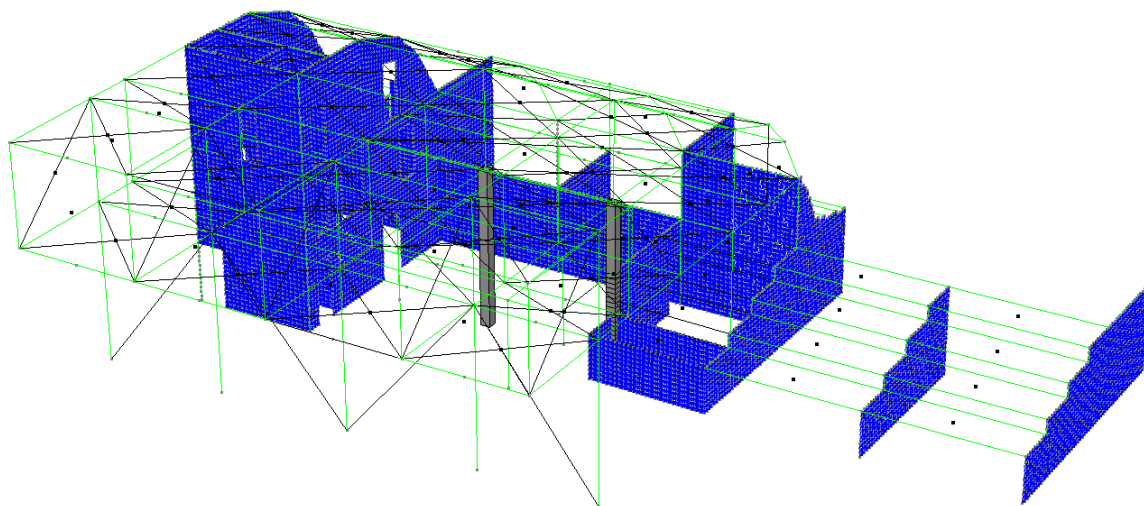
Spostamenti verticali caratteristici dovuti ai carichi variabili da copertura

Ne deriva che lo spostamento massimo in condizione caratteristica risulta essere pari a 1,43 cm in punta allo sbalzo, di cui la metà dovuti ai carichi e sovraccarichi permanenti.

1.6 Verifica pilastri

L'edificio è stato solo in parte realizzato con pilastri/setti in C.A..

1.6.1 Pilastri P3-P4



Pilastri P3-P4

Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	260	Beam	370.00	-1016.56	8.49	-5.42	-0.49	13.35	-6.78
N max	254	Beam	19.00	34.88	-40.00	3.44	-2.80	3.95	-0.65
T12 min	254	Beam	0.00	17.37	-45.27	-2.65	-3.36	13.06	0.66
T12 max	164	Beam	0.00	-375.90	59.08	9.56	20.50	-17.41	-0.71
T13 min	1068	Beam	0.00	-144.36	-3.62	-48.01	6.99	0.35	-7.12
T13 max	551	Beam	0.00	-246.78	-6.51	55.00	22.23	-3.63	40.18
Mt min	551	Beam	0.00	-285.30	44.65	-18.42	-43.77	4.96	-10.85
Mt max	551	Beam	0.00	-204.05	-24.50	32.34	48.02	-11.01	18.35
M12 min	258	Beam	290.00	-521.97	-32.71	-10.98	-0.62	-94.85	-31.86
M12 max	260	Beam	370.00	-641.36	45.97	1.00	-2.35	87.24	-11.16
M13 min	257	Beam	0.00	-240.41	1.25	25.85	-15.29	-3.62	-74.96
M13 max	257	Beam	0.00	-364.58	-5.31	-23.39	14.40	15.41	67.82

Combinazioni allo SLV

Il predimensionamento dei pilastri ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso e sono stati ipotizzati in prima istanza di dimensioni 40x40 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 94,85 \text{ KNm}$$

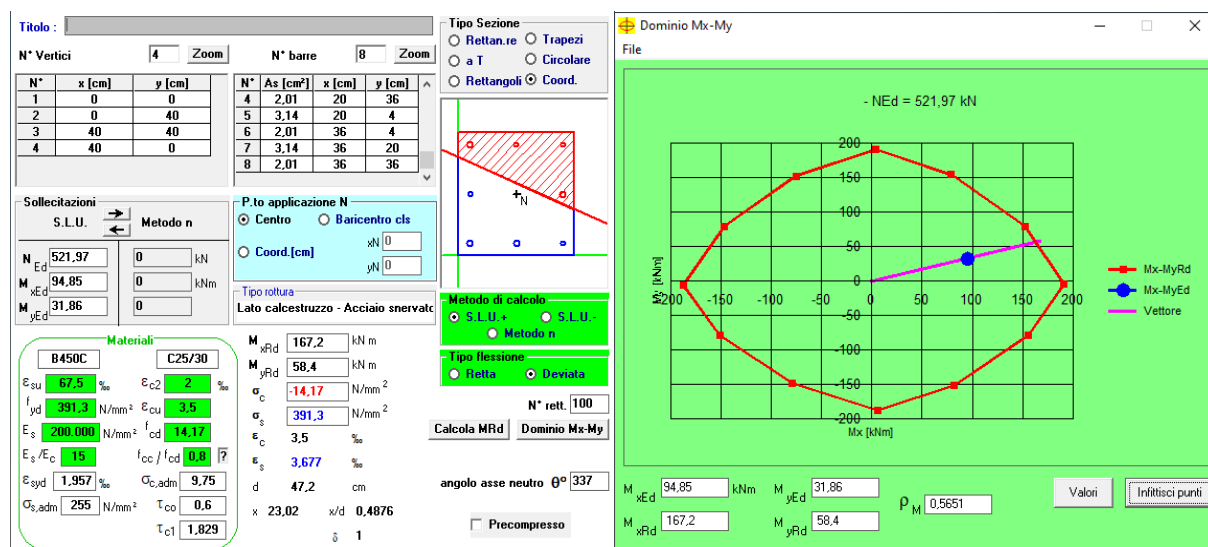
$$M_y = 31,86 \text{ KNm}$$

$$N = 521,97 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 59 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 4Φ16+4Φ20, corrispondenti ad una A_s di 20,6 cm², maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003 A_c , e nello stesso tempo inferiore a 0,04 A_c . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12

volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe $\Phi 8/15$ cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastri P3-P4

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 23,02$ cm
- $\varepsilon_s = 3,68\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95\text{‰}$

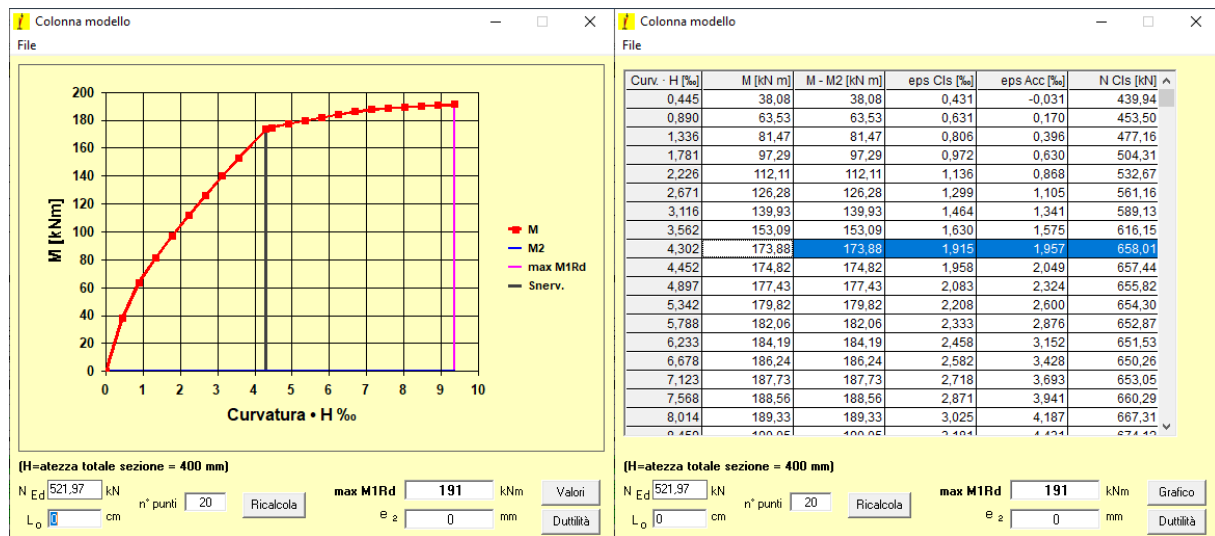
Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente M_{rd} relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

$$M_{rd,x} = 167,2 \text{ kNm} > M_x = 94,85 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

$$M_{rd,y} = 58,4 \text{ kNm} > M_y = 31,85 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

Trattandosi di una struttura non dissipativa è stato inoltre verificato che il momento di snervamento fosse inferiore a quello sollecitante, mediante il metodo della Colonna Modello, di seguito riportato.



Colonna Modello

In blu è sottolineata la riga corrispondente al raggiungimento del momento di snervamento. Essendo $M_{snerv} = 174 \text{ kN} > M_x = 94,85 \text{ kNm}$, la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLV dei pilastri, maggiormente gravosi pari a 59 kN. Essa richiede che venga rispettata la relazione $V_{Rd} > V_{Ed}$. Il taglio resistente è il minimo tra due valori V_{Rdc} e V_{Rds} , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 456 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 337 \text{ kN}$$

dove

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale 2+2Ø8,

s è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

d è l'altezza utile della sezione di 36 cm,

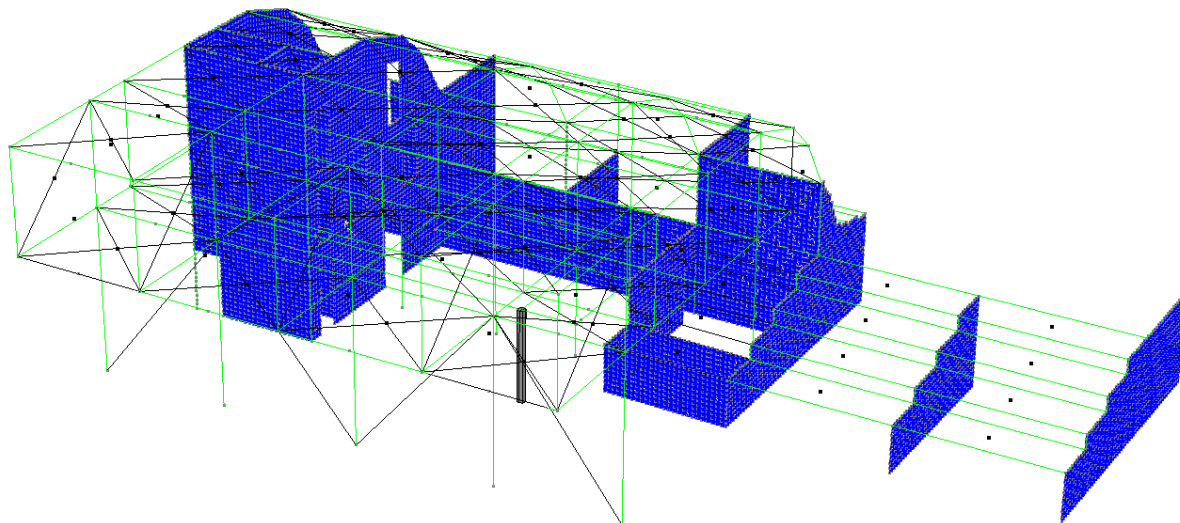
α_c è un coefficiente unitario,

α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

b_w è la larghezza minima della sezione di 40 cm.

Ne deriva $V_{Rd} = 337 \text{ kN} > V_{Ed} = 59 \text{ kN}$. La verifica è dunque soddisfatta.

1.6.2 Pilastro P5

Pilastro P5

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	<i>M13 (kNm)</i>	
<i>N min</i>	1573	Beam	370.00	-202.69	0.27	0.01	0.26	1.02	0.04
<i>N max</i>	1573	Beam	0.00	-74.75	0.63	0.54	2.56	0.00	0.00
<i>T12 min</i>	1573	Beam	0.00	-83.38	-1.38	-0.19	-5.54	0.00	0.00
<i>T12 max</i>	1573	Beam	0.00	-121.25	1.63	0.21	5.78	0.00	0.00
<i>T13 min</i>	1573	Beam	0.00	-107.35	-0.40	-0.52	-2.33	0.00	0.00
<i>T13 max</i>	1573	Beam	0.00	-97.28	0.64	0.54	2.57	0.00	0.00
<i>Mt min</i>	1573	Beam	0.00	-83.54	-1.38	-0.20	-5.56	0.00	0.00
<i>Mt max</i>	1573	Beam	0.00	-121.09	1.62	0.21	5.80	0.00	0.00
<i>M12 min</i>	1573	Beam	370.00	-89.92	-1.38	-0.19	-5.54	-5.12	-0.72
<i>M12 max</i>	1573	Beam	370.00	-127.79	1.63	0.21	5.78	6.02	0.79
<i>M13 min</i>	1573	Beam	370.00	-113.89	-0.40	-0.52	-2.33	-1.47	-1.92
<i>M13 max</i>	1573	Beam	370.00	-103.82	0.64	0.54	2.57	2.36	2.00

Combinazioni allo SLV

Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni Ø30 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

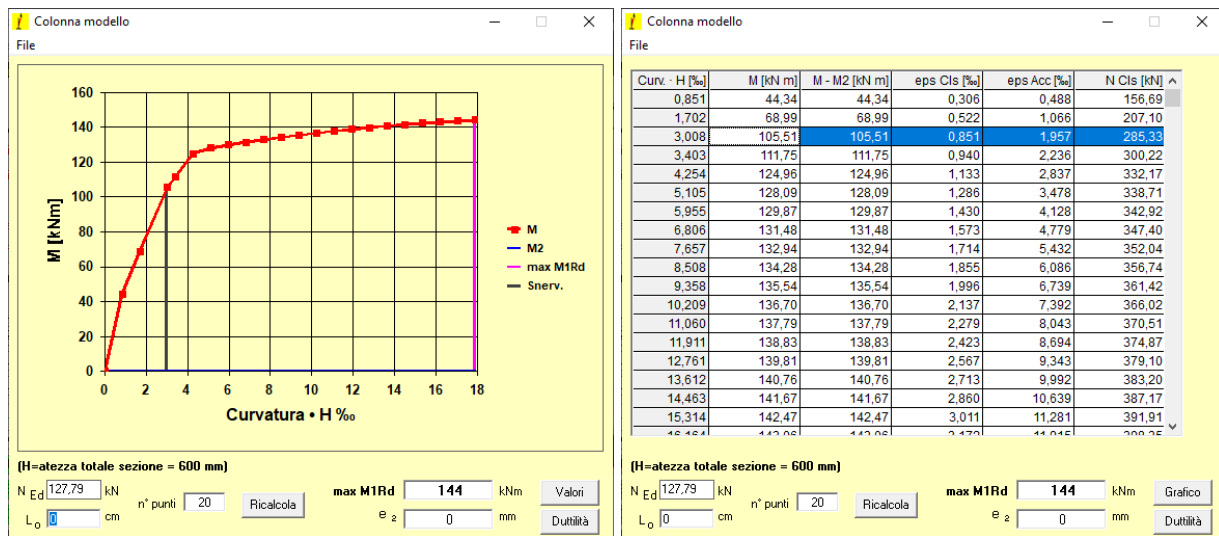
$$M_x = 6,02 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0,79 \text{ KNm}$$

$$N = 127,79 \text{ KN}$$

$$V = 1,63 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 6Φ16, corrispondenti ad una A_s di 12,06 cm², maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003 A_c , e nello stesso tempo inferiore a 0,04 A_c . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un



Colonna Modello

In blu è sottolineata la riga corrispondente al raggiungimento del momento di snervamento. Essendo $M_{snerv} = 105 \text{ kN} > M_x = 6,02 \text{ kNm}$, la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 1,63 kN. Essa richiede che venga rispettata la relazione $V_{Rd} > V_{Ed}$. Il taglio resistente è il minimo tra due valori V_{Rdc} e V_{Rds} , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 247 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 122 \text{ kN}$$

dove

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale 2Ø8,

s è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

d è l'altezza utile della sezione di 26 cm,

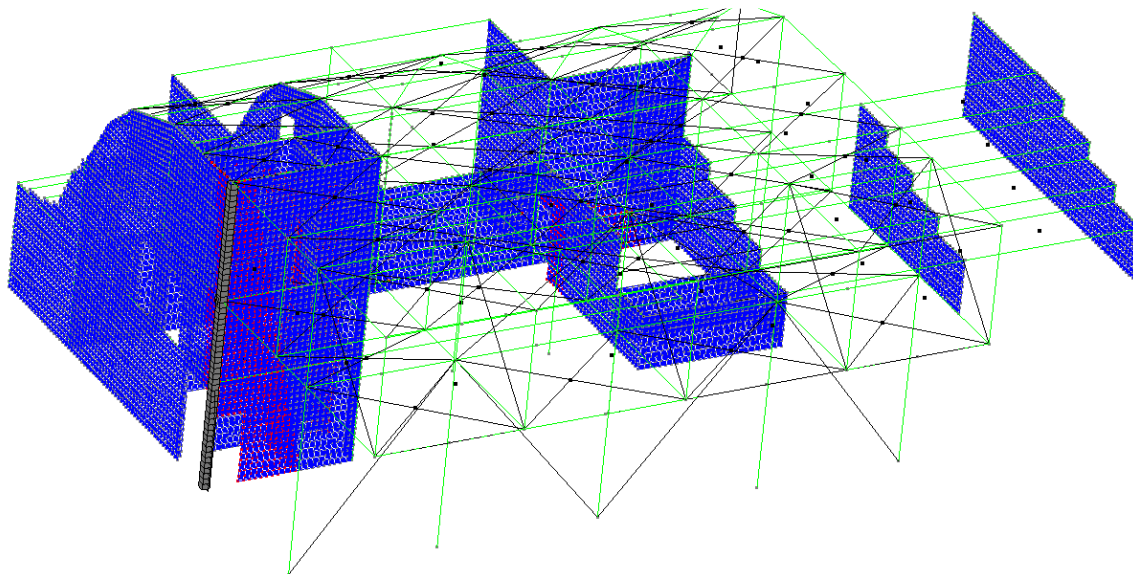
α_c è un coefficiente unitario,

α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

b_w è la larghezza minima della sezione di 30 cm.

Ne deriva $V_{Rd} = 122 \text{ kN} > V_{Ed} = 1,63 \text{ kN}$. La verifica è dunque soddisfatta.

1.6.3 Pilastro P11

Pilastro P11

Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	
N	min	1136	Beam	19.00	-710.82	0.00	0.03	-0.31	0.00	0.05
N	max	251	Beam	0.00	597.44	0.00	0.03	0.30	0.00	0.00
T12	min	9	Beam	0.00	87.98	-26.97	5.57	0.57	4.24	-1.23
T12	max	9	Beam	0.00	-108.60	49.95	-4.21	-0.30	-7.53	0.97
T13	min	546	Beam	0.00	-575.43	-0.19	-25.57	-0.28	0.00	5.11
T13	max	546	Beam	0.00	498.75	0.21	19.94	0.27	-0.01	-3.99
Mt	min	1397	Beam	0.00	3.43	34.27	-4.71	-2.17	-2.57	0.44
Mt	max	1397	Beam	0.00	-22.30	-10.32	3.62	2.21	0.45	-0.23
M12	min	9	Beam	0.00	-108.60	49.95	-4.21	-0.30	-7.53	0.97
M12	max	1397	Beam	19.76	-27.61	-3.84	4.13	1.52	4.81	0.58
M13	min	546	Beam	0.00	498.75	0.21	19.94	0.27	-0.01	-3.99
M13	max	546	Beam	0.00	-575.43	-0.19	-25.57	-0.28	0.00	5.11

Combinazioni allo SLV

Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso e è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 25x30 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 7,53 \text{ KNm}$$

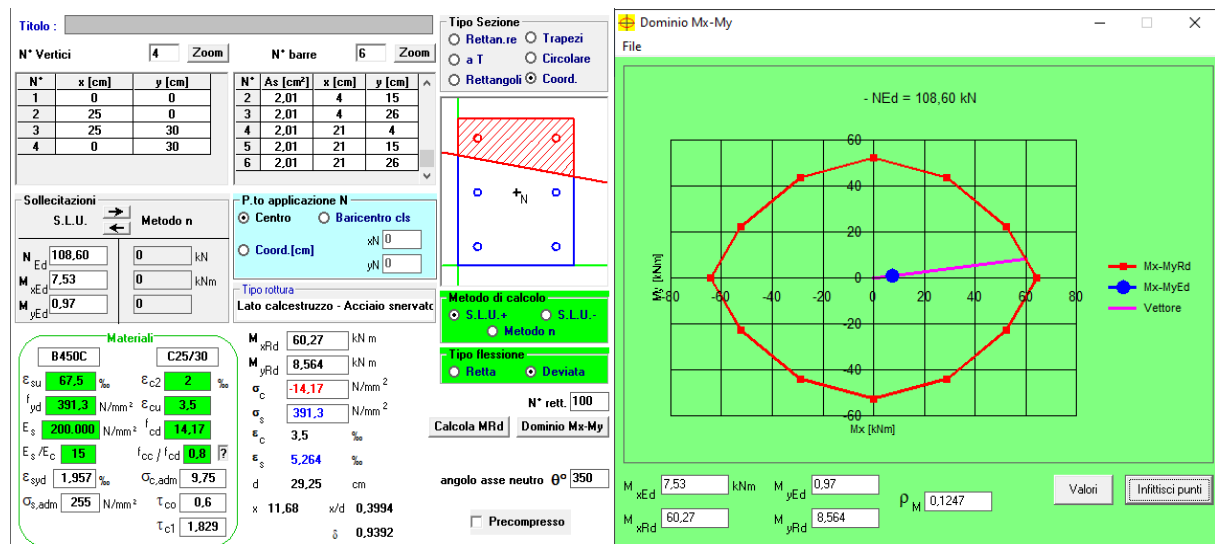
$$M_y = 0,97 \text{ KNm}$$

$$N = 108,60 \text{ KN}$$

$$V = 49,95 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 6Φ16, corrispondenti ad una A_s di 12,06 cm², maggiore del limite imposto dalle norme tecniche, previsto di 0,003 A_c , e nello stesso tempo inferiore a 0,04 A_c . Per quanto riguarda le armature trasversali vanno poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Inoltre il loro diametro non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del

diametro massimo delle barre longitudinali, come riportato nel § 4.1.6.1.2 del D.M. 17-01-2018. Sono state adottate staffe $\Phi 8/15$ cm, opportunamente infittite con passo 7,5 cm in corrispondenza delle zone critiche. Di seguito è riportata la verifica del pilastro allo SLV.



Verifica SLV e Dominio M-N pilastro P11

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 11,68$ cm
- $\varepsilon_s = 5,26\text{‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95\text{‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente M_{rd} relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

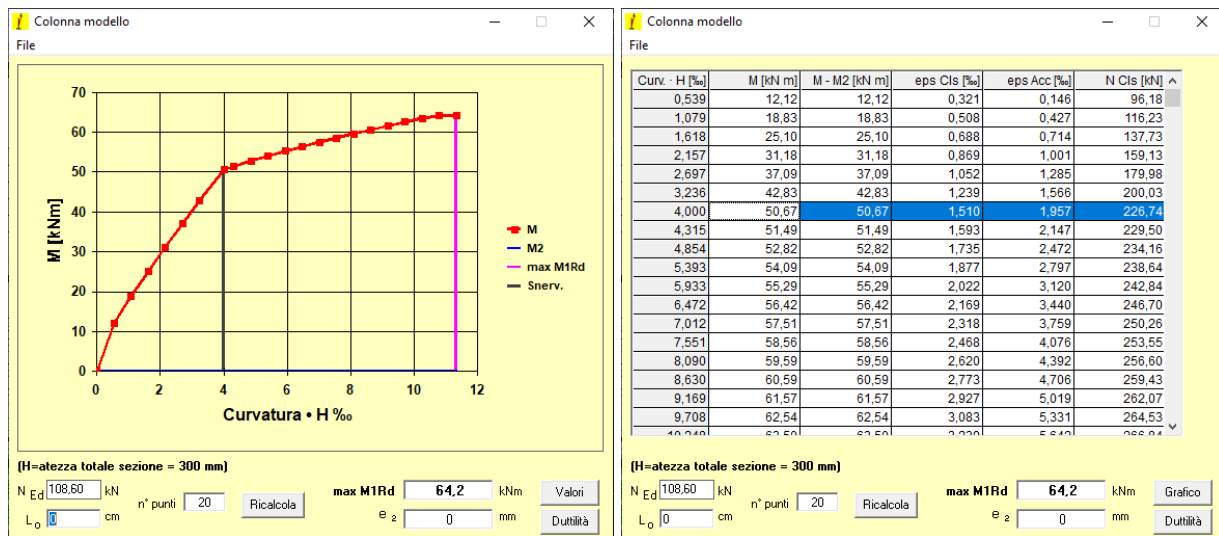
$$M_{rd,x} = 60,27 \text{ KNm} > M_x = 7,53 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 8,56 \text{ KNm} > M_y = 0,97 \text{ KNm}$$

Verificato

Trattandosi di una struttura non dissipativa è stato inoltre verificato che il momento di snervamento fosse inferiore a quello sollecitante, mediante il metodo della Colonna Modello, di seguito riportato.



Colonna Modello

In blu è sottolineata la riga corrispondente al raggiungimento del momento di snervamento. Essendo $M_{snerv} = 50,67 \text{ kN} > M_x = 7,53 \text{ kNm}$, la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 49,95 kN. Essa richiede che venga rispettata la relazione $V_{Rd} > V_{Ed}$. Il taglio resistente è il minimo tra due valori V_{Rdc} e V_{Rds} , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 206 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 122 \text{ kN}$$

dove

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale 2Ø8,

s è l'interasse tra armature trasversali pari a 7,5 cm nella zona critica,

d è l'altezza utile della sezione di 26 cm,

α_c è un coefficiente unitario,

α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,

θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave,

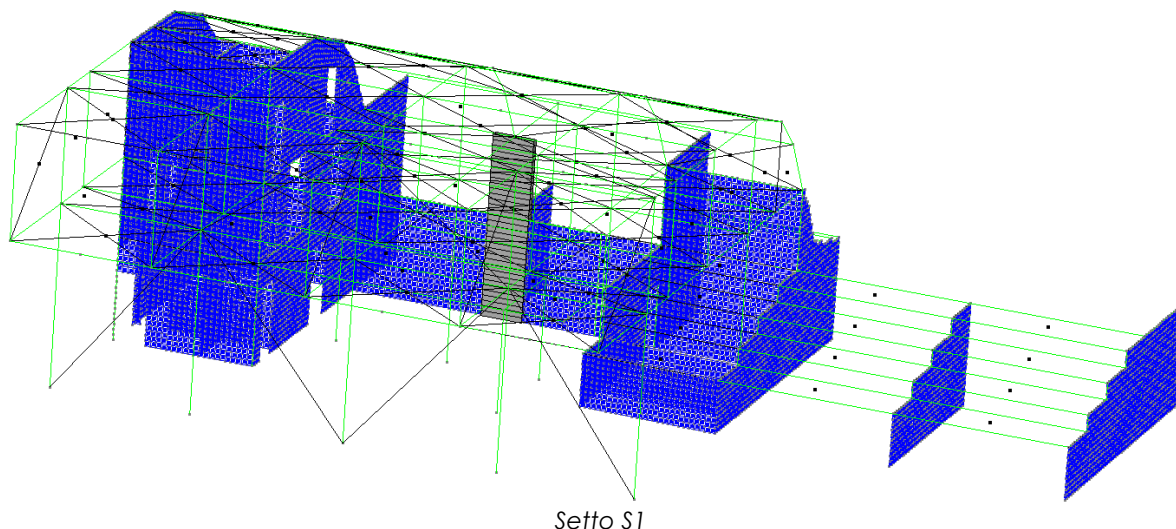
b_w è la larghezza minima della sezione di 25 cm.

Ne deriva $V_{Rd} = 122 \text{ kN} > V_{Ed} = 49,95 \text{ kN}$. La verifica è dunque soddisfatta.

1.7 Verifica Setti di controvento

Per la verifica dei setti alle varie combinazioni di carico, le sollecitazioni sono state ricavate dal modello di calcolo. I dati sono riportati nel fascicolo dei calcoli.

1.7.1 Setto S1



Setto S1

	Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	1818	Beam	19.33	-499.59	-4.77	56.92	0.30	-13.80	63.31
N max	144	Beam	0.00	116.45	31.02	-133.09	-7.28	-43.68	53.34
T12 min	347	Beam	0.00	-67.84	-161.07	-19.94	29.24	159.46	6.35
T12 max	347	Beam	0.00	-159.37	173.36	-6.29	-29.26	-171.54	2.71
T13 min	144	Beam	0.00	63.89	33.68	-148.21	-6.39	-46.35	60.72
T13 max	144	Beam	0.00	-301.22	-23.09	114.94	6.94	32.20	-45.20
Mt min	1816	Beam	0.00	-287.70	69.72	31.91	-35.24	160.52	26.66
Mt max	1816	Beam	0.00	-177.92	-74.84	13.70	35.56	-172.36	0.69
M12 min	1818	Beam	19.33	-252.23	-75.46	22.41	35.50	-217.37	17.56
M12 max	1818	Beam	19.33	-224.26	70.34	23.21	-35.18	202.56	36.24

Sollecitazioni allo SLV

Nella condizione in esame, il setto risulta sollecitato dai seguenti carichi:

$$N_{ed} = 252,23 \text{ KN,}$$

$$M_x = 217,37 \text{ KNm}$$

$$M_y = 17,56 \text{ KNm}$$

$$V_{ed, \max} = 173,36 \text{ KN}$$

Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 150 cm e di larghezza di 25 cm.

All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata l_c pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva l_c pari a 40 cm.

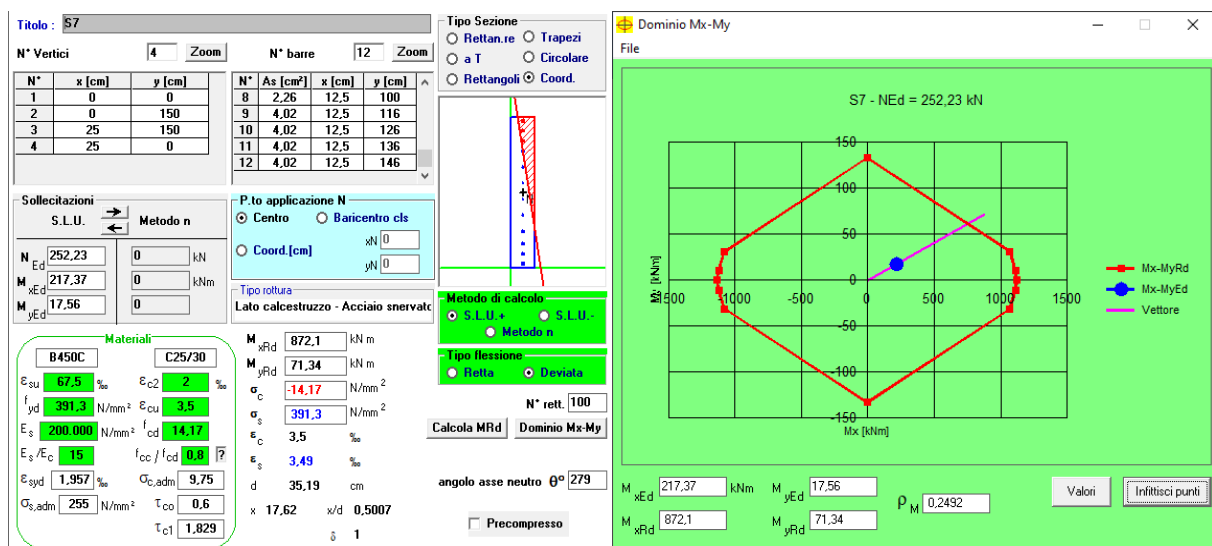
Sono stati inseriti a tal proposito 8Φ16, corrispondenti a 16,08 cm². Risulta così verificato il

rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1% e il 4%.

Questa armatura sarà confinata con staffe $\Phi 8$ con passo di 10 cm in corrispondenza della zona critica, per poi raddoppiarla nelle zone restanti. La zona critica del setto ha una altezza per normativa da considerare come il massimo tra la larghezza del setto ed $1/6$ dell'altezza totale della parete. A favore di sicurezza l'infittimento è stato eseguito per 150 cm.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati $(4+4)\Phi 12$; infine tutto il setto è stato confinato con staffe $\Phi 10/20$ cm. Nella rimanente parte della parete ovvero al di fuori della zona non dissipativa, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche sia in pianta che in altezza, con armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione a taglio.

Si riporta la verifica a pressoflessione del setto.



Verifica pressoflessione deviata setto S1 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 17,62$ cm
- $\epsilon_s = 3,49$ ‰ $> \epsilon_{sy} = 1,95$ ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente M_{rd} relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

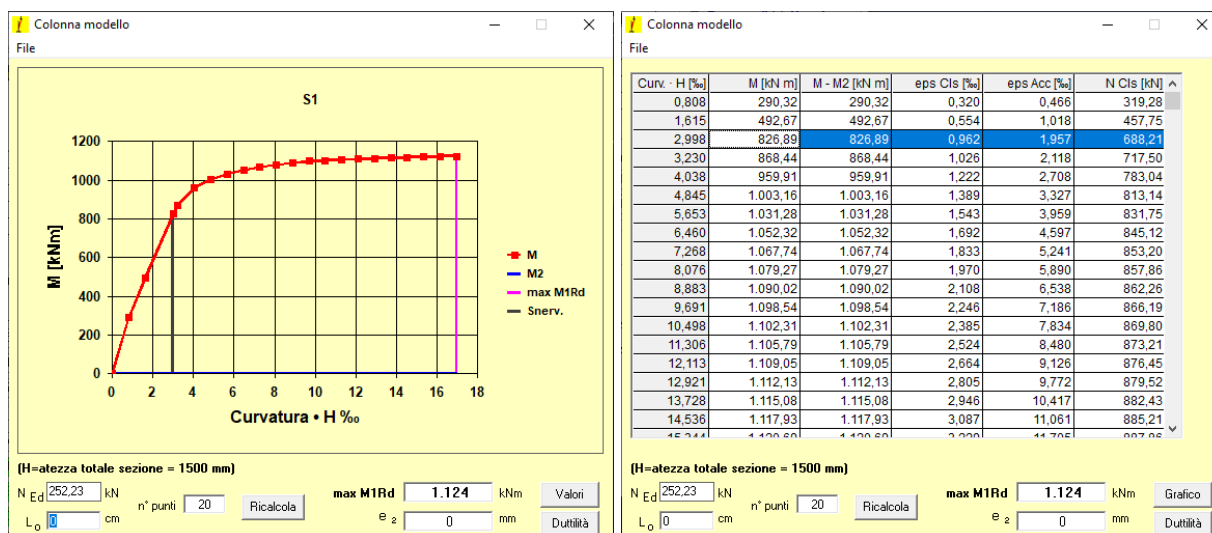
$$M_{rd,x} = 872,1 \text{ KNm} > M_x = 217,37 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 71,34 \text{ KNm} > M_y = 17,56 \text{ KNm}$$

Verificato

Trattandosi di una struttura non dissipativa è stato inoltre verificato che il momento di snervamento fosse inferiore a quello sollecitante, mediante il metodo della Colonna Modello, di seguito riportato.



Colonna Modello

In blu è sottolineata la riga corrispondente al raggiungimento del momento di snervamento. Essendo $M_{snerv} = 826,89 \text{ KN} > M_x = 217,37 \text{ KNm}$, la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 173,36 kN. Per le strutture in CD "B" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete: ciò si ritiene soddisfatto incrementando del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Si giunge così ad un $V_{ed}^* = V_{ed} \cdot \epsilon = 260 \text{ kN}$. Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

Verifica a taglio compressione

La determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°. Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 846,60 \text{ kN} > V_{ed}^* = 260 \text{ kN}$$

dove

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$l_w = 150 \text{ cm}$ è la lunghezza del setto

$b_w = 25 \text{ cm}$ è la larghezza del setto

$0,8 l_w b_w$ è l'area del calcestruzzo non confinato.

Verifica a taglio trazione

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$.

Essendo $\alpha_s < 2$ (0,84) la determinazione della resistenza deve essere condotta nel modo seguente:

$$V_{Ed}^* < V_{Rdc} + 0,75 p_h f_{yd} b_w \alpha_s l_w$$

$$\text{Con } p_h f_{ydh} b_w z < p_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed}$$

dove:

V_{Rdc} è la resistenza a taglio degli elementi non armati

N_{Ed} è la forza assiale di progetto

f_{ydh} e f_{ydv} sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali

p_h e p_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima e l'area della relativa sezione di calcestruzzo

$$\text{Ne deriva } V_{Ed}^* = 260 \text{ kN} < V_{Rdc} = 661 \text{ kN} \quad \underline{\text{Verificato}}$$

Verifica a taglio scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed}^* \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

dove il secondo membro della disequazione non è altro che il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento e V_{dd} , V_{fd} e V_{id} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo della resistenza per attrito e il contributo delle armature inclinate presenti alla base, che nel caso in questione risulta essere nullo.

Si è cominciato a determinare il primo contributo V_{dd} :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd} \} = 398 \text{ kN}$$

dove ΣA_{sj} la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a $41,2 \text{ cm}^2$, f_{cd} è la resistenza di calcolo a

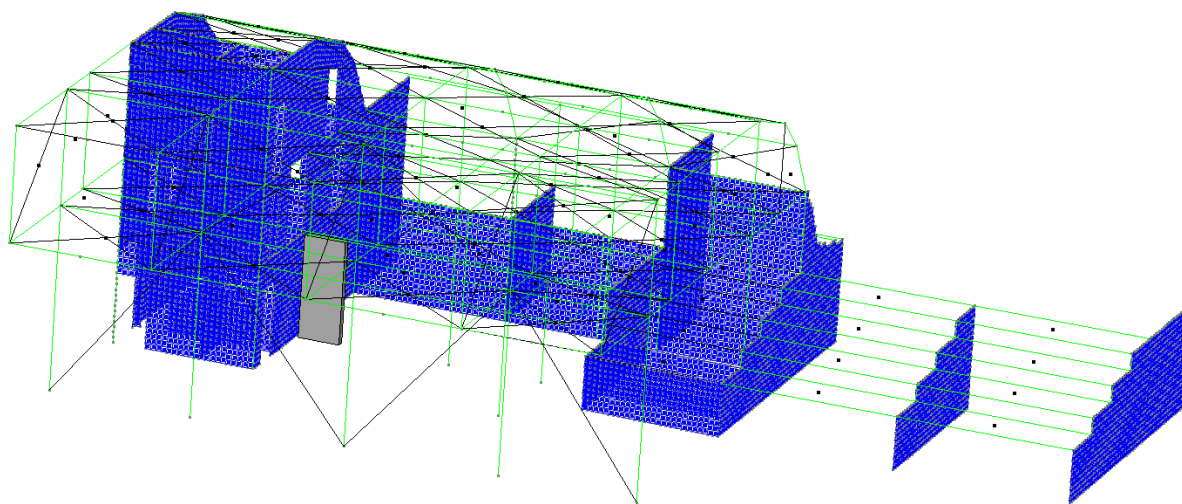
compressione del calcestruzzo di $141,10 \text{ kg/cm}^2$ e f_{yd} è la resistenza di progetto a snervamento di 3913 kg/cm^2 .

Ne deriva $V_{dd} = 398 \text{ kN}$, ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che $V_{Ed}^* = 260 \text{ kN} < V_{dd} = 398 \text{ kN}$

Verificato

1.7.2 Setto S2



Setto S2

Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	1564	Beam	370.00	-243.45	76.46	-1.08	-1.65	73.39	-2.17
N max	1564	Beam	0.00	-10.59	-71.95	-3.16	-13.78	3.60	4.91
T12 min	1564	Beam	0.00	-10.59	-71.95	-3.16	-13.78	3.60	4.91
T12 max	1564	Beam	0.00	-188.15	150.09	2.16	12.82	-216.50	-3.07
T13 min	1564	Beam	0.00	-102.05	13.42	-5.31	-34.01	-104.20	8.15
T13 max	1564	Beam	0.00	-96.69	64.72	4.31	33.05	-108.70	-6.32
Mt min	1564	Beam	0.00	-101.12	12.88	-5.27	-34.07	-102.80	8.08
Mt max	1564	Beam	0.00	-97.62	65.26	4.27	33.11	-110.10	-6.24
M12 min	1564	Beam	370.00	-45.28	-71.95	-3.16	-13.78	-307.94	-7.10
M12 max	1564	Beam	370.00	-222.83	150.09	2.16	12.82	384.16	5.25
M13 min	1564	Beam	370.00	-136.74	13.42	-5.31	-34.01	-71.54	-12.39
M13 max	1564	Beam	370.00	-131.38	64.72	4.31	33.05	147.76	10.54

Sollecitazioni allo SLV

Nella condizione in esame, il setto risulta sollecitato dai seguenti carichi:

$N_{ed} = 222,83 \text{ kN}$,

$M_x = 384,16 \text{ kNm}$

$M_y = 5,25 \text{ kNm}$

$V_{ed} = 150,09 \text{ kN}$

Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 125 cm e di larghezza di 25 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza

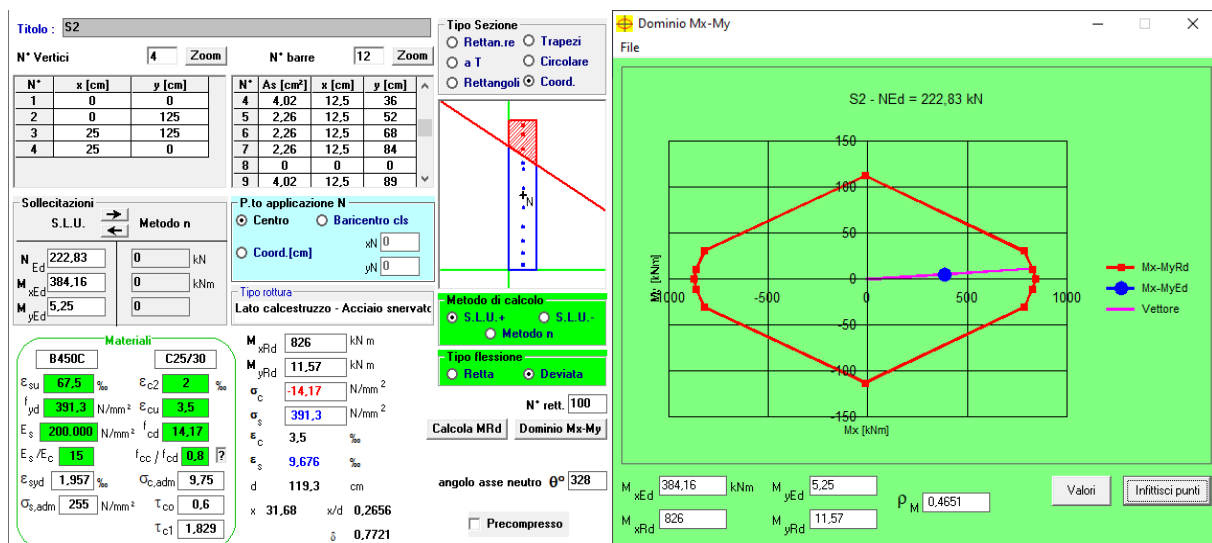
confinata l_c pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva l_c pari a 40 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito $8\Phi 16$, corrispondenti a $16,08 \text{ cm}^2$. Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1% e il 4%.

Questa armatura sarà confinata con staffe $\Phi 8$ con passo di 10 cm in corrispondenza della zona critica, per poi raddoppiarla nelle zone restanti. La zona critica del setto ha una altezza per normativa da considerare come il massimo tra la larghezza del setto ed $1/6$ dell'altezza totale della parete. A favore di sicurezza l'infittimento è stato eseguito per 125 cm.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati $(3+3)\Phi 12$; infine tutto il setto è stato confinato con staffe $\Phi 10/20 \text{ cm}$. Nella rimanente parte della parete ovvero al di fuori della zona non dissipativa, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche sia in pianta che in altezza, con armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione a taglio.

Si riporta la verifica a pressoflessione del setto.



Verifica pressoflessione deviata setto S2 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 31,68 \text{ cm}$
- $\epsilon_s = 9,67 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il

momento resistente M_{rd} relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

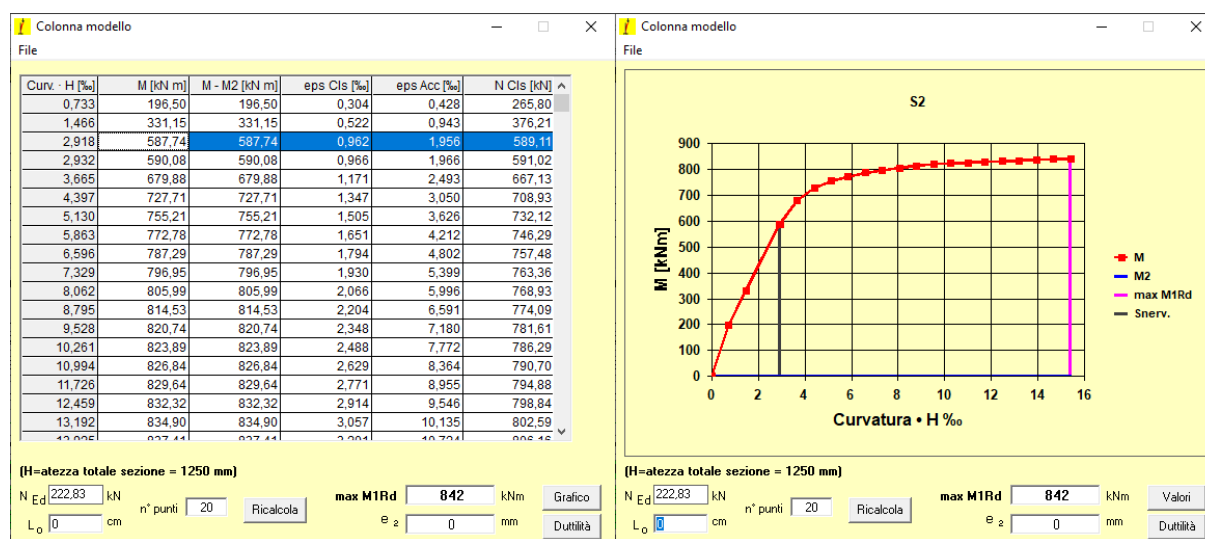
$$M_{rd,x} = 826 \text{ KNm} > M_x = 384,16 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 11,57 \text{ KNm} > M_y = 5,25 \text{ KNm}$$

Verificato

Trattandosi di una struttura non dissipativa è stato inoltre verificato che il momento di snervamento fosse inferiore a quello sollecitante, mediante il metodo della Colonna Modello, di seguito riportato.



Colonna Modello

In blu è sottolineata la riga corrispondente al raggiungimento del momento di snervamento. Essendo $M_{snerv} = 587,74 \text{ KN} > M_x = 384,16 \text{ KNm}$, la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 150,09 KN. Per le strutture in CD "B" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete: ciò si ritiene soddisfatto incrementando del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Si giunge così ad un $V_{ed}^* = V_{ed} \epsilon = 225,13 \text{ KN}$. Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

Verifica a taglio compressione

La determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore

riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 705,50 \text{ KN} > V_{ed}^* = 225,13 \text{ KN}$$

dove

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$l_w = 125 \text{ cm}$ è la lunghezza del setto

$b_w = 25 \text{ cm}$ è la larghezza del setto

$0,8 l_w b_w$ è l'area del calcestruzzo non confinato.

