



COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)

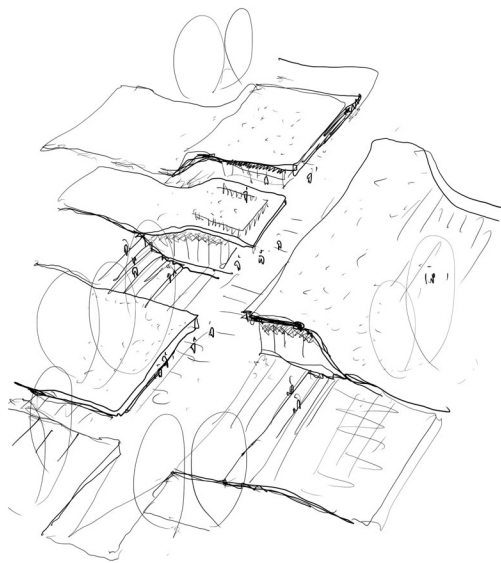
3° Settore LL.PP. e Ambiente

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 d1.4

Relazione di calcolo STRUTTURE: Corpo 4

NOTE:

REV:

COMUNE DI CASTEL MAGGIORE (BO)

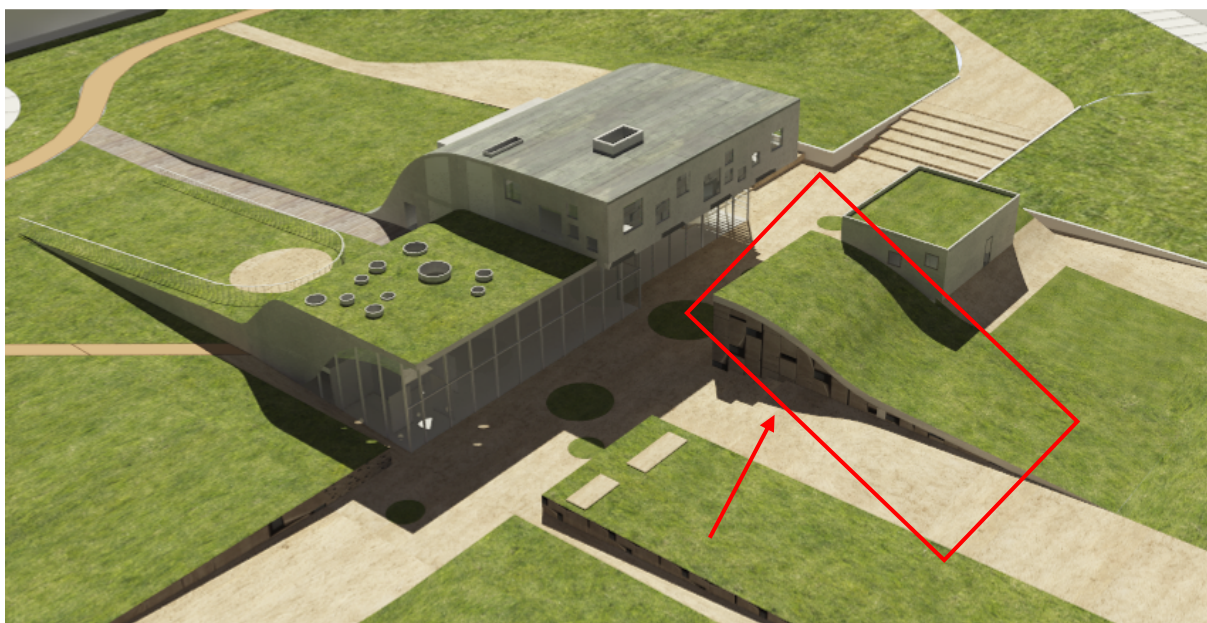
Realizzazione di edificio ad uso biblioteca e struttura polivalente

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

_ Relazione di calcolo: Corpo 4 _

Allegato d1.4

Corpo 4



4. DESCRIZIONE

Il **Corpo 4** è un edificio ad un unico piano ed andrà ad ospitare la sala consiliare. Le dimensioni interne dell'edificio sono di 10,6x11,05 m. La maggiore altezza sotto solaio è pari a 506 cm, mentre la altezza minima arriva a circa 205 cm. Data l'altezza massima elevata è stato necessario introdurre una trave intermedia a spezzare l'altezza delle strutture e dei tamponamenti. Il solaio di copertura è curvo in Predalles con tavella inferiore in cotto, dalle dimensioni importanti date le luci da coprire. Superiormente sarà presente una copertura in tetto verde inclinata. Le strutture dell'edificio sono pilastri e setti in C.A. di dimensione 30 cm. Lato discesa dell'onda è presente un muro controterra che verrà realizzato interamente in C.A..La muratura di tamponamento consta di blocchi in calcestruzzo cellulare di tipo Ytong.