Verifica a taglio trazione

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $a_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$.

Essendo $a_s > 2$ (2,05) la determinazione della resistenza deve essere condotta in accordo al § 4.1.2.1.3 del DM 17-01-2018, assumendo come braccio delle forze interne l'80% dell'altezza della sezione ed una inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°.

Si ha: $V_{Rd} = \min(V_{Rds}, V_{Rdc})$, dove:

$$V_{Rdc} = 0,8 l_w b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 892,90 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,8 l_w A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha = 312,99 \text{ KN}$$

dove:

l_w è l'altezza della sezione pari a 125 cm,

b_w è la larghezza minima della sezione pari a 25 cm,

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo C25/30

α_c è un coefficiente unitario,

s rappresenta l'interasse tra due armature trasversali consecutive pari a 20 cm,

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale (2 ϕ 10)

f_{yd} è la resistenza di progetto a snervamento dell'acciaio, pari a 3913 kg/cm².

Ne deriva $V_{Rd} = 312,99 \text{ KN} > V_{ed}^* = 225,13 \text{ KN}$

Verificato

Verifica a taglio scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed}^* \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

dove il secondo membro della disequazione non è altro che il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento e V_{dd} , V_{fd} e V_{id} rappresentano,

rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo della resistenza per attrito e il contributo delle armature inclinate presenti alla base, che nel caso in questione risulta essere nullo.

Si è cominciato a determinare il primo contributo V_{dd} :

$$V_{dd} = \min \{1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd}\} = 376,15 \text{ kN}$$

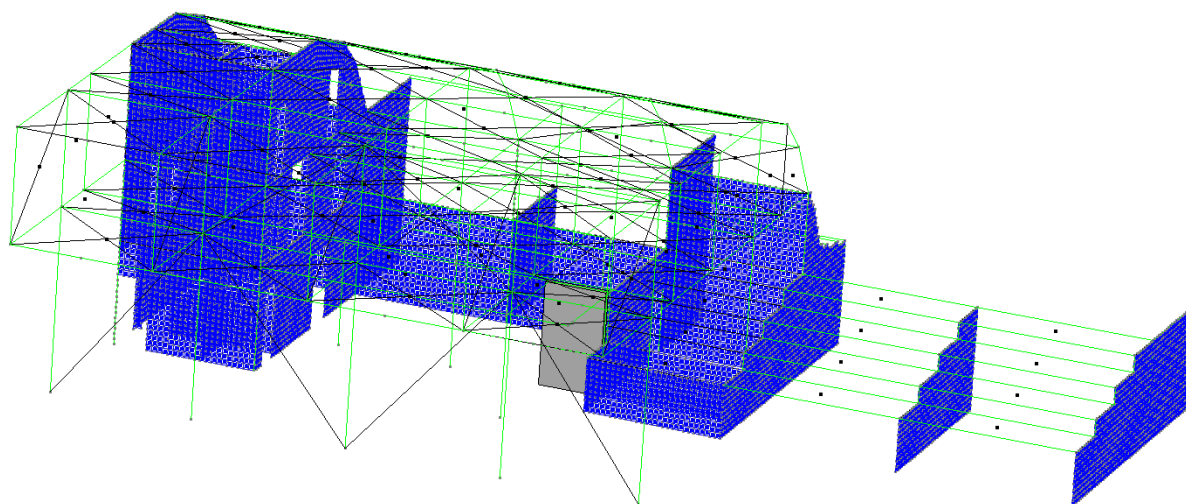
dove ΣA_{sj} la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 38,94 cm², f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo di 141,10 kg/cm² e f_{yd} è la resistenza di progetto a snervamento di 3913 kg/cm².

Ne deriva $V_{dd} = 376,15 \text{ kN}$, ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che $V_{Ed}^* = 225,13 \text{ kN} < V_{dd} = 376,15 \text{ kN}$

Verificato

1.7.3 Setto S3



Setto S3

Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	1572	Beam	370.00	-249.27	-66.14	-2.28	2.63	-47.50	-6.87
N max	1572	Beam	0.00	-41.85	-265.64	4.50	-12.44	90.50	-6.10
T12 min	1572	Beam	0.00	-100.00	-289.99	-2.90	20.54	151.93	2.47
T12 max	1572	Beam	0.00	-86.48	223.53	0.72	-18.35	48.26	-0.72
T13 min	1572	Beam	0.00	-140.97	20.56	-12.96	53.68	135.32	15.64
T13 max	1572	Beam	0.00	-45.52	-87.02	10.79	-51.49	64.87	-13.90
Mt min	1572	Beam	0.00	-58.91	59.73	9.65	-53.26	52.20	-12.28
Mt max	1572	Beam	0.00	-127.58	-126.19	-11.83	55.45	148.00	14.03
M12 min	1572	Beam	370.00	-148.96	-289.46	-2.91	20.76	-937.49	-8.38
M12 max	1572	Beam	370.00	-139.27	223.01	0.74	-18.56	891.79	2.09
M13 min	1572	Beam	370.00	-193.76	20.03	-12.95	53.47	189.41	-33.86
M13 max	1572	Beam	370.00	-94.47	-86.49	10.77	-51.27	-235.11	27.56

Sollecitazioni allo SLV

Nella condizione in esame, il setto risulta sollecitato dai seguenti carichi:

$$N_{ed} = 148,96 \text{ KN},$$

$$M_x = 937,49 \text{ KNm}$$

$$M_y = 8,38 \text{ KNm}$$

$$V_{ed} = 289,46 \text{ KN}$$

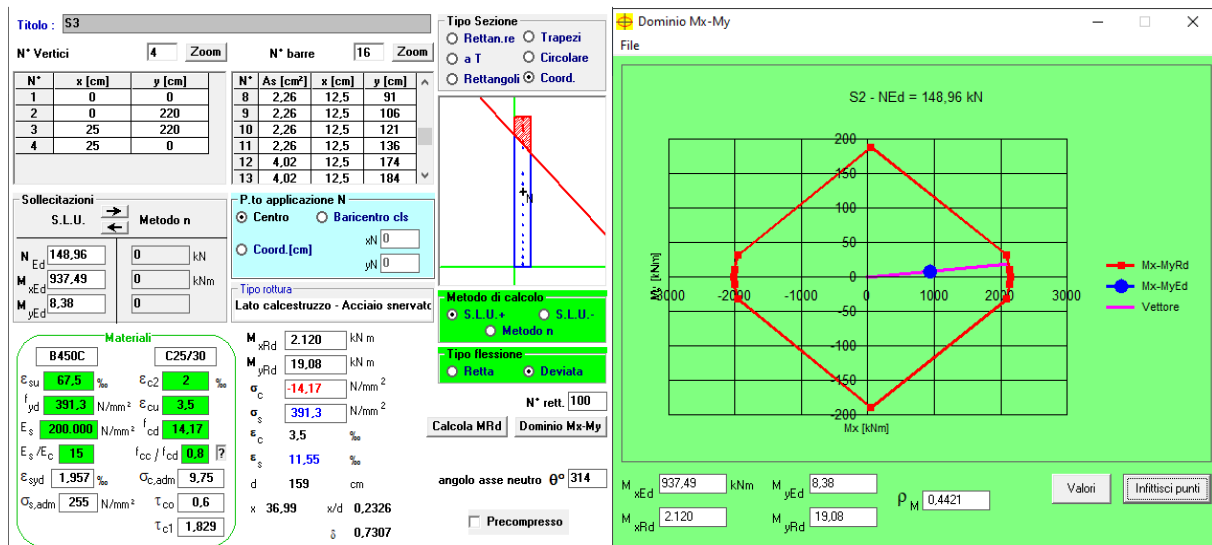
Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 220 cm e di larghezza di 25 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata l_c pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva l_c pari a 50 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito $10\Phi 16$, corrispondenti a $20,1 \text{ cm}^2$. Risulta così verificato il rapporto geometrico di armatura totale verticale nell'area confinata, compreso tra l'1% e il 4%.

Questa armatura sarà confinata con staffe $\Phi 8$ con passo di 10 cm in corrispondenza della zona critica, per poi raddoppiarla nelle zone restanti. La zona critica del setto ha una altezza per normativa da considerare come il massimo tra la larghezza del setto ed $1/6$ dell'altezza totale della parete. A favore di sicurezza l'infittimento è stato eseguito per 220 cm.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati $(6+6)\Phi 12$; infine tutto il setto è stato confinato con staffe $\Phi 10/20 \text{ cm}$. Nella rimanente parte della parete ovvero al di fuori della zona non dissipativa, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche sia in pianta che in altezza, con armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione a taglio.

Si riporta la verifica a pressoflessione del setto.



Verifica pressoflessione deviata setto S3 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 36,99$ cm
- $\varepsilon_s = 11,55$ ‰ $> \varepsilon_{sy} = 1,95$ ‰

Ne consegue che l'acciaio è sicuramente snervato; è stato quindi calcolato il momento resistente M_{rd} relativo all'armatura longitudinale prevista.

Deriva:

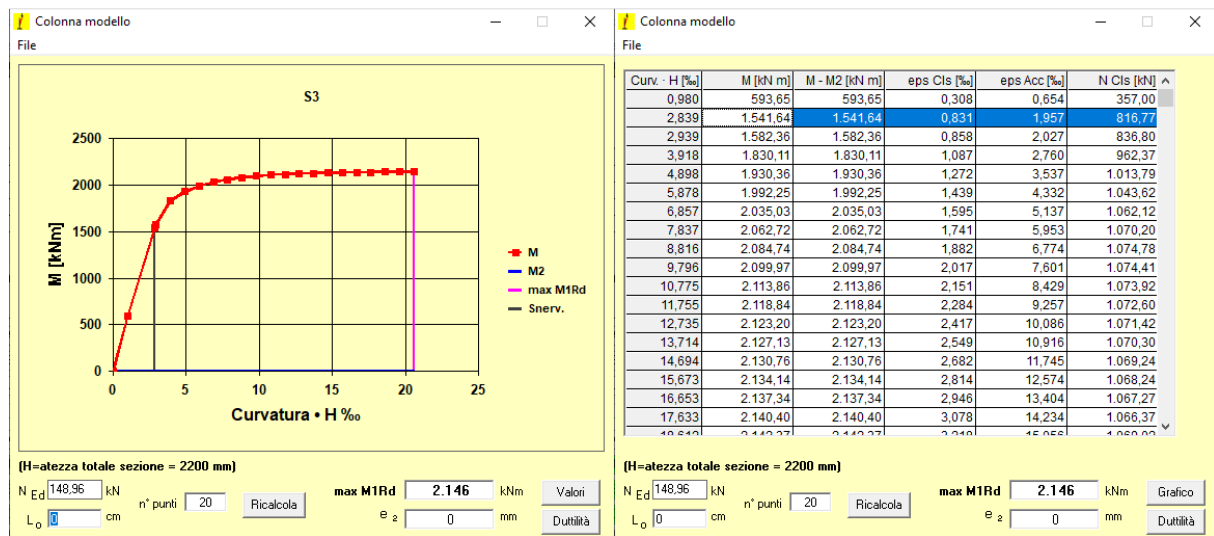
$$M_{rd,x} = 2.120 \text{ KNm} > M_x = 937,49 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 19,08 \text{ KNm} > M_y = 8,38 \text{ KNm}$$

Verificato

Trattandosi di una struttura non dissipativa è stato inoltre verificato che il momento di snervamento fosse inferiore a quello sollecitante, mediante il metodo della Colonna Modello, di seguito riportato.



Colonna Modello

In blu è sottolineata la riga corrispondente al raggiungimento del momento di snervamento. Essendo $M_{snerv} = 1.541,64 \text{ kN} > M_x = 937,49 \text{ kNm}$, la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 289,46 kN. Per le strutture in CD "B" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete: ciò si ritiene soddisfatto incrementando del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Si giunge così ad un $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 434,19 \text{ kN}$. Con questo valore sono state condotte le seguenti verifiche.

Verifica a taglio compressione

La determinazione della resistenza è condotta assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45° . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.241,68 \text{ kN} > V_{ed}^* = 434,19 \text{ kN}$$

dove

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$l_w = 220 \text{ cm}$ è la lunghezza del setto

$b_w = 25 \text{ cm}$ è la larghezza del setto

$0,8 l_w b_w$ è l'area del calcestruzzo non confinato.

Verifica a taglio trazione

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed} l_w$.

Essendo $\alpha_s < 2$ (1,47) la determinazione della resistenza deve essere condotta nel modo seguente:

$$V_{Ed}^* < V_{Rdc} + 0,75 \rho_h f_{yd} b_w \alpha_s l_w$$

$$\text{Con } \rho_h f_{ydh} b_w z < \rho_v f_{ydv} b_w z + \min N_{Ed}$$

dove:

V_{Rdc} è la resistenza a taglio degli elementi non armati

N_{Ed} è la forza assiale di progetto

f_{ydh} e f_{ydv} sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali

ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima e l'area della relativa sezione di calcestruzzo

$$\text{Ne deriva } V_{Ed}^* = 434,19 \text{ kN} < V_{Rdc} = 999 \text{ kN} \quad \underline{\text{Verificato}}$$

Verifica a taglio scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare:

$$V_{Ed}^* \leq V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

dove il secondo membro della disequazione non è altro che il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento e V_{dd} , V_{fd} e V_{id} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo della resistenza per attrito e il contributo delle armature inclinate presenti alla base, che nel caso in questione risulta essere nullo.

Si è cominciato a determinare il primo contributo V_{dd} :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd} \} = 519,3 \text{ kN}$$

dove ΣA_{sj} la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 53,76 cm², f_{cd} è la resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo di 141,10 kg/cm² e f_{yd} è la resistenza di progetto a snervamento di 3913 kg/cm².

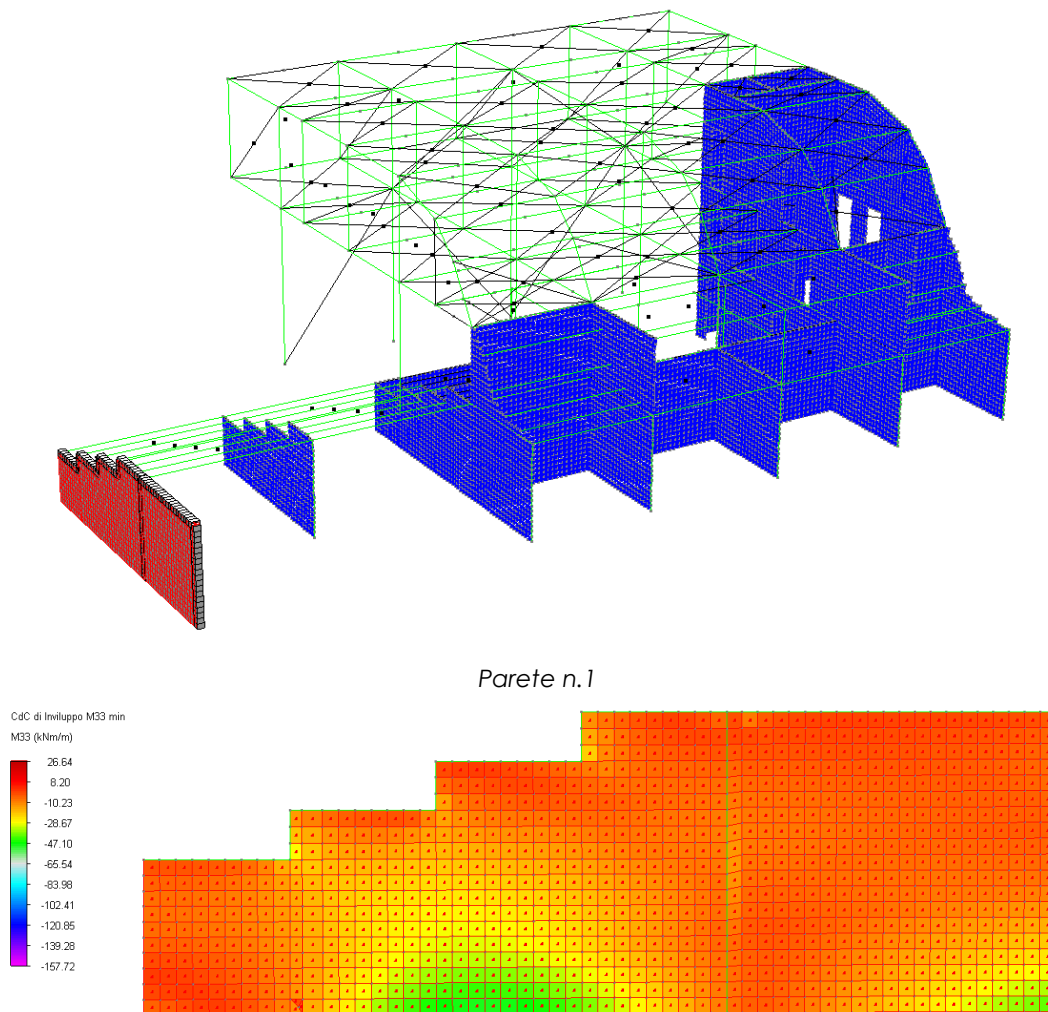
Ne deriva $V_{dd} = 519,3 \text{ kN}$, ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

$$\text{Ne deriva che } V_{Ed}^* = 434,19 \text{ kN} < V_{dd} = 519,3 \text{ kN} \quad \underline{\text{Verificato}}$$

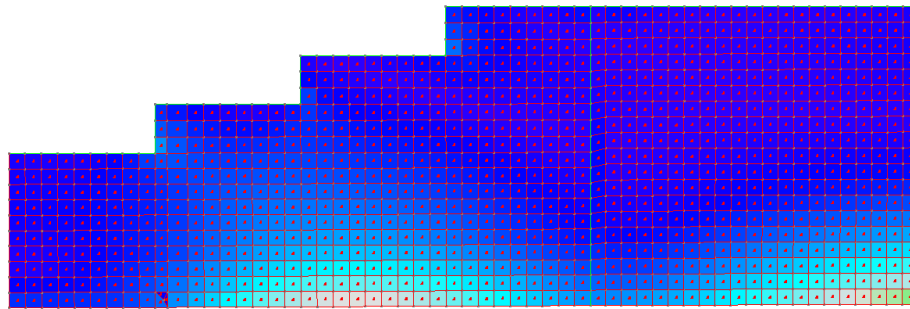
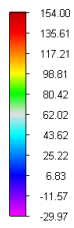
1.8 Verifica muri in C.A.

Segue la verifica dei muri in C.A. che costituiscono la struttura. Tale verifica è stata condotta utilizzando direttamente il programma di calcolo. Per tutte le pareti in C.A. verificate se ne riporta la visualizzazione in pianta, i momenti sollecitanti minimi e massimi, le tensioni sul calcestruzzo agli SLE nella condizione rara, le tensioni sull'acciaio agli SLE nella condizione rara ed i coefficienti di sfruttamento agli SLU, a seguito dell'inserimento dell'armatura.

1.8.1 Parete n.1



CdC di Involuppo M33 max
M33 (kNm/m)

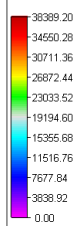


Sollecitazioni M33 min e max

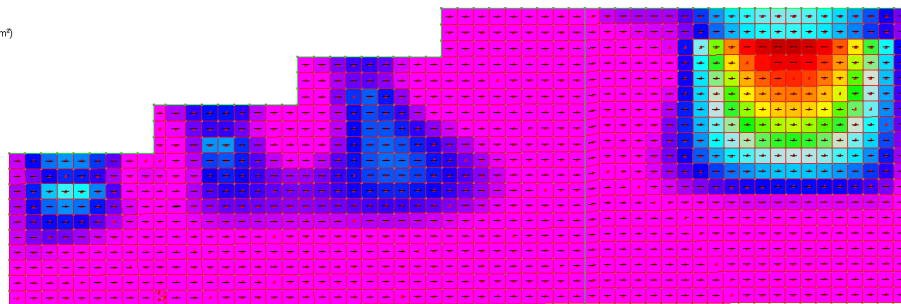
Verifica di resistenza

Materiale: B450C

Sigma 2 Estrad. Traz. (kN/m²)



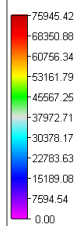
⚠ Non Verificato
✖ Verifica Impossibile



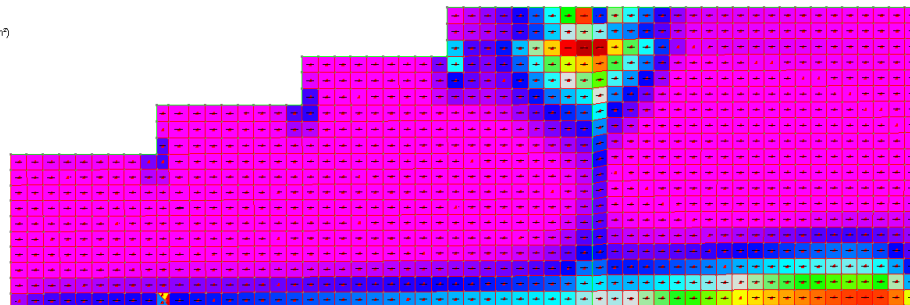
Verifica di resistenza

Materiale: B450C

Sigma 2 Intrad. Traz. (kN/m²)



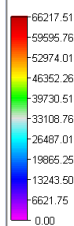
⚠ Non Verificato
✖ Verifica Impossibile



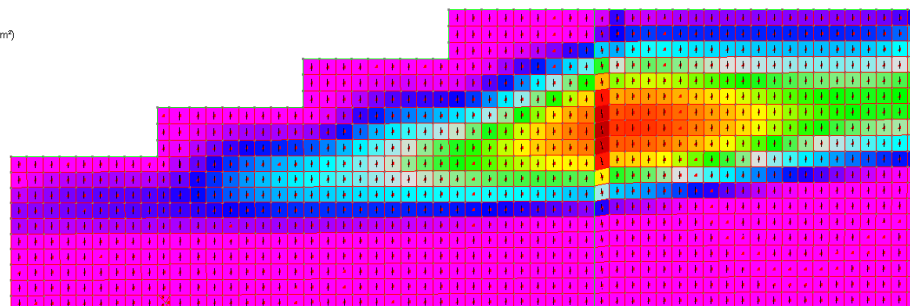
Verifica di resistenza

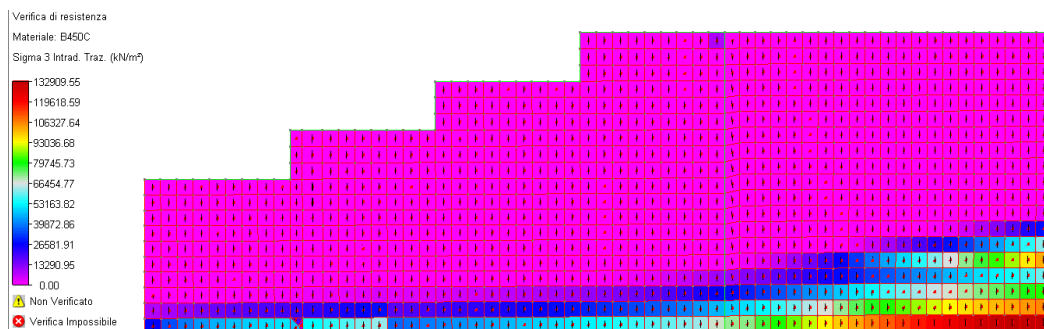
Materiale: B450C

Sigma 3 Estrad. Traz. (kN/m²)

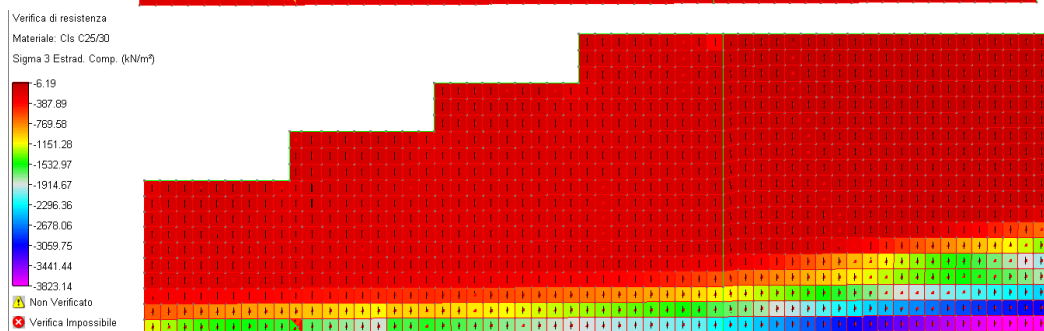
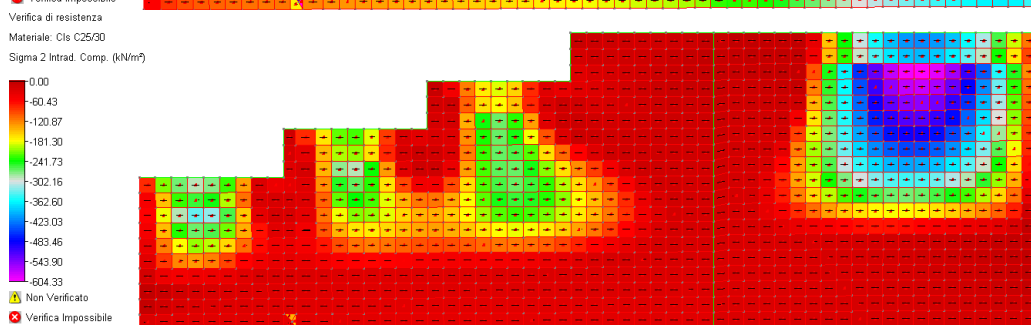
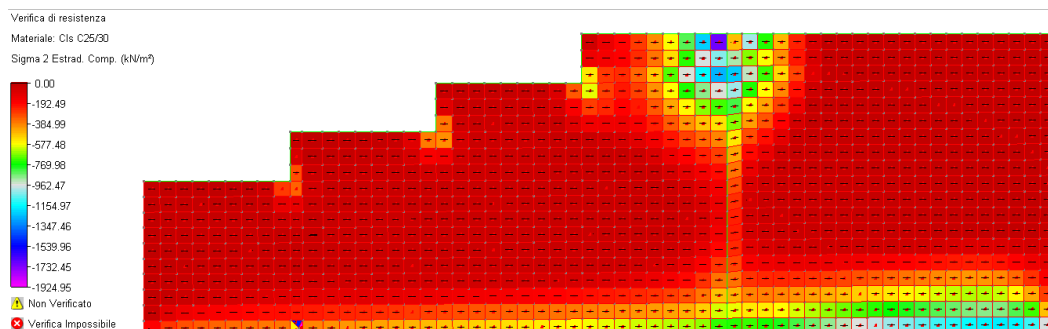


⚠ Non Verificato
✖ Verifica Impossibile

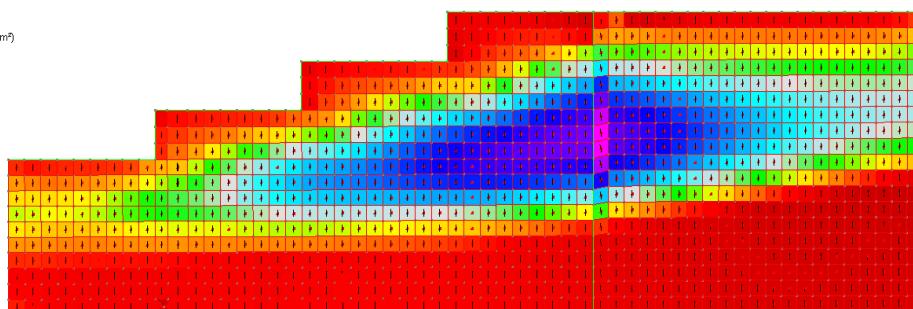
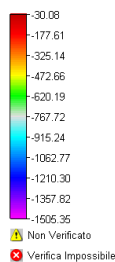




Tensioni acciaio in condizione SLE caratteristica

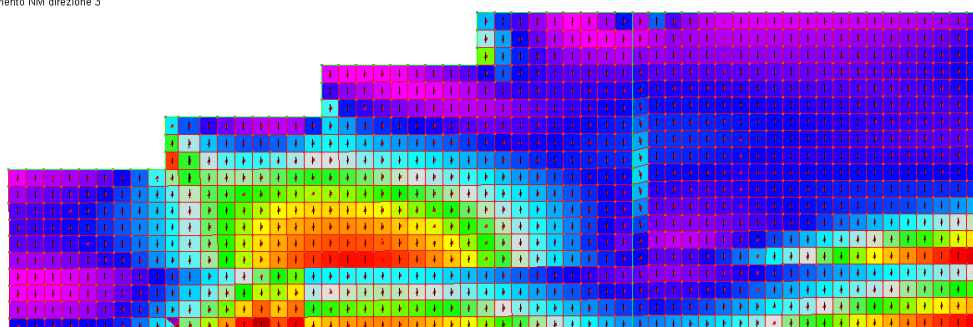
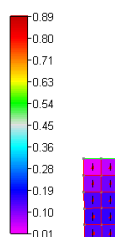


Verifica di resistenza
Materiale: Cls C25/30
Sigma 3 Intrad. Comp. (kN/m²)

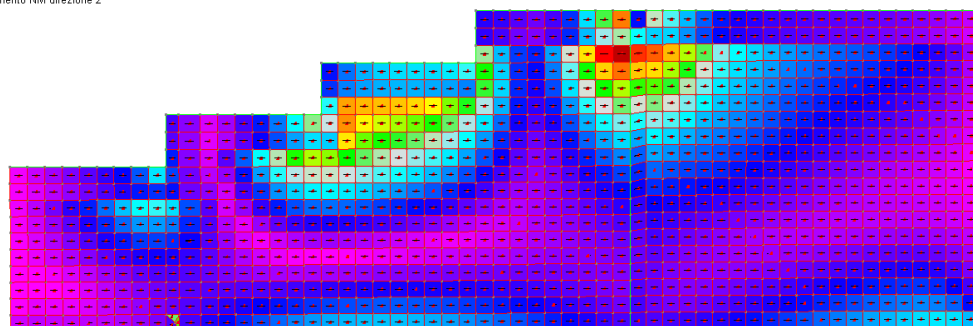
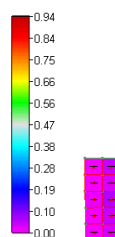


Tensioni calcestruzzo in condizione SLE caratteristica

Verifica SLU
Coeff. Sfruttamento NM direzione 3



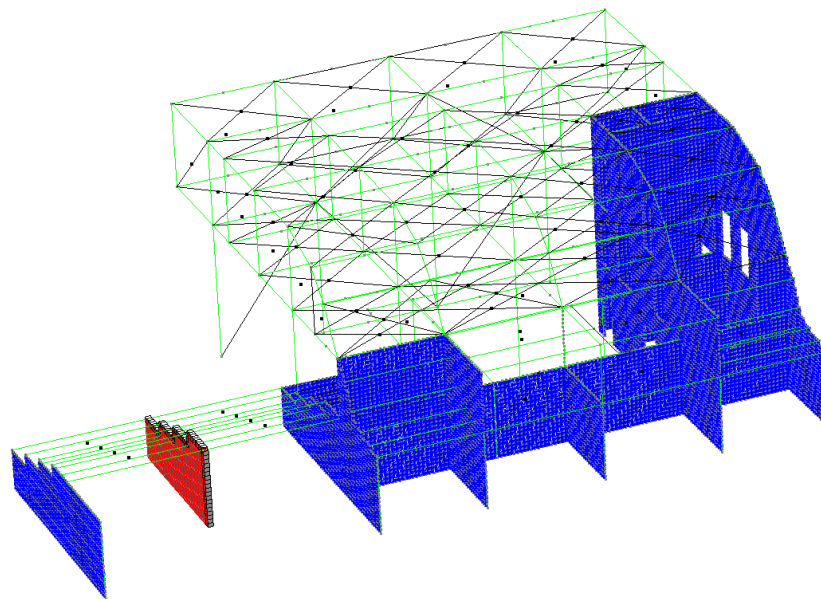
Verifica SLU
Coeff. Sfruttamento NM direzione 2



Coefficienti di sfruttamento SLU

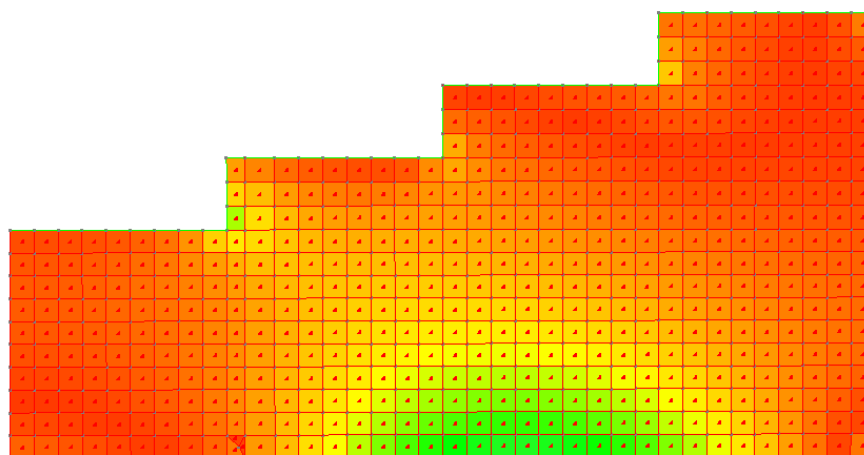
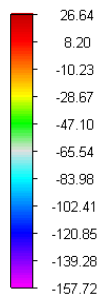
Essendo tutti i coefficienti di sfruttamento inferiori all'unità la verifica è soddisfatta.

1.8.2 Parete n.2

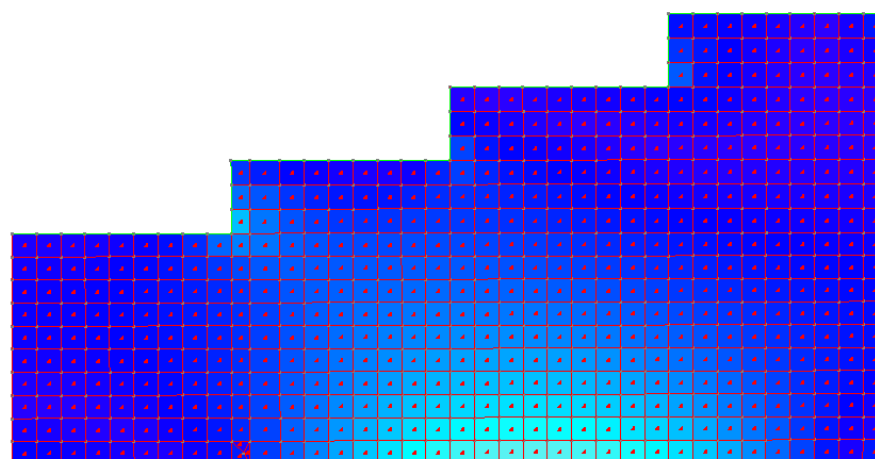
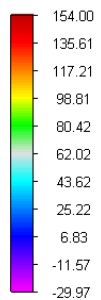


Parete n.2

CdC di Involuppo M33 min
M33 (kNm/m)



CdC di Involuppo M33 max
M33 (kNm/m)

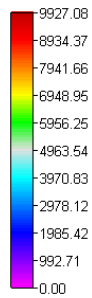


Sollecitazioni M33 min e max

Verifica di resistenza

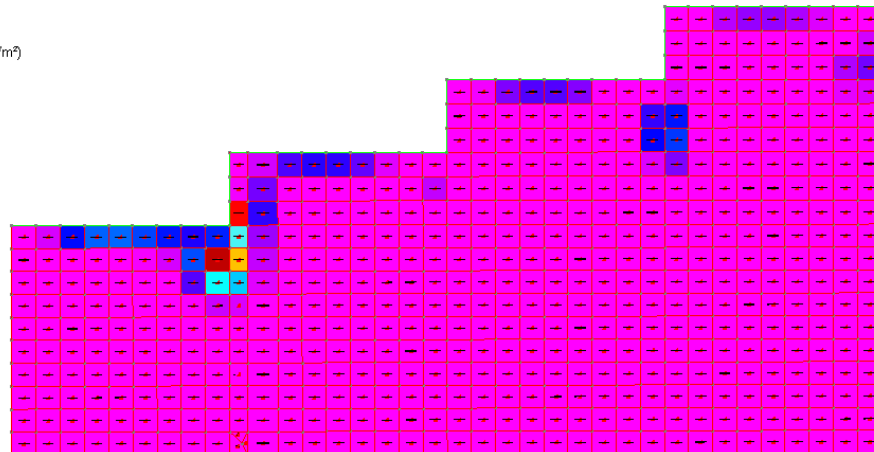
Materiale: B450C

Sigma 2 Estrad. Traz. (kN/m²)



⚠ Non Verificato

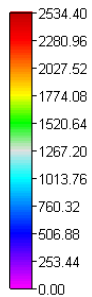
✗ Verifica Impossibile



Verifica di resistenza

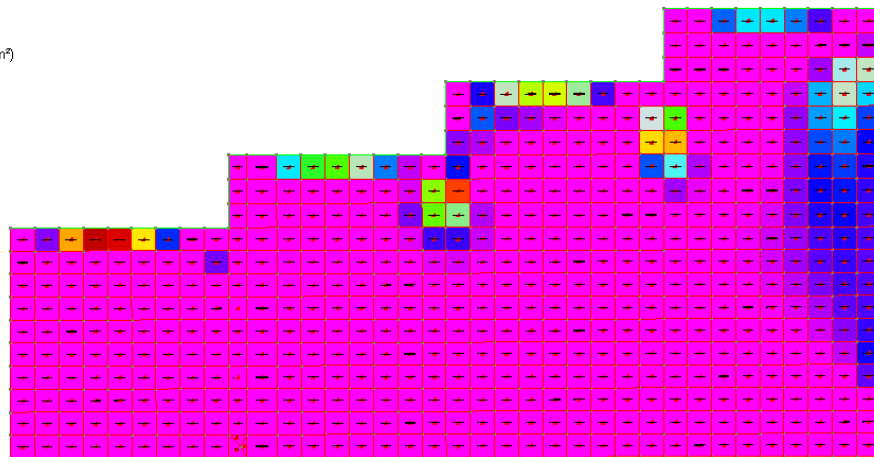
Materiale: B450C

Sigma 2 Intrad. Traz. (kN/m²)



⚠ Non Verificato

✗ Verifica Impossibile



Verifica di resistenza

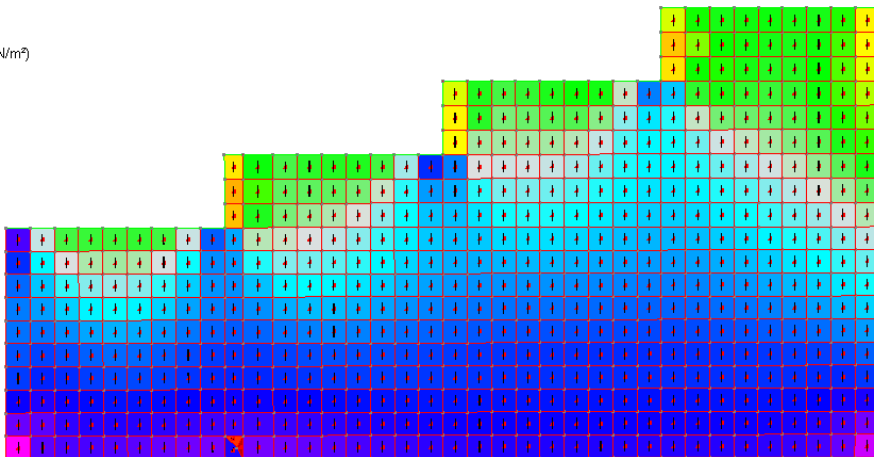
Materiale: B450C

Sigma 3 Estrad. Comp. (kN/m²)



⚠ Non Verificato

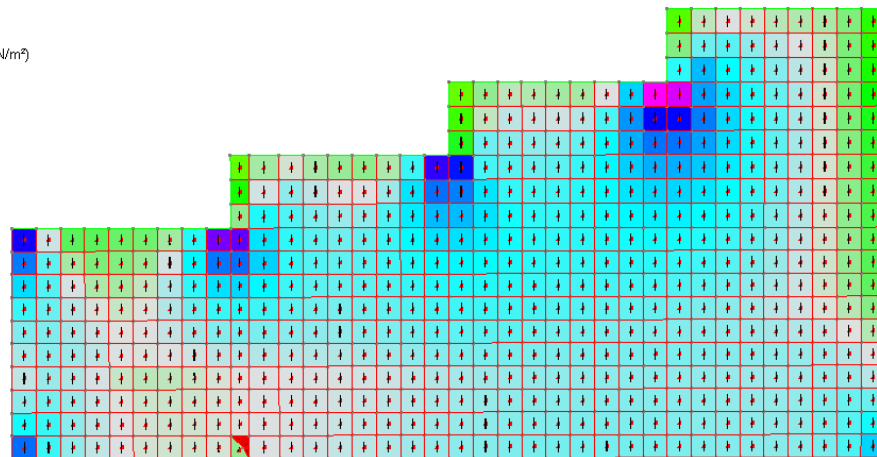
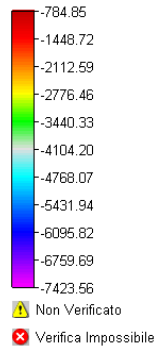
✗ Verifica Impossibile



Verifica di resistenza

Materiale: B450C

Sigma 3 Intrad. Comp. (kN/m²)

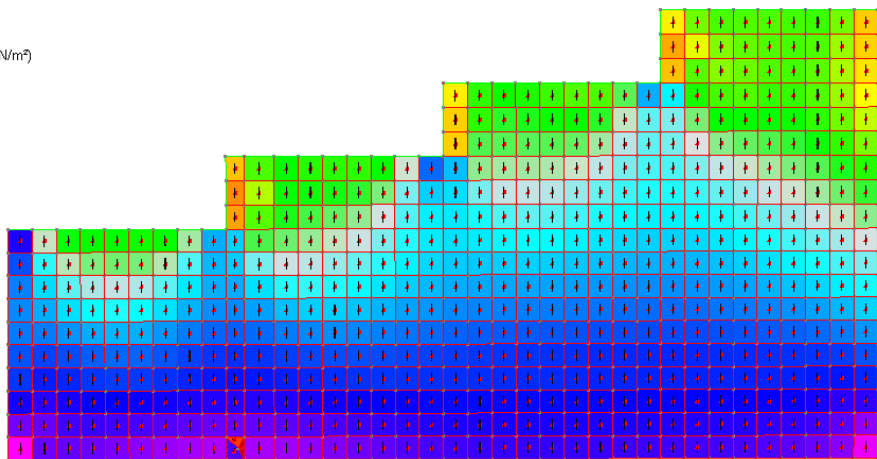
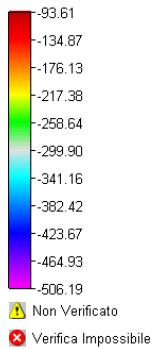


Tensioni acciaio in condizione SLE caratteristica

Verifica di resistenza

Materiale: C15 C25/30

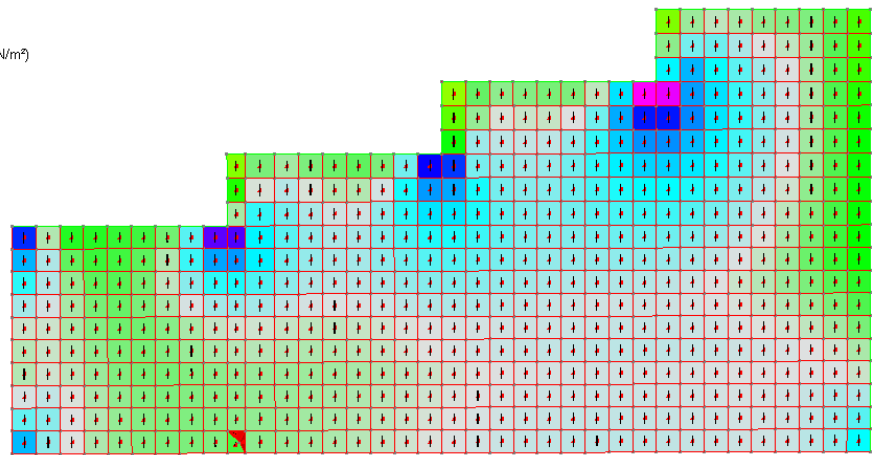
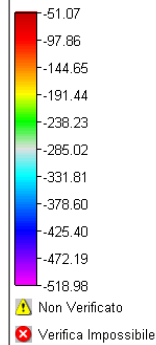
Sigma 3 Estrad. Comp. (kN/m²)



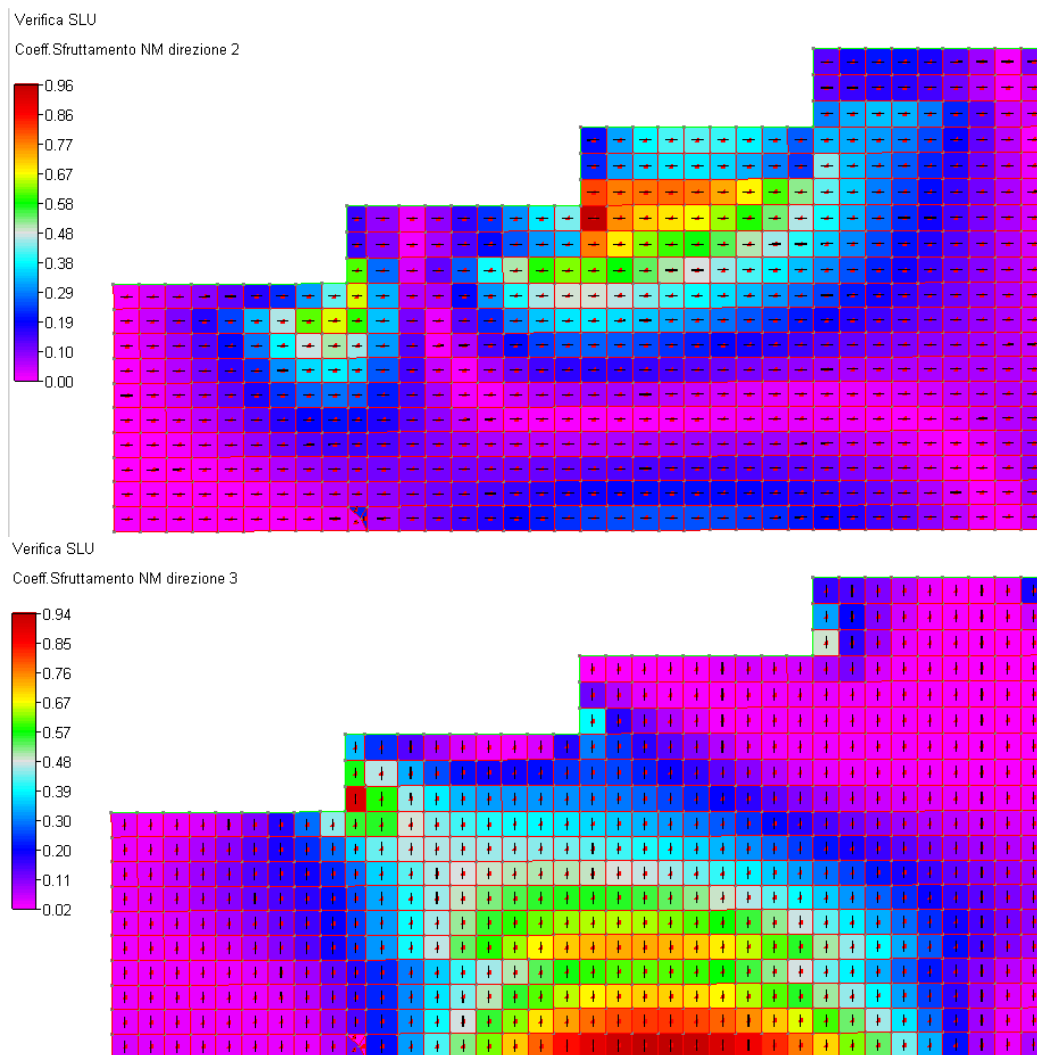
Verifica di resistenza

Materiale: C15 C25/30

Sigma 3 Intrad. Comp. (kN/m²)



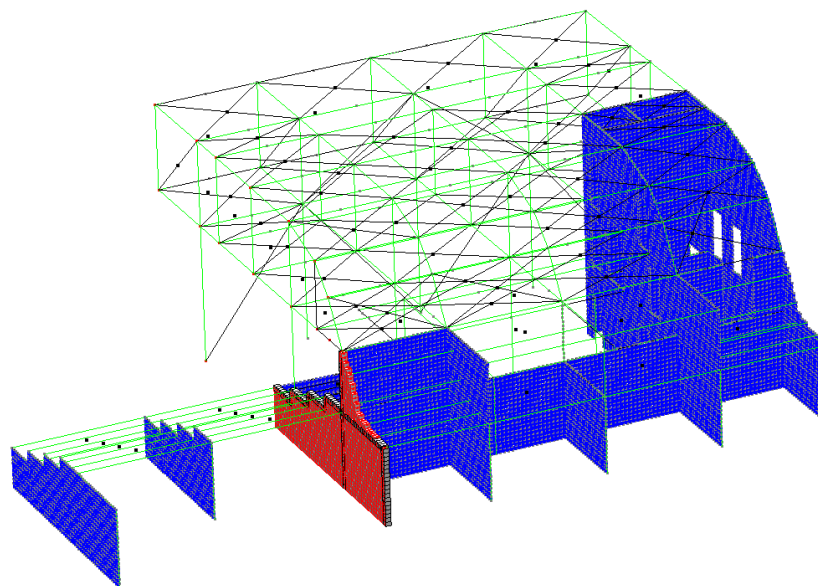
Tensioni calcestruzzo in condizione SLE caratteristica



Coefficienti di sfruttamento SLU

Essendo tutti i coefficienti di sfruttamento inferiori all'unità la verifica è soddisfatta.

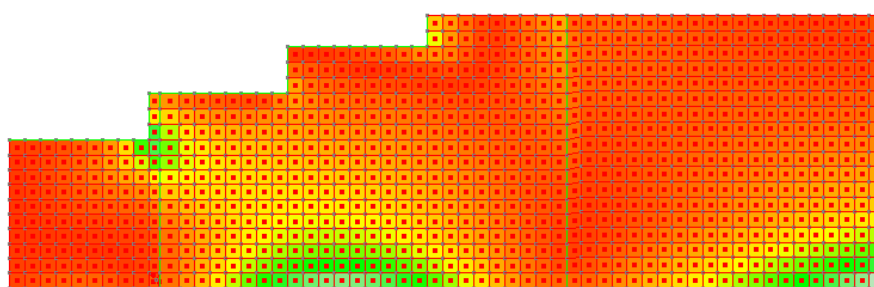
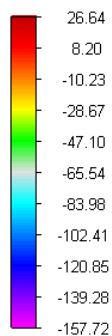
1.8.3 Parete n.3



Parete n.3

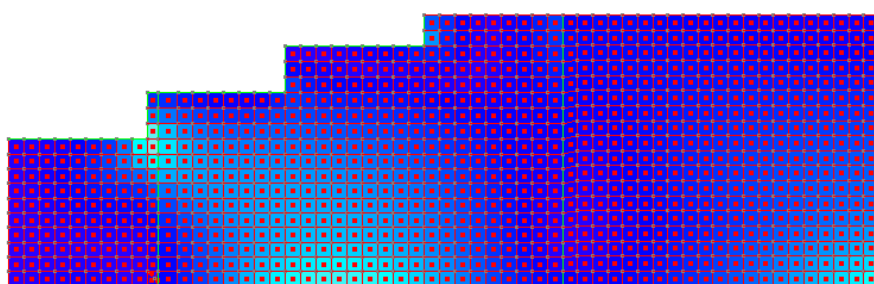
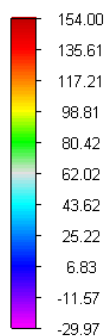
CdC di Involuppo M33 min

M33 (kNm/m)



CdC di Involuppo M33 max

M33 (kNm/m)

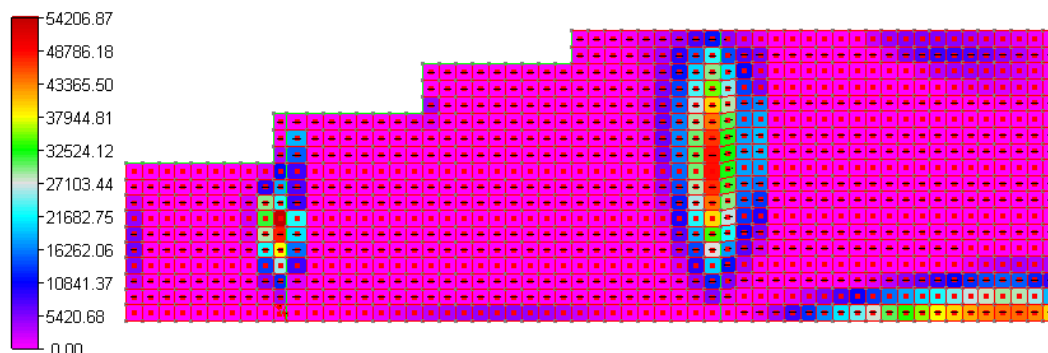


Sollecitazioni M33 min e max

Verifica di resistenza

Materiale: B450C

Sigma 2 Estrad. Traz. (kN/m²)



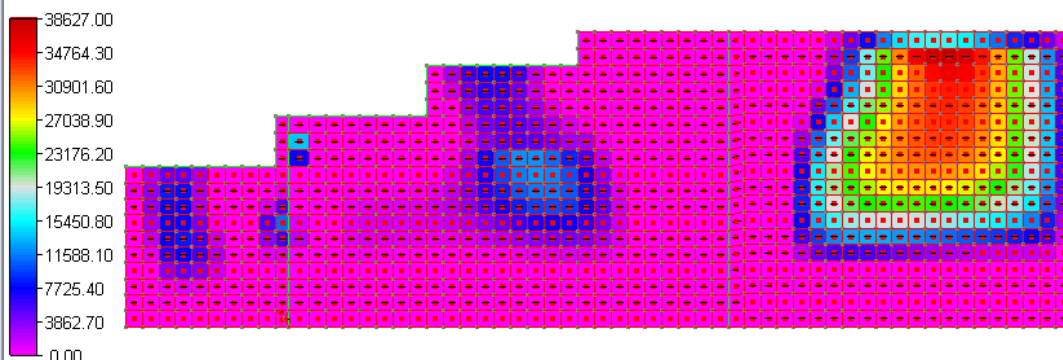
⚠ Non Verificato

✗ Verifica Impossibile

Verifica di resistenza

Materiale: B450C

Sigma 2 Intrad. Traz. (kN/m²)



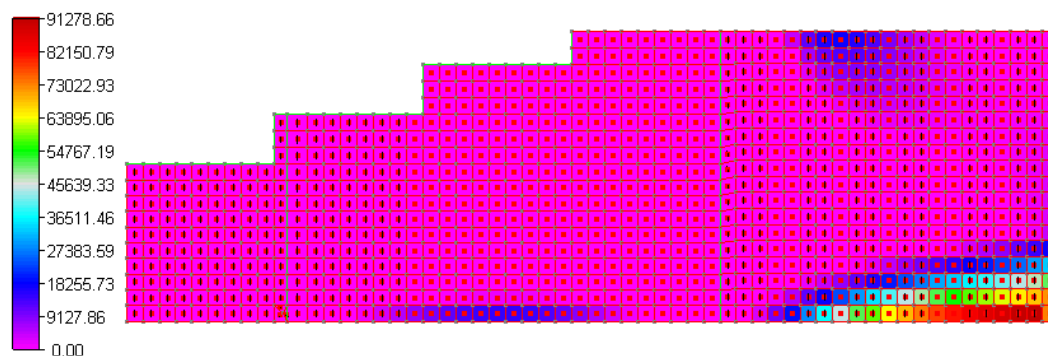
⚠ Non Verificato

✗ Verifica Impossibile

Verifica di resistenza

Materiale: B450C

Sigma 3 Estrad. Traz. (kN/m²)



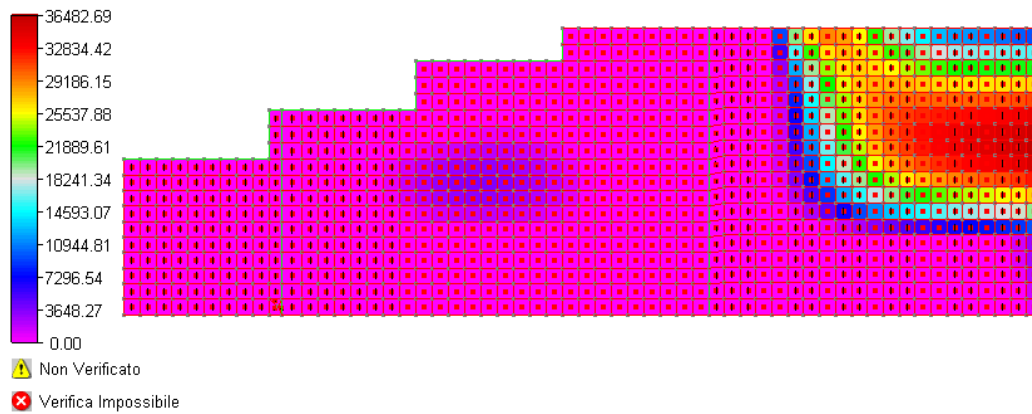
⚠ Non Verificato

✗ Verifica Impossibile

Verifica di resistenza

Materiale: B450C

Sigma 3 Intrad. Traz. (kN/m²)

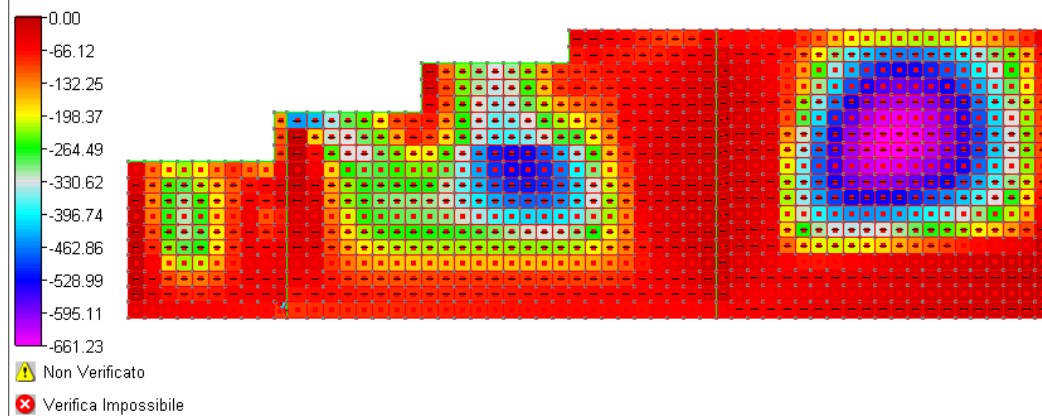


Tensioni acciaio in condizione SLE caratteristica

Verifica di resistenza

Materiale: Cls C25/30

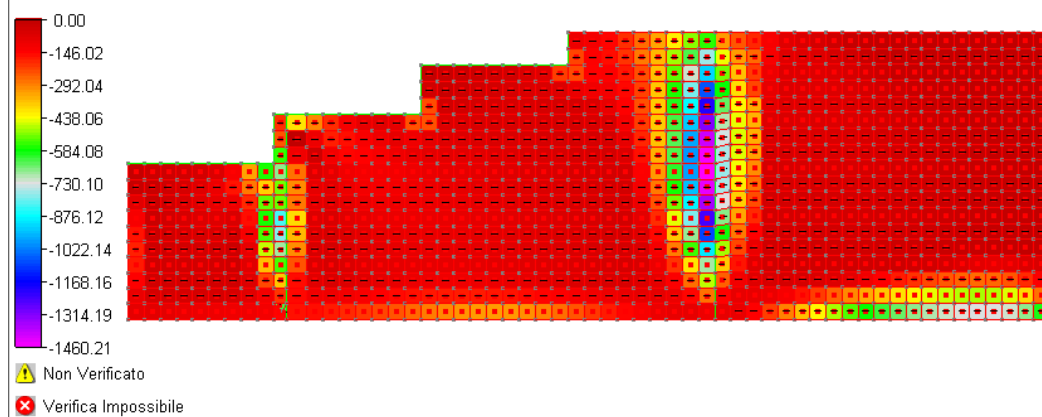
Sigma 2 Estrad. Comp. (kN/m²)



Verifica di resistenza

Materiale: Cls C25/30

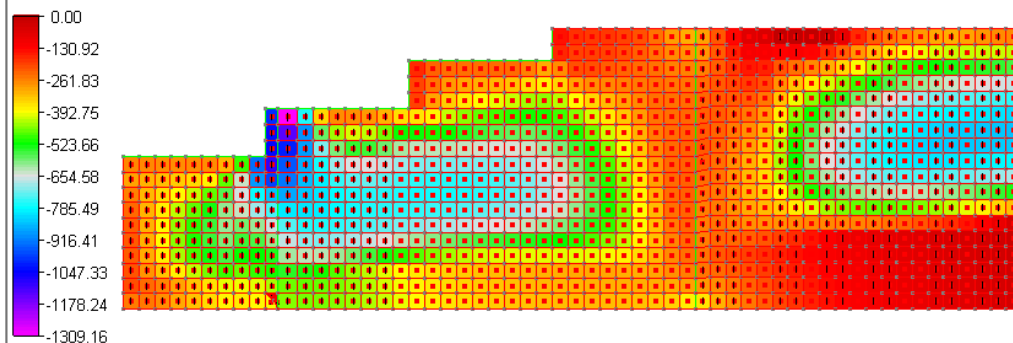
Sigma 2 Intrad. Comp. (kN/m²)



Verifica di resistenza

Materiale: CIs C25/30

Sigma 3 Estrad. Comp. (kN/m²)



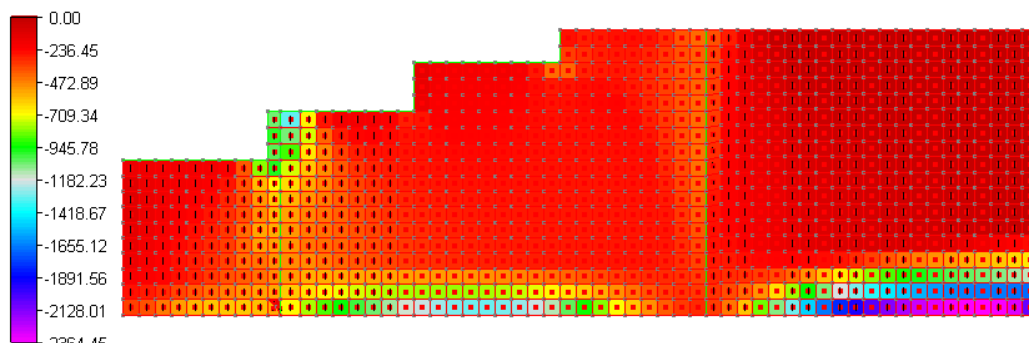
⚠ Non Verificato

✖ Verifica Impossibile

Verifica di resistenza

Materiale: CIs C25/30

Sigma 3 Intrad. Comp. (kN/m²)



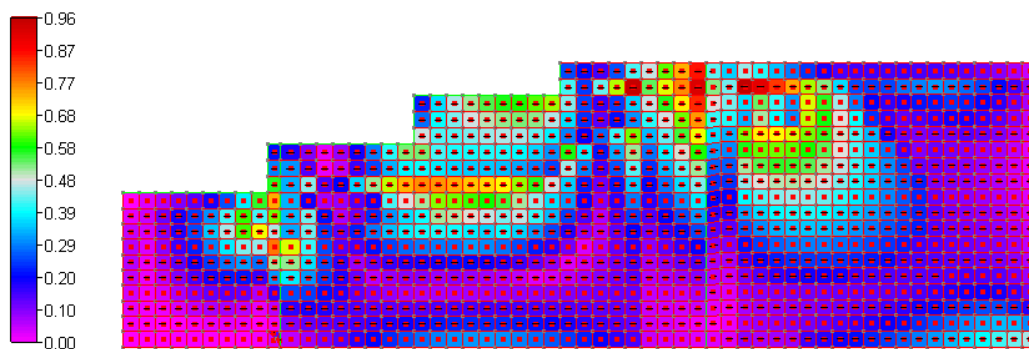
⚠ Non Verificato

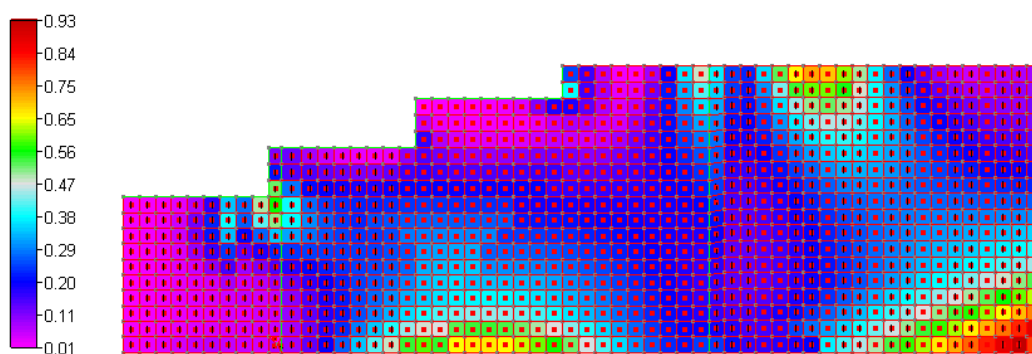
✖ Verifica Impossibile

Tensioni calcestruzzo in condizione SLE caratteristica

Verifica SLU

Coeff.Sfruttamento NM direzione 2

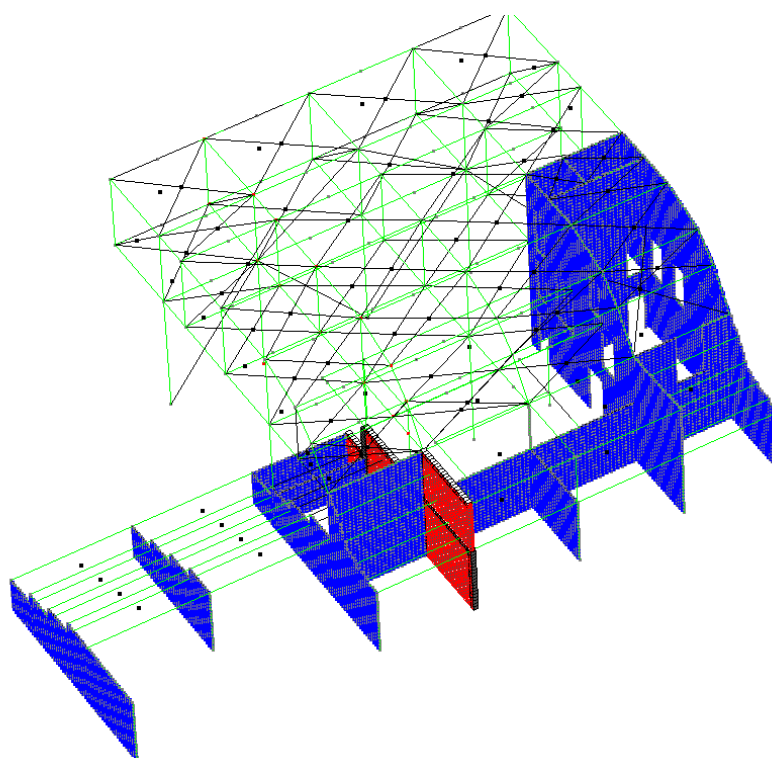




Coefficienti di sfruttamento SLU

Essendo tutti i coefficienti di sfruttamento inferiori all'unità la verifica è soddisfatta.

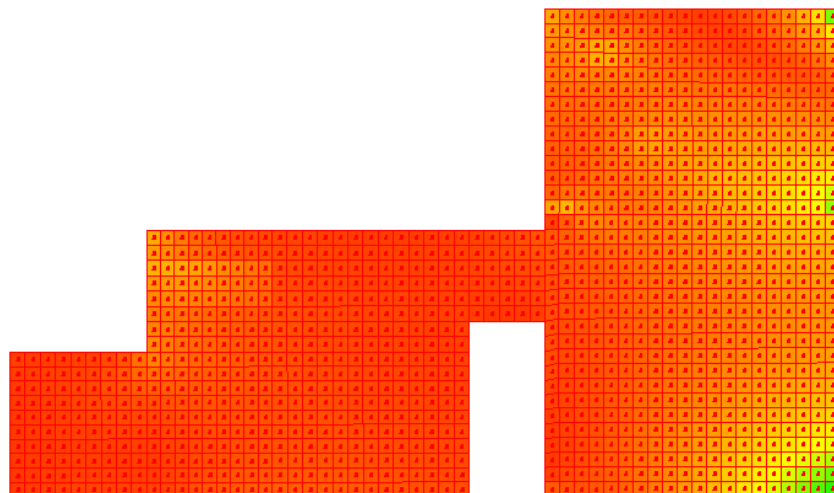
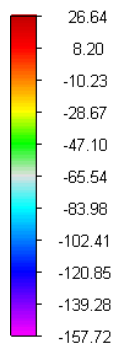
1.8.4 Parete n.4



Parete n.4

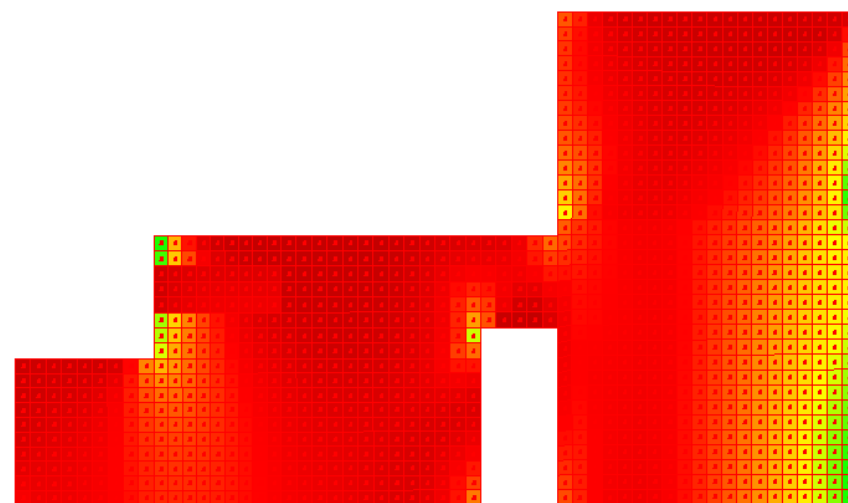
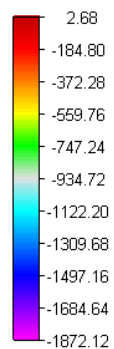
CdC di Involuppo M33 min

M33 (kNm/m)



CdC di Involuppo N33 min

N33 (kN/m)

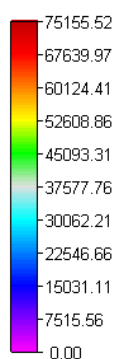


Sollecitazioni M33 min e max

Verifica di resistenza

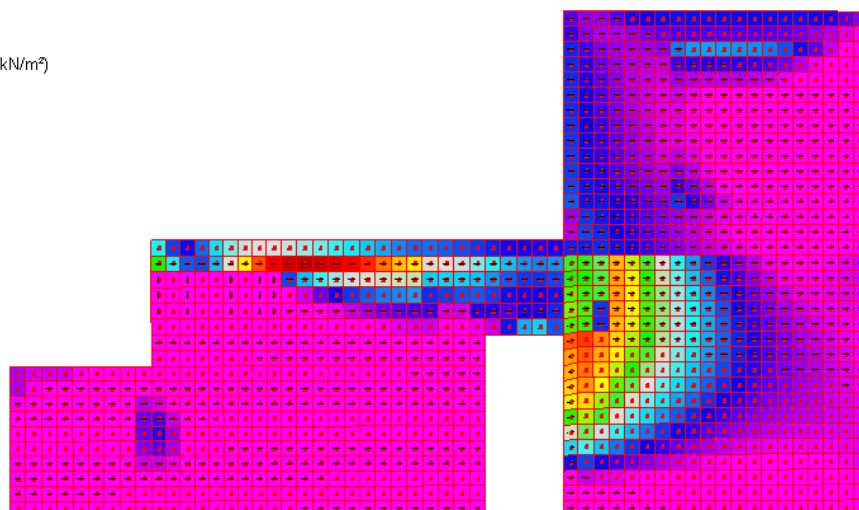
Materiale: B450C

Sigma 2 Estrad. Traz. (kN/m²)



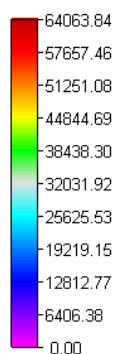
⚠ Non Verificato

✖ Verifica Impossibile



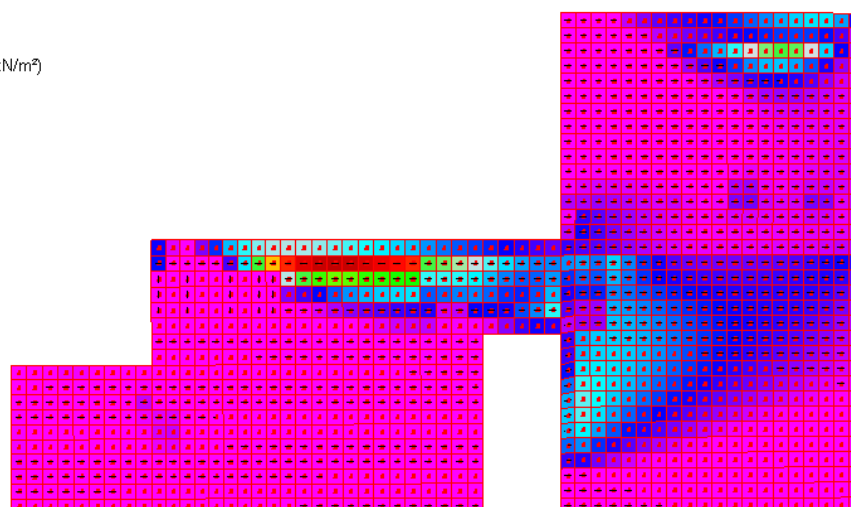
Verifica di resistenza

Materiale: B450C

Sigma 2 Intrad. Traz. (kN/m²)

⚠ Non Verificato

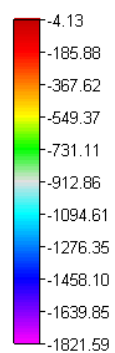
✗ Verifica Impossibile



Tensioni acciaio in condizione SLE caratteristica

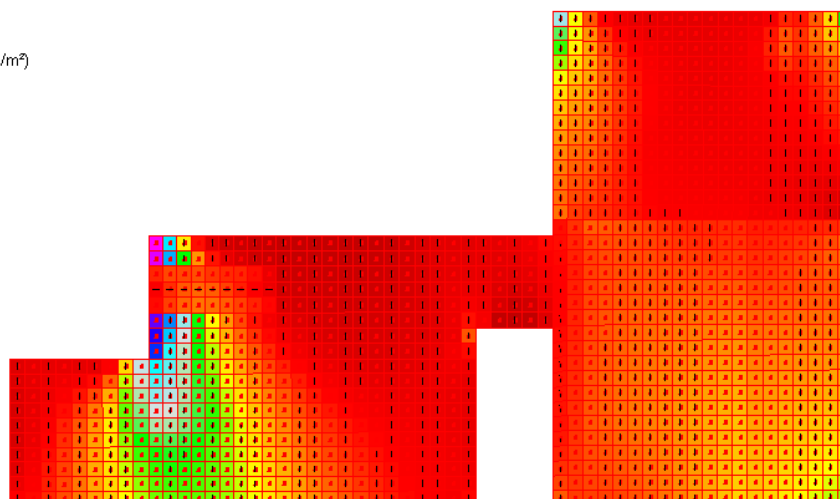
Verifica di resistenza

Materiale: Cls C25/30

Sigma 3 Intrad. Comp. (kN/m²)

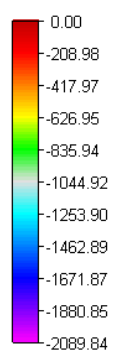
⚠ Non Verificato

✗ Verifica Impossibile



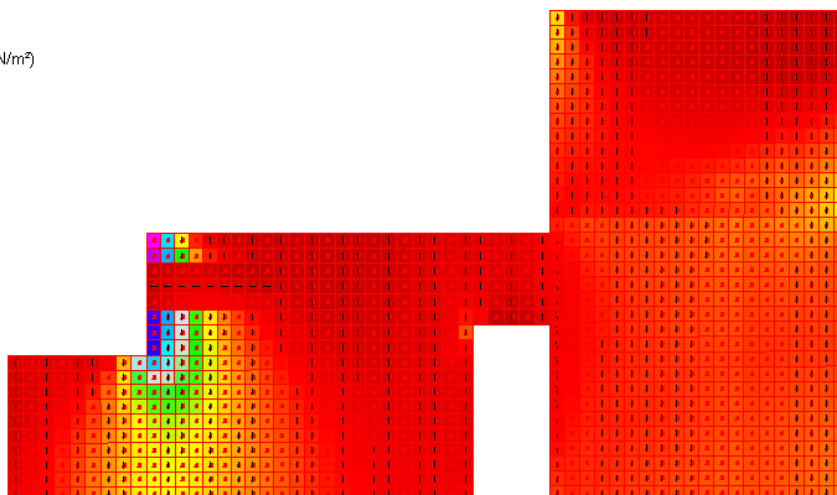
Verifica di resistenza

Materiale: Cls C25/30

Sigma 3 Estrad. Comp. (kN/m²)

⚠ Non Verificato

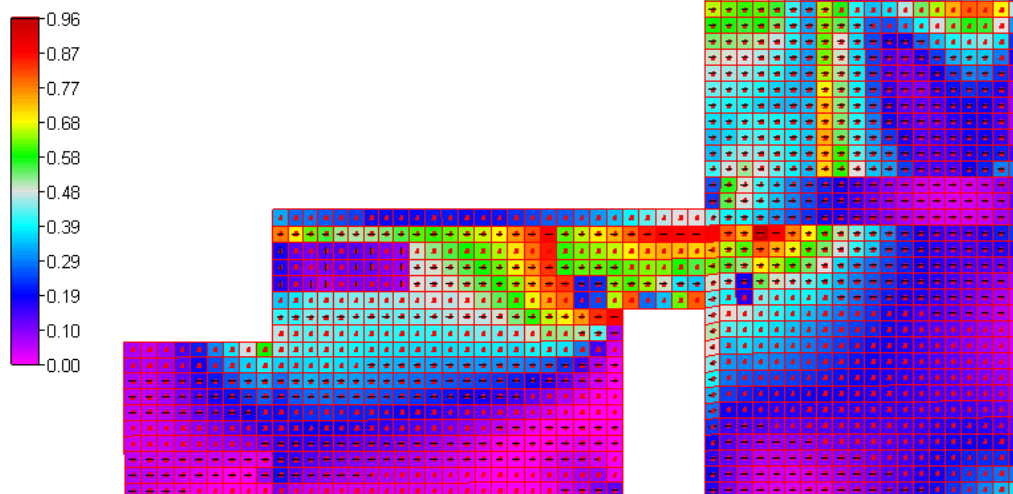
✗ Verifica Impossibile



Tensioni calcestruzzo in condizione SLE caratteristica

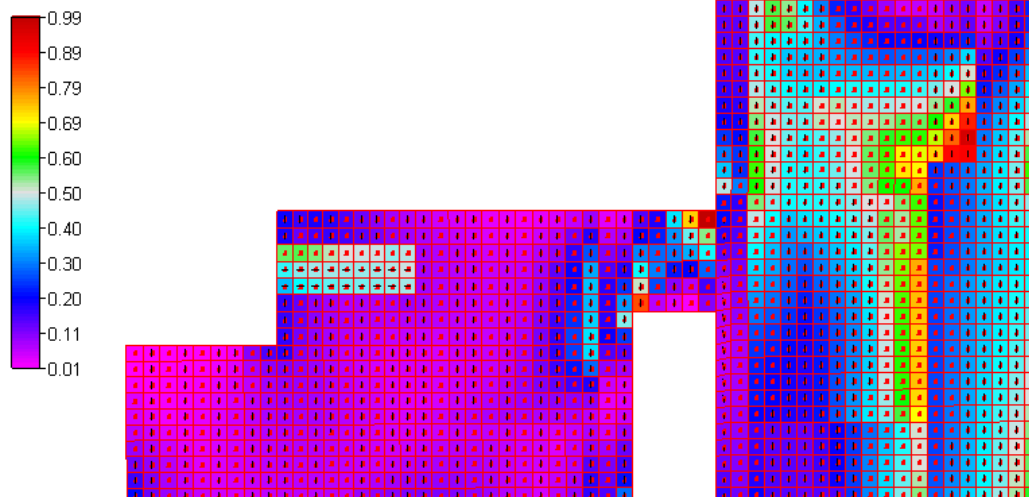
Verifica SLU

Coeff.Sfruttamento NM direzione 2



Verifica SLU

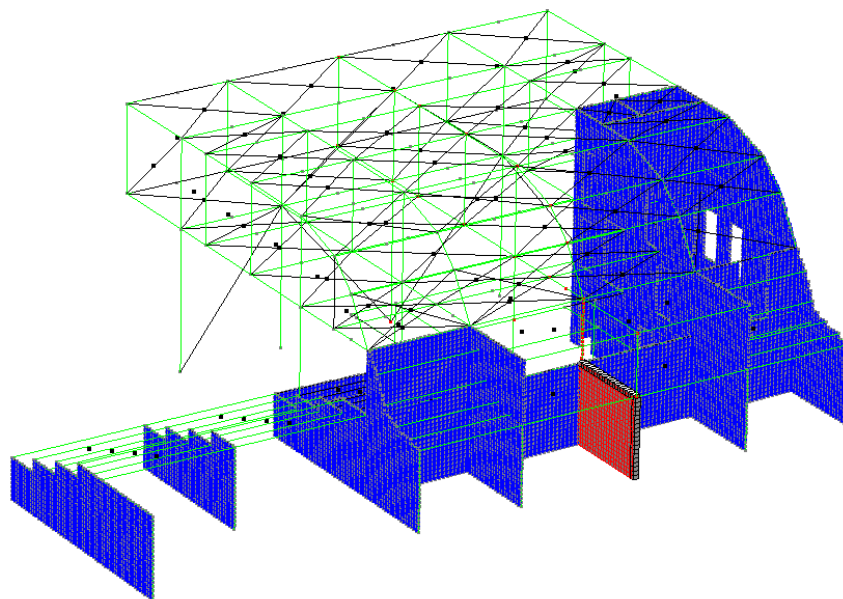
Coeff.Sfruttamento NM direzione 3



Coefficienti di sfruttamento SLU

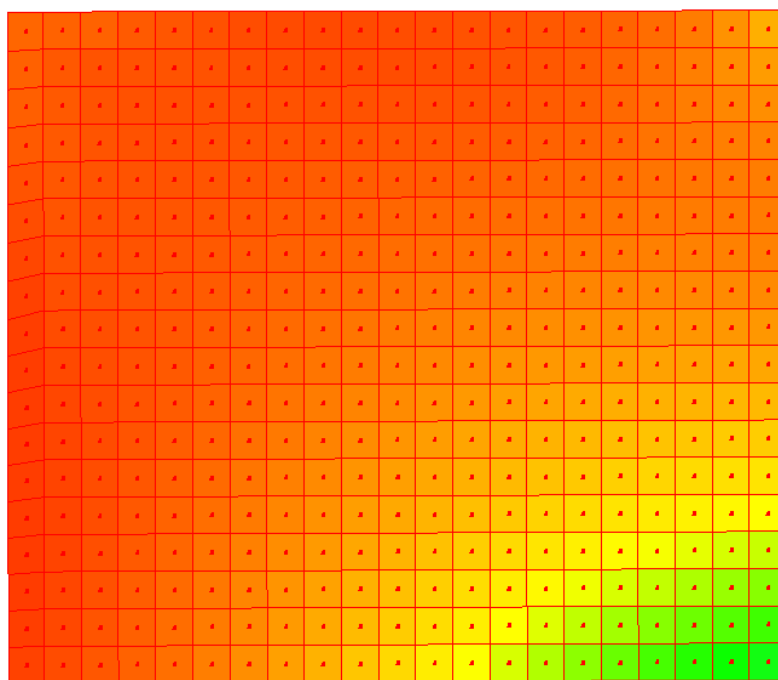
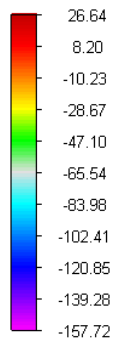
Essendo tutti i coefficienti di sfruttamento inferiori all'unità la verifica è soddisfatta.

1.8.5 Parete n.5

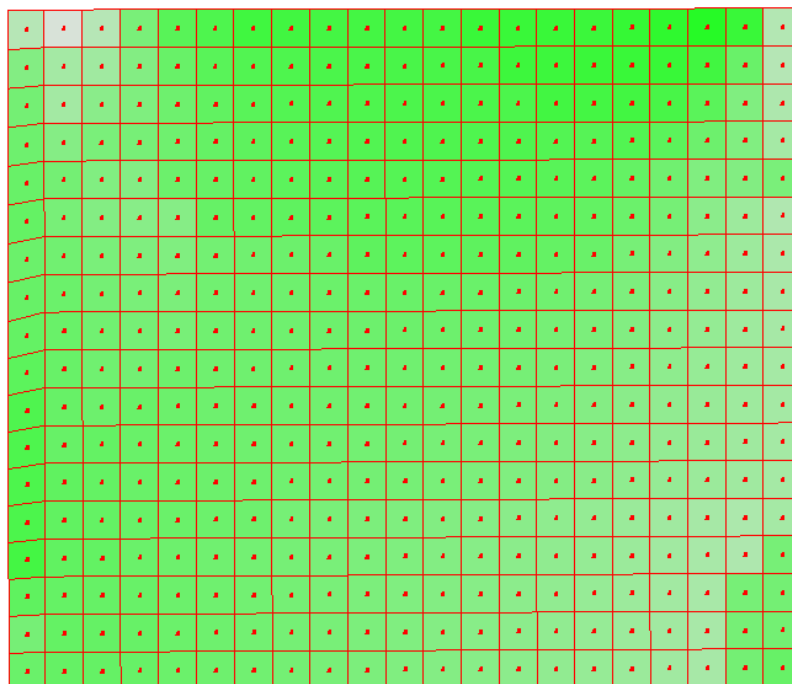
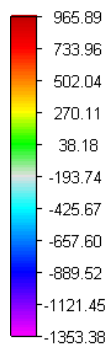


Parete n.5

CdC di Involuppo M33 min
M33 (kNm/m)



CdC di Involuppo M33 min
N33 (kN/m)

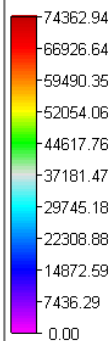


Sollecitazioni M33 e N33

Verifica di resistenza

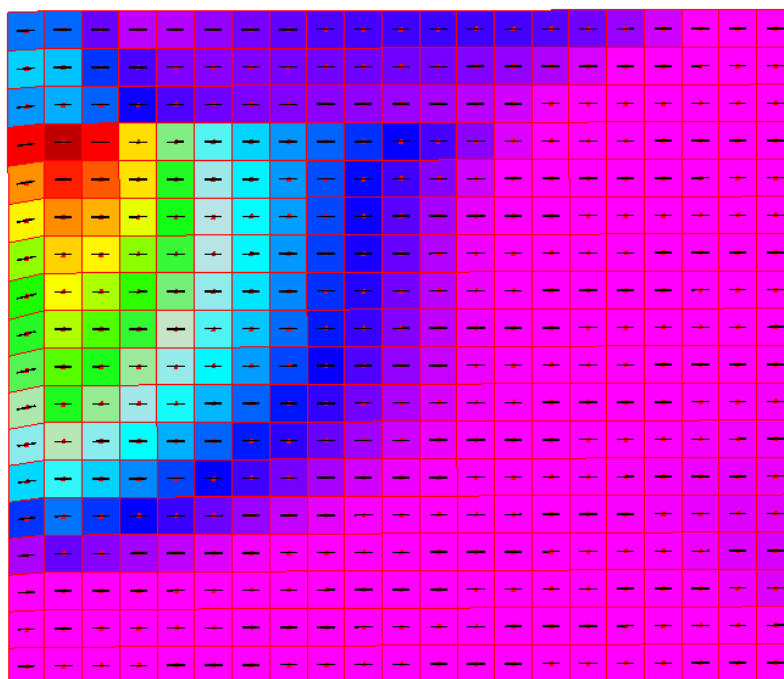
Materiale: B450C

Sigma 2 Estrad. Traz. (kN/m²)



⚠ Non Verificato

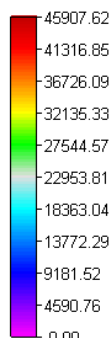
✗ Verifica Impossibile



Verifica di resistenza

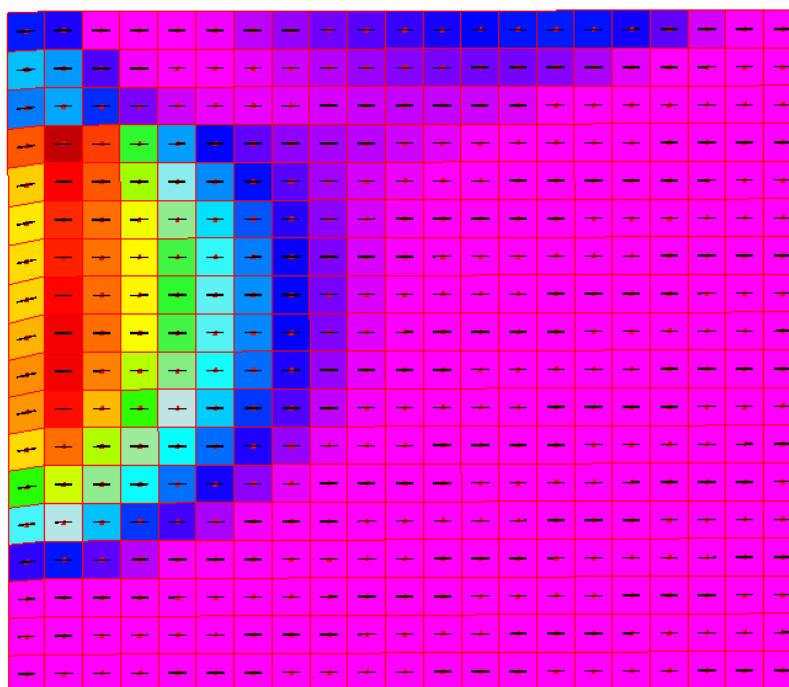
Materiale: B450C

Sigma 2 Intrad. Traz. (kN/m²)



⚠ Non Verificato

✗ Verifica Impossibile

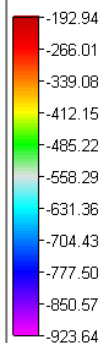


Tensioni acciaio in condizione SLE caratteristica

Verifica di resistenza

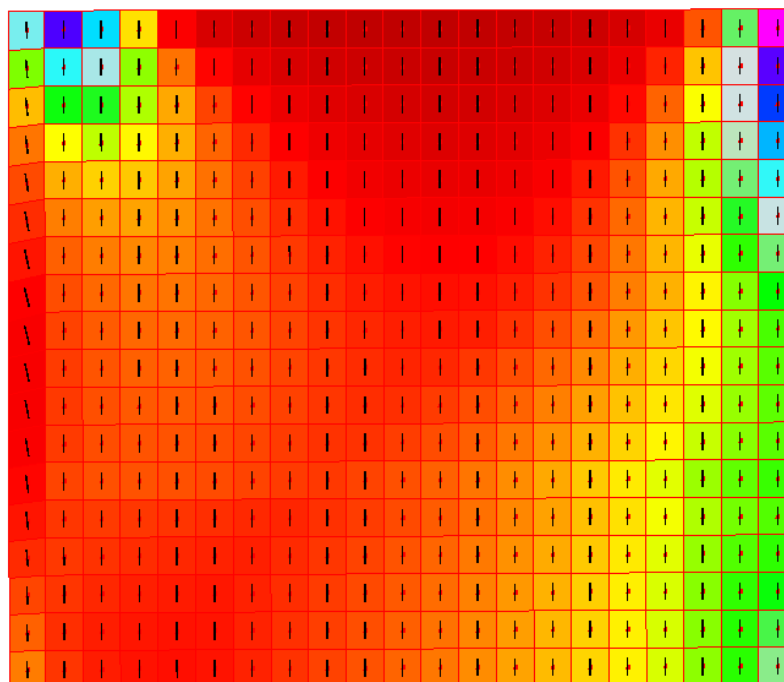
Materiale: Cls C25/30

Sigma 3 Estrad. Comp. (kN/m²)



⚠ Non Verificato

✗ Verifica Impossibile



Verifica di resistenza

Materiale: C15 C25/30

Sigma 3 Intrad. Comp. (kN/m²)

-162.38

-229.98

-297.57

-365.17

-432.76

-500.36

-567.95

-635.55

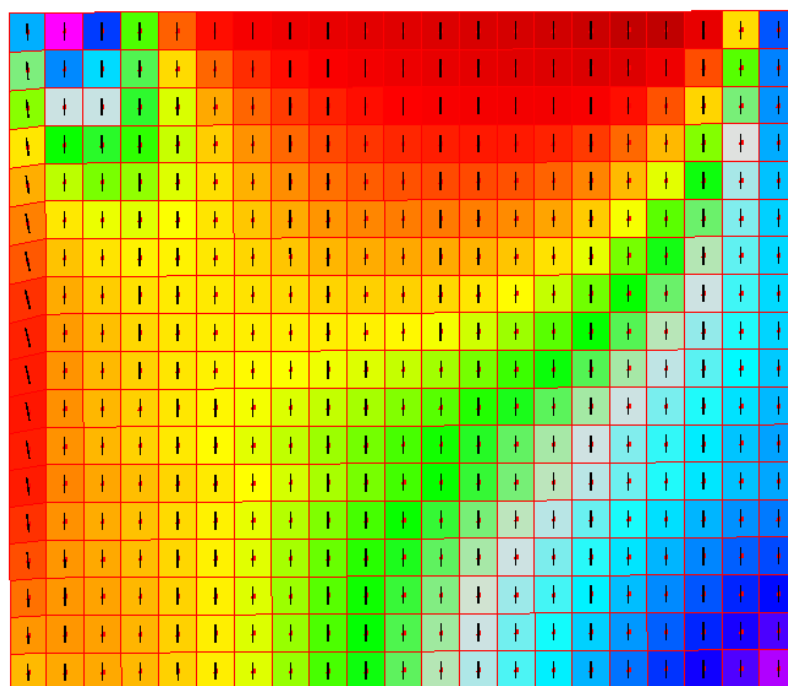
-703.15

-770.74

-838.34

⚠ Non Verificato

✗ Verifica Impossibile



Tensioni calcestruzzo in condizione SLE caratteristica

Verifica SLU

Coeff. Sfruttamento NM direzione 2

0.94

0.85

0.75

0.66

0.57

0.47

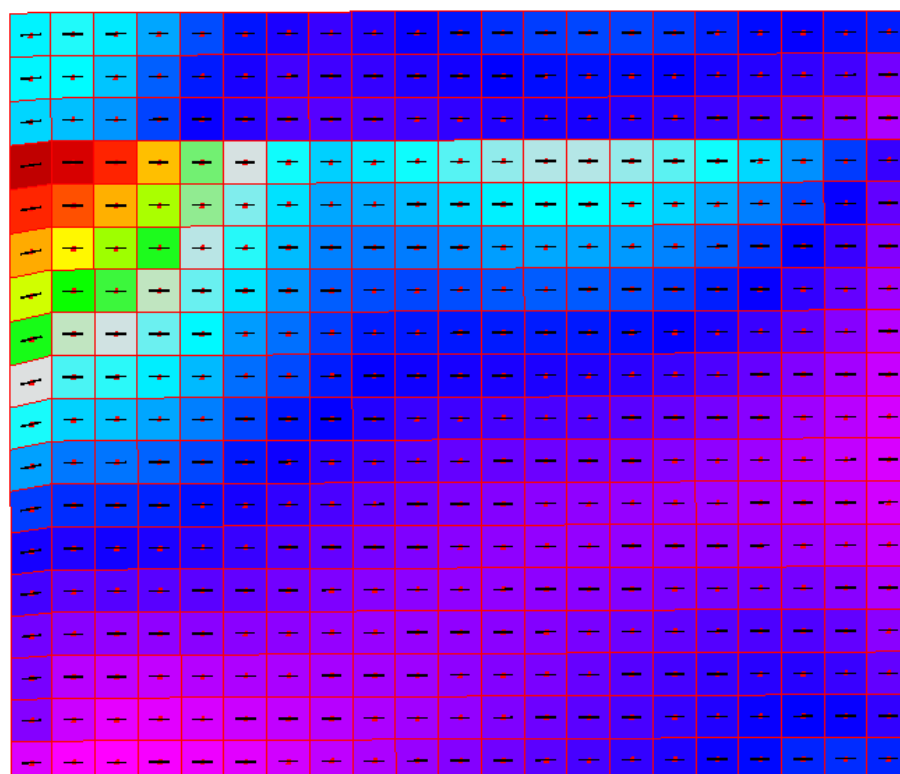
0.38

0.29

0.19

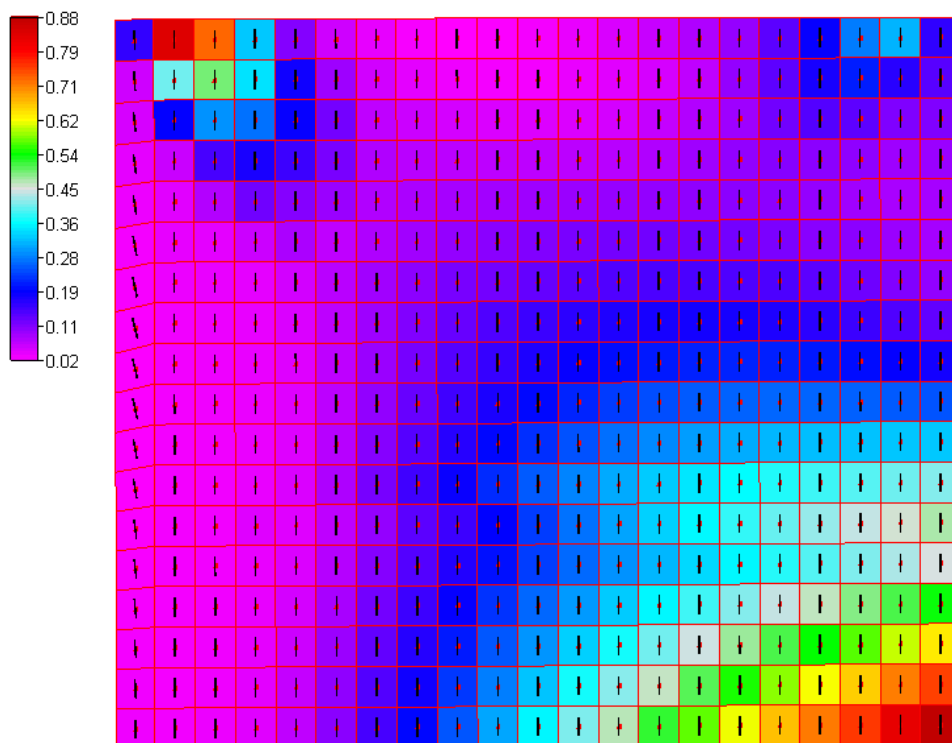
0.10

0.01



Verifica SLU

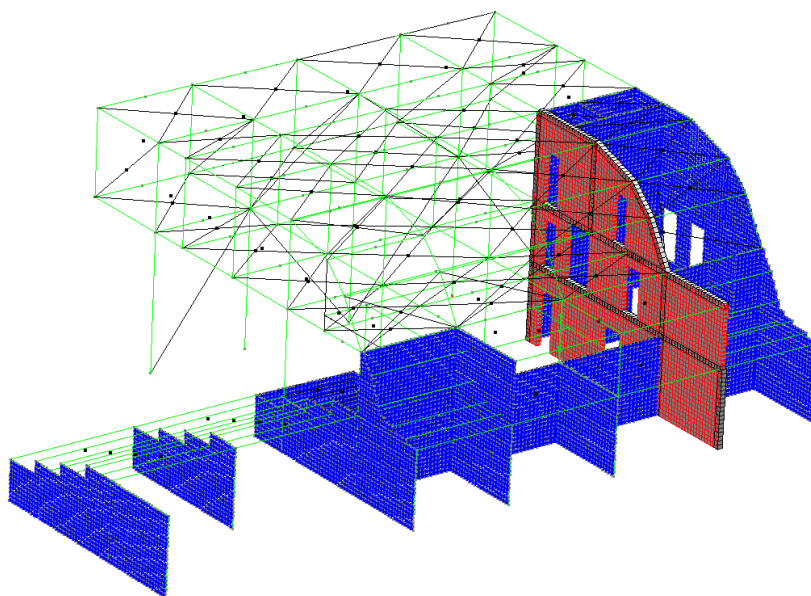
Coeff.Sfruttamento NM direzione 3



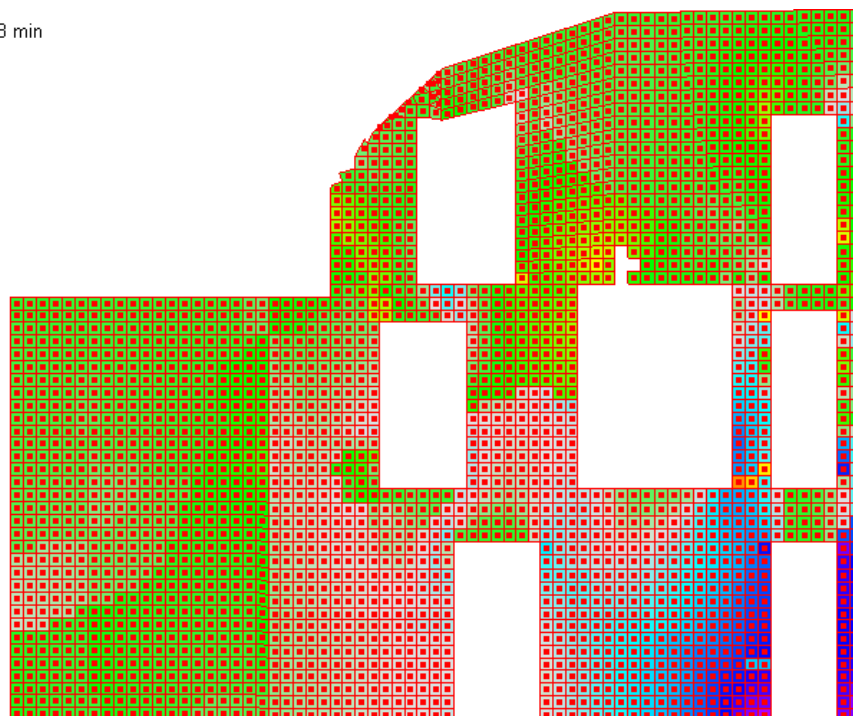
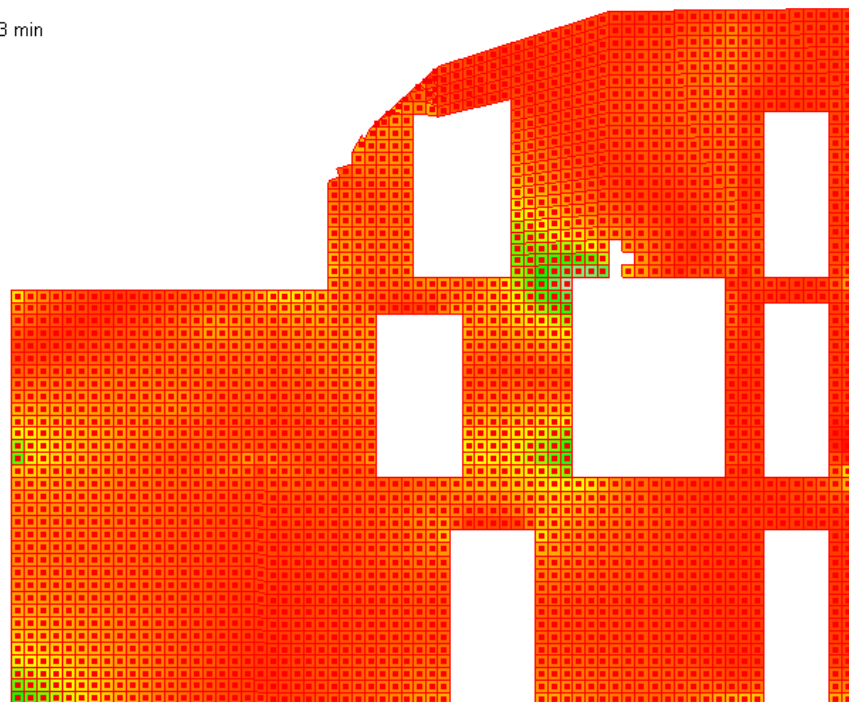
Coefficienti di sfruttamento SLU

Essendo tutti i coefficienti di sfruttamento inferiori all'unità la verifica è soddisfatta.

1.8.6 Parete n.6

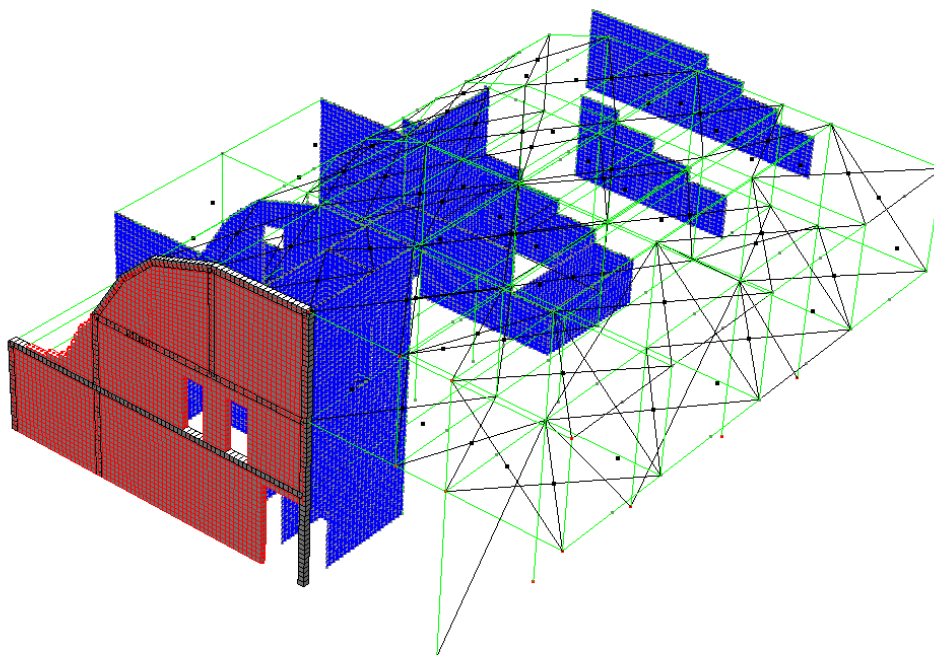


Parete n.6



Sollecitazioni M33

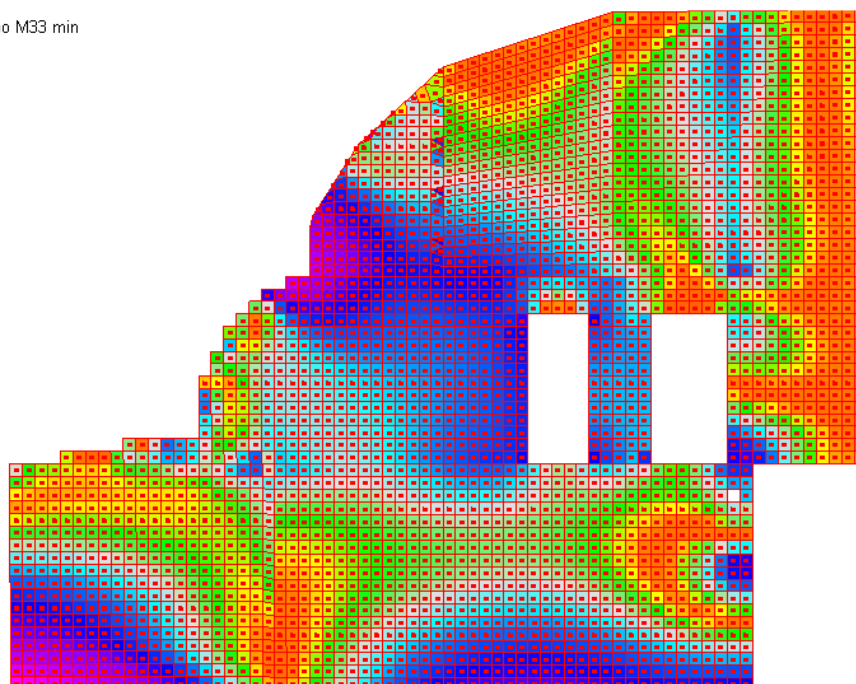
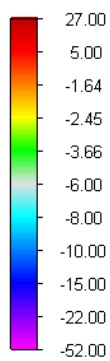
1.8.7 Parete n.7



Parete n.7

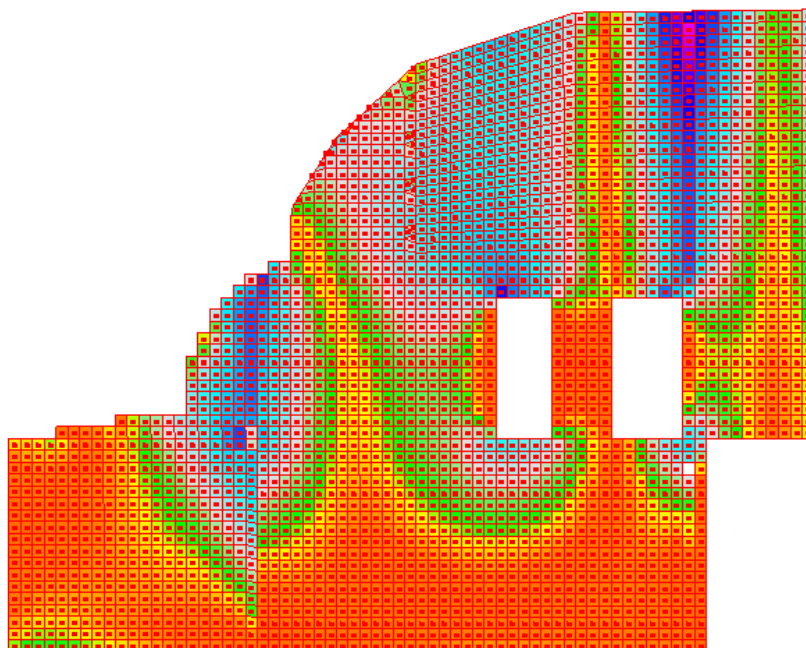
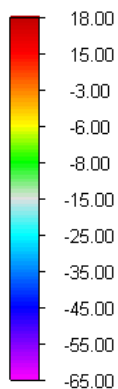
CdC di Involuppo M33 min

M33 (kNm/m)



CdC di Involuppo M22 min

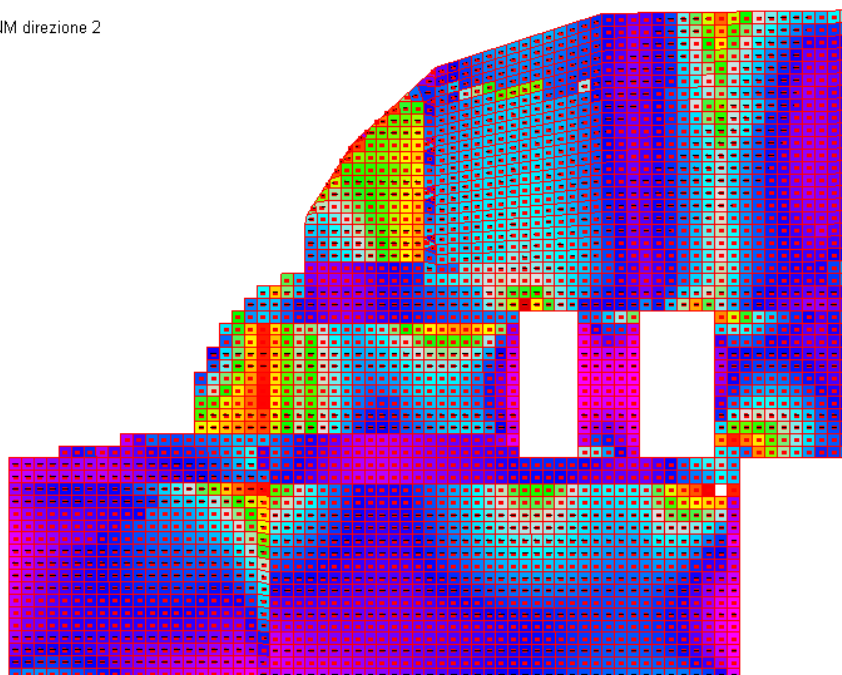
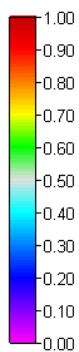
M22 (kNm/m)



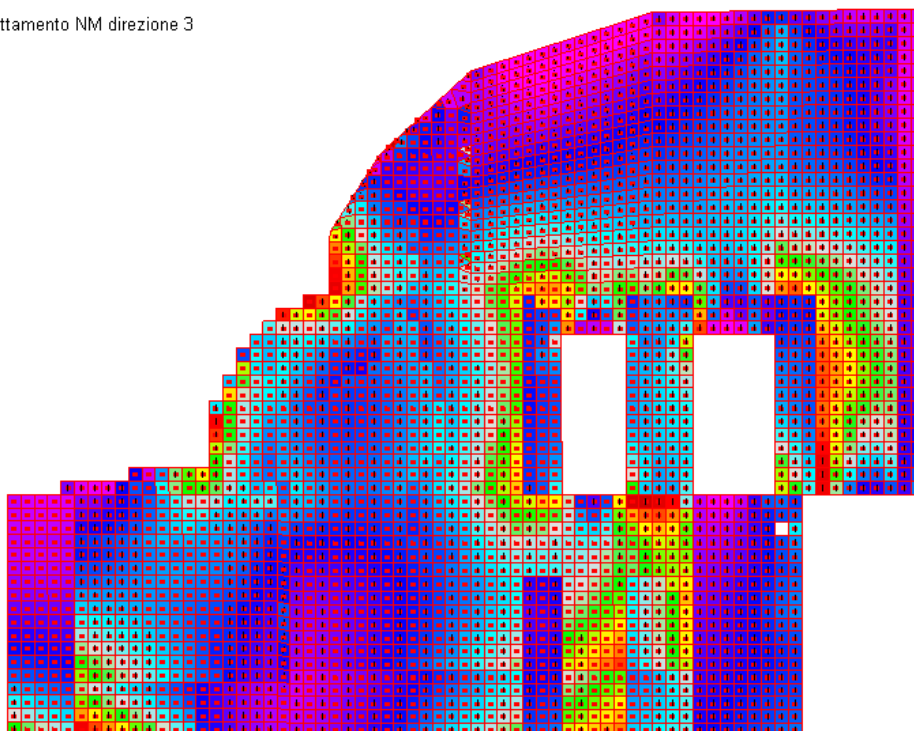
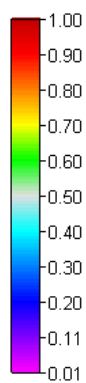
Sollecitazioni M33 e M22

Verifica SLU

Coeff. Sfruttamento NM direzione 2



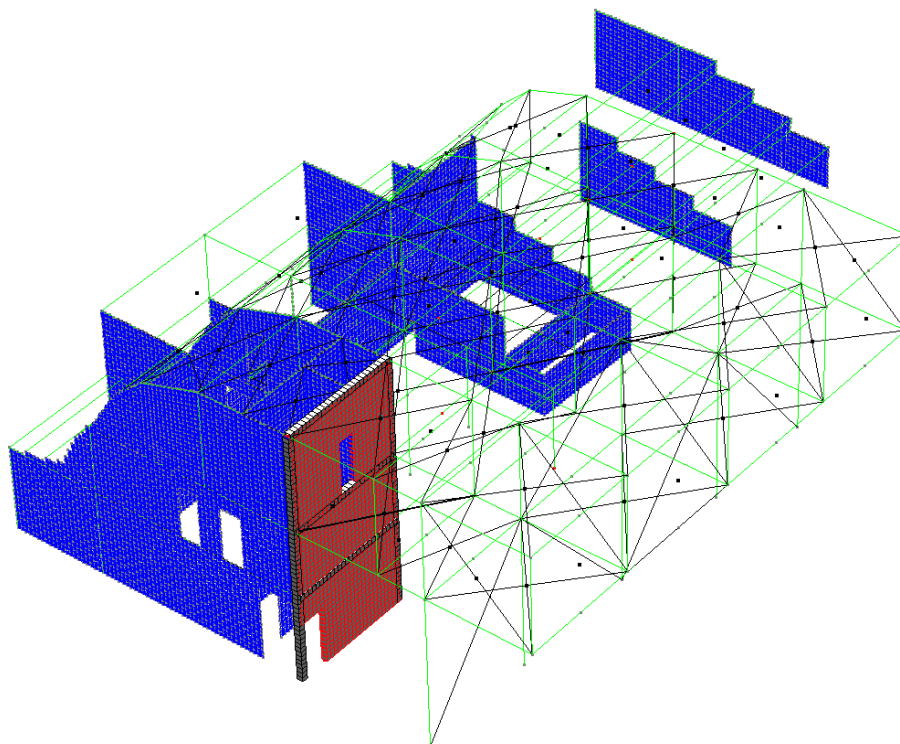
Coeff. Sfruttamento NM direzione 3



Coefficienti di sfruttamento SLU

Essendo tutti i coefficienti di sfruttamento inferiori all'unità la verifica è soddisfatta.

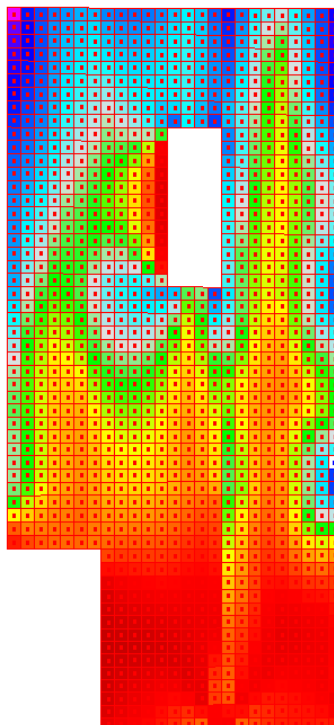
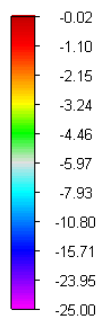
1.8.8 Parete n.8



Parete n.8

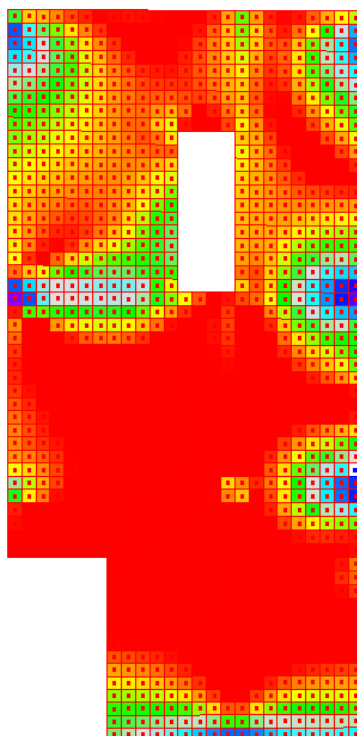
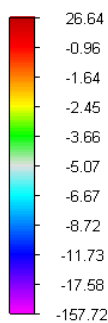
CdC di Involuppo M22 min

M22 (kNm/m)



CdC di Involuppo M33 min

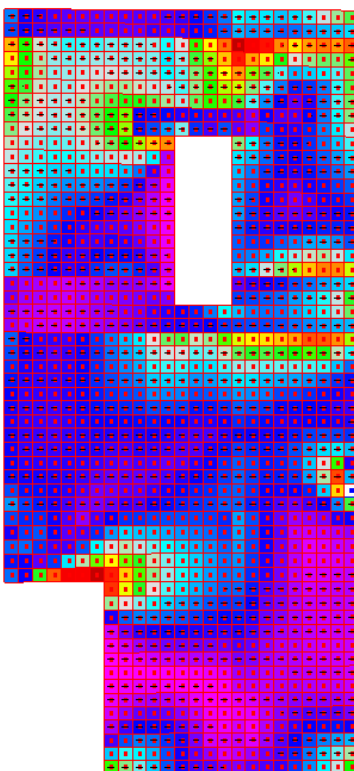
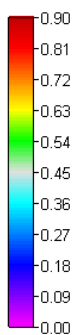
M33 (kNm/m)



Sollecitazioni M33 e M22

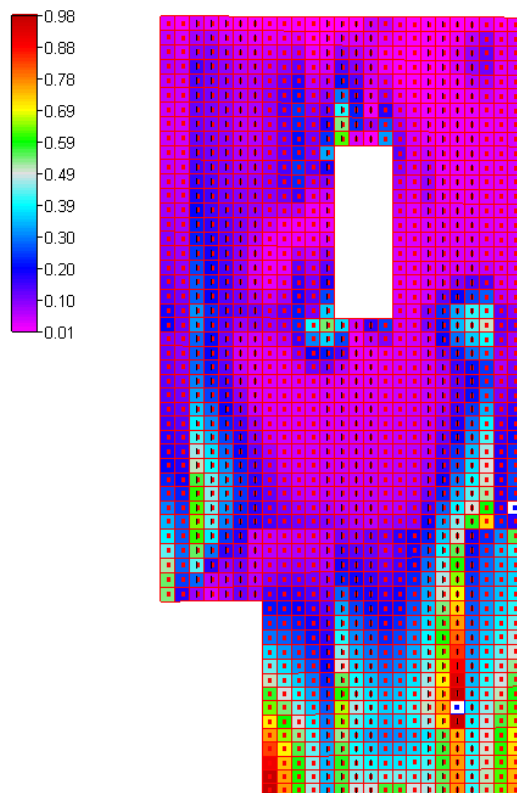
Verifica SLU

Coeff. Sfruttamento NM direzione 2



Verifica SLU

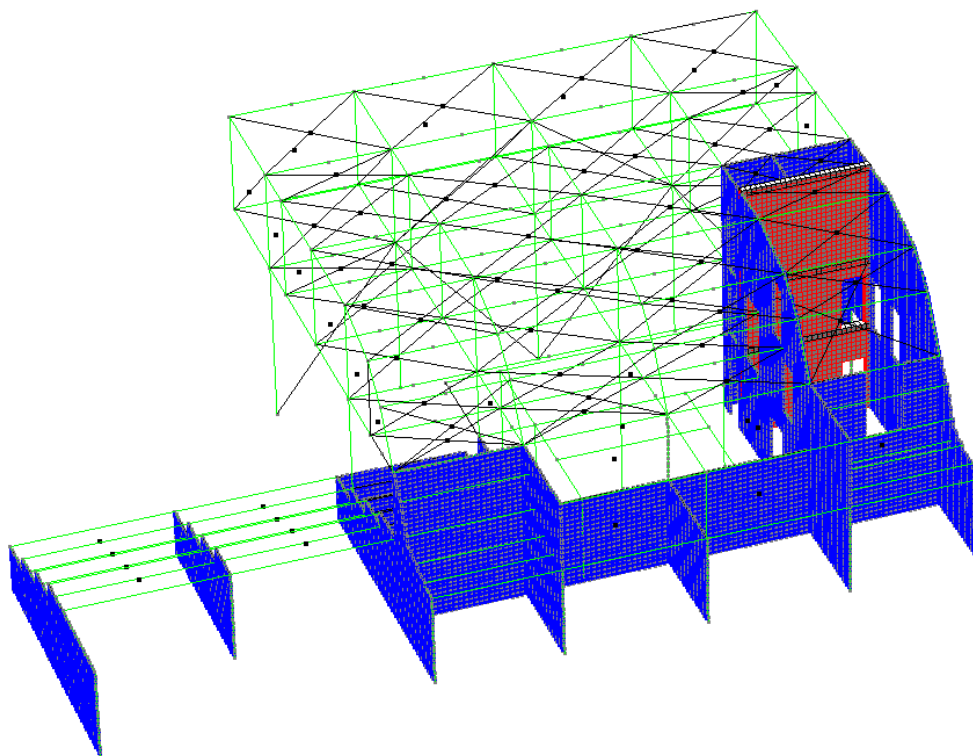
Coeff. Sfruttamento NM direzione 3



Coefficienti di sfruttamento SLU

Essendo tutti i coefficienti di sfruttamento inferiori all'unità la verifica è soddisfatta.

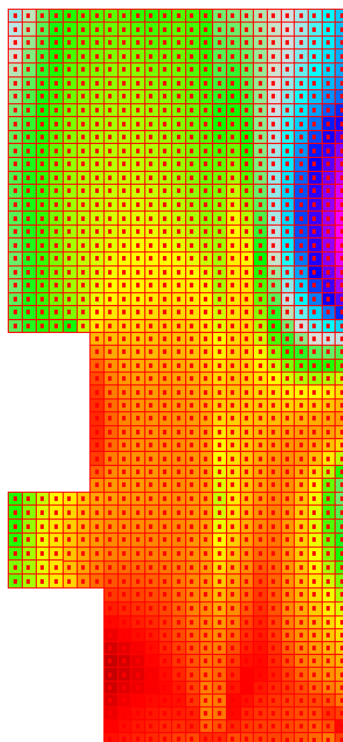
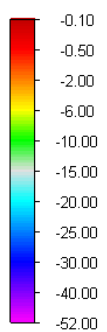
1.8.9 Parete n.9



Parete n.9

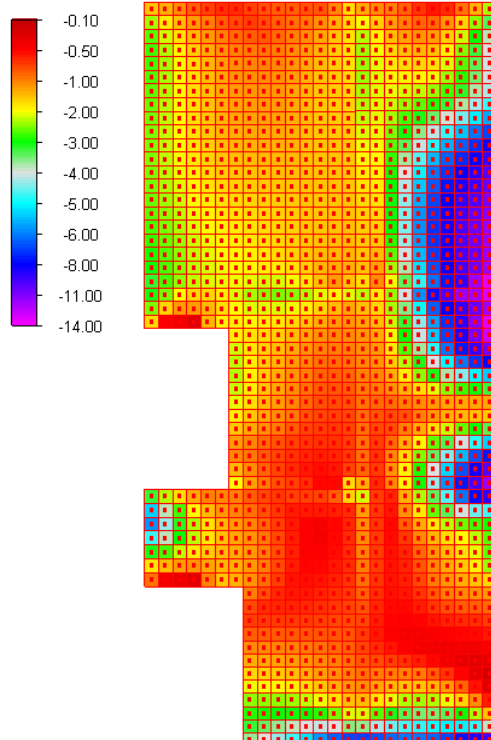
CdC di Involuppo M22 min

M22 (kNm/m)



CdC di Involuppo M33 min

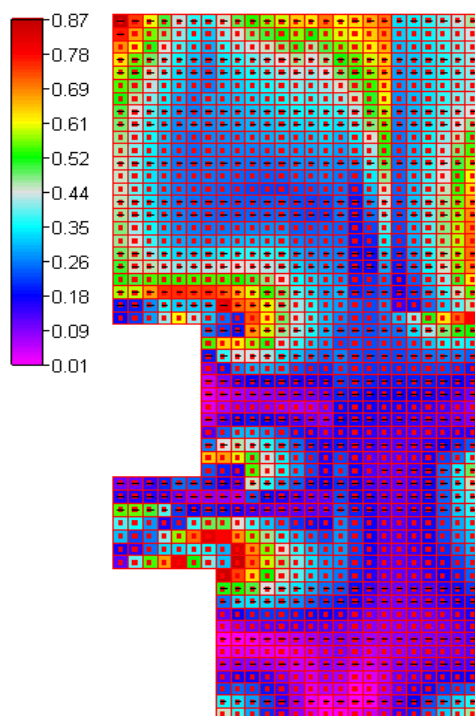
M33 (kNm/m)

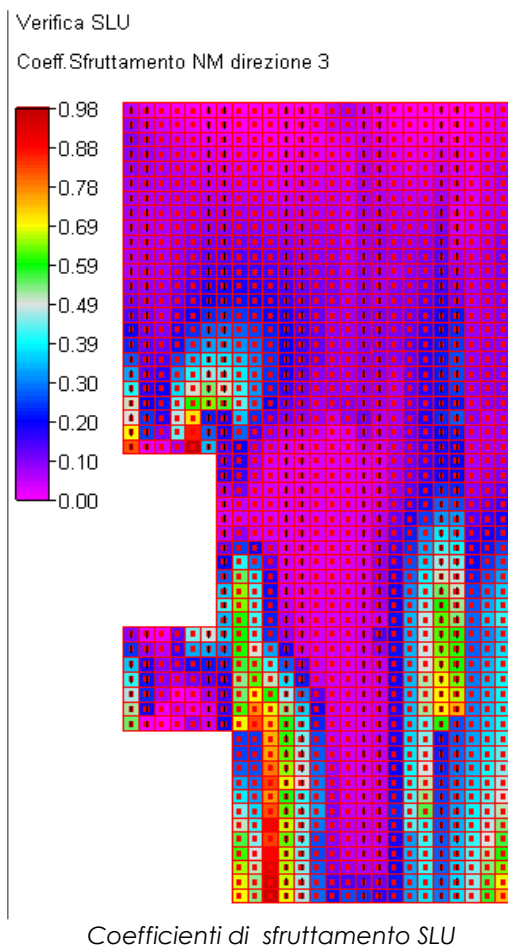


Sollecitazioni M33 e M22

Verifica SLU

Coeff. Sfruttamento NM direzione 2



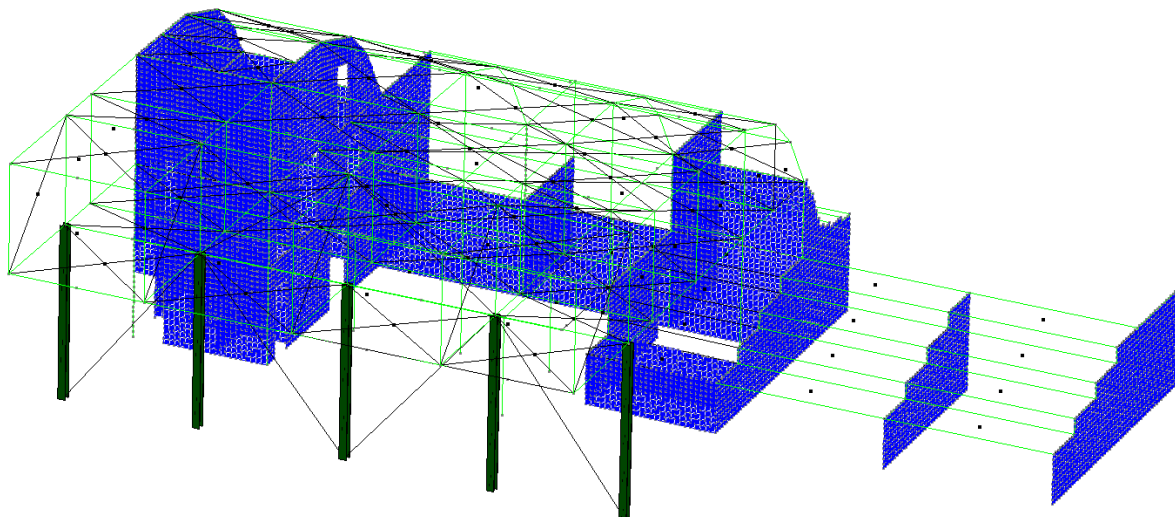


Essendo tutti i coefficienti di sfruttamento inferiori all'unità la verifica è soddisfatta.

1.9 Verifica elementi in acciaio

Segue la verifica degli elementi in acciaio che costituiscono la struttura.

1.9.1 Pilastri HEB280



Pilastri HEB280

Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	
N	min	52	Beam	0.00	-1075.29	-0.10	-0.97	-0.00	0.41	-0.20
N	max	81	Beam	660.00	-43.33	-3.06	-7.00	0.02	-7.86	-31.52
T12	min	52	Beam	0.00	-599.29	-3.73	-8.15	-0.05	15.10	22.50
T12	max	52	Beam	0.00	-323.50	3.64	10.12	0.05	-14.68	-29.34
T13	min	52	Beam	0.00	-722.21	-1.79	-15.17	-0.02	7.44	48.19
T13	max	52	Beam	0.00	-200.57	1.70	17.14	0.02	-7.02	-55.04
Mt	min	52	Beam	0.00	-599.33	-3.73	-8.15	-0.05	15.09	22.51
Mt	max	52	Beam	0.00	-323.46	3.64	10.13	0.05	-14.68	-29.35
M12	min	52	Beam	0.00	-323.50	3.64	10.12	0.05	-14.68	-29.34
M12	max	52	Beam	0.00	-599.29	-3.73	-8.15	-0.05	15.10	22.50
M13	min	81	Beam	660.00	-423.07	-0.36	-14.19	0.01	-1.13	-64.50
M13	max	81	Beam	660.00	-437.19	0.37	14.73	-0.01	1.33	66.68

Sollecitazioni allo SLV

Nella condizione di massimo momento, il setto risulta sollecitato dai seguenti carichi:

$$N_{ed} = 437,19 \text{ KN,}$$

$$M_x = 66,68 \text{ KNm}$$

$$M_y = 1,33 \text{ KNm}$$

Si riportano le verifiche a pressoflessione e instabilità flessio-torsionale, eseguite considerando l'impiego di un acciaio S355 ed una lunghezza di libera inflessione pari a 6,8 m. Tale verifiche risultano soddisfatte.

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCl Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ Wy ☐ ly ☐ g

☐ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB

☒ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC

☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Acciaio: S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355 f_u 510

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} 6,8 l_{0z} 6,8

N_{sd} [kN] 437,19

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 180 B	51,2	180	180	8,50	14,00	15,00
HE 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00
HE 220 B	71,5	220	220	9,50	16,00	18,00
HE 240 B	83,2	240	240	10,00	17,00	21,00
HE 260 B	93,0	260	260	10,00	17,50	24,00
HE 280 B	103,0	280	280	10,50	18,00	24,00
HE 300 B	117,0	300	300	11,00	19,00	27,00

Plotta

HE 280 B

$N_{by,Rd}$ [kN] 3.392 $M_{cy,Rd}$ [kNm] 518,6

$N_{bz,Rd}$ [kN] 1.813 $M_{cz,Rd}$ [kNm] 242,6

$V_{ply,Rd}$ [kN] 802,9 $V_{plz,Rd}$ [kN] 1.968

g (Kg/m): 103 h (mm): 280 r2 (mm): 0

b (mm): 280 A (cm²): 131,4 i_y (cm): 12,11 i_z (cm): 7,09

tw (mm): 10,5 I_y (cm⁴): 19.270 I_z (cm⁴): 6.595 I_T (cm⁴): 143,7

tf (mm): 18 W_y (cm³): 1.376 W_z (cm³): 471 I_w (cm⁶): 1.130.000

r1 (mm): 24 $W_{pl,y}$ (cm³): 1.534 $W_{pl,z}$ (cm³): 717,6

Classe Sezione
 Compressione 1
 Flessione My 1
 Flessione Mz 1
 Presso-Flessione 1

Verifiche
 Presso Flessione
 Svergolamento

HE 280 B Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{sd} [kN] 437,19

Inflessione attorno all'asse
 y - y z - z

l_0 [m] 6,8 6,8

Snellezza λ 56,15 95,91

$N_{b,Rd}$ [kN] 3.392 1.813

$M_{1,Sd}$ [kNm] 66,68 1,33

$M_{2,Sd}$ [kNm] 66,68 1,33

β_M 1,1 1,1

μ -1,208 -1,736

k 1,148 1,399

$M_{e,Rd}$ [kNm] 518,6 242,6

M_{Sd} [kNm] 66,68 1,33

Momenti all'estremità
☒ Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
☐ Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

M_1 $M_2 < M_1$

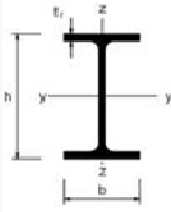
Resistenza della sezione 0,022 OK ?

Instabilità flesso-torsionale 0,419 OK ?

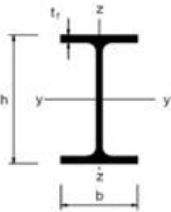
Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$\frac{N_{sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,241 + 0,148 + 0,008 = 0,396$ OK

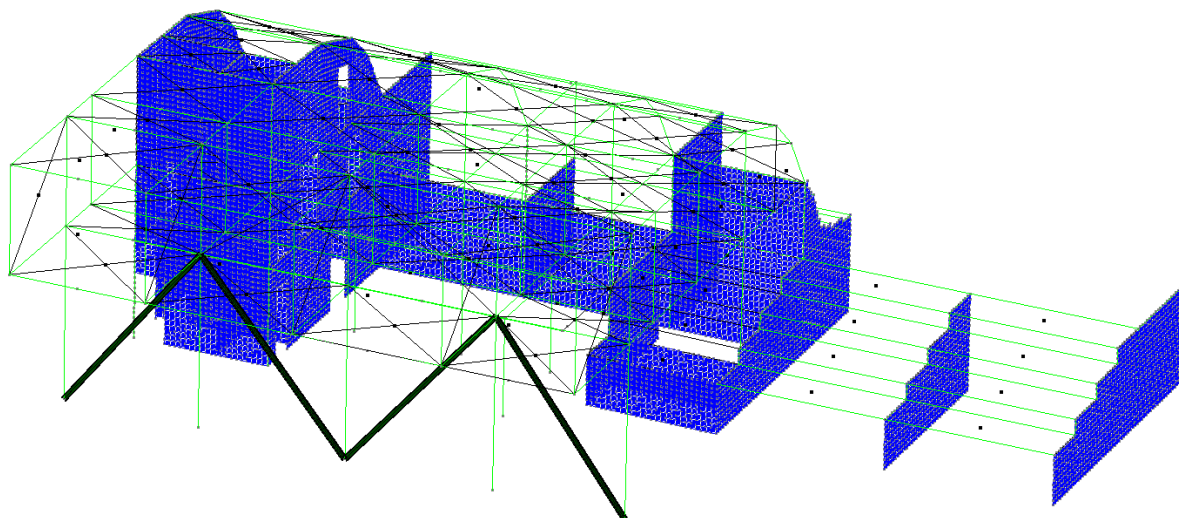
Si riportano le verifiche a instabilità sia lungo l'asse y-y di massima inerzia, sia lungo l'asse z-z di minima inerzia., considerando la combinazione che massimizza l'azione assiale in cui $N_{ed} = 1075,29$ KN.

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta			
(Instabilità attorno all'asse y-y)			
	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ <p> N_{Ed} = azione di compressione di calcolo $N_{b,Rd}$ = resistenza all'instabilità nell'asta compressa χ = coefficiente che dipende di tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato A = area lorda della sezione f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M1} = coefficiente di sicurezza Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3 </p>		
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante		N = 1075,29 [kN]	
Caratteristiche del profilo		HE 280 B	L_{cr} [m] = 6,80
Classe dell'acciaio		S355JO - S355JR - S355J2	
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2008)			
N_{Ed} =	1075,29 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =	0,32
$N_{b,Rd}$ =	3392,30 [kN]	Verifica soddisfatta	

Instabilità y-y

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta			
(Instabilità attorno all'asse z-z)			
	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ <p> N_{Ed} = azione di compressione di calcolo $N_{b,Rd}$ = resistenza all'instabilità nell'asta compressa χ = coefficiente che dipende di tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato A = area lorda della sezione f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M1} = coefficiente di sicurezza Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3 </p>		
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante		N = 1075,29 [kN]	
Caratteristiche del profilo		HE 280 B	L_{cr} [m] = 6,80
Classe dell'acciaio		S355JO - S355JR - S355J2	
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2008)			
N_{Ed} =	1075,29 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ =	0,59
$N_{b,Rd}$ =	1813,42 [kN]	Verifica soddisfatta	

Instabilità z-z

1.9.2 Diagonali Ø193,7x12,5

Diagonali Ø193,7x12,5

<i>Tipo</i>	<i>n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> (cm)	<i>N</i> (kN)	<i>T12</i> (kN)	<i>T13</i> (kN)	<i>MT</i> (kNm)	<i>M12</i> (kNm)	<i>M13</i> (kNm)
<i>N min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>N max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S1 min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S1 max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S2 min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S2 max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S3 min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S3 max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S4 min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S4 max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Solicitazioni allo SLV

Come è possibile notare dalla schermata, i diagonali sono soggetti ad una forza di compressione massima di 618,76 kN ed una forza di trazione massima di 493,77 kN.

Si è fatto riferimento al § 4.2.4.1.2.1 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "trazione" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1$$

dove:

N_{Ed} è l'azione assiale di calcolo,

$N_{t,Rd}$ è la resistenza di calcolo a trazione della sezione.

Il contributo a denominatore invece è stato determinato come segue:

$$N_{t,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$$

dove:

$A = 71,2 \text{ cm}^2$ è l'area della sezione lorda,

$f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$, avendo utilizzato un acciaio S355,

$\gamma_{M0} = 1,05$.

Ne deriva:

$N_{t,Rd} = 2.407 \text{ KN} > N_{Ed} = 493,77 \text{ KN}$.

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0,205 < 1$

Verificato

Si è fatto riferimento al § 4.2.4.1.2.2 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "compressione" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} \leq 1$

dove:

N_{Ed} è l'azione assiale di calcolo,

$N_{c,Rd}$ è la resistenza di calcolo a compressione della sezione.

Il contributo a denominatore invece è stato determinato come segue:

$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$

dove:

$A = 71,2 \text{ cm}^2$ è l'area della sezione lorda,

$f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$, avendo utilizzato un acciaio S355,

$\gamma_{M0} = 1,05$.

Ne deriva:

$N_{t,Rd} = 2.407 \text{ KN} > N_{Ed} = 618,76 \text{ KN}$.

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0,26 < 1$

Verificato

Si passa ora alla verifica ad instabilità del profilo. Essendo per ogni verifica il tasso di lavoro inferiore all'unità, tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	510 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25 [-]

Caratteristiche meccaniche del profilo

Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	193,70 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	12,50 [mm]
Diametro interno	d_{int}	168,70 [mm]
Raggio esterno	r_{ext}	96,85 [mm]
Raggio interno	r_{int}	84,35 [mm]
Area della sezione trasversale	A	7116 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	2,9343E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	3,0297E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	4,1107E+05 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{v,z}$	4530 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	64,22 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	2,9343E+07 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	3,0297E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	4,1107E+05 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{v,y}$	4530 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	64,22 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	5,869E+07 [mm ⁴]

Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica

Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	618,76 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	[kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	[kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	[kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	[kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	T_{Ed}	[kNm]

Classificazione della sezione trasversale di verifica

Coefficiente ϵ	ϵ	0,814 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	ρ	15,496 [-]
Rapporto limite per la classe 1	ρ_1	33,099 [-]
Rapporto limite per la classe 2	ρ_2	46,338 [-]
Rapporto limite per la classe 3	ρ_3	59,577 [-]

Classificazione della sezione trasversale **CL** **1**

Verifiche di resistenza della sezione trasversale

Resistenza a trazione pura

Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	2405,79 [kN]
Verifica a trazione pura	P_{Nt}	0,000 [-]

Resistenza a compressione pura

Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	2405,79 [kN]
Verifica a compressione pura	P_{Nc}	0,257 [-]

Verifiche di resistenza della sezione trasversale		
Resistenza a trazione pura		
Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	2405,79 [kN]
Verifica a trazione pura	ρ_{Nt}	✓ 0,000 [-]
Resistenza a compressione pura		
Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	2405,79 [kN]
Verifica a compressione pura	ρ_{Nc}	✓ 0,257 [-]
Resistenza a torsione e taglio		
Diametro medio della sezione trasversale	d_{med}	181,20 [mm]
Area della sezione compresa nel diametro medio	Ω	25787,32 [mm ²]
Tensioni tangenziali dovute al momento torcente	$\tau_{t,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Verifica tensionale per pura torsione	ρ_T	✓ 0,000 [-]
Resistenza plastica a taglio	$V_{pl,Rd}$	884,25 [kN]
Resistenza plastica a taglio ridotta per effetto della torsione	$V_{pl,T,Rd}$	884,25 [kN]
Verifica a taglio in direzione z - z	ρ_{Vz}	✓ 0,000 [-]
Verifica a taglio in direzione y - y	ρ_{Vy}	✓ 0,000 [-]
Resistenza a flessione		
Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse y - y	W_y	4,11E+05 [mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse y - y	$M_{cy,Rd}$	138,98 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	ρ_{My}	✓ 0,000 [-]
Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse z - z	W_z	4,11E+05 [mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse z - z	$M_{cz,Rd}$	138,98 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse z - z	ρ_{Mz}	✓ 0,000 [-]
Resistenza a flessione e taglio (per sezioni in classe 1 o 2)		
Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio in direzione z - z	$\rho_{Vz,red}$	1,00 [-]
Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio in direzione y - y	$\rho_{Vy,red}$	1,00 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Vy,Rd}$	138,98 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	$\rho_{My - Vz}$	✓ 0,000 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Vz,Rd}$	138,98 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse z - z	$\rho_{Mz - Vy}$	✓ 0,000 [-]
Resistenza a flessione, forza assiale e taglio		
<u>Calcolo plastico per sezioni in classe 1 o 2</u>		
Coefficiente n	n	0,257 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Ny,Rd}$	125,16 [kNm]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Nz,Rd}$	125,16 [kNm]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo EN1993 - 1 - 1:2010)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	✓ 0,000 [-]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo cautelativo)	$\rho_{N - My - Mz - pl}$	✓ 0,257 [-]
<u>Calcolo elastico per sezioni in classe 3</u>		
Momento globale agente nella sezione	$M_{tot,Ed}$	0,00 [kNm]
Taglio globale agente nella sezione	$V_{tot,Ed}$	0,00 [kN]
Tensione normale massima	$\sigma_{x,Ed,fs}$	86,96 [N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali	ρ_{el}	ver. plastica [-]
Tensione tangenziale dovuta al taglio	$\tau_{V,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Tensione tangenziale dovuta al momento torcente	$\tau_{t,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Verifica relativa alle tensioni totali	$\rho_{el - tot}$	ver. plastica [-]
Verifiche di stabilità flessionale		
Lunghezza geometrica della membratura	L	8,66 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1,00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1,00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	8660,00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	8660,00 [mm]

Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale

Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A	7116 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse y - y	$N_{cr,y}$	811 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse z - z	$N_{cr,z}$	811 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse y - y	$\lambda_{ed,y}$	1,7649 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse z - z	$\lambda_{ed,z}$	1,7649 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	15,50 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	168,7 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse y - y	Curva _{y-y}	a [-]
Curva di instabilità attorno all'asse z - z	Curva _{z-z}	a [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse y - y	α_y	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse y - y	ϕ_y	2,2218 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse z - z	α_z	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse z - z	ϕ_z	2,2218 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse y - y	χ_y	0,280 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse z - z	χ_z	0,280 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse y - y	$N_{by,Rd}$	673,62 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse z - z	$N_{bz,Rd}$	673,62 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$\rho_{buck,N}$	0,919 [-]

Verifiche di stabilità nel caso di presso - flessione biassiale - ANNEX B, EN 1993 - 1 - 1:2010

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

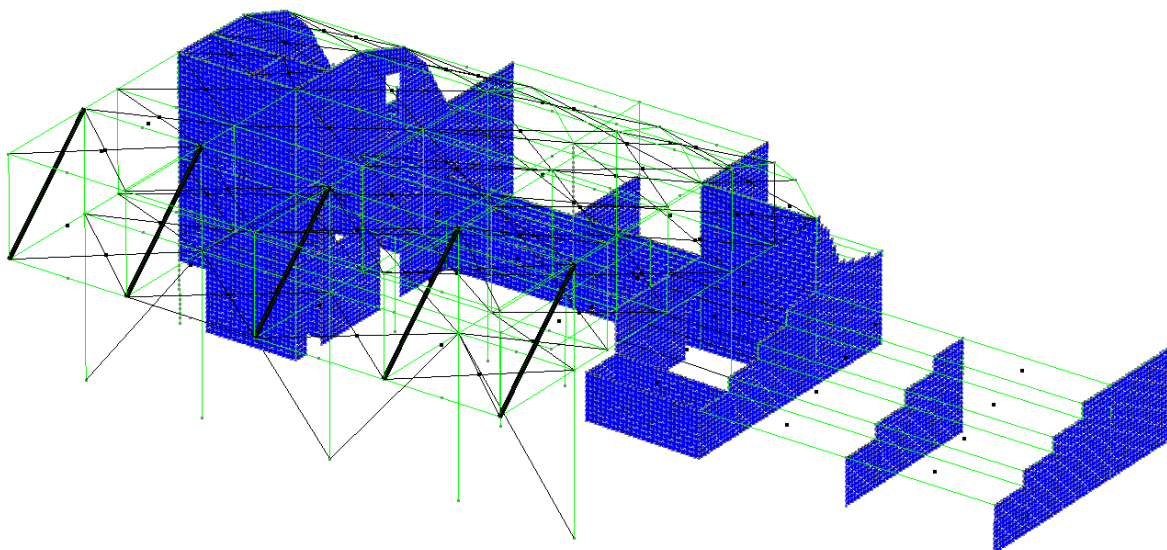
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1,000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1,000 [-]

Coefficienti di interazione

Coefficiente di interazione k_{yy} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yy,1-2}$	1,735 [-]
Coefficiente di interazione k_{yy} per sezioni in classe 3	$k_{yy,3}$	1,551 [-]
	k_{yy}	1,735 [-]
Coefficiente di interazione k_{zz} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{zz,1-2}$	1,735 [-]
Coefficiente di interazione k_{zz} per sezioni in classe 3	$k_{zz,3}$	1,551 [-]
	k_{zz}	1,735 [-]
Coefficiente di interazione k_{yz} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yz,1-2}$	1,041 [-]
Coefficiente di interazione k_{yz} per sezioni in classe 3	$k_{yz,3}$	1,735 [-]
	k_{yz}	1,041 [-]
Coefficiente di interazione k_{zy} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{zy,1-2}$	1,041 [-]
Coefficiente di interazione k_{zy} per sezioni in classe 3	$k_{zy,3}$	1,388 [-]
	k_{zy}	1,041 [-]

Verifiche di presso flessione biassiale

Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 1 o 2	$\rho_{buck,N-M-M}$	0,919 [-]
	$\rho_{buck,N-M-M}$	0,919 [-]
Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 3	$\rho_{buck,N-M-M}$	ver. plastica [-]
	$\rho_{buck,N-M-M}$	ver. plastica [-]
Tasso di lavoro massimo del profilo tubolare (resistenza e stabilità)	ρ_{max}	0,919 [-]

1.9.3 Diagonali Ø140x10

Diagonali Ø140x10

<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	<i>M13 (kNm)</i>
<i>N min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>N max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S1 min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S1 max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S2 min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S2 max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S3 min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S3 max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S4 min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S4 max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni allo SLV

Come è possibile notare dalla schermata, i diagonali sono soggetti ad una forza di compressione massima di 80,31 kN ed una forza di trazione massima di 438,69 kN.

Si è fatto riferimento al § 4.2.4.1.2.1 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "trazione" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1$$

dove:

N_{Ed} è l'azione assiale di calcolo,

$N_{t,Rd}$ è la resistenza di calcolo a trazione della sezione.

Il contributo a denominatore invece è stato determinato come segue:

$$N_{t,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$$

dove:

$A = 40,8 \text{ cm}^2$ è l'area della sezione lorda,

$f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$, avendo utilizzato un acciaio S355,

$\gamma_{M0} = 1,05$.

Ne deriva:

$N_{t,Rd} = 1.379,4 \text{ KN} > N_{Ed} = 438,69 \text{ KN}$.

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0,32 < 1$

Verificato

Si è fatto riferimento al § 4.2.4.1.2.2 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "compressione" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} \leq 1$

dove:

N_{Ed} è l'azione assiale di calcolo,

$N_{c,Rd}$ è la resistenza di calcolo a compressione della sezione.

Il contributo a denominatore invece è stato determinato come segue:

$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$

dove:

$A = 40,8 \text{ cm}^2$ è l'area della sezione lorda,

$f_{yk} = 3550 \text{ kg/cm}^2$, avendo utilizzato un acciaio S355,

$\gamma_{M0} = 1,05$.

Ne deriva:

$N_{t,Rd} = 1.379,4 \text{ KN} > N_{Ed} = 80,31 \text{ KN}$.

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0,06 < 1$

Verificato

Si passa ora alla verifica ad instabilità del profilo. Essendo per ogni verifica il tasso di lavoro inferiore all'unità, tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	355 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	510 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25 [-]

Caratteristiche meccaniche del profilo

Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	140,00 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	10,00 [mm]
Diametro interno	d_{int}	120,00 [mm]
Raggio esterno	r_{ext}	70,00 [mm]
Raggio interno	r_{int}	60,00 [mm]
Area della sezione trasversale	A	4084 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	8,6786E+06 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	1,2398E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	1,6933E+05 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{v,z}$	2600 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	46,10 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	8,6786E+06 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	1,2398E+05 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	1,6933E+05 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{v,y}$	2600 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	46,10 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	1,736E+07 [mm ⁴]

Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica

Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	80,31 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	[kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	[kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	[kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	[kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	T_{Ed}	[kNm]

Classificazione della sezione trasversale di verifica

Coefficiente ϵ	ϵ	0,814 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	ρ	14,000 [-]
Rapporto limite per la classe 1	ρ_1	33,099 [-]
Rapporto limite per la classe 2	ρ_2	46,338 [-]
Rapporto limite per la classe 3	ρ_3	59,577 [-]

Classificazione della sezione trasversale	CL	1
--	-----------	----------

Verifiche di resistenza della sezione trasversale**Resistenza a trazione pura**

Resistenza plastica a trazione	$N_{t,Rd}$	1380,80 [kN]
--------------------------------	------------	--------------

Verifica a trazione pura

ρ_{Nt}	0,000 [-]
-------------	-----------

Resistenza a compressione pura

Resistenza a compressione pura	$N_{c,Rd}$	1380,80 [kN]
--------------------------------	------------	--------------

Verifica a compressione pura

ρ_{Nc}	0,058 [-]
-------------	-----------

Resistenza a torsione e taglio

Diametro medio della sezione trasversale	d_{med}	130,00 [mm]
Area della sezione compresa nel diametro medio	Ω	13273,23 [mm ²]
Tensioni tangenziali dovute al momento torcente	$\tau_{t,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Verifica tensionale per pura torsione	P_T	0,000 [-]
Resistenza plastica a taglio	$V_{pl,Rd}$	507,52 [kN]
Resistenza plastica a taglio ridotta per effetto della torsione	$V_{pl,T,Rd}$	507,52 [kN]
Verifica a taglio in direzione z - z	P_{Vz}	0,000 [-]
Verifica a taglio in direzione y - y	P_{Vy}	0,000 [-]

Resistenza a flessione

Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse y - y	W_y	1,69E+05 [mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse y - y	$M_{oy,Rd}$	57,25 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	P_{My}	0,000 [-]
Modulo di resistenza di calcolo per flessione attorno all'asse z - z	W_z	1,69E+05 [mm ³]
Resistenza a flessione attorno all'asse z - z	$M_{oz,Rd}$	57,25 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse z - z	P_{Mz}	0,000 [-]

Resistenza a flessione e taglio (per sezioni in classe 1 o 2)

Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio in direzione z - z	$P_{Vz,red}$	1,00 [-]
Fattore di riduzione per la presenza della forza di taglio in direzione y - y	$P_{Vy,red}$	1,00 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Vy,Rd}$	57,25 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse y - y	$P_{My - Vz}$	0,000 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Vz,Rd}$	57,25 [kNm]
Verifica flessionale attorno all'asse z - z	$P_{Mz - Vy}$	0,000 [-]

Resistenza a flessione, forza assiale e taglioCalcolo plastico per sezioni in classe 1 o 2

Coefficiente n	n	0,058 [-]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse y - y	$M_{Ny,Rd}$	56,80 [kNm]
Resistenza a flessione ridotta, per flessione attorno all'asse z - z	$M_{Nz,Rd}$	56,80 [kNm]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo EN1993 - 1 - 1:2010)	$P_{N - My - Mz - pl}$	0,000 [-]
Verifica di presso/tenso flessione biassiale (metodo cautelativo)	$P_{N - My - Mz - pl}$	0,058 [-]

Calcolo elastico per sezioni in classe 3

Momento globale agente nella sezione	$M_{tot,Ed}$	0,00 [kNm]
Taglio globale agente nella sezione	$V_{tot,Ed}$	0,00 [kN]
Tensione normale massima	$\sigma_{x,Ed,fs}$	19,66 [N/mm ²]
Verifica relativa alle sole tensioni normali	P_{el}	ver. plastica [-]
Tensione tangenziale dovuta al taglio	$\tau_{V,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Tensione tangenziale dovuta al momento torcente	$\tau_{t,Ed}$	0,00 [N/mm ²]
Verifica relativa alle tensioni totali	$P_{el - tot}$	ver. plastica [-]

Verifiche di stabilità flessionale

Lunghezza geometrica della membratura	L	6,12 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1,00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1,00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	6120,00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	6120,00 [mm]

Resistenza nei confronti dell'instabilità flessionale

Area della sezione trasversale da considerare nel calcolo	A	4084 [mm ²]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse y - y	$N_{cr,y}$	480 [kN]
Forza normale critica euleriana attorno all'asse z - z	$N_{cr,z}$	480 [kN]
Snellezza adimensionale attorno all'asse y - y	$\lambda_{ad,y}$	1,7375 [-]
Snellezza adimensionale attorno all'asse z - z	$\lambda_{ad,z}$	1,7375 [-]
Rapporto dimensionale per la determinazione delle curve di instabilità	h/b	14,00 [-]
Spessore massimo della sezione trasversale	t_{max}	120 [mm]
Curva di instabilità attorno all'asse y - y	Curva _{y-y}	a [-]
Curva di instabilità attorno all'asse z - z	Curva _{z-z}	a [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse y - y	α_y	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse y - y	ϕ_y	2,1709 [-]
Coefficiente di imperfezione attorno all'asse z - z	α_z	0,21 [-]
Coefficiente di instabilità attorno all'asse z - z	ϕ_z	2,1709 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse y - y	χ_y	0,288 [-]
Coefficiente di riduzione di resistenza attorno all'asse z - z	χ_z	0,288 [-]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse y - y	$N_{by,Rd}$	397,65 [kN]
Resistenza all'instabilità flessionale attorno all'asse z - z	$N_{bz,Rd}$	397,65 [kN]
Verifica nei confronti dell'instabilità flessionale	$P_{buck, N}$	0,202 [-]

Verifiche di stabilità nel caso di presso - flessione biassiale - ANNEX B, EN 1993 - 1 - 1:2010

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

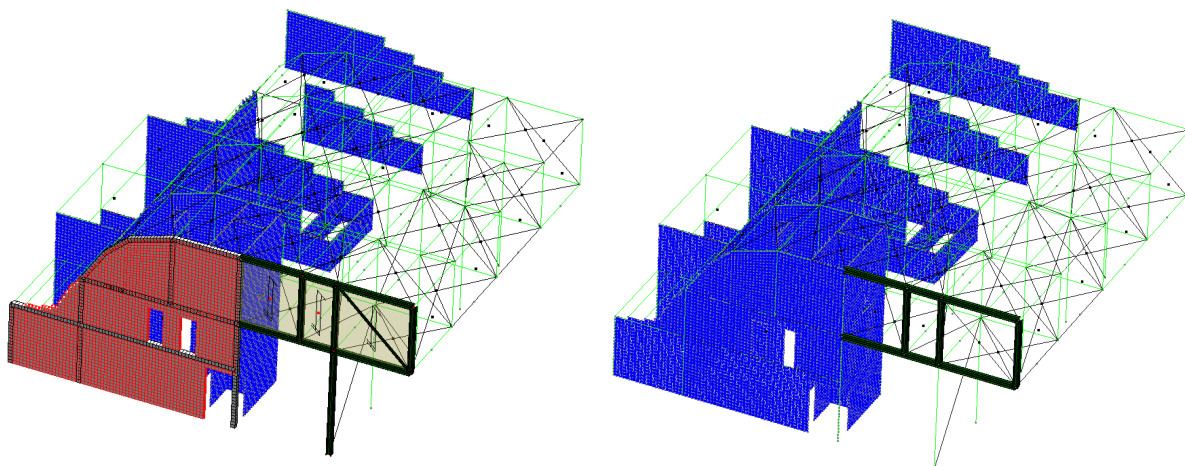
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1,000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1,000 [-]

Coefficienti di interazione

Coefficiente di interazione k_{yy} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yy,1-2}$	1,162 [-]
Coefficiente di interazione k_{yy} per sezioni in classe 3	$k_{yy,3}$	1,121 [-]
	k_{yy}	1,162 [-]
Coefficiente di interazione k_{zz} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{zz,1-2}$	1,162 [-]
Coefficiente di interazione k_{zz} per sezioni in classe 3	$k_{zz,3}$	1,121 [-]
	k_{zz}	1,162 [-]
Coefficiente di interazione k_{yz} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yz,1-2}$	0,697 [-]
Coefficiente di interazione k_{yz} per sezioni in classe 3	$k_{yz,3}$	1,162 [-]
	k_{yz}	0,697 [-]
Coefficiente di interazione k_{zy} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{zy,1-2}$	0,697 [-]
Coefficiente di interazione k_{zy} per sezioni in classe 3	$k_{zy,3}$	0,929 [-]
	k_{zy}	0,697 [-]

Verifiche di presso flessione biassiale

Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 1 o 2	$P_{buck, N-M-M}$	0,202 [-]
	$P_{buck, N-M-M}$	0,202 [-]
Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 3	$P_{buck, N-M-M}$	ver. plastica [-]
	$P_{buck, N-M-M}$	ver. plastica [-]
Tasso di lavoro massimo del profilo tubolare (resistenza e stabilità)	P_{max}	0,202 [-]

1.9.4 Trave Vierendeel n.1

Trave Vierendeel n.1

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	<i>M13 (kNm)</i>	
<i>N min</i>	7	Beam	0.00	3.94	11.21	-0.01	-14.44	32.59
<i>N max</i>	8	Beam	0.00	3.11	-8.89	-0.02	-11.37	39.45
<i>T12 min</i>	4	Beam	0.00	-13.33	55.72	0.03	13.49	-56.39
<i>T12 max</i>	5	Beam	0.00	12.01	68.22	-0.06	-14.88	-66.54
<i>T13 min</i>	20	Beam	450.00	-0.18	-53.42	0.01	-0.78	-78.78
<i>T13 max</i>	5	Beam	0.00	0.73	116.10	-0.01	-0.79	-116.55
<i>Mt min</i>	20	Beam	0.00	-3.05	13.15	-0.10	1.94	6.12
<i>Mt max</i>	20	Beam	0.00	2.88	13.65	0.11	-1.92	4.01
<i>M12 min</i>	5	Beam	0.00	12.01	68.22	-0.06	-14.88	-66.54
<i>M12 max</i>	7	Beam	0.00	-4.16	16.88	0.02	15.23	11.83
<i>M13 min</i>	5	Beam	0.00	0.73	116.10	-0.01	-0.79	-116.55
<i>M13 max</i>	5	Beam	200.00	0.73	87.52	-0.01	0.66	87.07

Sollecitazioni allo SLV per le travi inf. e sup.

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 41,13 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{C,Rd} = 802,8 \text{ KN} > V_{Ed} = 116,1 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} = 0,15 < 1$$

Verificato

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$$

Dunque:

$$M_{C,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 116,55 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} = 0,22 < 1$$

Verificato

<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	<i>M13 (kNm)</i>	
<i>N min</i>	3	Beam	0.00	-333.22	0.08	-16.03	0.00	-0.33	32.01
<i>N max</i>	6	Beam	415.00	56.18	-0.01	-19.19	0.00	-0.01	-35.91
<i>T12 min</i>	3	Beam	0.00	-166.99	-1.87	-2.78	0.04	8.66	4.52
<i>T12 max</i>	3	Beam	0.00	-164.30	1.94	-10.71	-0.04	-8.92	21.20
<i>T13 min</i>	6	Beam	0.00	41.78	-0.01	-20.52	0.01	0.01	46.67
<i>T13 max</i>	1	Beam	0.00	-29.95	-0.01	9.75	-0.02	0.01	-16.96
<i>Mt min</i>	1	Beam	0.00	-7.10	-0.14	3.53	-0.12	-1.89	-4.39
<i>Mt max</i>	1	Beam	0.00	-19.68	0.13	4.10	0.10	1.90	-5.77
<i>M12 min</i>	3	Beam	0.00	-164.30	1.94	-10.71	-0.04	-8.92	21.20
<i>M12 max</i>	3	Beam	0.00	-166.99	-1.87	-2.78	0.04	8.66	4.52
<i>M13 min</i>	6	Beam	415.00	47.34	-0.01	-20.52	0.01	-0.01	-38.51
<i>M13 max</i>	6	Beam	0.00	41.78	-0.01	-20.52	0.01	0.01	46.67

Sollecitazioni allo SLV per i montanti

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$A_v = 41,13 \text{ cm}^2$ area resistente a taglio

$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2$ resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275

$\gamma_{M0} = 1,05$.

Quindi:

$V_{c,Rd} = 802,8 \text{ KN} > V_{Ed} = 20,52 \text{ KN}$

$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,025 < 1$

Verificato

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$

dove:

$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$

con:

$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$

$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2$ resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275

$\gamma_{M0} = 1,05$

Quindi:

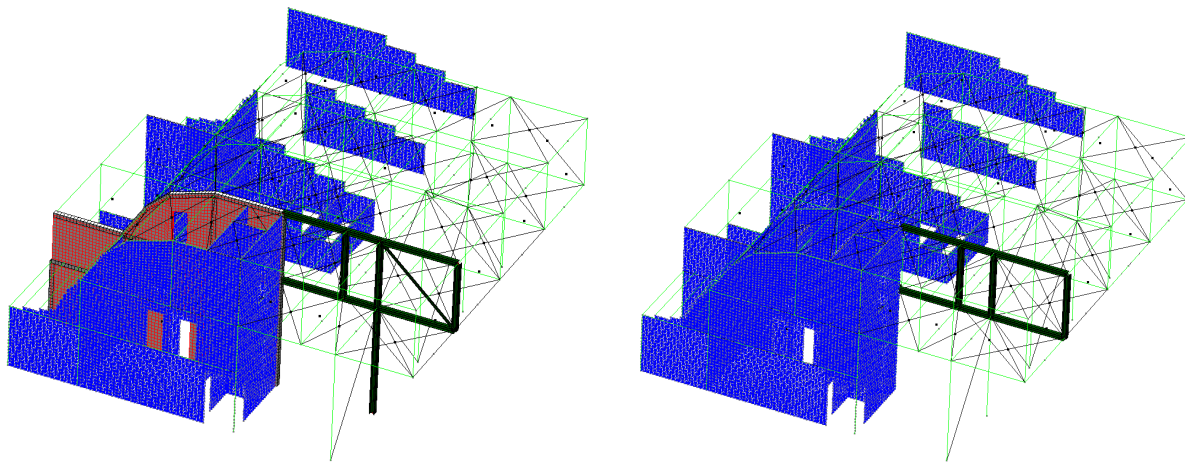
$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$

Dunque:

$M_{c,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 46,67 \text{ KNm}$

$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,09 < 1$

Verificato

1.9.5 Trave Vierendeel n.2

Trave Vierendeel n.2

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	<i>M13 (kNm)</i>	
<i>N min</i>	28	Beam	0.00	-0.65	-9.86	-0.01	2.39	43.00
<i>N max</i>	29	Beam	0.00	1.49	-4.92	0.02	-5.45	24.92
<i>T12 min</i>	25	Beam	0.00	-15.10	62.57	0.02	15.23	-62.96
<i>T12 max</i>	26	Beam	0.00	12.64	83.79	-0.06	-15.91	-88.80
<i>T13 min</i>	41	Beam	450.00	-0.19	-33.24	0.01	-0.82	-87.87
<i>T13 max</i>	26	Beam	0.00	0.76	138.93	-0.01	-0.83	-144.76
<i>Mt min</i>	41	Beam	0.00	-3.27	-11.50	-0.10	1.93	23.28
<i>Mt max</i>	41	Beam	0.00	3.09	-10.95	0.11	-1.91	19.48
<i>M12 min</i>	29	Beam	0.00	4.41	-9.82	-0.02	-16.12	42.86
<i>M12 max</i>	42	Beam	450.00	-0.99	-20.91	-0.06	15.68	-51.89
<i>M13 min</i>	26	Beam	0.00	0.76	138.93	-0.01	-0.83	-144.76
<i>M13 max</i>	26	Beam	200.00	0.76	136.24	-0.01	0.69	130.42

Solicitazioni allo SLV per le travi inf. e sup.

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 41,13 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{C,Rd} = 802,8 \text{ KN} > V_{Ed} = 138,93 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} = 0,17 < 1$$

Verificato

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$$

Dunque:

$$M_{C,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 144,76 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} = 0,28 < 1$$

Verificato

<i>Tipo</i>	<i>n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> (<i>cm</i>)	<i>N</i> (<i>kN</i>)	<i>T12</i> (<i>kN</i>)	<i>T13</i> (<i>kN</i>)	<i>MT</i> (<i>kNm</i>)	<i>M12</i> (<i>kNm</i>)	<i>M13</i> (<i>kNm</i>)
<i>N min</i>	24	Beam	0.00	-543.95	0.10	-22.68	0.01	-0.40	49.03
<i>N max</i>	315	Truss	0.00	63.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>T12 min</i>	24	Beam	0.00	-251.18	-1.75	-2.17	0.04	8.16	5.79
<i>T12 max</i>	24	Beam	0.00	-237.61	1.84	-14.29	-0.03	-8.49	30.43
<i>T13 min</i>	27	Beam	0.00	42.41	-0.01	-26.84	0.01	0.01	58.89
<i>T13 max</i>	22	Beam	0.00	-60.69	-0.01	22.17	-0.02	0.01	-48.17
<i>Mt min</i>	22	Beam	0.00	-9.68	-0.14	9.11	-0.13	-1.89	-19.74
<i>Mt max</i>	22	Beam	0.00	-41.76	0.13	10.52	0.11	1.90	-23.04
<i>M12 min</i>	24	Beam	0.00	-237.61	1.84	-14.29	-0.03	-8.49	30.43
<i>M12 max</i>	24	Beam	0.00	-251.18	-1.75	-2.17	0.04	8.16	5.79
<i>M13 min</i>	27	Beam	415.00	47.98	-0.01	-26.84	0.01	-0.02	-52.47
<i>M13 max</i>	27	Beam	0.00	42.41	-0.01	-26.84	0.01	0.01	58.89

Sollecitazioni allo SLV per i montanti

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

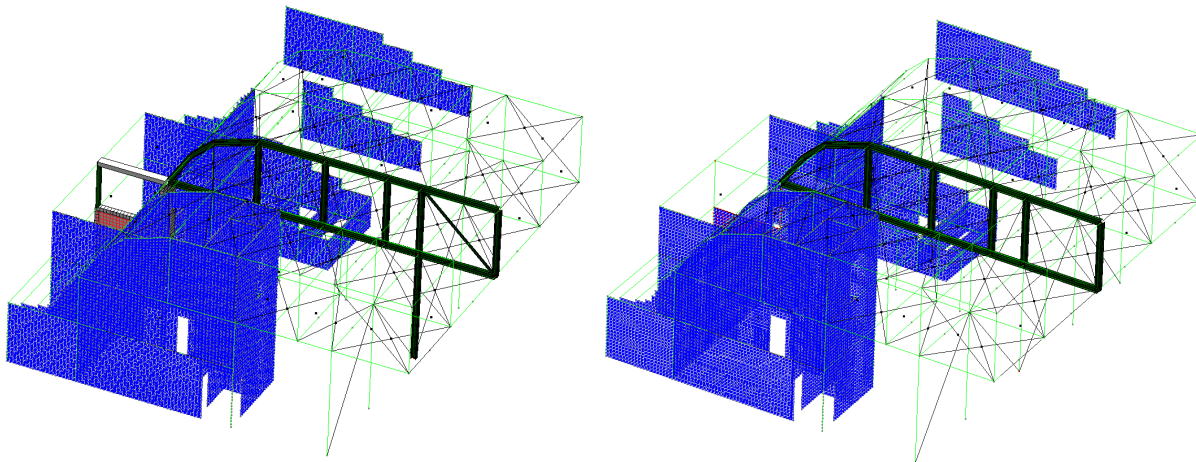
dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 41,13 \text{ cm}^2$$

area resistente a taglio

1.9.6 Trave Vierendeel n.3

Trave Vierendeel n.3

Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	
N	min	70	Beam	0.00	-0.47	-16.61	-0.04	0.90	24.88
N	max	54	Beam	0.00	-7.99	154.20	-0.03	8.65	-196.96
T12	min	65	Beam	0.00	-22.78	-59.36	0.01	-6.16	-8.90
T12	max	65	Beam	0.00	22.48	-12.19	-0.01	6.24	22.35
T13	min	61	Beam	395.00	-0.08	-144.43	0.00	-0.14	-283.30
T13	max	55	Beam	0.00	0.16	254.93	-0.01	-0.20	-322.33
MT	min	66	Beam	0.00	-0.76	-3.00	-0.24	0.00	0.00
MT	max	66	Beam	0.00	0.86	38.90	0.28	0.00	0.00
M12	min	65	Beam	131.25	-21.71	-32.37	0.01	-35.46	-20.30
M12	max	65	Beam	131.25	21.41	-41.89	-0.01	35.15	-61.95
M13	min	55	Beam	0.00	0.16	254.93	-0.01	-0.20	-322.33
M13	max	57	Beam	366.00	0.02	125.55	0.01	0.19	299.94

Solicitazioni allo SLV per le travi inf. e sup.

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 41,13 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{C,Rd} = 802,8 \text{ KN} > V_{Ed} = 254,93 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} = 0,32 < 1$$

Verificato

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$$

Dunque:

$$M_{C,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 322,33 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} = 0,28 < 1$$

Verificato

<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT kNm)(</i>	<i>M12 kNm)(</i>	<i>M13 kNm)</i>	
<i>N min</i>	53	Beam	0.00	-561.26	0.06	-79.28	0.01	-0.24	166.21
<i>N max</i>	56	Beam	415.00	59.22	-0.01	-150.56	0.01	-0.02	-308.10
<i>T12 min</i>	53	Beam	0.00	-203.69	-1.95	-16.16	0.04	9.04	35.16
<i>T12 max</i>	53	Beam	0.00	-300.48	2.01	-48.54	-0.03	-9.24	101.62
<i>T13 min</i>	56	Beam	0.00	41.37	-0.01	-168.06	0.01	0.01	353.35
<i>T13 max</i>	51	Beam	0.00	-45.73	-0.01	31.82	-0.02	0.01	-68.21
<i>Mt min</i>	51	Beam	0.00	-8.84	-0.14	24.73	-0.13	-1.89	-53.60
<i>Mt max</i>	51	Beam	0.00	-29.86	0.13	3.19	0.11	1.90	-6.63
<i>M12 min</i>	53	Beam	0.00	-300.48	2.01	-48.54	-0.03	-9.24	101.62
<i>M12 max</i>	53	Beam	0.00	-203.69	-1.95	-16.16	0.04	9.04	35.16
<i>M13 min</i>	56	Beam	415.00	46.93	-0.01	-168.06	0.01	-0.02	-344.09
<i>M13 max</i>	56	Beam	0.00	41.37	-0.01	-168.06	0.01	0.01	353.35

Sollecitazioni allo SLV per i montanti

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 41,13 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2$ resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275

$\gamma_{M0} = 1,05$.

Quindi:

$V_{c,Rd} = 802,8 \text{ KN} > V_{Ed} = 168,06 \text{ KN}$

$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,21 < 1$

Verificato

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$

dove:

$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$

con:

$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$

$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2$ resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275

$\gamma_{M0} = 1,05$

Quindi:

$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$

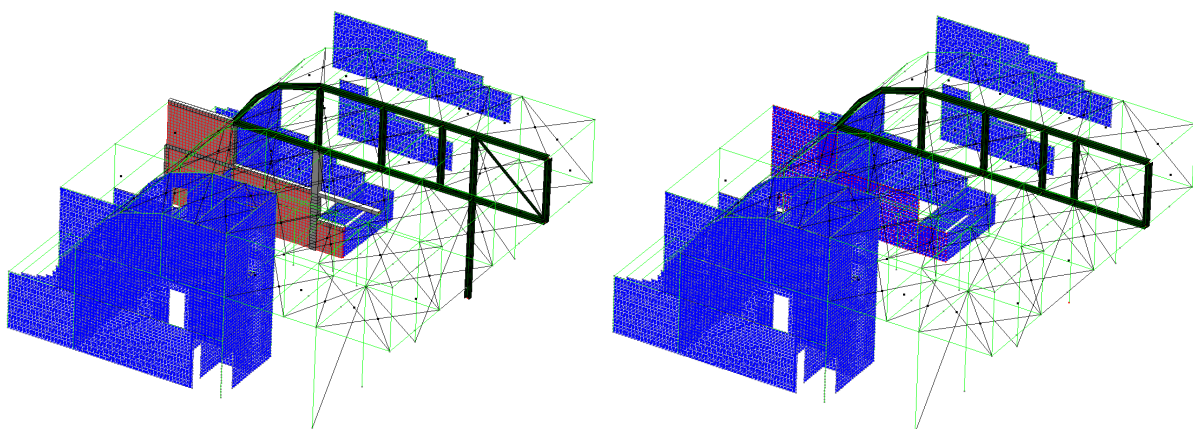
Dunque:

$M_{c,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 353,35 \text{ KNm}$

$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,68 < 1$

Verificato

1.9.7 Trave Vierendeel n.4



Trave Vierendeel n.4

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>		<i>X (cm)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	<i>M13 (kNm)</i>
<i>N min</i>	84	Beam	0.00	16.42	190.63	-0.01	-23.38	-243.68
<i>N max</i>	93	Beam	0.00	-1.24	-10.27	-0.01	3.53	30.40
<i>T12 min</i>	84	Beam	0.00	-35.12	127.44	0.06	49.66	-159.56
<i>T12 max</i>	84	Beam	0.00	35.22	103.74	-0.06	-50.02	-128.70
<i>T13 min</i>	90	Beam	395.00	-5.11	-120.05	-0.00	-12.82	-221.04
<i>T13 max</i>	84	Beam	0.00	0.13	283.27	-0.01	-0.45	-352.10
<i>Mt min</i>	95	Beam	0.00	-0.90	18.49	-0.28	0.00	0.00
<i>Mt max</i>	95	Beam	0.00	1.02	23.24	0.32	0.00	0.00
<i>M12 min</i>	84	Beam	0.00	35.22	103.74	-0.06	-50.02	-128.70
<i>M12 max</i>	84	Beam	0.00	-35.12	127.44	0.06	49.66	-159.56
<i>M13 min</i>	84	Beam	0.00	0.13	283.27	-0.01	-0.45	-352.10
<i>M13 max</i>	93	Beam	0.00	-0.16	-109.27	-0.00	0.42	291.44

Sollecitazioni allo SLV per le travi inf. e sup.

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 41,13 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{C,Rd} = 802,8 \text{ KN} > V_{Ed} = 283,27 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} = 0,35 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$$

Dunque:

$$M_{c,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 352,1 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,68 < 1$$

Verificato

<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	<i>M13 (kNm)</i>	
<i>N min</i>	82	Beam	0.00	-657.24	-0.04	-87.24	0.00	0.17	183.06
<i>N max</i>	88	Beam	415.00	119.62	-0.00	-22.70	-0.01	-0.01	-48.28
<i>T12 min</i>	2153	Beam	0.00	1.09	-26.03	5.33	-8.74	9.42	-0.35
<i>T12 max</i>	2153	Beam	0.00	0.93	25.88	2.24	8.69	-9.44	-0.25
<i>T13 min</i>	88	Beam	0.00	0.02	-0.01	-103.10	-0.02	0.07	213.45
<i>T13 max</i>	88	Beam	0.00	63.42	0.01	68.99	0.02	-0.07	-143.73
<i>Mt min</i>	2153	Beam	0.00	1.09	-26.03	5.33	-8.74	9.42	-0.35
<i>Mt max</i>	2153	Beam	0.00	0.93	25.88	2.24	8.69	-9.44	-0.25
<i>M12 min</i>	2153	Beam	0.00	1.03	25.26	5.36	8.51	-9.58	-0.36
<i>M12 max</i>	2153	Beam	0.00	0.99	-25.41	2.21	-8.56	9.55	-0.24
<i>M13 min</i>	88	Beam	415.00	4.30	-0.01	-103.10	-0.02	0.12	-214.41
<i>M13 max</i>	88	Beam	0.00	0.02	-0.01	-103.10	-0.02	0.07	213.45

Sollecitazioni allo SLV per i montanti

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 41,13 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{c,Rd} = 802,8 \text{ KN} > V_{Ed} = 103,1 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,13 < 1$$

Verificato

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$$

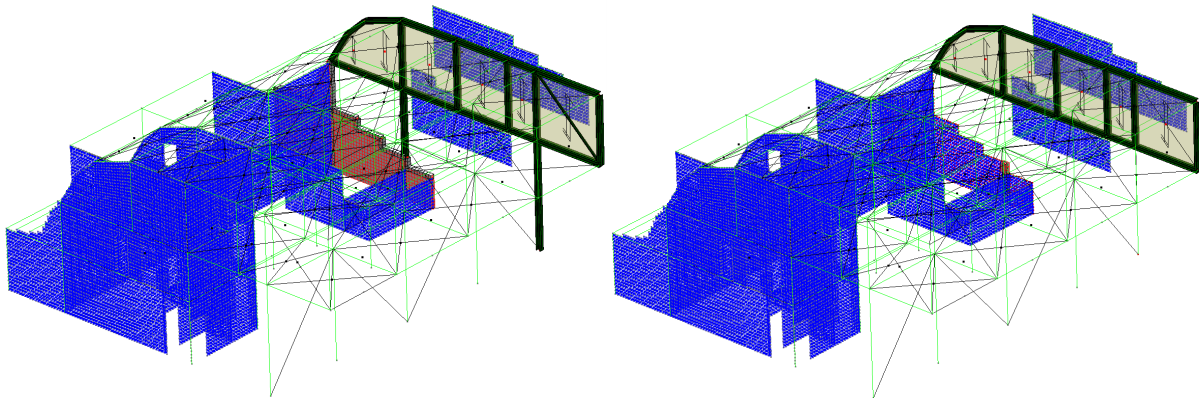
Dunque:

$$M_{C,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 214,41 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} = 0,41 < 1$$

Verificato

1.9.8 Trave Vierendeel n.5



Trave Vierendeel n.5

<i>Tipo</i>	<i>n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> (<i>cm</i>)	<i>T12</i> (<i>kN</i>)	<i>T13</i> (<i>kN</i>)	<i>MT</i> (<i>kNm</i>)	<i>M12</i> (<i>kNm</i>)	<i>M13</i> (<i>kNm</i>)
<i>N min</i>	117	Beam	0.00	6.38	32.87	-0.03	0.00	0.00
<i>N max</i>	117	Beam	0.00	-6.28	53.67	0.03	0.00	0.00
<i>T12 min</i>	1548	Beam	0.00	-79.73	-100.62	-0.03	16.48	38.48
<i>T12 max</i>	1548	Beam	0.00	78.20	30.09	0.03	-16.10	-14.10
<i>T13 min</i>	115	Beam	395.00	-1.43	-114.18	-0.02	-0.59	-198.45
<i>T13 max</i>	113	Beam	0.00	-0.44	208.04	-0.00	0.45	-249.64
<i>Mt min</i>	121	Beam	0.00	-2.66	-11.13	-0.59	2.36	161.43
<i>Mt max</i>	121	Beam	0.00	2.23	7.90	0.49	-2.06	-60.52
<i>M12 min</i>	1550	Beam	20.00	-49.90	-23.26	-0.11	-28.55	-3.06
<i>M12 max</i>	1550	Beam	20.00	49.48	7.95	0.11	28.33	1.73
<i>M13 min</i>	113	Beam	0.00	-0.44	208.04	-0.00	0.45	-249.64
<i>M13 max</i>	120	Beam	275.92	0.64	80.28	0.19	1.76	225.24

Sollecitazioni allo SLV per le travi inf. e sup.

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 41,13 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{C,Rd} = 802,8 \text{ KN} > V_{Ed} = 208,04 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} = 0,26 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$$

Dunque:

$$M_{C,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 249,64 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} = 0,48 < 1 \quad \text{Verificato}$$

<i>Tipo</i>	<i>n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	<i>M13 (kNm)</i>
<i>N min</i>	116	Beam	0.00	-155.37	0.21	25.07	-0.00	-0.91	-38.75
<i>N max</i>	1877	Beam	415.00	74.55	-0.00	-26.66	-0.01	-0.01	-58.50
<i>T12 min</i>	116	Beam	0.00	-25.78	-3.76	-1.10	0.02	16.76	7.99
<i>T12 max</i>	116	Beam	0.00	-118.31	3.97	21.89	-0.03	-17.66	-39.34
<i>T13 min</i>	1876	Beam	0.00	35.54	0.00	-132.51	-0.01	-0.13	277.25
<i>T13 max</i>	116	Beam	0.00	-66.70	0.87	76.57	0.00	-3.98	-151.72
<i>Mt min</i>	1872	Beam	0.00	6.05	-0.13	7.78	-0.12	-1.90	-13.40
<i>Mt max</i>	1872	Beam	0.00	-19.65	0.13	6.38	0.10	1.91	-11.05
<i>M12 min</i>	116	Beam	0.00	-118.31	3.97	21.89	-0.03	-17.66	-39.34
<i>M12 max</i>	116	Beam	0.00	-25.78	-3.76	-1.10	0.02	16.76	7.99
<i>M13 min</i>	1876	Beam	415.00	39.82	0.00	-132.51	-0.01	-0.10	-272.66
<i>M13 max</i>	1876	Beam	0.00	35.54	0.00	-132.51	-0.01	-0.13	277.25

Sollecitazioni allo SLV per i montanti

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo “taglio” esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$A_v = 41,13 \text{ cm}^2$ area resistente a taglio

$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2$ resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{C,Rd} = 802,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 132,51 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} = 0,16 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo “flessione monoassiale retta” esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$$

$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2$ resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$$

Dunque:

$$M_{C,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 277,25 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} = 0,53 < 1 \quad \underline{\text{Verificato}}$$

Di seguito si riportano dei diagrammi dei momenti sollecitanti tipologici per le travi Vierendeel.

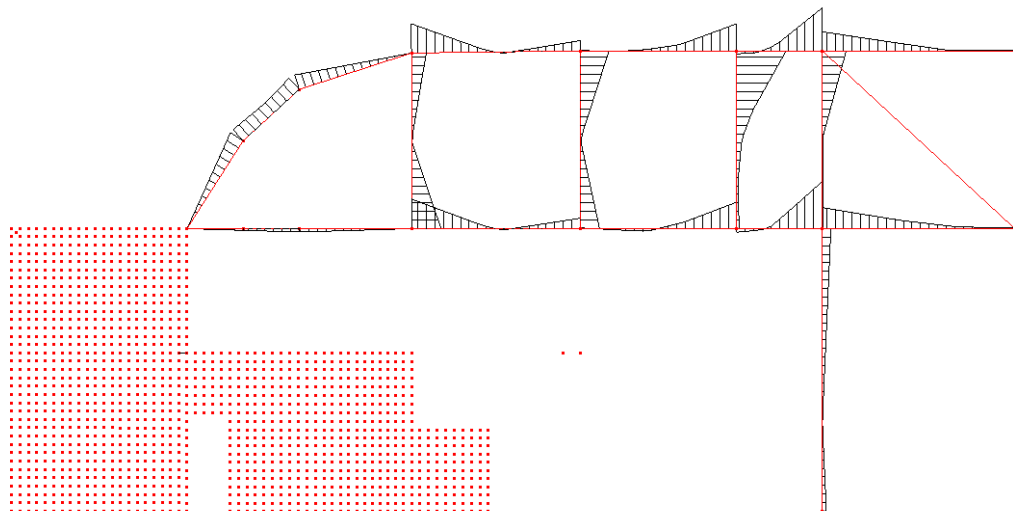


Diagramma momenti M13 min trave Vierendeel tipo

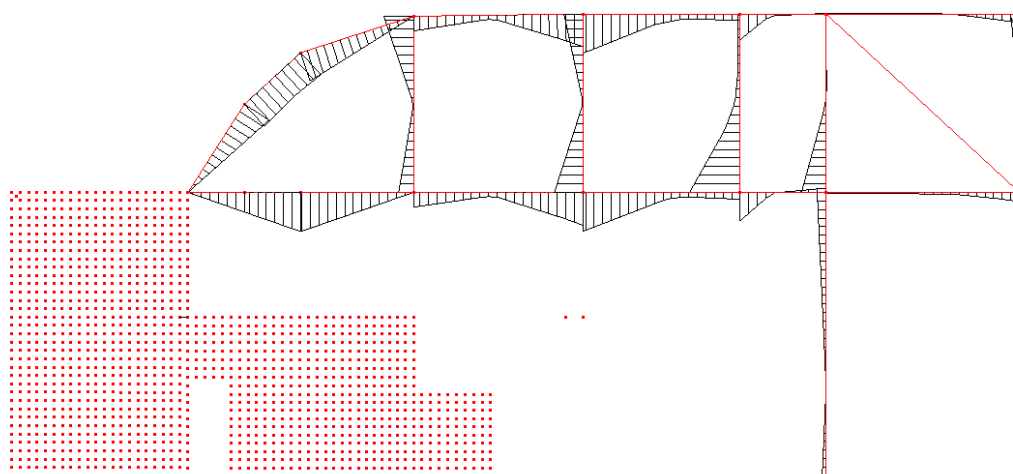
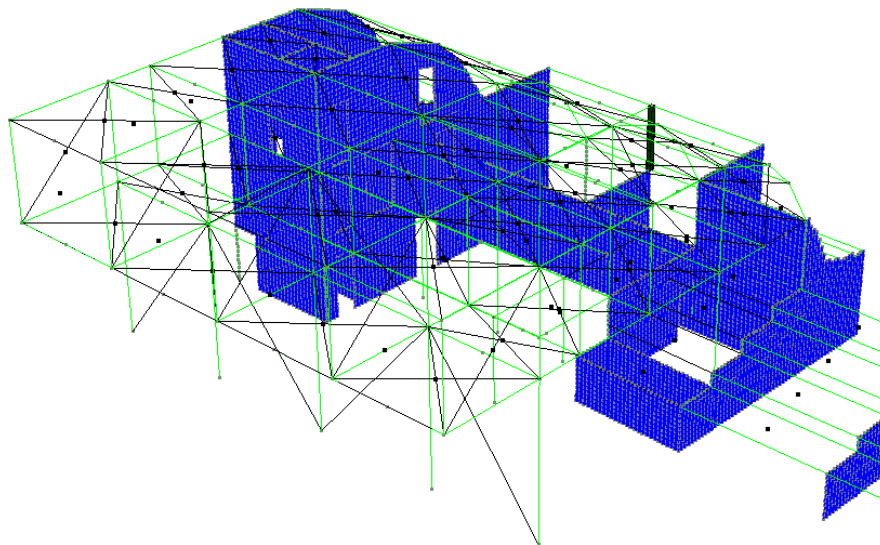


Diagramma momenti M13 max trave Vierendeel tipo

1.9.9 Tubolare 200x200x6 mm

Tubolare 200x200x6

<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	
<i>N min</i>	1819	Beam	0.00	-136.51	-1.76	0.35	-0.24	3.04
<i>N max</i>	1819	Beam	290.00	-63.66	18.39	11.16	0.16	20.01
<i>T12 min</i>	1819	Beam	0.00	-85.18	-21.86	7.16	1.59	39.43
<i>T12 max</i>	1819	Beam	0.00	-65.85	20.17	-6.96	-1.77	-36.50
<i>T13 min</i>	1819	Beam	0.00	-69.59	-3.77	-30.88	-3.02	6.85
<i>T13 max</i>	1819	Beam	0.00	-81.43	2.08	31.08	2.84	-3.92
<i>Mt min</i>	1819	Beam	0.00	-82.96	7.99	-29.31	-3.61	-14.43
<i>Mt max</i>	1819	Beam	0.00	-68.06	-9.68	29.52	3.43	17.37
<i>M12 min</i>	1819	Beam	0.00	-65.85	20.17	-6.96	-1.77	-36.50
<i>M12 max</i>	1819	Beam	0.00	-85.18	-21.86	7.16	1.59	39.43
<i>M13 min</i>	1819	Beam	290.00	-67.86	-3.77	-30.88	-3.02	-4.08
<i>M13 max</i>	1819	Beam	290.00	-79.70	2.08	31.08	2.84	2.12

Sollecitazioni allo SLV

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 23,28 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{C,Rd} = 787 \text{ KN} > V_{Ed} = 31,08 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,04 < 1$$

Verificato

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 292,33 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 98,8 \text{ KNm}$$

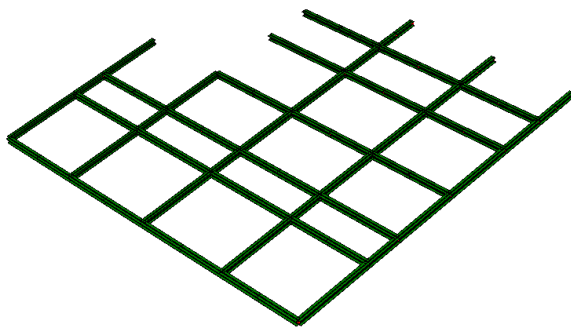
Dunque:

$$M_{c,Rd} = 98,8 \text{ KNm} > M_{Ed} = 39,43 \text{ KNm}$$

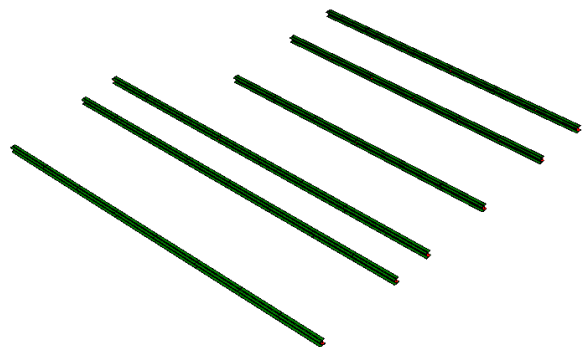
$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,4 < 1$$

Verificato

1.9.10 Ripartitori HEB280



Struttura in acciaio secondo impalcato



Ripartitori secondo impalcato HEB280

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>M13 (kNm)</i>
N min	1505	Beam	0.00	6.46
N max	1516	Beam	0.00	1.04
T12 min	1506	Beam	0.00	0.48
T12 max	1506	Beam	0.00	-0.48
T13 min	1505	Beam	280.00	143.32
T13 max	206	Beam	0.00	143.32
Mt min	205	Beam	0.00	127.96
Mt max	1506	Beam	0.00	-0.48
M12 min	1506	Beam	0.00	-0.48
M12 max	1506	Beam	0.00	0.48
M13 min	196	Beam	250.00	-7.91
M13 max	1505	Beam	0.00	0.00

Sollecitazioni allo SLV

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{C,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 41,13 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{C,Rd} = 802,8 \text{ KN} > V_{Ed} = 143,32 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} = 0,18 < 1$$

Verificato

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 1.534 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 518,6 \text{ KNm}$$

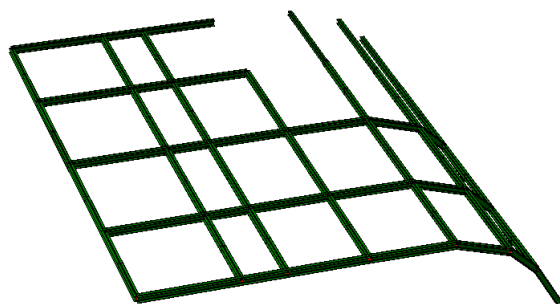
Dunque:

$$M_{c,Rd} = 518,6 \text{ KNm} > M_{Ed} = 200,65 \text{ KNm}$$

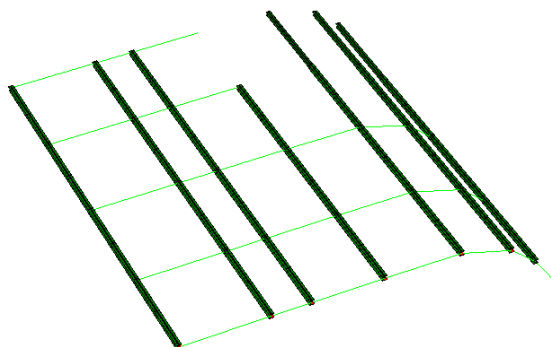
$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,39 < 1$$

Verificato

1.9.11 Ripartitori HEA240



Struttura in acciaio copertura



Ripartitori copertura HEA240

	<i>Tipo</i>	<i>n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> (cm)	<i>T13</i> (kN)	<i>M13</i> (kNm)
<i>N min</i>		1540	Beam	0.00	-3.69	54.77
<i>N max</i>		1540	Beam	0.00	3.69	17.68
<i>T12 min</i>		104	Beam	0.00	15.81	0.00
<i>T12 max</i>		104	Beam	0.00	24.22	0.00
<i>T13 min</i>		1533	Beam	280.00	-67.57	0.00
<i>T13 max</i>		75	Beam	0.00	67.57	0.00
<i>Mt min</i>		74	Beam	0.00	33.64	0.00
<i>Mt max</i>		76	Beam	0.00	59.41	0.00
<i>M12 min</i>		104	Beam	280.00	-4.20	16.25
<i>M12 max</i>		104	Beam	280.00	4.20	39.79
<i>M13 min</i>		1526	Beam	250.00	-38.93	-0.00
<i>M13 max</i>		75	Beam	280.00	0.00	94.60

Sollecitazioni allo SLV

La verifica a taglio è eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.4 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "taglio" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

con:

$$A_v = 25,18 \text{ cm}^2 \quad \text{area resistente a taglio}$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05.$$

Quindi:

$$V_{C,Rd} = 491,5 \text{ KN} > V_{Ed} = 67,57 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} / V_{C,Rd} = 0,14 < 1 \quad \text{Verificato}$$

Essendo il taglio resistente maggiore del doppio di quello sollecitante, non c'è l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Segue la verifica a flessione, eseguita facendo riferimento al § 4.2.4.1.2.3 del D.M. 2018, che nel sottoparagrafo "flessione monoassiale retta" esprime la verifica attraverso la seguente relazione:

$$M_{Ed} / M_{C,Rd} \leq 1$$

dove:

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_{yk} / \gamma_{M0}$$

con:

$$W_{pl} = 744,6 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 3.550 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica allo snervamento per acciaio S275}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

Quindi:

$$M_{pl,Rd} = 251,7 \text{ KNm}$$

Dunque:

$$M_{C,Rd} = 251,7 \text{ KNm} > M_{Ed} = 94,6 \text{ KNm}$$

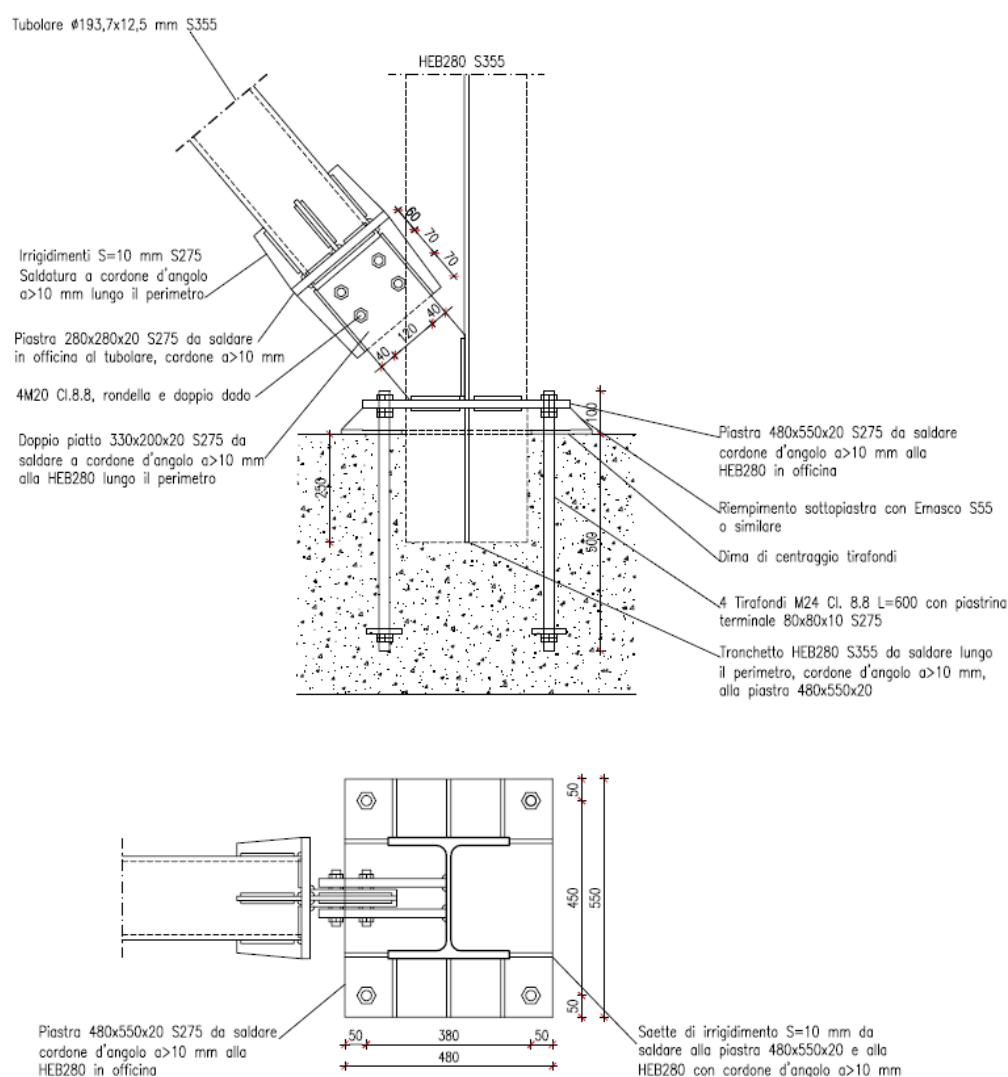
$$M_{Ed} / M_{C,Rd} = 0,38 < 1 \quad \text{Verificato}$$

1.10 Verifica dettagli esecutivi in acciaio

Segue la verifica dei principali dettagli costruttivi in acciaio che costituiscono la struttura.

1.10.1 Verifica tirafondi

Segue la verifica dei tirafondi M24 posizionati alla base dei pilastri HEB280.



Particolare fissaggio

Tipo	n°Nodo	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Rx min	35	-17.69	328.92	241.34	-7.33	-55.90	-0.03
Rx max	35	15.71	-365.78	849.52	7.75	49.06	0.03
Ry min	35	8.41	-694.16	712.43	15.77	22.93	0.06
Ry max	35	-10.39	657.29	378.42	-15.35	-29.77	-0.06
Rz min	1	-2.72	304.18	-163.55	-15.01	-8.31	-0.05
Rz max	35	0.97	-38.97	1270.13	0.41	-0.20	0.00
Mx min	35	-10.39	657.29	378.42	-15.35	-29.77	-0.06
Mx max	35	8.41	-694.16	712.43	15.77	22.93	0.06
My min	35	-17.69	328.92	241.34	-7.33	-55.90	-0.03
My max	35	15.71	-365.78	849.52	7.75	49.06	0.03
Mz min	35	-10.39	657.25	378.38	-15.35	-29.78	-0.06
Mz max	35	8.41	-694.12	712.48	15.77	22.94	0.06

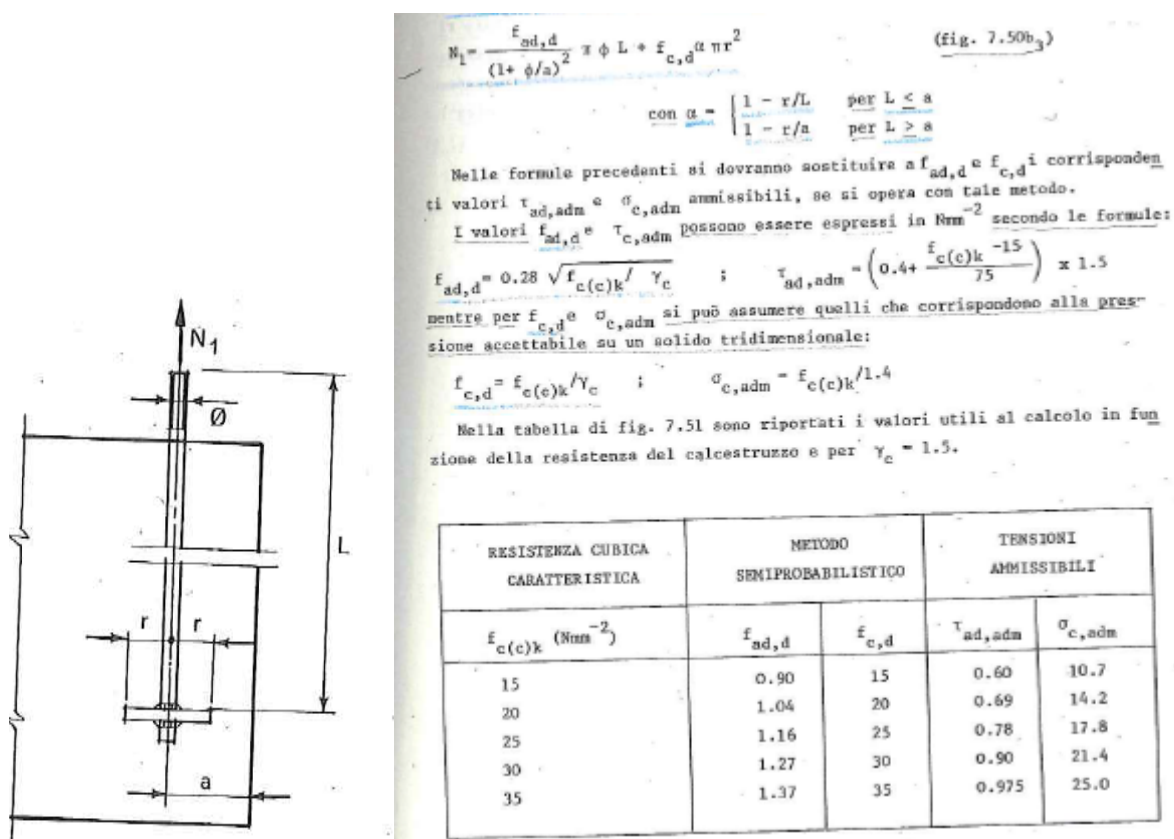
Sollecitazioni SLV

Come è possibile vedere dai disegni esecutivi la verifica a taglio non è da effettuarsi in quanto inferiormente alla piastra è stato saldato un tronchetto di HEB220, per poi concludere con un getto di Emaco S55.

I tirafondi andranno dunque verificati alla sola trazione.

Sfruttando la combinazione più gravosa tra quella che massimizza il momento e quella con N di trazione, sul singolo tirafondo agirebbe una sollecitazione di trazione massima di 5.012 kg.

La formula per il calcolo della resistenza del tirafondo è stata estrapolata dal Ballio ed è di seguito riportata.



$f_{ad,d} = 1,16 \text{ N/mm}^2$ per C25/30,

$\phi = 24 \text{ mm}$,

$a > 100 \text{ mm}$ (distanza tirafondo dal bordo)

$L = 600 \text{ mm}$

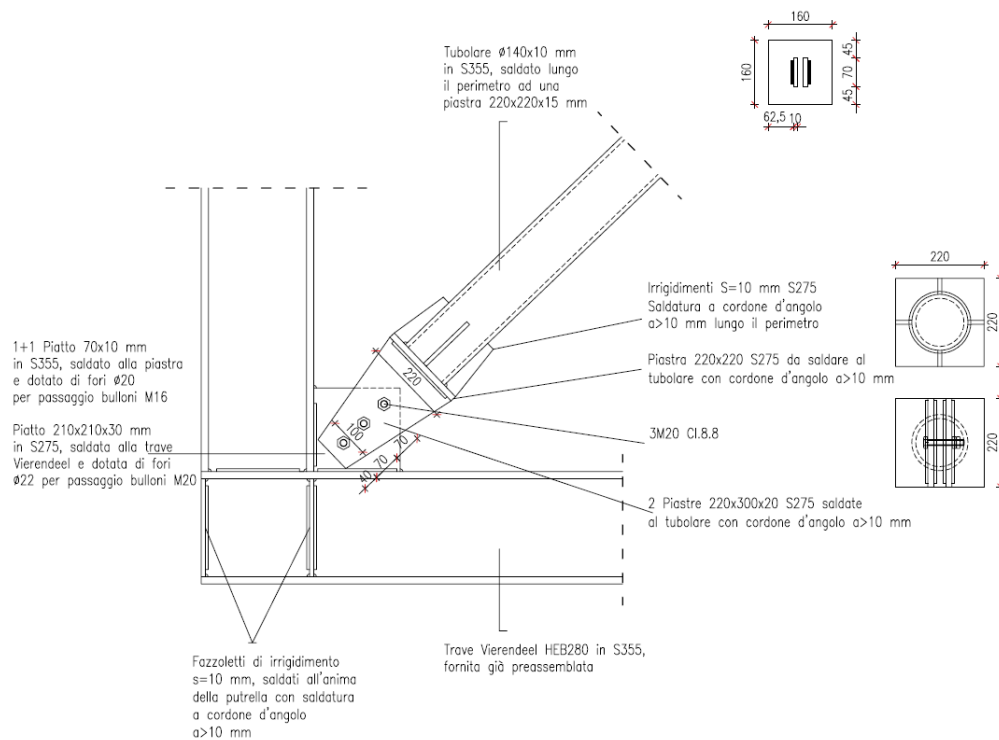
$f_{c,d} = 25/\gamma_c = 16,67 \text{ N/mm}^2$,

Verificato

Verificato

$$A_{\text{res}} = 353 \text{ mm}^2$$

Segue la verifica del fissaggio dei diagonali Ø140x10 mm, riportato nell'immagine seguente.



Particolare fissaggio

<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X (cm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>T12 (kN)</i>	<i>T13 (kN)</i>	<i>MT (kNm)</i>	<i>M12 (kNm)</i>	<i>M13 (kNm)</i>
<i>N min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>N max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S1 min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S1 max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S2 min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S2 max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S3 min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S3 max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S4 min</i>	302	Truss	0.00	-80.31	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S4 max</i>	302	Truss	0.00	438.69	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni allo SLV

Come già anticipato, i diagonali sono soggetti ad una forza di compressione massima di 80,31 KN ed una forza di trazione massima di 438,69 KN. Tale forza si tramuta in taglio per i bulloni. Avendo 3 bulloni e per ognuno 2 superfici di taglio, ogni bullone dovrà resistere ad un taglio complessivo di 7.311 kg.

$$F_{vRd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} = 9.408 \text{ kg} > 7.311 \text{ kg};$$

Verificato

dove:

f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio 8.8 del perno pari a 800 N/mm²;

γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni pari a 1,25;

A_{res} è l'area del perno di collegamento M20 pari a 245 mm².

Segue la verifica a rifollamento delle piastre 220x300x20 mm connesse al perno.

$$F_{b,Rd} = 1,5 \times t \times d \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 15.714 \text{ kg} > 7.311 \text{ kg};$$

Verificato

dove:

t è lo spessore del piatto collegato al perno di 20 mm;

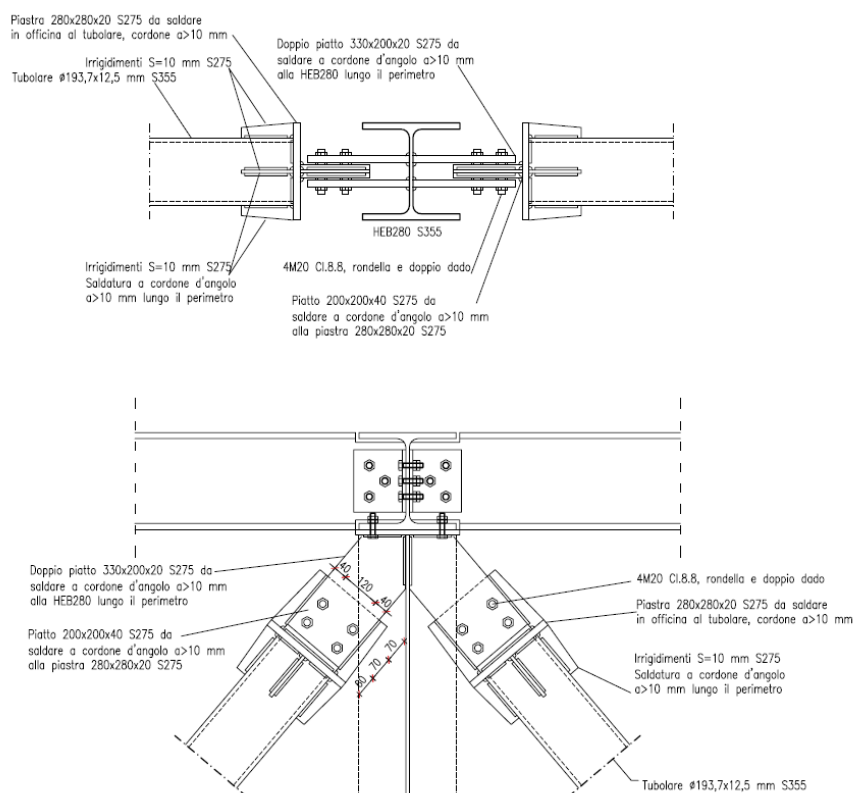
d è il diametro del perno di collegamento M20;

f_{yk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio S275 del piatto;

γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per resistenza delle membrature pari a 1,05.

1.10.3 Verifica fissaggio tubolari

Segue la verifica del fissaggio dei tubolari Ø193,7x12,5 mm, riportato nell'immagine seguente.



Particolare fissaggio

<i>Tipo</i>	<i>n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> (<i>cm</i>)	<i>N</i> (<i>kN</i>)	<i>T12</i> (<i>kN</i>)	<i>T13</i> (<i>kN</i>)	<i>MT</i> (<i>kNm</i>)	<i>M12</i> (<i>kNm</i>)	<i>M13</i> (<i>kNm</i>)
<i>N min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>N max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S1 min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S1 max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S2 min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S2 max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S3 min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S3 max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S4 min</i>	154	Truss	0.00	-618.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<i>S4 max</i>	153	Truss	0.00	493.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni allo SLV

Come già anticipato, i diagonali sono soggetti ad una forza di compressione massima di 618,76 kN ed una forza di trazione massima di 493,77 kN.

Tali forze si tramutano in taglio per i bulloni. Avendo 4 bulloni e per ognuno 2 superfici di taglio, ogni bullone dovrà resistere ad un taglio complessivo di 7.734 kg.

$$F_{VRd} = 0,6 f_{tk} A_{res} / \gamma_{M2} = 9.408 \text{ kg} > 7.734 \text{ kg}; \quad \text{Verificato}$$

dove:

f_{tk} è la tensione di rottura dell'acciaio 8.8 del perno pari a 800 N/mm²;

γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni pari a 1,25;

A_{res} è l'area del perno di collegamento M20 pari a 245 mm^2 .

Segue la verifica a rifollamento delle piastre 200x330x20 mm connesse al perno.

$$F_{b,Rd} = 1,5 \times t \times d \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 15.714 \text{ kg} > 7.734 \text{ kg};$$

Verificato

dove:

t è lo spessore del piatto collegato al perno di 20 mm;

d è il diametro del perno di collegamento M20;

f_{yk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio S275 del piatto;

γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per resistenza delle membrature pari a 1,05.

1.11 Verifica fondazioni

Seguono le verifiche delle fondazioni, eseguite mediante il modello di calcolo. Nel paragrafo introduttivo invece è riportato il sunto della relazione geologica.

1.11.1 Verifica plinto P4

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO:

Altezza plinto $H = 300 \text{ cm}$

Base plinto $B = 300 \text{ cm}$

Altezza suola plinto: $H_s = 60 \text{ cm}$

Copri ferro armatura inferiore del plinto: $c = 4 \text{ cm}$

Acciaio per le armature: B450C

f_d a trazione ($f_{d\text{traz}}$): 391304 kN/m^2

Materiale plinto: Cls C25/30

f_d a compressione (f_{cd}) = 14166.7 kN/m^2 , f_d a trazione (f_{ctd}) = 1196.98 kN/m^2

Distanza dal p.to di appl. delle forze dall'intradosso plinto D1: 60 cm

Dati Pali

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Diametro (cm)
1	-100	-100	50
2	100	-100	50
3	100	100	50
4	-100	100	50

Verifiche di portanza plinto con sollecitazioni imposte

Sollecitazioni utilizzate: N M12 M13 F2 F3

Plinto: Plinto P4 P.to Appl.ne a D1 (0.6 m) da intradosso plinto

Plinto: Plinto P4 P.to Appl.ne a D1 da intradosso plinto

Verifica	N(kN)	M12(kNm)	M13(kNm)	F2(kN)	F3(kN)
1	-1016.560	-6.780000	13.350000	5.4200000	8.4900000
2	-641.3600	-11.46000	89.210000	-1.260000	48.120000
3	-399.5300	-22.69000	36.880000	-10.25000	20.520000

Verifica n°1 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 18.444000 kNm M12 = -3.528000 kNm N = -1183.384 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-100	-100	-292.117
2	100	-100	-290.353
3	100	100	-299.575
4	-100	100	-301.339

Verifica n°2 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 118.08200 kNm M12 = -12.21600 kNm N = -808.1840 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-100	-100	-175.58
2	100	-100	-169.472
3	100	100	-228.513
4	-100	100	-234.621

Verifica n°3 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 49.192000 kNm M12 = -28.84000 kNm N = -566.3540 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-100	-100	-136.501
2	100	-100	-122.081
3	100	100	-146.677
4	-100	100	-161.097

Calcolo armature suola direzione 2:

Momento 12 = 474.765 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

M12 ridotto = Momento 12 * 60% = 284.859 kNm

Amensola2 = M12 ridotto / (0.9 * (Hs - c) * $\sigma_{f_{traz}}$) = 14.4439 cm²

A2 principale: A2 * Coeff.In L2 = 14.4439 cm² * 100% = 14.4439 cm²

A2 principale disposta 1 Ø 16 / 25 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: Lprinc2 = 292 cm

Per un totale di 12 Ø 16 pari a 24.1274 cm²

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.91718, x/d = 0.05035 (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

Calcolo armature suola direzione 3:

Momento 13 = 480.731 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

M13 ridotto = Momento 13 * 60% = 288.439 kNm

Amensola3 = M13 ridotto / (0.9 * (Hs - c) * $\sigma_{f_{traz}}$) = 14.6254 cm²

A3 principale: A3 * Coeff.In L3 = 14.6254 cm² * 100% = 14.6254 cm²

A3 principale disposta 1 Ø 16 / 25 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: Lprinc3 = 292 cm

Per un totale di 12 Ø 16 pari a 24.1274 cm²

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.92871, x/d = 0.05035 (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

Calcolo armature tiranti dei pali per schema a traliccio:

Quota affidata allo schema a traliccio 60%

Direzione 2:

Per la direzione 2 il palo che genera trazione max. è il n° 4

$$Q_{\max\text{palo}} = -301.339 \text{ kN} \quad \text{Inclinazione biella compressa: } \text{AngB} = 66.2516^\circ$$

$$\text{Proiezione orizzontale compressione puntone: } \text{CompH} = Q_{\max\text{palo}} \cdot \tan(\text{AngB}) = 684.896 \text{ kN}$$

$$\text{Trazione tirante traliccio dir.2 : } F_{\text{traz}} = 484.295 \text{ kN}$$

$$Tt2 = F_{\text{traz}} \cdot 60\% = 290.577 \text{ kN}$$

$$\text{AreaTt2} = Tt2 / f_{d\text{traz}} = 7.42585 \text{ cm}^2 \text{ pari a } 3 \varnothing 20 \text{ Area} = 9.42478 \text{ cm}^2$$

Direzione 3:

Per la direzione 3 il palo che genera trazione max. è il n° 4

$$Q_{\max\text{palo}} = -301.339 \text{ kN} \quad \text{Inclinazione biella compressa: } \text{AngB} = 66.2516^\circ$$

$$\text{Proiezione orizzontale compressione puntone: } \text{CompH} = Q_{\max\text{palo}} \cdot \tan(\text{AngB}) = 684.896 \text{ kN}$$

$$\text{Trazione tirante traliccio dir.3 : } F_{\text{traz}} = 484.295 \text{ kN}$$

$$Tt3 = F_{\text{traz}} \cdot 60\% = 290.577 \text{ kN}$$

$$\text{AreaTt3} = Tt3 / f_{d\text{traz}} = 7.42585 \text{ cm}^2 \text{ pari a } 3 \varnothing 20 \text{ Area} = 9.42478 \text{ cm}^2$$

Verifica al punzonamento/taglio dei pali

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1; le verifiche vengono svolte per il minimo e massimo valore di forza trasmesso dal singolo palo.

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del palo con la eq 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd, \max} \quad v_{Rd, \max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro palo, d = altezza utile, $v_{Rd, \max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. V_{Ed} è la forza di punzonamento trasmessa dal palo, positiva se di trazione.

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro con le eq.6.38 e EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{ud} \leq v_{Rd, c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico. Se la distanza del perimetro critico è $2d$ $v_{Rd,c}$ è calcolato tramite la 6.47 EC2 (considerando la tensione normale σ_{cp} nulla), altrimenti si utilizza l'eq 6.50 EC2.

$\beta=1$ (essendo i pali soggetti a solo sforzo normale)

ρ_l è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (ρ_{l2} , ρ_{l3} sono relative alla direzione 2 e 3 del plinto).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo palo.

Palo n° 1 (Min VEd):

$V_{Ed} = -292.117 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 332.085 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 173.879 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 1 (Max VEd):

$V_{Ed} = -136.5 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 155.177 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 81.2503 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 4 (Min VEd):

$V_{Ed} = -301.339 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 342.569 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 179.368 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 4 (Max VEd):

$V_{Ed} = -161.096 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 183.138 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 95.8908 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Min VEd):

$V_{Ed} = -290.353 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 330.079 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 172.829 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Max VEd):

$V_{Ed} = -122.081 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 138.784 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 72.667 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Min VEd):

$V_{Ed} = -299.575 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 340.563 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 178.318 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Max VEd):

$V_{Ed} = -146.677 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

Verifica al taglio/punzonamento dei pali SODDISFATTA

Verifica al punzonamento del pilastro:

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1;

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del pilastro con la eq.6.51 e 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro pilastro, d = altezza utile, $v_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. $V_{Ed,red}$ è la forza netta di punzonamento trasmessa dal pilastro (eq.6.48 EC2), data dalla forza V_{Ed} (negativa se di compressione) trasmessa dal pilastro meno la relativa reazione del terreno o dei pali (depurata dal peso del plinto).

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro critico con le eq.6.50 e 6.51 EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{\mu_d} \leq v_{Rd,c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico.

Per entrambe le verifiche 6.4.3(2a,b) il coeff. β è calcolato sul perimetro critico "u".

ρ_i è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (ρ_{i2} , ρ_{i3} sono relative alla direzione 2 e 3 della sezione del pilastro).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo pilastro (in par.6.4.4 EC2 è indicato con "a").

Per il calcolo dell'armatura a punzonamento viene utilizzata l'eq.6.52 del par.6.4.5 EC2 per ferri piegati a 45°, uguagliandola alla tensione v_{Ed} ; $f_{ywd,ef}$ è la resistenza efficace dell'armatura a punzonamento vengono mostrati i valori che determinano la massima ρ_{req} di armatura.

Verifica al punzonamento per la sezione “40x40 cm”:

Verifica par.6.4.3(2a) EC2 (max vEd/vRd,max):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -1016.56 \text{ kN}$, $M12 = -6.78 \text{ kNm}$, $M13 = 13.35 \text{ kNm}$;
 $V_{Ed} = -1016.56 \text{ kN}$, $u_0 = 160 \text{ cm}$, $u = 863.717 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_1 = 0.001528$, $\rho_{12} = 0.001528$, $\rho_{13} = 0.001528$, $DLcr = 112 \text{ cm}$, $V_{Ed,red} = 1016.56 \text{ kN}$, $\beta = 1.01004$

$v_{Ed} = 1145.95 \text{ kN/m}^2$, $v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,max} = 0.323562$

Verifica a punzonamento soddisfatta sulla base del pilastro.

Verifica par.6.4.3(2b) EC2 (max $v_{Ed}/v_{Rd,c}$):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -1016.56 \text{ kN}$, $M12 = -6.78 \text{ kNm}$, $M13 = 13.35 \text{ kNm}$;
 $V_{Ed} = -1016.56 \text{ kN}$, $u = 863.717 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_1 = 0.001528$, $\rho_{12} = 0.001528$, $\rho_{13} = 0.001528$,
 $DLcr = 112 \text{ cm}$, $V_{Ed,red} = 1016.56 \text{ kN}$, $\beta = 1.01004$

$v_{Ed} = 212.282 \text{ kN/m}^2$, $v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,c} = 0.600713$

Verifica a punzonamento soddisfatta sul perimetro critico. Non è necessaria armatura a punzonamento.

1.11.2 Verifica plinto P5

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO:

Altezza plinto $H = 120 \text{ cm}$

Base plinto $B = 120 \text{ cm}$

Altezza suola plinto: $H_s = 60 \text{ cm}$

Copriferro armatura inferiore del plinto: $c = 4 \text{ cm}$

Acciaio per le armature: B450C

f_d a trazione ($f_{d,tra}$): 391304 kN/m^2

Materiale plinto: Cls C25/30

f_d a compressione (f_{cd}) = 14166.7 kN/m^2 , f_d a trazione (f_{ctd}) = 1196.98 kN/m^2

Distanza dal p.to di appl. delle forze dall'intradosso plinto D1: 60 cm

Dati Pali

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Diametro (cm)
1	0	0	50

Verifiche di portanza plinto con sollecitazioni imposte

Sollecitazioni utilizzate: N M12 M13 F2 F3

Plinto: Plinto P5 P.to Appl.ne a D1 (0.6 m) da intradosso plinto

Plinto: Plinto P5 P.to Appl.ne a D1 da intradosso plinto

Verifica	N(kN)	M12(kNm)	M13(kNm)	F2(kN)	F3(kN)
1	-202.6900	0.0400000	1.0200000	0.0100000	0.2700000
2	-103.8100	2.1500000	2.7000000	0.7000000	0.9700000
3	-89.92000	0.7900000	5.8700000	0.2700000	2.1000000

Verifica n°1 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 1.1820000 kNm M12 = 0.0460000 kNm N = -229.1500 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	0	0	-229.15

Verifica n°2 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 3.2820000 kNm M12 = 2.5700000 kNm N = -130.2700 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	0	0	-130.27

Verifica n°3 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 7.1300000 kNm M12 = 0.9520000 kNm N = -116.3800 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	0	0	-116.38

Calcolo armature suola direzione 2:

Quota affidata allo schema a flessione = 20%

A2 principale disposta 1 Ø 12 / 20 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: $L_{princ2} = 112$ cm

Per un totale di 5 Ø 12 pari a 5.65487 cm²

Calcolo armature suola direzione 3:

Quota affidata allo schema a flessione = 20%

A3 principale disposta 1 Ø 12 / 20 cm

A3 secondaria disposta 1 Ø 0 / 0 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: $L_{princ3} = 112$ cm

Per un totale di 5 Ø 12 pari a 5.65487 cm²

1.11.3 Verifica plinto P6-P7-P8-P9-P10**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO:**

Altezza plinto $H = 300$ cm

Base plinto $B = 300$ cm

Altezza suola plinto: $H_s = 60$ cm

Copri ferro armatura inferiore del plinto: $c = 4$ cm

Acciaio per le armature: B450C

f_d a trazione (f_{dtraz}): 391304 kN/m²

Materiale plinto: Cls C25/30

f_d a compressione (f_{cd}) = 14166.7 kN/m², f_d a trazione (f_{ctd}) = 1196.98 kN/m²

Distanza dal p.to di appl. delle forze dall'intradosso plinto D1: 60 cm

Dati Pali

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Diametro (cm)
1	-100	-100	50
2	100	-100	50
3	100	100	50
4	-100	100	50

Verifiche di portanza plinto con sollecitazioni imposte

Sollecitazioni utilizzate: N M12 M13 F2 F3

Plinto: Plinto P6-P7-P8-P9-P10 P.to Appl.ne a D1 (0.6 m) da intradosso plinto

Plinto: Plinto P6-P7-P8-P9-P10 P.to Appl.ne a D1 da intradosso plinto

Verifica	N(kN)	M12(kNm)	M13(kNm)	F2(kN)	F3(kN)
1	-1270.000	0.4100000	-0.200000	-38.97000	0.9700000
2	-241.3400	-7.330000	-55.90000	-17.69000	328.92000
3	-378.4200	-15.35000	-29.77000	-10.39000	657.29000

Verifica n°1 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 0.3820000 kNm M12 = -22.97200 kNm N = -1436.450 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-100	-100	-364.76
2	100	-100	-353.274
3	100	100	-353.465
4	-100	100	-364.951

Verifica n°2 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 141.45200 kNm M12 = -17.94400 kNm N = -407.7896 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-100	-100	-71.0704
2	100	-100	-62.0984
3	100	100	-132.824
4	-100	100	-141.796

Verifica n°3 -

Sollecitazioni di verifica:

$M13 = 364.60400 \text{ kNm}$ $M12 = -21.58400 \text{ kNm}$ $N = -544.8696 \text{ kN}$

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: CIs C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-100	-100	-50.4624
2	100	-100	-39.6704
3	100	100	-221.972
4	-100	100	-232.764

Calcolo armature suola direzione 2:

Momento 12 = 554.58 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

$M12 \text{ ridotto} = \text{Momento 12} * 60\% = 332.748 \text{ kNm}$

$A_{\text{mensola2}} = M12 \text{ ridotto} / (0.9 * (H_s - c) * f_{d_{\text{traz}}}) = 16.8721 \text{ cm}^2$

$A2 \text{ principale: } A2 * \text{Coeff.in L2} = 16.8721 \text{ cm}^2 * 100\% = 16.8721 \text{ cm}^2$

A2 principale disposta 1 Ø 16 / 22 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: $L_{\text{princ2}} = 292 \text{ cm}$

Per un totale di 14 Ø 16 pari a 28.1487 cm²

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.92161, $x/d = 0.05874$ (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

Calcolo armature suola direzione 3:

Momento 13 = 520.851 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

$M13 \text{ ridotto} = \text{Momento 13} * 60\% = 312.511 \text{ kNm}$

$A_{\text{mensola3}} = M13 \text{ ridotto} / (0.9 * (H_s - c) * f_{d_{\text{traz}}}) = 15.846 \text{ cm}^2$

$A3 \text{ principale: } A3 * \text{Coeff.in L3} = 15.846 \text{ cm}^2 * 100\% = 15.846 \text{ cm}^2$

A3 principale disposta 1 Ø 16 / 22 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: $L_{\text{princ3}} = 292 \text{ cm}$

Per un totale di 14 Ø 16 pari a 28.1487 cm²

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.86555, $x/d = 0.05874$ (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

Calcolo armature tiranti dei pali per schema a traliccio:

Quota affidata allo schema a traliccio 60%

Direzione 2:

Per la direzione 2 il palo che genera trazione max. è il n° 4

$$Q_{\max\text{palo}} = -364.951 \text{ kN} \quad \text{Inclinazione biella compressa: } \text{AngB} = 65.5595^\circ$$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $\text{CompH} = Q_{\max\text{palo}} \cdot \tan(\text{AngB}) = 803.02 \text{ kN}$

$$\text{Trazione tirante traliccio dir.2} : F_{\text{traz}} = 573.494 \text{ kN}$$

$$Tt2 = F_{\text{traz}} \cdot 60\% = 344.097 \text{ kN}$$

$$\text{AreaTt2} = Tt2 / f_{d\text{traz}} = 8.79358 \text{ cm}^2 \text{ pari a } 3 \varnothing 20 \text{ Area} = 9.42478 \text{ cm}^2$$

Direzione 3:

Per la direzione 3 il palo che genera trazione max. è il n° 4

$$Q_{\max\text{palo}} = -364.951 \text{ kN} \quad \text{Inclinazione biella compressa: } \text{AngB} = 65.5595^\circ$$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $\text{CompH} = Q_{\max\text{palo}} \cdot \tan(\text{AngB}) = 803.02 \text{ kN}$

$$\text{Trazione tirante traliccio dir.3} : F_{\text{traz}} = 562.09 \text{ kN}$$

$$Tt3 = F_{\text{traz}} \cdot 60\% = 337.254 \text{ kN}$$

$$\text{AreaTt3} = Tt3 / f_{d\text{traz}} = 8.61871 \text{ cm}^2 \text{ pari a } 3 \varnothing 20 \text{ Area} = 9.42478 \text{ cm}^2$$

Verifica al punzonamento/taglio dei pali

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1; le verifiche vengono svolte per il minimo e massimo valore di forza trasmessa dal singolo palo.

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del palo con la eq 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd, \max} \quad v_{Rd, \max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro palo, d = altezza utile, $v_{Rd, \max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. V_{Ed} è la forza di punzonamento trasmessa dal palo, positiva se di trazione.

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro con le eq.6.38 e EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{ud} \leq v_{Rd, c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico. Se la distanza del perimetro critico è $2d$ $v_{Rd,c}$ è calcolato tramite la 6.47 EC2 (considerando la tensione normale σ_{cp} nulla), altrimenti si utilizza l'eq 6.50 EC2.

$\beta=1$ (essendo i pali soggetti a solo sforzo normale)

p_i è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (p_{i2} , p_{i3} sono relative alla direzione 2 e 3 del plinto).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo palo.

Palo n° 1 (Min VEd):

$V_{Ed} = -364.76$ kN, $u_0 = 157.08$ cm, $u = 300$ cm, $d = 56$ cm, $p_i = 0.001036$, $p_{i2} = 0.001036$, $p_{i3} = 0.001036$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 414.667 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 217.119 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 1 (Max VEd):

$V_{Ed} = -50.4624$ kN, $u_0 = 157.08$ cm, $u = 300$ cm, $d = 56$ cm, $p_i = 0.001036$, $p_{i2} = 0.001036$, $p_{i3} = 0.001036$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 57.3667 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 30.0371 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 4 (Min VEd):

$V_{Ed} = -364.951$ kN, $u_0 = 157.08$ cm, $u = 300$ cm, $d = 56$ cm, $p_i = 0.001036$, $p_{i2} = 0.001036$, $p_{i3} = 0.001036$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 414.884 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 217.233 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 4 (Max VEd):

$V_{Ed} = -141.796 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 161.197 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 84.4026 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Min VEd):

$V_{Ed} = -353.274 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 401.609 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 210.282 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Max VEd):

$V_{Ed} = -39.6704 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 45.0981 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 23.6133 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Min VEd):

$V_{Ed} = -353.465 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 401.826 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 210.396 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Max VEd):

$V_{Ed} = -132.824 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.001036$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.001036$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 150.998 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 79.0621 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica al taglio/punzonamento dei pali SODDISFATTA

Verifica al punzonamento del pilastro:

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1;

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del pilastro con la eq.6.51 e 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro pilastro, d = altezza utile, $v_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. $V_{Ed,red}$ è la forza netta di punzonamento trasmessa dal pilastro (eq.6.48 EC2), data dalla forza V_{Ed} (negativa se di compressione) trasmessa dal pilastro meno la relativa reazione del terreno o dei pali (depurata dal peso del plinto).

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro critico con le eq.6.50 e 6.51 EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} \leq v_{Rd,c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico.

Per entrambe le verifiche 6.4.3(2a,b) il coeff. β è calcolato sul perimetro critico "u".

ρ_i è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (ρ_{i2} , ρ_{i3} sono relative alla direzione 2 e 3 della sezione del pilastro).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo pilastro (in par.6.4.4 EC2 è indicato con "a").

Per il calcolo dell'armatura a punzonamento viene utilizzata l'eq.6.52 del par.6.4.5 EC2 per ferri piegati a 45°, uguagliandola alla tensione v_{Ed} ; $f_{ywd,ef}$ è la resistenza efficace dell'armatura a punzonamento vengono mostrati i valori che determinano la massima area di armatura.

Verifica al punzonamento per la sezione "55x48 cm":

Verifica par.6.4.3(2a) EC2 (max $v_{Ed}/v_{Rd,max}$):

Verifica a punzonamento soddisfatta sulla base del pilastro.

Verifica a punzonamento soddisfatta sul perimetro critico. Non è necessaria armatura a punzonamento.

Distanza dal p.to di appl. delle forze dall'intradosso plinto D1: 60 cm

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Diámetro (cm)
1	-65	-100	50
2	135	-100	50
3	135	100	50

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Diametro (cm)
4	-65	100	50

Verifiche di portanza plinto con sollecitazioni imposte

Sollecitazioni utilizzate: N M12 M13 F2 F3

Plinto: Plinto S2 P.to Appl.ne a D1 (0.6 m) da intradosso plinto

Plinto: Plinto S2 P.to Appl.ne a D1 da intradosso plinto

Verifica	N(kN)	M12(kNm)	M13(kNm)	F2(kN)	F3(kN)
1	0.000000	225.54000	2.1700000	76.460000	1.0800000
2	-222.8900	477.20000	5.8100000	151.44000	2.8100000
3	-136.7200	30.200000	13.360000	12.970000	6.4100000

Verifica n°1 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 2.8180000 kNm M12 = 330.00600 kNm N = -166.2750 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-65	-100	27.0882
2	135	-100	-108.817
3	135	100	-110.226
4	-65	100	25.6792

Verifica n°2 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 7.4960000 kNm M12 = 626.65400 kNm N = -389.1650 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-65	-100	27.1943
2	135	-100	-218.029

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
3	135	100	-221.777
4	-65	100	23.4463

Verifica n°3 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 17.206000 kNm M12 = 96.572000 kNm N = -302.9950 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-65	-100	-73.8163
2	135	-100	-69.0782
3	135	100	-77.6812
4	-65	100	-82.4193

Calcolo armature suola direzione 2:

Momento 12 = 318.859 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

M12 ridotto = Momento 12 * 60% = 191.315 kNm

Amensola2 = M12 ridotto / (0.9 * (Hs - c) * $f_{d\text{traz}}$) = 9.70074 cm²

A2 principale: A2 * Coeff.In L2 = 9.70074 cm² * 100% = 9.70074 cm²

A2 principale disposta 1 Ø 16 / 25 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: Lprinc2 = 292 cm

Per un totale di 12 Ø 16 pari a 24.1274 cm²

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.61599, x/d = 0.05035 (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

Calcolo armature suola direzione 3:

Momento 13 = 266.172 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

M13 ridotto = Momento 13 * 60% = 159.703 kNm

Amensola3 = M13 ridotto / (0.9 * (Hs - c) * $f_{d\text{traz}}$) = 8.09781 cm²

A3 principale: A3 * Coeff.In L3 = 8.09781 cm² * 100% = 8.09781 cm²

A3 principale disposta 1 Ø 16 / 25 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: $L_{princ3} = 292$ cm

Per un totale di 12 Ø 16 pari a 24.1274 cm²

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.51421, $x/d = 0.05035$ (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

Calcolo armature tiranti dei pali per schema a traliccio:

Quota affidata allo schema a traliccio 60%

Direzione 2:

Per la direzione 2 il palo che genera trazione max. è il n° 3

$Q_{maxpalo} = -221.777$ kN Inclinazione biella compressa: $AngB = 68.1749^\circ$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $CompH = Q_{maxpalo} \cdot \tan(AngB) = 553.779$ kN

Trazione tirante traliccio dir.2 : $F_{traz} = 410.881$ kN

$Tt2 = F_{traz} \cdot 60\% = 246.529$ kN

$AreaTt2 = Tt2 / f_{d_{traz}} = 6.30018$ cm² pari a 3 Ø 20 Area = 9.42478 cm²

Direzione 3:

Per la direzione 3 il palo che genera trazione max. è il n° 3

$Q_{maxpalo} = -221.777$ kN Inclinazione biella compressa: $AngB = 68.1749^\circ$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $CompH = Q_{maxpalo} \cdot \tan(AngB) = 553.779$ kN

Trazione tirante traliccio dir.3 : $F_{traz} = 371.278$ kN

$Tt3 = F_{traz} \cdot 60\% = 222.767$ kN

$AreaTt3 = Tt3 / f_{d_{traz}} = 5.69293$ cm² pari a 2 Ø 20 Area = 6.28319 cm²

Verifica al punzonamento/taglio dei pali

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1; le verifiche vengono svolte per il minimo e massimo valore di forza trasmesso dal singolo palo.

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del palo con la eq 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro palo, d = altezza utile, $v_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. V_{Ed} è la forza di punzonamento trasmessa dal palo, positiva se di trazione.

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro con le eq.6.38 e EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{ud} \leq v_{Rd,c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico. Se la distanza del perimetro critico è $2d$ $v_{Rd,c}$ è calcolato tramite la 6.47 EC2 (considerando la tensione normale σ_{cp} nulla), altrimenti si utilizza l'eq 6.50 EC2.

$\beta=1$ (essendo i pali soggetti a solo sforzo normale)

p_i è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (p_{i2} , p_{i3} sono relative alla direzione 2 e 3 del plinto).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo palo.

Palo n° 4 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -82.4193$ kN, $u_0 = 157.08$ cm, $u = 300$ cm, $d = 56$ cm, $p_i = 0.001036$, $p_{i2} = 0.001036$, $p_{i3} = 0.001036$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 93.696 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 49.0591 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 4 (Max V_{Ed}):

$V_{Ed} = 25.6792$ kN, $u_0 = 157.08$ cm, $u = 300$ cm, $d = 56$ cm, $p_i = 0.001036$, $p_{i2} = 0.001036$, $p_{i3} = 0.001036$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 29.1926 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 15.2852 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -218.029$ kN, $u_0 = 157.08$ cm, $u = 300$ cm, $d = 56$ cm, $p_i = 0.001036$, $p_{i2} = 0.001036$, $p_{i3} = 0.001036$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 247.86 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 129.779 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Max V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -69.0782 \text{ kN}, u_0 = 157.08 \text{ cm}, u = 300 \text{ cm}, d = 56 \text{ cm}, \rho_l = 0.001036, \rho_{l2} = 0.001036, \rho_{l3} = 0.001036, DLcr = 112 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 78.5295 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 41.118 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Min V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -221.777 \text{ kN}, u_0 = 157.08 \text{ cm}, u = 300 \text{ cm}, d = 56 \text{ cm}, \rho_l = 0.001036, \rho_{l2} = 0.001036, \rho_{l3} = 0.001036, DLcr = 112 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 252.121 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 132.01 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Max V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -77.6812 \text{ kN}, u_0 = 157.08 \text{ cm}, u = 300 \text{ cm}, d = 56 \text{ cm}, \rho_l = 0.001036, \rho_{l2} = 0.001036, \rho_{l3} = 0.001036, DLcr = 112 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 88.3096 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 46.2388 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 1 (Min V_{Ed}):

$$V_{Ed} = -73.8163 \text{ kN}, u_0 = 157.08 \text{ cm}, u = 300 \text{ cm}, d = 56 \text{ cm}, \rho_l = 0.001036, \rho_{l2} = 0.001036, \rho_{l3} = 0.001036, DLcr = 112 \text{ cm}$$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 83.9159 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

Per il calcolo dell'armatura a punzonamento viene utilizzata l'eq.6.52 del par.6.4.5 EC2 per ferri piegati a 45°, uguagliandola alla tensione v_{Ed} ; $f_{ywd,ef}$ è la resistenza efficace dell'armatura a punzonamento vengono mostrati i valori che determinano la massima area di armatura.

Verifica al punzonamento per la sezione "25x125 cm":

Verifica par.6.4.3(2a) EC2 ($\max v_{Ed}/v_{Rd,max}$):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -222.89 \text{ kN}$, $M_{12} = 477.2 \text{ kNm}$, $M_{13} = 5.81 \text{ kNm}$;

$V_{Ed} = -222.89 \text{ kN}$, $u_0 = 300 \text{ cm}$, $u = 497.041 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_1 = 0.001463$, $\rho_{12} = 0.001528$, $\rho_{13} = 0.001401$, $DLcr = 31.36 \text{ cm}$, $V_{Ed,red} = 222.89 \text{ kN}$, $\beta = 5.3933$

$v_{Ed} = 715.543 \text{ kN/m}^2$, $v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,max} = 0.202036$

Verifica a punzonamento soddisfatta sulla base del pilastro.

Verifica par.6.4.3(2b) EC2 ($\max v_{Ed}/v_{Rd,c}$):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -222.89 \text{ kN}$, $M_{12} = 477.2 \text{ kNm}$, $M_{13} = 5.81 \text{ kNm}$;

$V_{Ed} = -222.89 \text{ kN}$, $u = 497.041 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_1 = 0.001463$, $\rho_{12} = 0.001528$, $\rho_{13} = 0.001401$, $DLcr = 31.36 \text{ cm}$, $V_{Ed,red} = 222.89 \text{ kN}$, $\beta = 5.3933$

$v_{Ed} = 431.882 \text{ kN/m}^2$, $v_{Rd,c} = 1262.08 \text{ kN/m}^2$, $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,c} = 0.342198$

Verifica a punzonamento soddisfatta sul perimetro critico. Non è necessaria armatura a punzonamento.

1.11.5 Verifica plinto S3

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PLINTO:

Altezza plinto $H = 300 \text{ cm}$

Base plinto $B = 370 \text{ cm}$

Altezza suola plinto: $H_s = 60 \text{ cm}$

Copriferro armatura inferiore del plinto: $c = 4 \text{ cm}$

Acciaio per le armature: B450C

f_d a trazione ($f_{d,tra}$): 391304 kN/m^2

Materiale plinto: CIs C25/30

f_d a compressione (f_{cd}) = 14166.7 kN/m^2 , f_d a trazione (f_{ctd}) = 1196.98 kN/m^2

Distanza dal p.to di appl. delle forze dall'intradosso plinto D1: 60 cm

Dati Pali

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Diametro (cm)
1	-170	-100	50
2	100	-100	50
3	100	100	50
4	-170	100	50

Verifiche di portanza plinto con sollecitazioni imposte

Sollecitazioni utilizzate: N M12 M13 F2 F3

Plinto: Plinto S2 P.to Appl.ne a D1 (0.6 m) da intradosso plinto

Plinto: Plinto S2 P.to Appl.ne a D1 da intradosso plinto

Verifica	N(kN)	M12(kNm)	M13(kNm)	F2(kN)	F3(kN)
1	-249.2700	293.02000	6.8700000	66.140000	2.2800000
2	-150.8600	1080.6800	8.6000000	291.49000	2.9600000
3	-193.7700	25.650000	36.010000	20.420000	15.320000

Verifica n°1 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 8.2380000 kNm M12 = 260.44300 kNm N = -453.3900 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-170	-100	-33.6714
2	100	-100	-188.905
3	100	100	-193.024
4	-170	100	-37.7904

Verifica n°2 -

Sollecitazioni di verifica:

M13 = 10.376000 kNm M12 = 1183.3130 kNm N = -354.9800 kN

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-170	-100	155.989
2	100	-100	-328.291
3	100	100	-333.479
4	-170	100	150.801

Verifica n°3 -

Sollecitazioni di verifica:

$M_{13} = 45.202000 \text{ kNm}$ $M_{12} = -34.35900 \text{ kNm}$ $N = -397.8900 \text{ kN}$

Portata a compressione dei pali: 450 kN

Portata a trazione dei pali: 400 kN

Materiale Pali: Cls C25/30

n° Palo	Coord. X (cm)	Coord. Y (cm)	Portata (kN)
1	-170	-100	-68.7456
2	100	-100	-107.598
3	100	100	-130.199
4	-170	100	-91.3466

Calcolo armature suola direzione 2:

Momento 12 = 64.0369 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

$M_{12} \text{ ridotto} = \text{Momento 12} * 60\% = 38.4221 \text{ kNm}$

$A_{\text{mensola2}} = M_{12} \text{ ridotto} / (0.9 * (H_s - c) * f_{d_{\text{traz}}}) = 1.94821 \text{ cm}^2$

$A_2 \text{ principale: } A_2 * \text{Coeff.in L2} = 1.94821 \text{ cm}^2 * 100\% = 1.94821 \text{ cm}^2$

A2 principale disposta 1 Ø 16 / 25 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: $L_{\text{princ2}} = 292 \text{ cm}$

Per un totale di 12 Ø 16 pari a 24.1274 cm²

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.12371, $x/d = 0.05035$ (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

Calcolo armature suola direzione 3:

Momento 13 = 371.722 kNm

Quota affidata allo schema a flessione = 60%

M13 ridotto = Momento 13 * 60% = 223.033 kNm

Amensola3 = M13 ridotto / $(0.9 * (H_s - c) * f_{dtraz}) = 11.309 \text{ cm}^2$

A3 principale: A3 * Coeff.In L3 = $11.309 \text{ cm}^2 * 100\% = 11.309 \text{ cm}^2$

A3 principale disposta 1 Ø 16 / 25 cm

Larghezza di distribuzione armatura principale: Lprinc3 = 362 cm

Per un totale di 15 Ø 16 pari a 30.1593 cm^2

Coeff.sfruttam.SLU a flessione (mom.soll./mom.res) = 0.57459, $x/d = 0.05076$ (con x posiz.asse neutro, d altezza utile)

Calcolo armature tiranti dei pali per schema a traliccio:

Quota affidata allo schema a traliccio 60%

Direzione 2:

Per la direzione 2 il palo che genera trazione max. è il n° 4

$Q_{maxpalo} = -91.3466 \text{ kN}$ Inclinazione biella compressa: $AngB = 66.6884^\circ$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $CompH = Q_{maxpalo} * \tan(AngB) = 211.986 \text{ kN}$

Trazione tirante traliccio dir.2 : $F_{traz} = 146.807 \text{ kN}$

$Tt2 = F_{traz} * 60\% = 88.0842 \text{ kN}$

$AreaTt2 = Tt2 / f_{dtraz} = 2.25104 \text{ cm}^2$ pari a 1 Ø 20 Area = 3.14159 cm^2

Direzione 3:

Per la direzione 3 il palo che genera trazione max. è il n° 3

$Q_{maxpalo} = -333.479 \text{ kN}$ Inclinazione biella compressa: $AngB = 59.7071^\circ$

Proiezione orizzontale compressione puntone: $CompH = Q_{maxpalo} * \tan(AngB) = 570.842 \text{ kN}$

Trazione tirante traliccio dir.3 : $F_{traz} = 558.28 \text{ kN}$

$Tt3 = F_{traz} * 60\% = 334.968 \text{ kN}$

$AreaTt3 = Tt3 / f_{dtraz} = 8.56029 \text{ cm}^2$ pari a 3 Ø 20 Area = 9.42478 cm^2

Verifica al punzonamento/taglio dei pali

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1; le verifiche vengono svolte per il minimo e massimo valore di forza trasmesso dal singolo palo.

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del palo con la eq 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro palo, d = altezza utile, $v_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. V_{Ed} è la forza di punzonamento trasmessa dal palo, positiva se di trazione.

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro con le eq.6.38 e EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{ud} \leq v_{Rd,c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico. Se la distanza del perimetro critico è $2d$ $v_{Rd,c}$ è calcolato tramite la 6.47 EC2 (considerando la tensione normale σ_{cp} nulla), altrimenti si utilizza l'eq 6.50 EC2.

$\beta=1$ (essendo i pali soggetti a solo sforzo normale)

ρ_l è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (ρ_{l2} , ρ_{l3} sono relative alla direzione 2 e 3 del plinto).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo palo.

Palo n° 4 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -91.3466$ kN, $u_0 = 157.08$ cm, $u = 300$ cm, $d = 56$ cm, $\rho_l = 0.000992$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.000949$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 103.845 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 54.373 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 4 (Max V_{Ed}):

$V_{Ed} = 150.801$ kN, $u_0 = 157.08$ cm, $u = 300$ cm, $d = 56$ cm, $\rho_l = 0.000992$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.000949$, DLcr = 112 cm

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$v_{Ed} = 171.434 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$v_{Ed} = 89.7625 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -328.291 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000992$, $\rho_{I2} = 0.001036$, $\rho_{I3} = 0.000949$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 373.208 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 195.411 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 2 (Max V_{Ed}):

$V_{Ed} = -107.598 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 300 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000992$, $\rho_{I2} = 0.001036$, $\rho_{I3} = 0.000949$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 122.32 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 64.0467 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -333.479 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 315.199 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000992$, $\rho_{I2} = 0.001036$, $\rho_{I3} = 0.000949$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 379.106 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 188.928 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 3 (Max V_{Ed}):

$V_{Ed} = -130.199 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 315.199 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000992$, $\rho_{I2} = 0.001036$, $\rho_{I3} = 0.000949$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 148.013 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 73.7626 \text{ kN/m}^2, V_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < V_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 1 (Min V_{Ed}):

$V_{Ed} = -68.7456 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 315.199 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_I = 0.000992$, $\rho_{I2} = 0.001036$, $\rho_{I3} = 0.000949$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 78.1515 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 38.9468 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Palo n° 1 (Max V_{Ed}):

$V_{Ed} = 155.989 \text{ kN}$, $u_0 = 157.08 \text{ cm}$, $u = 315.199 \text{ cm}$, $d = 56 \text{ cm}$, $\rho_l = 0.000992$, $\rho_{l2} = 0.001036$, $\rho_{l3} = 0.000949$, $DLcr = 112 \text{ cm}$

Verifica par.6.4.3(2a) EC2:

$$V_{Ed} = 177.332 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,max} = 3541.67 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica par.6.4.3(2b) EC2:

$$V_{Ed} = 88.3733 \text{ kN/m}^2, v_{Rd,c} = 353.383 \text{ kN/m}^2, V_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow \text{Ok}$$

Verifica al taglio/punzonamento dei pali SODDISFATTA

Verifica al punzonamento del pilastro:

Vengono svolte le verifiche secondo il par.6.4.3(2a,b) EN1992-1-1;

La verifica 6.4.3(2a) è svolta sul perimetro di base del pilastro con la eq.6.51 e 6.53 EC2:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

ove u_0 = perimetro pilastro, d = altezza utile, $v_{Rd,max}$ è la massima resistenza a taglio punzonamento della soletta di fondazione. $V_{Ed,red}$ è la forza netta di punzonamento trasmessa dal pilastro (eq.6.48 EC2), data dalla forza V_{Ed} (negativa se di compressione) trasmessa dal pilastro meno la relativa reazione del terreno o dei pali (depurata dal peso del plinto).

La verifica 6.4.3(2b) è svolta sul perimetro critico con le eq.6.50 e 6.51 EC2

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} \leq v_{Rd,c}$$

ove $v_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento della fondazione senza armatura a taglio, u è il perimetro critico.

Per entrambe le verifiche 6.4.3(2a,b) il coeff. β è calcolato sul perimetro critico "u".

ρ_l è la percentuale di armatura geometrica definita al par.6.4.4 EC2, (ρ_{l2} , ρ_{l3} sono relative alla direzione 2 e 3 della sezione del pilastro).

Per i parametri di calcolo di $v_{Rd,max}$ e $v_{Rd,c}$ si veda le caratteristiche del materiale della soletta di fondazione nel paragrafo di descrizione dei materiali usati nel modello.

DLcr = distanza perimetro critico da bordo pilastro (in par.6.4.4 EC2 è indicato con "a").

Per il calcolo dell'armatura a punzonamento viene utilizzata l'eq.6.52 del par.6.4.5 EC2 per ferri piegati a 45°, uguagliandola alla tensione v_{Ed} ; $f_{ywd,ef}$ è la resistenza efficace dell'armatura a punzonamento vengono mostrati i valori che determinano la massima area di armatura.

Verifica al punzonamento per la sezione "25x260 cm":

Verifica par.6.4.3(2a) EC2 (max $v_{Ed}/v_{Rd,max}$):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -150.86$ kN, $M12 = 1080.68$ kNm, $M13 = 8.6$ kNm;

$V_{Ed} = -150.86$ kN, $u_0 = 570$ cm, $u = 798.708$ cm, $d = 56$ cm, $\rho_1 = 0.001477$, $\rho_{12} = 0.001528$, $\rho_{13} = 0.001428$, $DLcr = 36.4$ cm, $V_{Ed,red} = 150.86$ kN, $\beta = 14.1843$

$v_{Ed} = 670.378$ kN/m², $v_{Rd,max} = 3541.67$ kN/m², $v_{Ed} < v_{Rd,max} \rightarrow Ok$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,max} = 0.189283$

Verifica a punzonamento soddisfatta sulla base del pilastro.

Verifica par.6.4.3(2b) EC2 (max $v_{Ed}/v_{Rd,c}$):

Sollecitazioni derivanti dal pilastro: $N = -150.86$ kN, $M12 = 1080.68$ kNm, $M13 = 8.6$ kNm;

$V_{Ed} = -150.86$ kN, $u = 798.708$ cm, $d = 56$ cm, $\rho_1 = 0.001477$, $\rho_{12} = 0.001528$, $\rho_{13} = 0.001428$, $DLcr = 36.4$ cm, $V_{Ed,red} = 150.86$ kN, $\beta = 14.1843$

$v_{Ed} = 478.417$ kN/m², $v_{Rd,c} = 1087.33$ kN/m², $v_{Ed} < v_{Rd,c} \rightarrow Ok$

coefficiente di sfruttamento $v_{Ed}/v_{Rd,c} = 0.439991$

Verifica a punzonamento soddisfatta sul perimetro critico. Non è necessaria armatura a punzonamento.

PRIMO IMPALCATO
T1-01

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

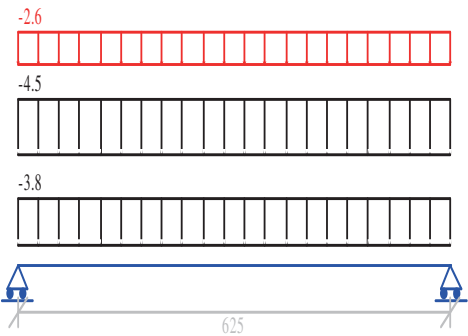
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 22.0 B 70.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
625.0 1 22.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 80.0 0.0000E+00 diretto
2 80.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso proprio 3.85
carico uniforme permanente 4.50 variabile 2.63

Diagramma dei momenti (daN*cm)

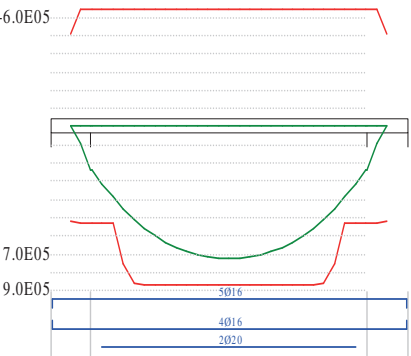
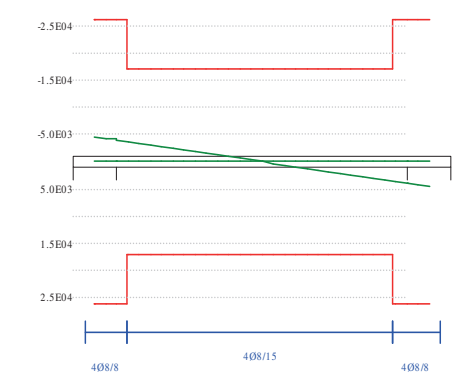
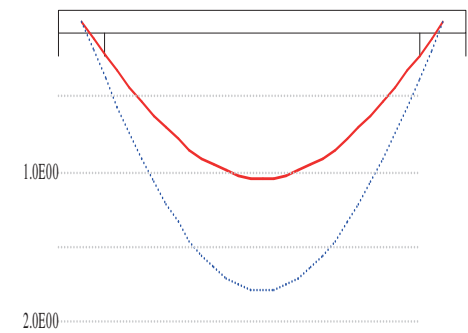


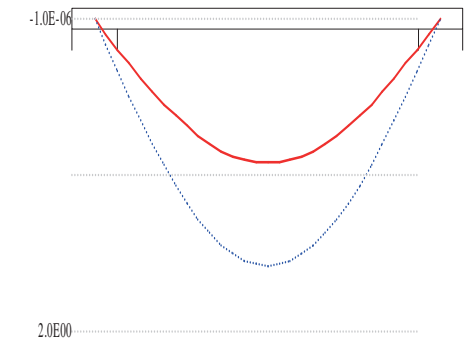
Diagramma dei tagli (daN)



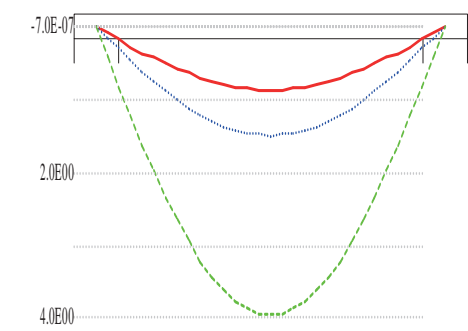
Deformata condizione rara (cm)



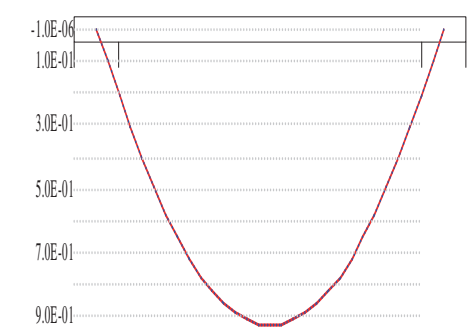
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																				
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3				
40	10.1	4.0		8.0	4.0	1732	2423	5272	.209	.251	.000	.000	732	40		102	261			
63	10.1	4.0		8.0	4.0	2602	3176	5272	.209	.134	.000	.000	732	37		102	170			
125	10.1	4.0		14.1	4.1	4625	5050	8614	.266	.134	.000	.000	729	28		101	169			
188	10.1	4.0		14.3	4.1	6070	6345	8719	.268	.134	.000	.000	728	19		101	169			
250	10.1	4.0		14.3	4.1	6938	7062	8719	.268	.134	.000	.000	728	9		101	169			
313	10.1	4.0		14.3	4.1	7227	7227	8719	.268	.134	.000	.000	728	0		101	169			
375	10.1	4.0		14.3	4.1	6938	7062	8719	.268	.134	.000	.000	728	-9		101	-169			
438	10.1	4.0		14.3	4.1	6070	6345	8719	.268	.134	.000	.000	728	-19		101	-169			
500	10.1	4.0		14.1	4.1	4625	5050	8614	.266	.134	.000	.000	729	-28		101	-169			
563	10.1	4.0		8.0	4.0	2602	3176	5272	.209	.251	.000	.000	732	-37		102	-261			
585	10.1	4.0		8.0	4.0	1732	2423	5272	.209	.251	.000	.000	732	-40		102	-261			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep	
40	1285	21	312			1069								0.21	0.36	0.18	0.30	0.79		
63	1930	49	1532			1606	41	16.2	0.01	0.01	0.01			0.33	0.56	0.27	0.47	1.23		
125	3431	71	1599			2856	59	12.1	0.01	0.01	0.01			0.62	1.06	0.51	0.88	2.34		
188	4504	93	2072			3748	77	12.0	0.02	0.02	0.01			0.85	1.45	0.70	1.21	3.21		
250	5147	106	2368			4284	88	12.0	0.02	0.02	0.02			0.99	1.70	0.82	1.42	3.77		
313	5361	111	2466			4462	92	12.0	0.02	0.02	0.02			1.04	1.79	0.87	1.49	3.96		
375	5147	106	2368			4284	88	12.0	0.02	0.02	0.02			0.99	1.70	0.82	1.42	3.77		
438	4504	93	2072			3748	77	12.0	0.02	0.02	0.01			0.85	1.45	0.70	1.21	3.21		
500	3431	71	1599			2856	59	12.1	0.01	0.01	0.01			0.62	1.06	0.51	0.88	2.34		
563	1930	49	1532			1606	41	16.2	0.01	0.01	0.01			0.33	0.56	0.27	0.47	1.23		
585	1285	21	312			1069	17							0.21	0.36	0.18	0.30	0.79		

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		4625	2609	3431	2609	3020	2609	2856	2609
	2		4625	2609	3431	2609	3020	2609	2856	2609

T1-02

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

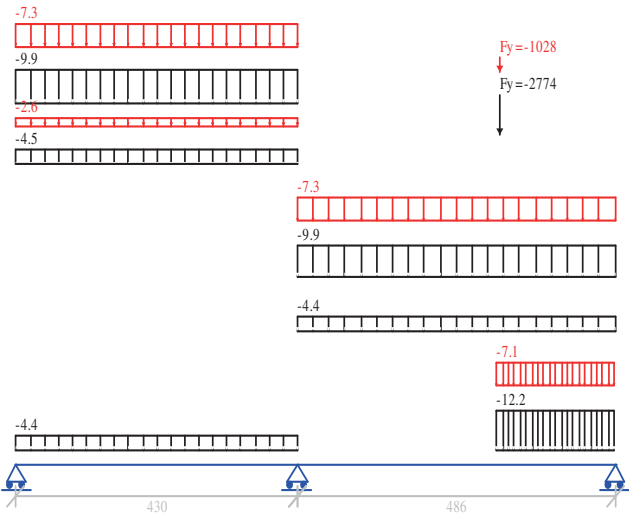
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 22.0 B 80.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata n 1 430.0 1 22.0 0.00
campata n 2 486.0 1 22.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 220.0 0.0000E+00 diretto
2 40.0 0.0000E+00 diretto
3 125.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso proprio 4.40
carico uniforme permanente variabile
9.88 7.32
4.50 2.63

CAMPATA n. 2
peso proprio 4.40
carico uniforme permanente variabile
9.88 7.32
carico trapezoidale perm.iniz. variab.iniz. perm.fin. variab.fin. ascissa da sin. ampiezza
12.23 7.13 12.23 7.13 305.0 180.0
forza concentrata permanente variabile ascissa da sin. ampiezza
2774.00 1028.00 305.0 10.0

Diagramma dei momenti (daN*cm)

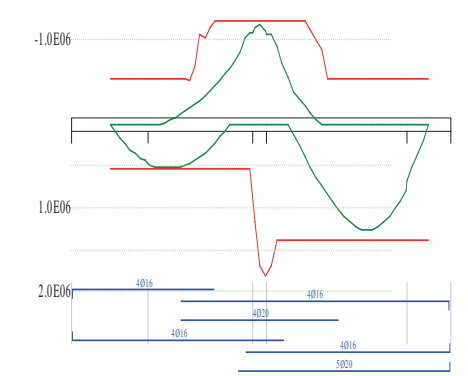
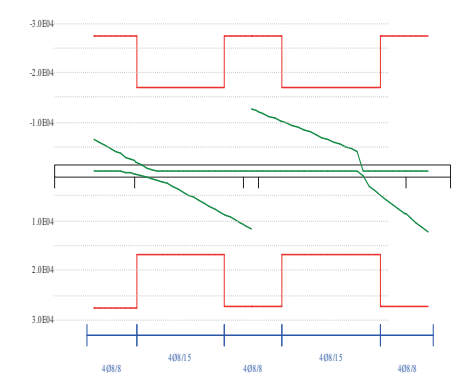
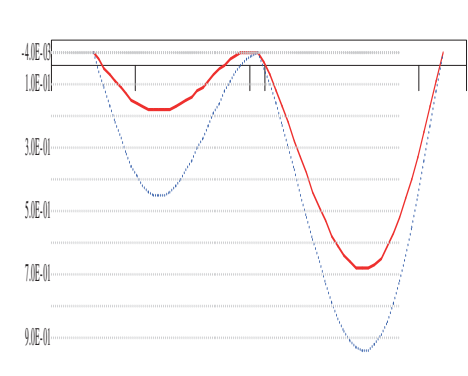


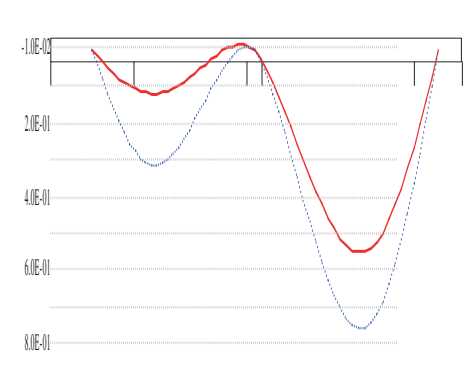
Diagramma dei tagli (daN)



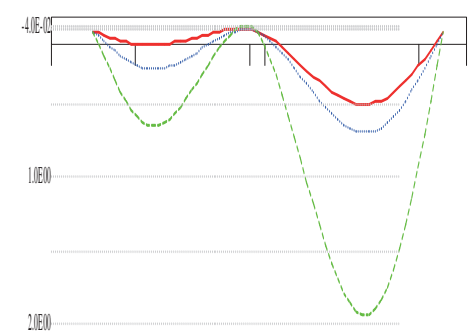
Deformata condizione rara (cm)



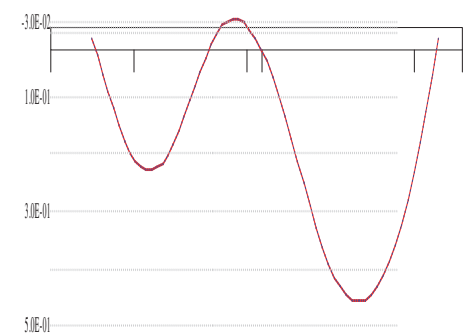
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
110	8.0	4.0	8.0	4.0	4672	4796	5365	.195	.251	.000	.000	837	21		116	276			
110	8.0	4.0	8.0	4.0					.251	.000	.000	837	-5		116	-276			
129	8.0	4.0	8.0	4.0	4997	5158	5365	.195	.134	.000	.000	837	13		116	170			
129	8.0	4.0	8.0	4.0					.134	.000	.000	837	-9		116	-170			
158	8.0	4.0	8.0	4.0	5219	5219	5365	.195	.134	.000	.000	837	2		116	170			
158	8.0	4.0	8.0	4.0	98	-158	-5365	.195	.134	.000	.000	837	-14		116	-170			
172	8.0	4.0	8.0	4.0	5208	5219	5365	.195	.134	.000	.000	837	-17		116	-170			
172	8.0	4.0	8.0	4.0	-124	-424	-5365	.195											
215	8.0	4.0	8.0	4.0	4692	4967	5365	.195	.134	.000	.000	837	-30		116	-170			
215	8.0	4.0	8.0	4.0	-1023	-1454	-5365	.195											
258	17.7	4.1	8.0	4.0	3448	3998	5401	.209	.134	.000	.000	837	-47		116	-170			
258	17.7	4.1	8.0	4.0	-2270	-2831	-10691	.295											
301	20.6	4.1	8.0	4.0	1477	2301	5411	.212	.134	.000	.000	831	-64		116	-169			
301	20.6	4.1	8.0	4.0	-3863	-4556	-12210	.331											
344	20.6	4.1	8.0	4.0	-5804	-6628	-12210	.331	.134	.000	.000	831	-81		116	-169			
387	20.6	4.1	8.0	4.0	-8530	-10176	-12210	.331	.251	.000	.000	831	-98		116	-274			
410	20.6	4.1	18.1	4.1	-10892	-10892	-12215	.290	.251	.000	.000	831	-107		116	-274			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
110	3120	75	2452	2101	51	16.9	0.03	0.02	0.01					0.15	0.38	0.09	0.23	0.57	
129	3307	80	2599	2198	53	16.9	0.03	0.02	0.01					0.17	0.42	0.09	0.25	0.62	
158	3393	82	2666	2194	53	16.9	0.03	0.02	0.01					0.18	0.45	0.09	0.26	0.65	
172	3347	81	2630	2125	51	16.9	0.03	0.02	0.01					0.18	0.45	0.09	0.26	0.65	
215	2856	69	2244	1650	40	16.9	0.02	0.01	0.01					0.17	0.42	0.08	0.23	0.56	
258	1833	25	388	773	10									0.14	0.33	0.05	0.17	0.41	
258	-899	13	182	-46	10														
301	280	4	59	-1269	22					10.9	0.00	0.00	0.00	0.09	0.23	0.02	0.10	0.23	
301	-2264	40	733	-1269	0														
344	-3976	70	1287	-2840	50					10.9	0.01	0.01	0.01	0.04	0.12	-.01	0.03	0.06	
387	-6248	109	2022	-4821	84					10.9	0.02	0.01	0.01	0.00	0.04	-.02	-.01	-.04	
410	-7974	126	2596	-6134	97					11.0	0.02	0.02	0.02	0.00	0.01	-.01	-.01	-.03	

campata n° 2 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3
20	20.6	4.1	31.4	4.1	-10635	-10635	-12212	.266	.251	.000	.000	831	121		116	274
49	20.6	4.1	23.8	4.1	-7296	-9158	-12208	.278	.251	.000	.000	831	113		116	274
97	20.6	4.1	23.8	4.1	-2937	-3821	-12208	.278	.134	.000	.000	831	98		116	169
146	18.8	4.1	23.8	4.1	3920	5160	13888	.311	.134	.000	.000	830	84		116	169
146	18.8	4.1	23.8	4.1	-511	-1283	-11260	.268								
194	8.0	4.0	23.8	4.1	7407	8414	13822	.374	.134	.000	.000	830	69		116	169
243	8.0	4.0	23.8	4.1	10196	10971	13822	.374	.134	.000	.000	830	55		116	169
292	8.0	4.0	23.8	4.1	12287	12672	13822	.374	.134	.000	.000	830	41		116	169
308	8.0	4.0	23.8	4.1	12672	12672	13822	.374	.134	.000	.000	830	1		116	169
308	8.0	4.0	23.8	4.1					.134	.000	.000	830	-10		116	-169
340	8.0	4.0	23.8	4.1	11704	12268	13822	.374	.134	.000	.000	830	-39		116	-169

389	8.0	4.0	23.8	4.1	9129	10134	13822	.374	.251	.000	.000	830	-67			116	-274			
424	8.0	4.0	23.8	4.1	6478	6675	13822	.374	.251	.000	.000	830	-86			116	-274			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep	
20	-7783	110	2549	-5971	84					11.1	0.02	0.02	0.02	0.04	0.06	0.03	0.03	0.10		
49	-5337	80	1743	-4087	62					11.0	0.01	0.01	0.01	0.12	0.16	0.08	0.10	0.30		
97	-1952	25	378	-1305	17									0.27	0.37	0.19	0.26	0.73		
146	2463	37	701	1550	23	10.4	0.00	0.00	0.00					0.44	0.59	0.31	0.42	1.17		
194	5078	85	1437	3630	61	10.3	0.01	0.01	0.01					0.57	0.78	0.41	0.56	1.58		
243	7182	121	2033	5320	89	10.3	0.02	0.01	0.01					0.66	0.91	0.48	0.66	1.86		
292	8777	148	2485	6621	111	10.3	0.02	0.02	0.01					0.68	0.93	0.50	0.69	1.93		
308	9078	153	2570	6874	116	10.3	0.02	0.02	0.02					0.67	0.92	0.49	0.68	1.90		
340	8403	141	2379	6358	107	10.3	0.02	0.02	0.01					0.61	0.84	0.45	0.62	1.75		
389	6569	110	1860	4967	83	10.3	0.01	0.01	0.01					0.46	0.64	0.34	0.47	1.32		
424	4668	78	1322	3529	59	10.3	0.01	0.01	0.01					0.32	0.43	0.23	0.32	0.90		

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	nº	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		6411	1543	4417	2074	3482	2310	3107	2405
	2		24199	11764	17701	11764	14733	11764	13545	11764
	3		12093	5189	8730	5443	7205	5562	6595	5609

T1-03

Metodo di calcolo: stati limite DM 14-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

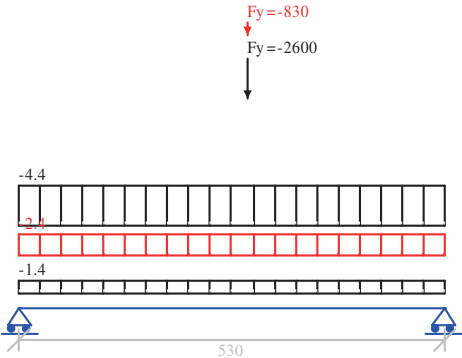
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 22.0 B 80.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata n° 1 530.0 1 22.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 80.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso proprio 4.40
carico uniforme permanente variabile
1.44 2.40
forza concentrata permanente variabile ascissa da sin. ampiezza
2600.00 830.00 280.0 10.0

Diagramma dei momenti (daN*cm)

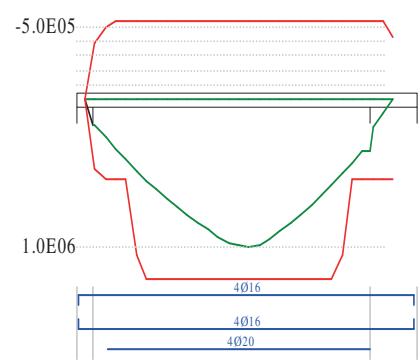
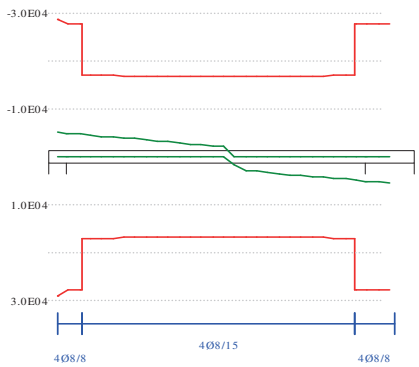
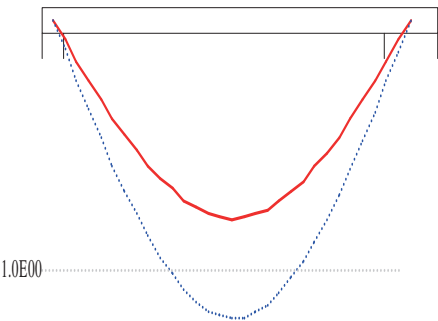


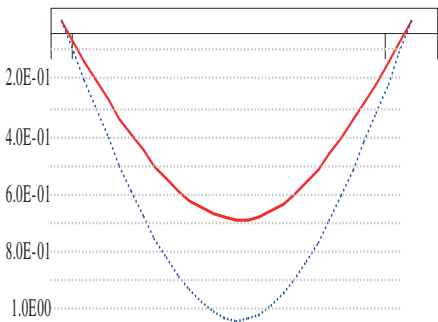
Diagramma dei tagli (daN)



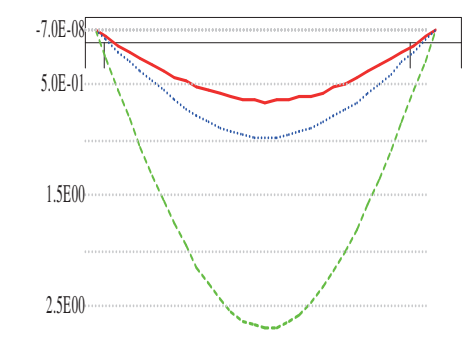
Deformata condizione rara (cm)



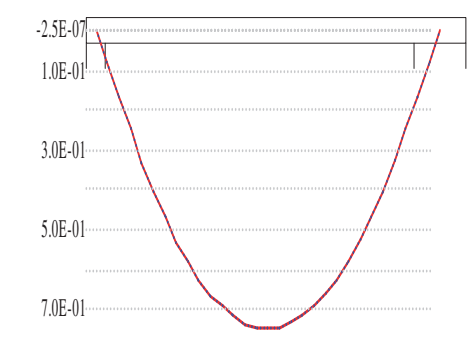
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	5.1	4.0	6.4	4.0	760	1678	4388	.167	.251	.000	.000	837	50		116	276			
53	8.0	4.0	8.0	4.0	2571	3293	5365	.195	.134	.000	.000	837	46		116	170			
106	8.0	4.0	20.6	4.1	4828	5453	12210	.331	.134	.000	.000	831	40		116	169			
159	8.0	4.0	20.6	4.1	6770	7299	12210	.331	.134	.000	.000	831	34		116	169			
212	8.0	4.0	20.6	4.1	8398	8831	12210	.331	.134	.000	.000	831	28		116	169			
265	8.0	4.0	20.6	4.1	9711	9924	12210	.331	.134	.000	.000	831	22		116	169			
283	8.0	4.0	20.6	4.1	9943	9943	12210	.331	.134	.000	.000	831	-16		116	-169			
318	8.0	4.0	20.6	4.1	8953	9429	12210	.331	.134	.000	.000	831	-30		116	-169			
371	8.0	4.0	20.6	4.1	7186	7758	12210	.331	.134	.000	.000	831	-36		116	-169			
424	8.0	4.0	20.6	4.1	5105	5773	12210	.331	.134	.000	.000	831	-42		116	-169			
477	8.0	4.0	8.0	4.0	2710	3474	5365	.195	.251	.000	.000	837	-48		116	-276			
490	8.0	4.0	8.0	4.0	2074	3474	5365	.195	.251	.000	.000	837	-50		116	-276			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	561	8	123	455	7									0.07	0.10	0.06	0.08	0.23	
53	1899	27	410	1541	22									0.24	0.36	0.20	0.29	0.81	
106	3567	62	1154	2899	51	10.9	0.01	0.01	0.01					0.46	0.69	0.37	0.56	1.54	
159	5003	88	1619	4072	71	10.9	0.01	0.01	0.01					0.63	0.95	0.52	0.77	2.14	
212	6208	109	2008	5060	89	10.9	0.02	0.01	0.01					0.75	1.13	0.61	0.92	2.55	
265	7181	126	2323	5865	103	10.9	0.02	0.02	0.02					0.80	1.20	0.65	0.98	2.70	
283	7353	129	2379	6008	105	10.9	0.02	0.02	0.02					0.79	1.19	0.65	0.97	2.69	
318	6619	116	2142	5402	95	10.9	0.02	0.02	0.01					0.76	1.14	0.62	0.93	2.57	
371	5312	93	1719	4328	76	10.9	0.01	0.01	0.01					0.64	0.97	0.52	0.79	2.18	
424	3772	66	1221	3070	54	10.9	0.01	0.01	0.01					0.47	0.70	0.38	0.57	1.58	
477	2002	29	432	1627	23									0.24	0.37	0.20	0.30	0.83	
490	1532	22	330	1245	18									0.19	0.28	0.15	0.23	0.63	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1		5147	2774	3802	2774	3288	2774	3082	2774
2		5409	2921	3996	2921	3458	2921	3244	2921

T1-04

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

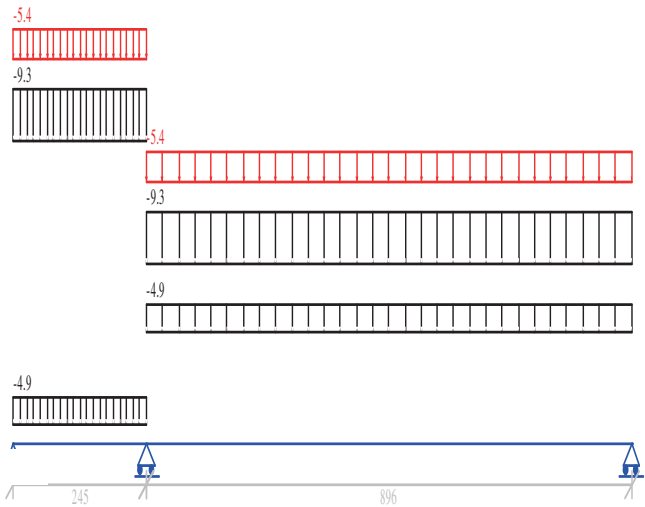
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 65.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata n 1 245.0 1 65.0 0.00
campata n 2 896.0 1 65.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 0.0 0.0000E+00 diretto
2 30.0 0.0000E+00 diretto
3 25.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso proprio 4.88
carico uniforme permanente variabile
9.27 5.40

CAMPATA n. 2
peso proprio 4.88
carico uniforme permanente variabile
9.27 5.40

Diagramma dei momenti (daN*cm)

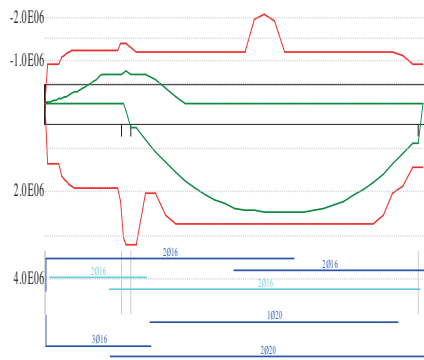
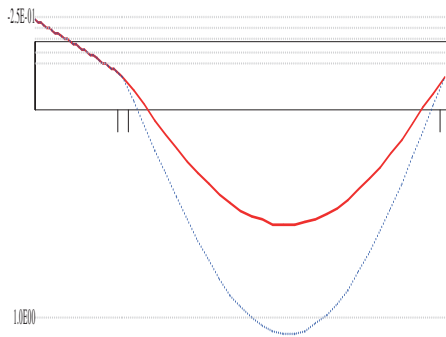


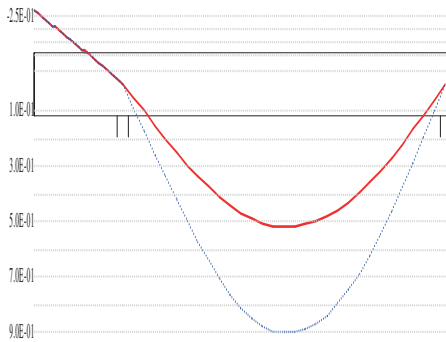
Diagramma dei tagli (daN)



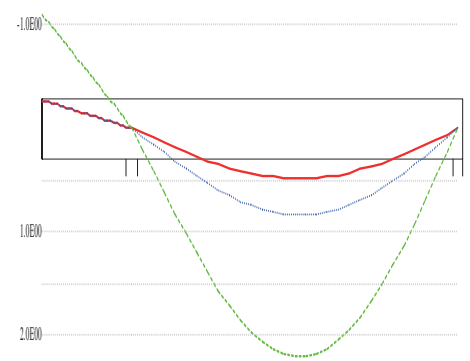
Deformata condizione rara (cm)



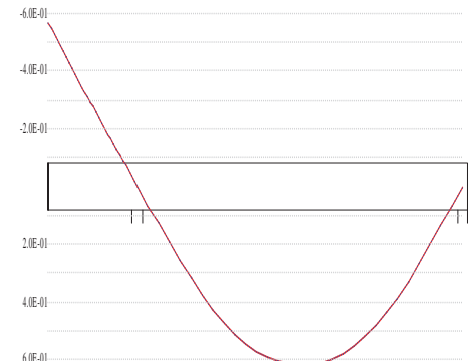
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
0	0.0	3.2	0.0	3.2	0	-401	0	.000	.067	.000	.000	1077	0		150	292			
0	0.0	3.2	0.0	3.2					.067	.000	.000	1077	0		150	-292			
25	4.0	4.0	6.0	4.0	-80	-837	-9242	.082	.067	.000	.000	1063	-6		148	-288			
49	4.0	4.0	7.9	8.9	-318	-1432	-10794	.098	.067	.000	.000	1063	-13		148	-288			
74	4.0	4.0	9.2	11.3	-715	-2185	-11890	.109	.067	.000	.000	1063	-19		148	-288			
98	4.0	4.0	10.1	12.4	-1272	-3098	-12562	.116	.067	.000	.000	1063	-26		148	-288			
123	4.0	4.0	10.1	12.4	-1987	-4170	-12562	.116	.067	.000	.000	1063	-32		148	-288			
147	4.0	4.0	10.1	12.4	-2862	-5401	-12562	.116	.067	.000	.000	1063	-39		148	-288			
172	4.0	4.0	10.1	12.4	-3895	-6790	-12562	.116	.067	.000	.000	1063	-45		148	-288			
196	4.0	4.0	10.1	12.4	-5088	-7006	-12562	.116	.067	.000	.000	1063	-52		148	-288			
221	4.0	4.0	10.1	12.4	-6439	-7006	-12562	.116	.126	.000	.000	1063	-58		148	-418			
230	4.0	4.0	12.0	13.8	-7006	-7006	-13780	.131	.126	.000	.000	1063	-61		148	-418			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
0	0	0	0	0	0	0								-.23	-.23	-.28	-.28	-1.10	
25	-59	0	4	-47	0									-.21	-.21	-.25	-.25	-1.00	
49	-235	1	16	-189	1									-.19	-.19	-.22	-.22	-.89	
74	-528	2	35	-426	2									-.17	-.17	-.20	-.20	-.78	
98	-939	4	63	-757	3									-.14	-.14	-.17	-.17	-.67	
123	-1466	6	98	-1183	5									-.12	-.12	-.14	-.14	-.56	
147	-2112	9	141	-1703	7									-.10	-.10	-.11	-.11	-.45	
172	-2874	13	192	-2318	10									-.07	-.07	-.09	-.09	-.34	
196	-3754	16	250	-3028	13									-.05	-.05	-.06	-.06	-.23	
221	-4751	21	317	-3832	17									-.03	-.03	-.03	-.03	-.12	
230	-5170	22	345	-4170	18									-.02	-.02	-.02	-.02	-.07	
campata n° 2 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	4.0	4.0	18.2	10.2	-6882	-6882	-13615	.118	.126	.000	.000	1063	124		148	418			
90	4.0	4.0	10.3	10.8	5749	10806	20439	.159	.067	.000	.000	945	104		132	256			
90	4.0	4.0	10.3	10.8	-2045	-5537	-11918	.116											
179	4.0	4.0	13.4	9.2	13616	17370	27137	.191	.067	.000	.000	972	80		135	263			
179	4.0	4.0	13.4	9.2	2725	-71	-11924	.110											
269	4.0	4.0	13.4	9.2	19357	21808	27137	.191	.067	.000	.000	972	56		135	263			
358	4.0	4.0	13.4	9.2	22971	24119	27137	.191	.067	.000	.000	972	33		135	263			
448	7.2	4.0	13.4	9.2	24459	24482	27319	.170	.067	.000	.000	972	9		135	263			
478	4.0	4.0	13.4	9.2	24482	24482	27137	.191	.067	.000	.000	972	5		135	263			
478	4.0	4.0	13.4	9.2					.067	.000	.000	972	-3		135	-263			
538	4.0	4.0	13.4	9.2	23820	24448	27137	.191	.067	.000	.000	972	-19		135	-263			
627	4.0	4.0	13.4	9.2	21055	22986	27137	.191	.067	.000	.000	972	-43		135	-263			
717	4.0	4.0	13.4	9.2	16163	19397	27137	.191	.067	.000	.000	972	-66		135	-263			
806	4.0	4.0	10.3	10.8	9145	13681	20439	.159	.067	.000	.000	945	-90		132	-256			
884	4.0	4.0	6.3	4.2	1403	8690	14267	.105	.126	.000	.000	1060	-111		148	-417			

x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	-4833	20	315	-3718	15									0.03	0.05	0.02	0.04	0.10	
90	3240	14	210	1875	8									0.18	0.30	0.14	0.23	0.62	
90	-169	1	11	852	8														
179	9157	51	1334	6729	37	11.0	0.01	0.01	0.00					0.35	0.60	0.27	0.46	1.21	
269	13504	75	1967	10318	57	11.0	0.02	0.01	0.01					0.49	0.84	0.38	0.65	1.72	
358	16282	90	2372	12641	70	11.0	0.02	0.02	0.01					0.58	1.01	0.45	0.78	2.06	
448	17491	90	2526	13698	71	11.0	0.02	0.02	0.02					0.62	1.07	0.48	0.83	2.20	
478	17546	97	2556	13769	76	11.0	0.02	0.02	0.02					0.61	1.07	0.48	0.83	2.20	
538	17131	95	2495	13490	75	11.0	0.02	0.02	0.02					0.59	1.03	0.46	0.80	2.12	
627	15202	84	2214	12016	67	11.0	0.02	0.01	0.01					0.51	0.88	0.40	0.69	1.82	
717	11704	65	1705	9276	51	11.0	0.01	0.01	0.01					0.37	0.64	0.29	0.50	1.33	
806	6636	29	430	5271	23									0.20	0.34	0.15	0.26	0.69	
884	1020	4	66	811	4									0.03	0.05	0.02	0.04	0.10	

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nº	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	2		19244	10276	14199	10276	12238	10276	11453	10276
	3		11393	5450	8282	5682	7073	5773	6589	5809

T1-05

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

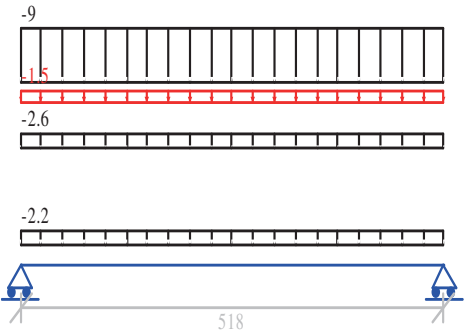
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 22.0 B 40.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata nø 1 518.0 1 22.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio nø nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 25.0 0.0000E+00 diretto
2 25.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso proprio 2.20
carico uniforme permanente variabile
2.58 1.50
9.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

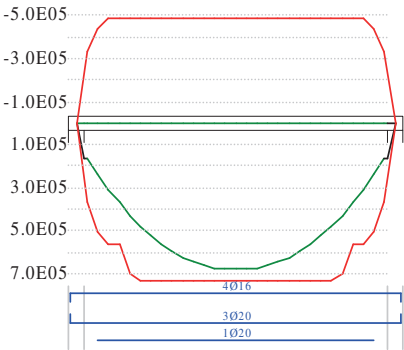
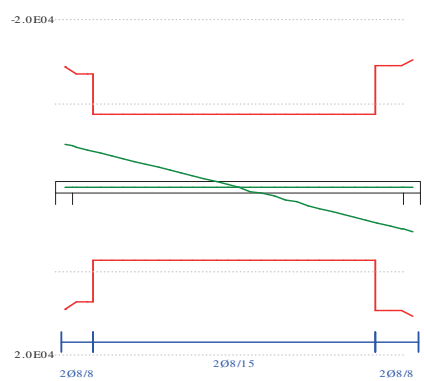
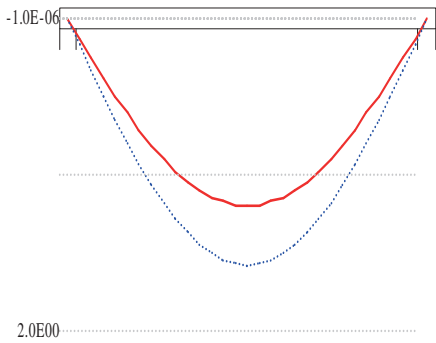


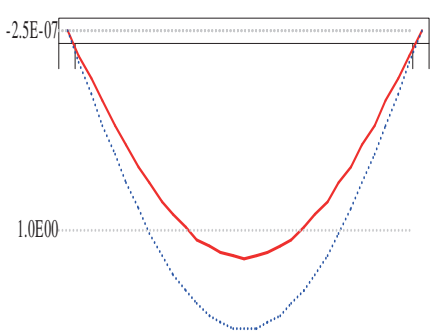
Diagramma dei tagli (daN)



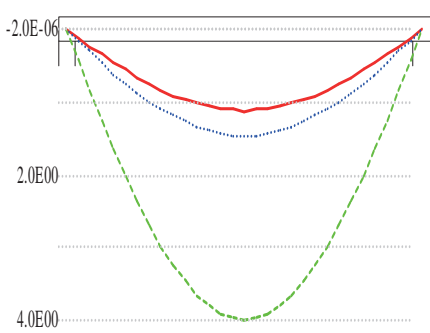
Deformata condizione rara (cm)



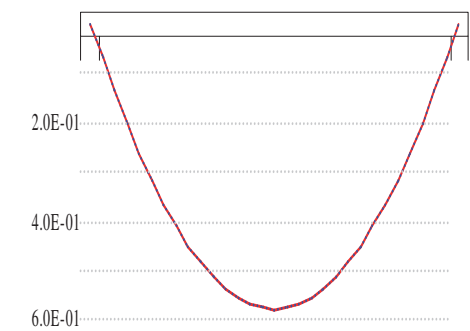
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
13	4.6	4.0	0.0	3.2	637	1633	0	.000	.126	.000	.000	437	50		61	144			
52	8.0	4.0	9.4	4.2	2435	3083	5616	.278	.069	.000	.000	414	42		58	87			
104	8.0	4.0	12.6	4.2	4328	4808	7295	.331	.069	.000	.000	414	31		58	87			
155	8.0	4.0	12.6	4.2	5681	5991	7295	.331	.069	.000	.000	414	21		58	87			
207	8.0	4.0	12.6	4.2	6493	6634	7295	.331	.069	.000	.000	414	10		58	87			
259	8.0	4.0	12.6	4.2	6763	6763	7295	.331	.069	.000	.000	414	0		58	-87			
311	8.0	4.0	12.6	4.2	6493	6634	7295	.331	.069	.000	.000	414	-10		58	-87			
363	8.0	4.0	12.6	4.2	5681	5991	7295	.331	.069	.000	.000	414	-21		58	-87			
414	8.0	4.0	12.6	4.2	4328	4808	7295	.331	.069	.000	.000	414	-31		58	-87			
466	8.0	4.0	9.4	4.2	2435	3083	5616	.278	.140	.000	.000	414	-42		58	-145			
506	4.6	4.0	0.0	3.2	637	1633	0	.000	.140	.000	.000	437	-50		61	-153			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
13	435	0	0	435	0									0.09	0.12	0.09	0.11	0.30	
52	1845	61	1311	1718	57	11.2	0.01	0.01	0.01					0.38	0.50	0.35	0.46	1.24	
104	3280	99	1771	3055	93	10.7	0.01	0.01	0.01					0.71	0.94	0.66	0.87	2.36	
155	4305	130	2325	4009	121	10.7	0.02	0.02	0.02					0.97	1.28	0.91	1.19	3.23	
207	4920	149	2657	4582	139	10.7	0.02	0.02	0.02					1.14	1.50	1.06	1.39	3.78	
259	5125	155	2768	4773	145	10.7	0.02	0.02	0.02					1.20	1.57	1.11	1.46	3.97	
311	4920	149	2657	4582	139	10.7	0.02	0.02	0.02					1.14	1.50	1.06	1.39	3.78	
363	4305	130	2325	4009	121	10.7	0.02	0.02	0.02					0.97	1.28	0.91	1.19	3.23	
414	3280	99	1771	3055	93	10.7	0.01	0.01	0.01					0.71	0.94	0.66	0.87	2.36	
466	1845	61	1311	1718	57	11.2	0.01	0.01	0.01					0.38	0.50	0.35	0.46	1.24	
506	435	0	0	435	0									0.09	0.12	0.09	0.11	0.30	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		5222	3569	3958	3569	3763	3569	3686	3569
	2		5222	3569	3958	3569	3763	3569	3686	3569

T1-06

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

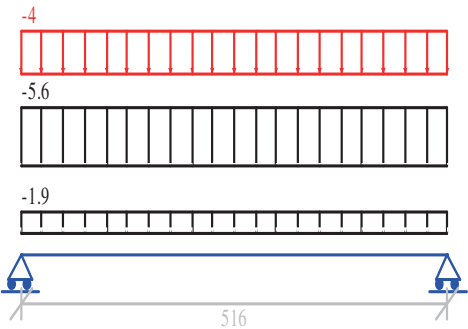
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 30.0 B 25.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
516.0 1 30.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 25.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso proprio 1.88
carico uniforme permanente variabile
5.55 4.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

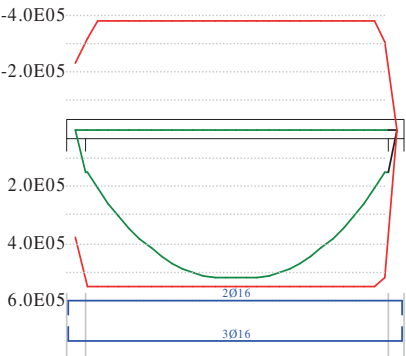
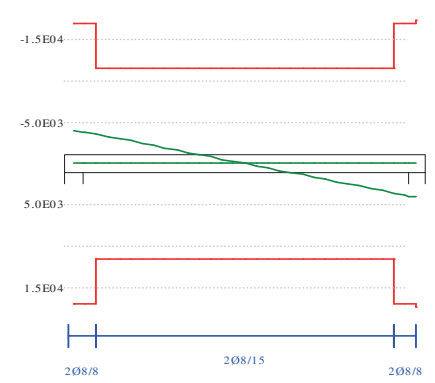
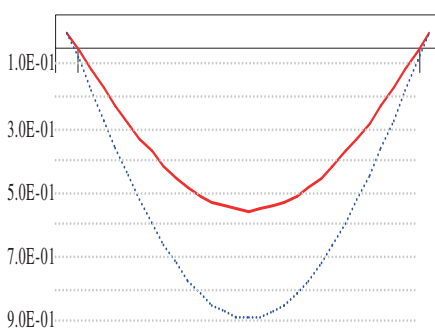


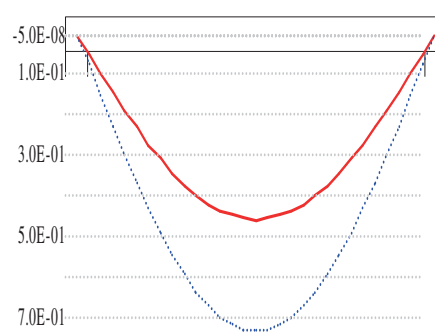
Diagramma dei tagli (daN)



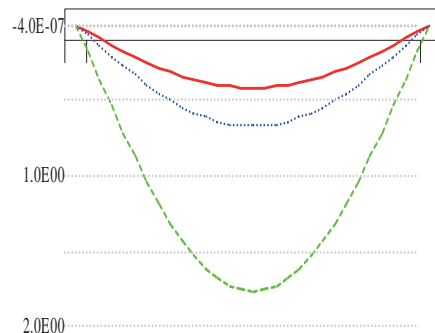
Deformata condizione rara (cm)



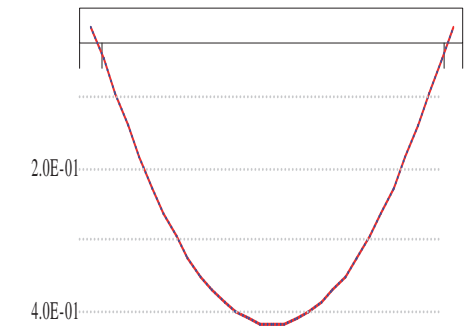
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	3.2	4.0	5.7	4.0	588	1505	5258	.209	.126	.000	.000	378	38		53	168			
52	4.0	4.0	6.0	4.0	1875	2583	5519	.210	.067	.000	.000	378	32		53	114			
103	4.0	4.0	6.0	4.0	3334	3853	5519	.210	.067	.000	.000	378	24		53	114			
155	4.0	4.0	6.0	4.0	4376	4706	5519	.210	.067	.000	.000	378	16		53	114			
206	4.0	4.0	6.0	4.0	5001	5142	5519	.210	.067	.000	.000	378	8		53	114			
258	4.0	4.0	6.0	4.0	5209	5209	5519	.210	.067	.000	.000	378	0		53	114			
310	4.0	4.0	6.0	4.0	5001	5142	5519	.210	.067	.000	.000	378	-8		53	-114			
361	4.0	4.0	6.0	4.0	4376	4706	5519	.210	.067	.000	.000	378	-16		53	-114			
413	4.0	4.0	6.0	4.0	3334	3853	5519	.210	.067	.000	.000	378	-24		53	-114			
464	4.0	4.0	6.0	4.0	1875	2583	5519	.210	.067	.000	.000	378	-32		53	-114			
504	2.9	4.0	5.1	4.0	493	1505	4707	.197	.126	.000	.000	378	-38		53	-168			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	429	10	149	324	8									0.05	0.08	0.04	0.06	0.16	
52	1369	39	1003	1033	29	11.5	0.01	0.00	0.00					0.17	0.27	0.13	0.21	0.54	
103	2434	69	1783	1837	52	11.5	0.01	0.01	0.01					0.33	0.52	0.25	0.40	1.04	
155	3194	91	2341	2411	69	11.5	0.02	0.02	0.01					0.45	0.72	0.34	0.54	1.43	
206	3650	104	2675	2756	79	11.5	0.02	0.02	0.02					0.53	0.85	0.40	0.64	1.68	
258	3802	108	2787	2871	82	11.5	0.02	0.02	0.02					0.56	0.89	0.42	0.67	1.77	
310	3650	104	2675	2756	79	11.5	0.02	0.02	0.02					0.53	0.85	0.40	0.64	1.68	
361	3194	91	2341	2411	69	11.5	0.02	0.02	0.01					0.45	0.72	0.34	0.54	1.43	
413	2434	69	1783	1837	52	11.5	0.01	0.01	0.01					0.33	0.52	0.25	0.40	1.04	
464	1369	39	1003	1033	29	11.5	0.01	0.00	0.00					0.17	0.27	0.13	0.21	0.54	
504	360	9	127	271	7									0.04	0.07	0.03	0.05	0.13	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		4038	1916	2948	1916	2432	1916	2225	1916
	2		4038	1916	2948	1916	2432	1916	2225	1916

T1-07

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00
Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.50
Combinazioni quasi permanenti 0.30

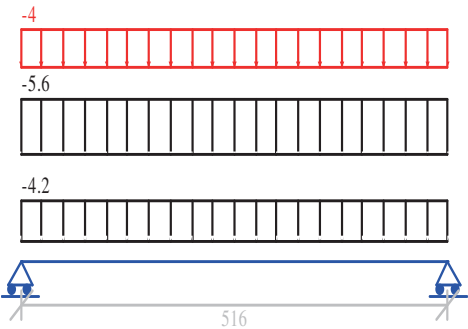
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 67.0 B 25.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
516.0 1 67.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 25.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
peso proprio 4.19
carico uniforme permanente variabile
5.55 4.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

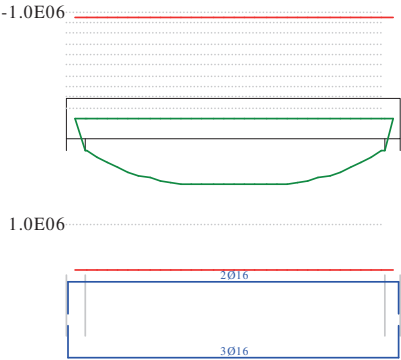
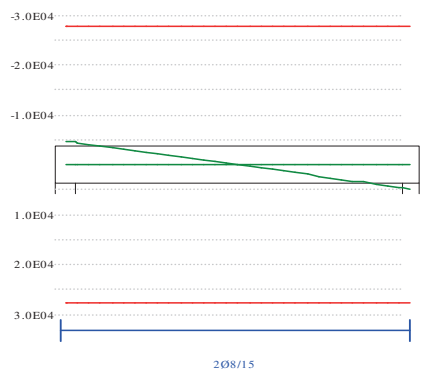
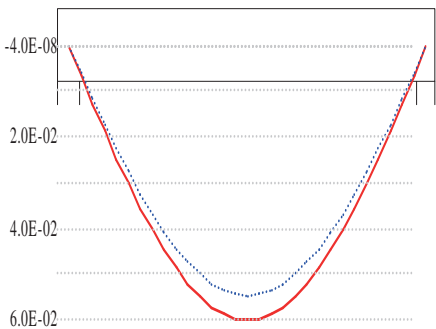


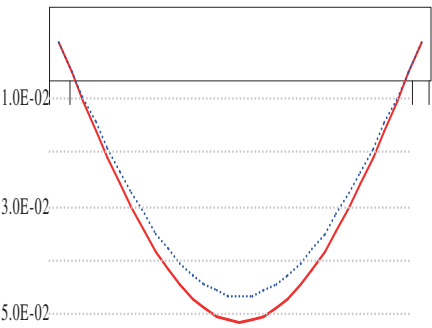
Diagramma dei tagli (daN)



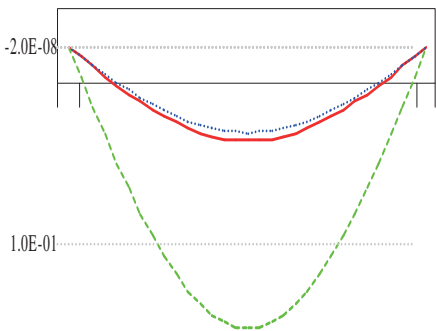
Deformata condizione rara (cm)



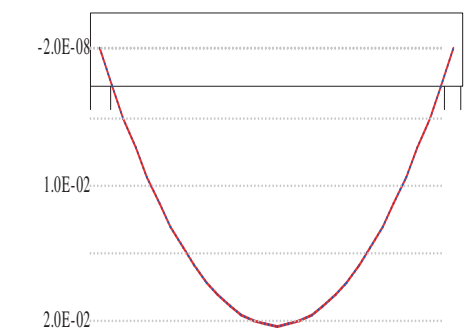
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	4.0	4.0	6.0	4.0	701	3042	14165	.110	.067	.000	.000	915	45		127	276			
52	4.0	4.0	6.0	4.0	2236	4114	14165	.110	.067	.000	.000	915	39		127	276			
103	4.0	4.0	6.0	4.0	3974	5306	14165	.110	.067	.000	.000	915	29		127	276			
155	4.0	4.0	6.0	4.0	5216	6003	14165	.110	.067	.000	.000	915	19		127	276			
206	4.0	4.0	6.0	4.0	5962	6210	14165	.110	.067	.000	.000	915	10		127	276			
258	4.0	4.0	6.0	4.0	6210	6210	14165	.110	.067	.000	.000	915	0		127	-276			
310	4.0	4.0	6.0	4.0	5962	6210	14165	.110	.067	.000	.000	915	-10		127	-276			
361	4.0	4.0	6.0	4.0	5216	6003	14165	.110	.067	.000	.000	915	-19		127	-276			
413	4.0	4.0	6.0	4.0	3974	5306	14165	.110	.067	.000	.000	915	-29		127	-276			
464	4.0	4.0	6.0	4.0	2236	4114	14165	.110	.067	.000	.000	915	-39		127	-276			
504	4.0	4.0	6.0	4.0	587	3042	14165	.110	.067	.000	.000	915	-46		127	-276			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	516	3	37	411	2									0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	
52	1646	8	119	1310	6									0.02	0.02	0.01	0.01	0.04	
103	2926	14	212	2330	11									0.04	0.03	0.03	0.03	0.08	
155	3841	19	279	3058	15									0.05	0.04	0.04	0.04	0.12	
206	4389	22	318	3495	17									0.06	0.05	0.05	0.04	0.14	
258	4572	22	332	3640	18									0.06	0.05	0.05	0.04	0.14	
310	4389	22	318	3495	17									0.06	0.05	0.05	0.04	0.14	
361	3841	19	279	3058	15									0.05	0.04	0.04	0.04	0.12	
413	2926	14	212	2330	11									0.04	0.03	0.03	0.03	0.08	
464	1646	8	119	1310	6									0.02	0.02	0.01	0.01	0.04	
504	432	2	31	344	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		4814	2512	3544	2512	3028	2512	2822	2512
	2		4814	2512	3544	2512	3028	2512	2822	2512

SECONDO IMPALCATO

T2-01

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15

Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI

Gamma G inf. (azioni permanenti, effetto favorevole) 1.00

Gamma G sup. (azioni permanenti, effetto sfavorevole) 1.30

Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00

Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	1	sezione rettangolare	H	25.0	B	50.0	Cs	2.0	Ci	2.0
----	---	----------------------	---	------	---	------	----	-----	----	-----

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n° 1	57.0	1	25.0	0.00
campata n° 2	352.0	1	25.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n°	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1		0.0	0.0000E+00	diretto
2		20.0	0.0000E+00	diretto
3		25.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

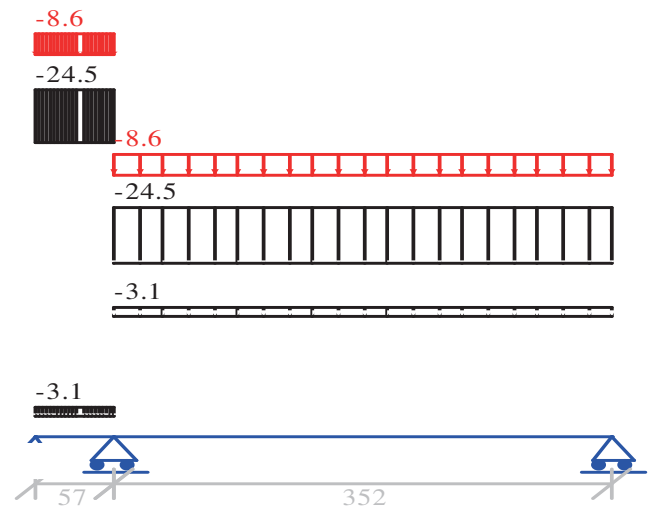
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350

Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500

Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3

Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

peso proprio	3.13	
carico uniforme	permanente	variabile
	24.45	8.60

CAMPATA n. 2

peso proprio	3.13	
carico uniforme	permanente	variabile
	24.45	8.60

Diagramma dei momenti (daN*cm)

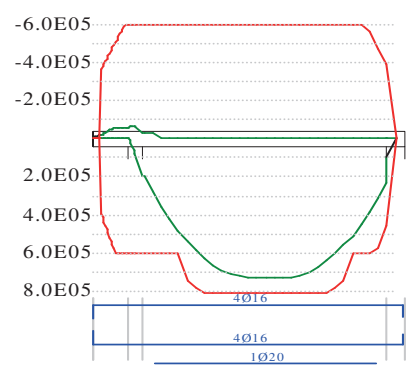
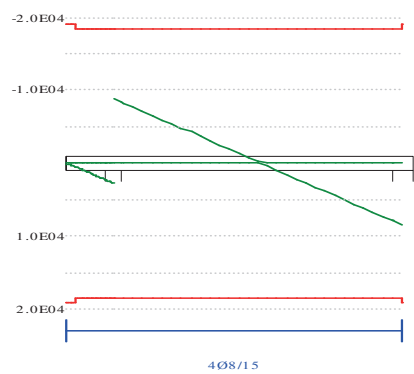
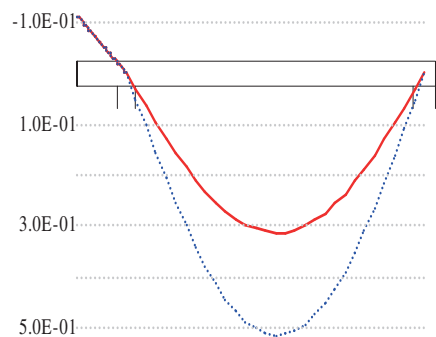


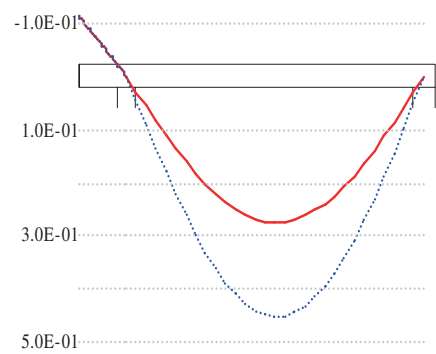
Diagramma dei tagli (daN)



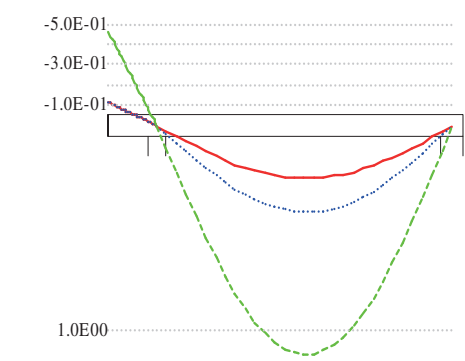
Deformata condizione rara (cm)



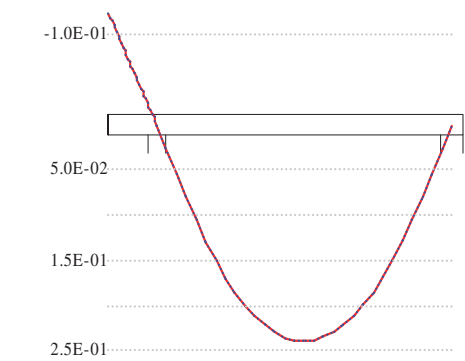
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
0	0.0	3.2	0.0	3.2	0	-87	0	.000	.134	.000	.000	633	0		88	191			
0	0.0	3.2	0.0	3.2					.134	.000	.000	633	0		88	-191			
6	0.0	3.2	0.0	3.2	-8	-148	0	.000	.134	.000	.000	633	-3		88	-191			
11	4.6	4.0	5.1	4.0	-32	-224	-3617	.158	.134	.000	.000	610	-6		85	-184			
17	5.2	4.0	5.9	4.0	-71	-316	-4053	.169	.134	.000	.000	610	-8		85	-184			
23	5.8	4.0	6.8	4.0	-127	-424	-4481	.179	.134	.000	.000	610	-11		85	-184			
29	6.4	4.0	7.7	4.0	-198	-538	-4905	.187	.134	.000	.000	610	-14		85	-184			
34	7.1	4.0	8.0	4.0	-285	-538	-5327	.194	.134	.000	.000	610	-17		85	-184			
40	7.7	4.0	8.0	4.0	-388	-538	-5747	.201	.134	.000	.000	610	-19		85	-184			
46	8.0	4.0	8.0	4.0	-507	-538	-5996	.205	.134	.000	.000	610	-22		85	-184			
47	8.0	4.0	8.0	4.0	-538	-538	-5996	.205	.134	.000	.000	610	-23		85	-184			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
0	0	0	0	0	0	0								-.11	-.11	-.11	-.11	-.46	
6	-6	0	0	-5	0	0								-.10	-.10	-.10	-.10	-.41	
11	-24	0	6	-20	0	0								-.09	-.09	-.09	-.09	-.37	
17	-53	1	14	-44	1	1								-.08	-.08	-.08	-.08	-.32	
23	-94	2	25	-78	1	1								-.07	-.07	-.07	-.07	-.28	
29	-147	3	38	-122	2	2								-.06	-.06	-.06	-.06	-.23	
34	-212	4	55	-176	3	3								-.04	-.04	-.05	-.05	-.18	
40	-288	5	74	-240	4	4								-.03	-.03	-.03	-.03	-.14	
46	-376	6	96	-314	5	5								-.02	-.02	-.02	-.02	-.09	
47	-400	7	102	-333	6	6								-.02	-.02	-.02	-.02	-.08	
campata n° 2 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
10	8.0	4.0	8.0	4.0	398	1983	5996	.205	.134	.000	.000	610	83		85	184			
10	8.0	4.0	8.0	4.0	-298	-298	-5996	.205											
35	8.0	4.0	8.0	4.0	2315	3541	5996	.205	.134	.000	.000	610	71		85	184			
35	8.0	4.0	8.0	4.0	825	-5	-5996	.205											
70	8.0	4.0	10.2	4.0	4474	5376	7429	.230	.134	.000	.000	609	54		85	184			
106	8.0	4.0	11.2	4.1	6028	6606	8073	.241	.134	.000	.000	608	37		85	184			
141	8.0	4.0	11.2	4.1	6979	7233	8073	.241	.134	.000	.000	608	19		85	184			
176	8.0	4.0	11.2	4.1	7326	7326	8073	.241	.134	.000	.000	608	2		85	184			
211	8.0	4.0	11.2	4.1	7069	7274	8073	.241	.134	.000	.000	608	-16		85	-184			
246	8.0	4.0	11.2	4.1	6208	6737	8073	.241	.134	.000	.000	608	-33		85	-184			
282	8.0	4.0	10.2	4.0	4742	5596	7429	.230	.134	.000	.000	609	-50		85	-184			
317	7.5	4.0	8.0	4.0	2673	3851	5997	.206	.134	.000	.000	610	-67		85	-184			
340	5.0	4.0	6.0	4.0	1018	2353	4610	.179	.134	.000	.000	610	-78		85	-184			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
10	183	3	47	80	1	1								0.03	0.04	0.02	0.04	0.10	
10	-99	2	25	-4	1	1													
35	1614	28	413	1278	22	22								0.10	0.16	0.08	0.13	0.34	
70	3227	70	1755	2631	57	11.9	0.01	0.01	0.01					0.18	0.30	0.15	0.25	0.65	

106	4393	93	2190	3610	76	11.7	0.02	0.02	0.02					
141	5110	108	2547	4215	89	11.7	0.02	0.02	0.02			0.25	0.41	0.21
												0.30	0.49	0.25
176	5379	113	2681	4446	94	11.7	0.02	0.02	0.02			0.31	0.51	0.26
211	5199	110	2592	4304	91	11.7	0.02	0.02	0.02			0.30	0.49	0.25
246	4572	96	2279	3789	80	11.7	0.02	0.02	0.02			0.26	0.42	0.21
282	3496	76	1901	2899	63	11.9	0.02	0.01	0.01			0.19	0.31	0.15
317	1972	47	1344	1637	39	12.5	0.01	0.01	0.01			0.10	0.16	0.08
340	752	13	199	624	11							0.04	0.06	0.03
													0.05	0.13

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nº	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	2		11583	6552	8596	6552	7574	6552	7165	6552
	3		8452	4628	6240	4686	5483	4706	5180	4714

Metodo di calcolo: stati limite DM 17-01-18. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI

Gamma G inf.	(azioni permanenti, effetto favorevole)	1.00
Gamma G sup.	(azioni permanenti, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma Q inf.	(azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup.	(azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	1	sezione rettangolare	H	50.0	B	25.0	Cs	2.0	Ci	2.0
----	---	----------------------	---	------	---	------	----	-----	----	-----

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n° 1	533.0	1	50.0	0.00
campata n° 2	580.0	1	50.0	0.00

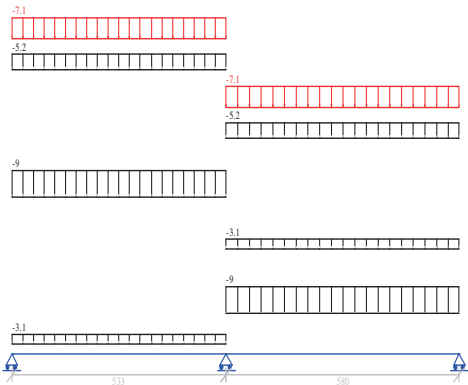
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n°	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1		30.0	0.0000E+00	diretto
2		150.0	0.0000E+00	diretto
3		25.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo $R_{ck} = 350$
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio $f_{yk} = 4500$
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3) = 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4) = -0.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

peso proprio	3.13	
carico uniforme	permanente	variabile
	5.17	7.14
	9.00	0.00

CAMPATA n. 2

peso proprio	3.13	
carico uniforme	permanente	variabile
	5.17	7.14
	9.00	0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

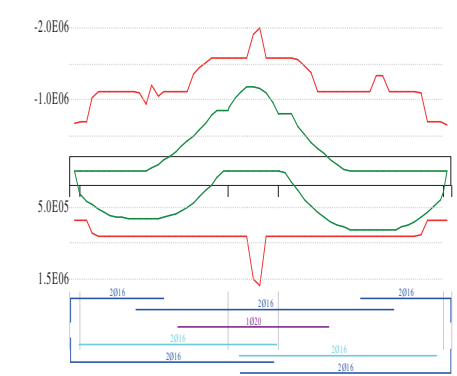
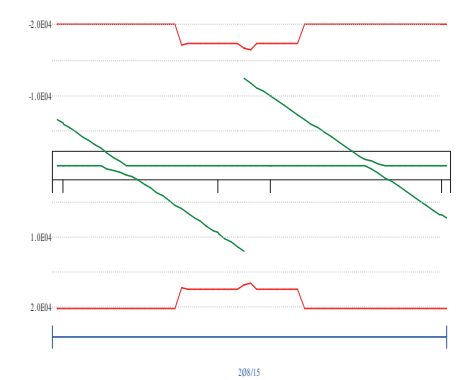
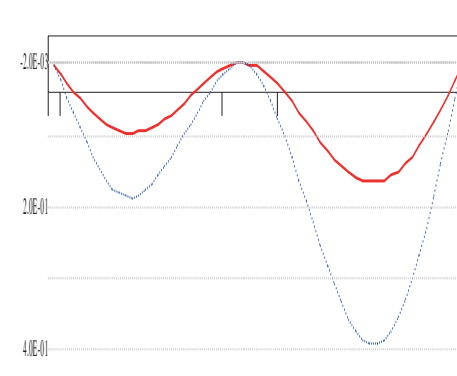


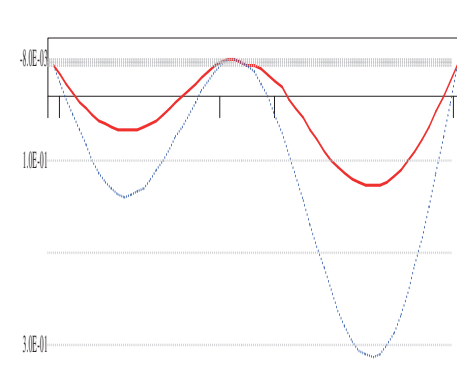
Diagramma dei tagli (daN)



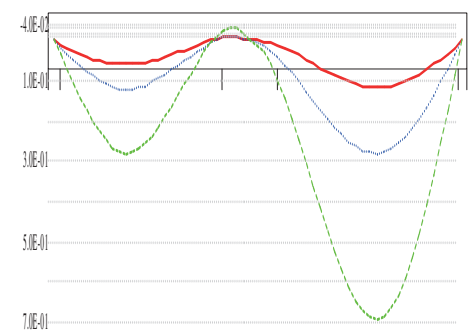
Deformata condizione rara (cm)



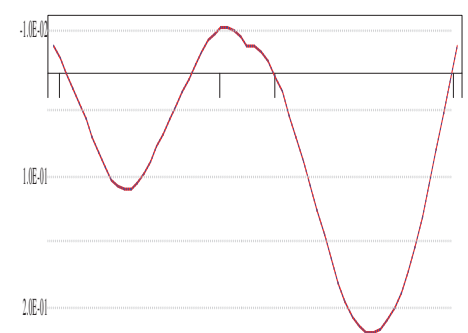
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	4.0	4.0	4.0	4.0	951	3306	6887	.108	.067	.000	.000	668	61		93	202			
53	7.2	10.1	4.0	4.0	3041	4740	8609	.149	.067	.000	.000	668	48		93	202			
107	8.0	11.0	4.0	4.0	5138	6105	9064	.161	.067	.000	.000	668	31		93	202			
160	8.0	11.0	4.0	4.0	6293	6539	9064	.161	.067	.000	.000	668	13		93	202			
160	8.0	11.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	668	-6		93	-202			
195	7.9	11.2	4.0	4.0	6539	6539	9061	.162	.067	.000	.000	668	1		93	202			
195	7.9	11.2	4.0	4.0					.067	.000	.000	668	-12		93	-202			
213	6.9	12.2	4.0	4.0	6504	6539	9037	.170	.067	.000	.000	668	-15		93	-202			
213	6.9	12.2	4.0	4.0	674	-112	-9425	.177											
267	8.0	11.0	4.0	4.0	5773	6411	9064	.161	.067	.000	.000	668	-31		93	-202			
267	8.0	11.0	4.0	4.0	-385	-1553	-11267	.190											
320	8.0	11.0	4.0	4.0	4099	5469	9064	.161	.067	.000	.000	668	-49		93	-202			
320	8.0	11.0	4.0	4.0	-1936	-3486	-11267	.190											
373	10.3	10.4	4.0	4.0	1481	3584	9088	.164	.067	.000	.000	575	-66		80	-174			
373	10.3	10.4	4.0	4.0	-3979	-5910	-14423	.226											
426	11.2	10.2	4.0	4.0	-6512	-8469	-15716	.240	.067	.000	.000	578	-84		80	-174			
458	11.2	10.2	4.0	4.0	-8469	-8469	-15716	.240	.067	.000	.000	578	-95		80	-174			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	664	6	87	500	4									0.01	0.02	0.01	0.01	0.03	
53	2110	18	280	1579	14									0.04	0.07	0.02	0.05	0.11	
107	3526	48	1980	2606	35	17.4	0.02	0.01	0.01					0.07	0.13	0.04	0.09	0.20	
160	4248	58	2385	3081	42	17.4	0.02	0.01	0.01					0.09	0.17	0.06	0.11	0.26	
195	4344	59	2440	3091	42	17.4	0.02	0.02	0.01					0.10	0.19	0.06	0.12	0.28	
213	4276	60	2412	3004	42	17.4	0.02	0.01	0.01					0.10	0.19	0.06	0.12	0.28	
267	3609	49	2026	2375	32	17.4	0.02	0.01	0.01					0.09	0.17	0.05	0.10	0.23	
320	2249	20	299	1193	10									0.07	0.13	0.03	0.07	0.16	
320	-462	4	61	380	10														
373	194	2	26	-1276	11									0.04	0.08	0.02	0.04	0.08	
373	-2258	20	290	-1276	0														
426	-4546	51	1122	-3424	38					10.2	0.01	0.00	0.00	0.02	0.04	0.00	0.01	0.01	
458	-6234	70	1539	-4959	56					10.2	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	-.01	-.01	-.03	
campata n° 2 tra gli appoggi -																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
75	11.2	10.2	4.0	4.0	-8072	-8072	-15716	.240	.067	.000	.000	578	100		80	174			
116	11.2	10.2	4.0	4.0	-4969	-8072	-15716	.240	.067	.000	.000	578	86		80	174			
174	9.8	10.5	4.0	4.0	2587	4821	9083	.163	.067	.000	.000	668	67		93	202			
174	9.8	10.5	4.0	4.0	-2311	-4153	-13744	.218											
232	8.0	11.0	4.0	4.0	5567	7004	9064	.161	.067	.000	.000	668	48		93	202			
232	8.0	11.0	4.0	4.0	-236	-1662	-11267	.190											
290	8.0	11.0	4.0	4.0	7431	8071	9064	.161	.067	.000	.000	668	28		93	202			
348	7.9	11.1	4.0	4.0	8178	8179	9062	.162	.067	.000	.000	668	11		93	202			
367	9.4	10.0	4.0	4.0	8179	8179	9083	.154	.067	.000	.000	668	7		93	202			
367	9.4	10.0	4.0	4.0					.067	.000	.000	668	-3		93	-202			
406	8.0	11.0	4.0	4.0	7808	8179	9064	.161	.067	.000	.000	668	1		93	202			

406	8.0	11.0	4.0	4.0						.067	.000	.000	668	-16		93	-202		
464	8.0	11.0	4.0	4.0	6322	7490	9064	.161	.067	.000	.000	668	-35			93	-202		
522	4.0	4.0	4.0	4.0	3719	5684	6887	.108	.067	.000	.000	668	-55			93	-202		
568	4.0	4.0	4.0	4.0	896	2761	6887	.108	.067	.000	.000	668	-70			93	-202		
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
75	-5942	67	1467	-4727	53					10.2	0.01	0.01	0.01	0.03	0.07	0.01	0.04	0.09	
116	-3454	39	853	-2590	29					10.2	0.00	0.00	0.00	0.05	0.13	0.03	0.08	0.19	
174	1214	10	160	430	4									0.09	0.22	0.06	0.15	0.36	
174	-986	9	127	-230	4														
232	3506	48	1969	2330	32	17.4	0.02	0.01	0.01					0.13	0.31	0.09	0.21	0.52	
290	4977	68	2794	3577	49	17.4	0.03	0.02	0.02					0.16	0.37	0.11	0.26	0.65	
348	5626	77	3159	4169	57	17.4	0.04	0.03	0.02					0.16	0.39	0.11	0.28	0.69	
367	5659	74	3162	4221	55	17.4	0.04	0.03	0.02					0.16	0.39	0.11	0.28	0.68	
406	5452	74	3061	4108	56	17.4	0.04	0.03	0.02					0.15	0.36	0.11	0.26	0.63	
464	4457	61	2502	3392	46	17.4	0.03	0.02	0.01					0.11	0.27	0.08	0.19	0.48	
522	2639	23	347	2023	18									0.06	0.14	0.04	0.10	0.25	
568	638	6	84	491	4									0.01	0.03	0.01	0.02	0.06	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	nº	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		6589	2160	4610	2621	3804	2809	3481	2884
	2		24409	12718	17969	12718	15343	12718	14293	12718
	3		7375	2942	5259	3268	4397	3401	4052	3454