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.

Discorso a parte invece riguarda i muri di contenimento del terreno di riempimento, che andranno realizzati in C.A. con fondazioni zoppe, evitando l'impiego di pali in quanto risultano strutturalmente separati dall'edificio da giunto sismico.

4.1 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.

4.1.1 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): $a > 35 \text{ mm}$

4.1.2 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): $a > 25 \text{ mm}$

4.1.3 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: $\varepsilon_{ud} = 6,75\%$
- 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: $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1,25$

4.2 Analisi dei carichi

4.2.1 Solaio predalles 6+33+6 cm

L'impalcato è stato progettato un solaio in predalles dall'altezza totale di 45 cm secondo il tradizionale schema comprendente 6 cm inferiori in laterizio, 33 cm di altezza per la pignatta di alleggerimento e 6 cm di cappa in calcestruzzo a completare.

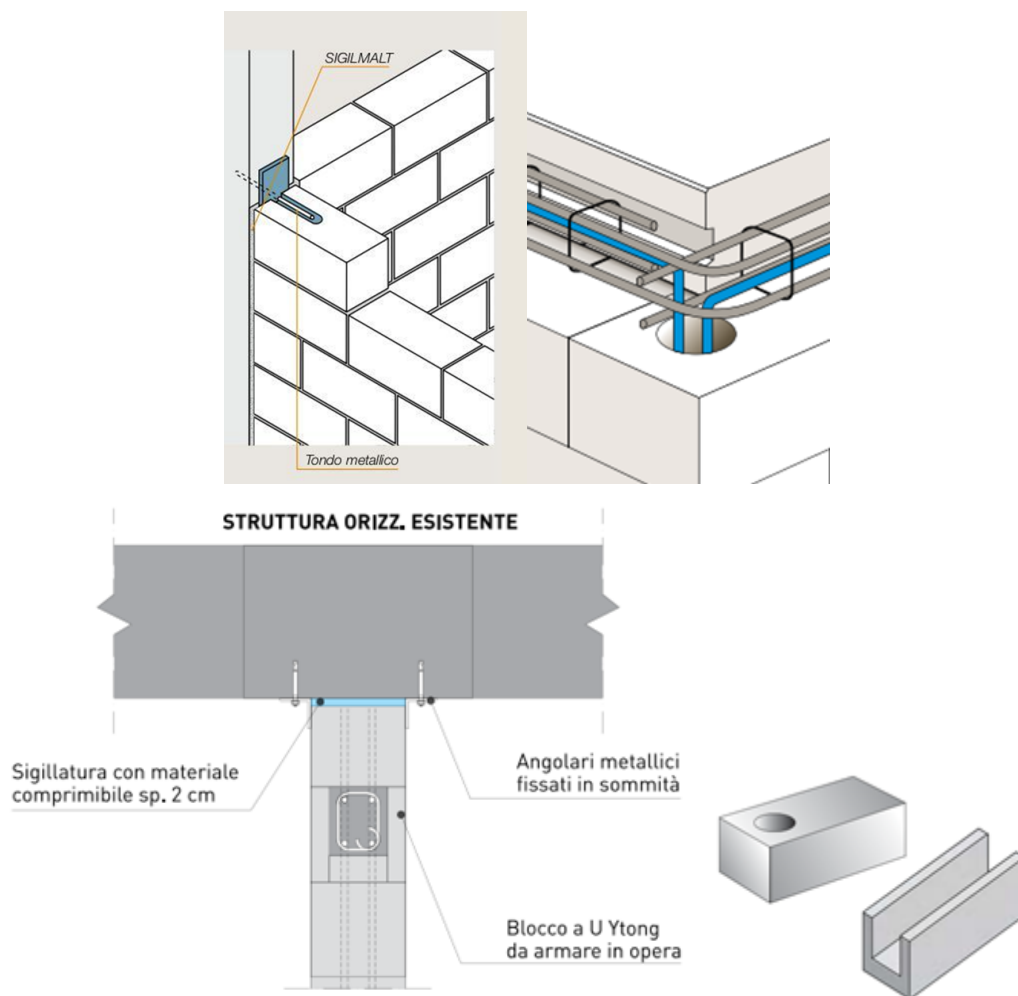
Per il dimensionamento del solaio sono stati considerati i seguenti carichi:

- carico permanente (peso proprio) = 548 daN/m^2
- sovraccarico permanente = 140 daN/m^2
- sovraccarico variabile = 150 daN/m^2 .

Nel sovraccarico permanente non è stato considerato il massetto di pendenza per il tetto verde, essendo la copertura già inclinata.

4.2.2 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.

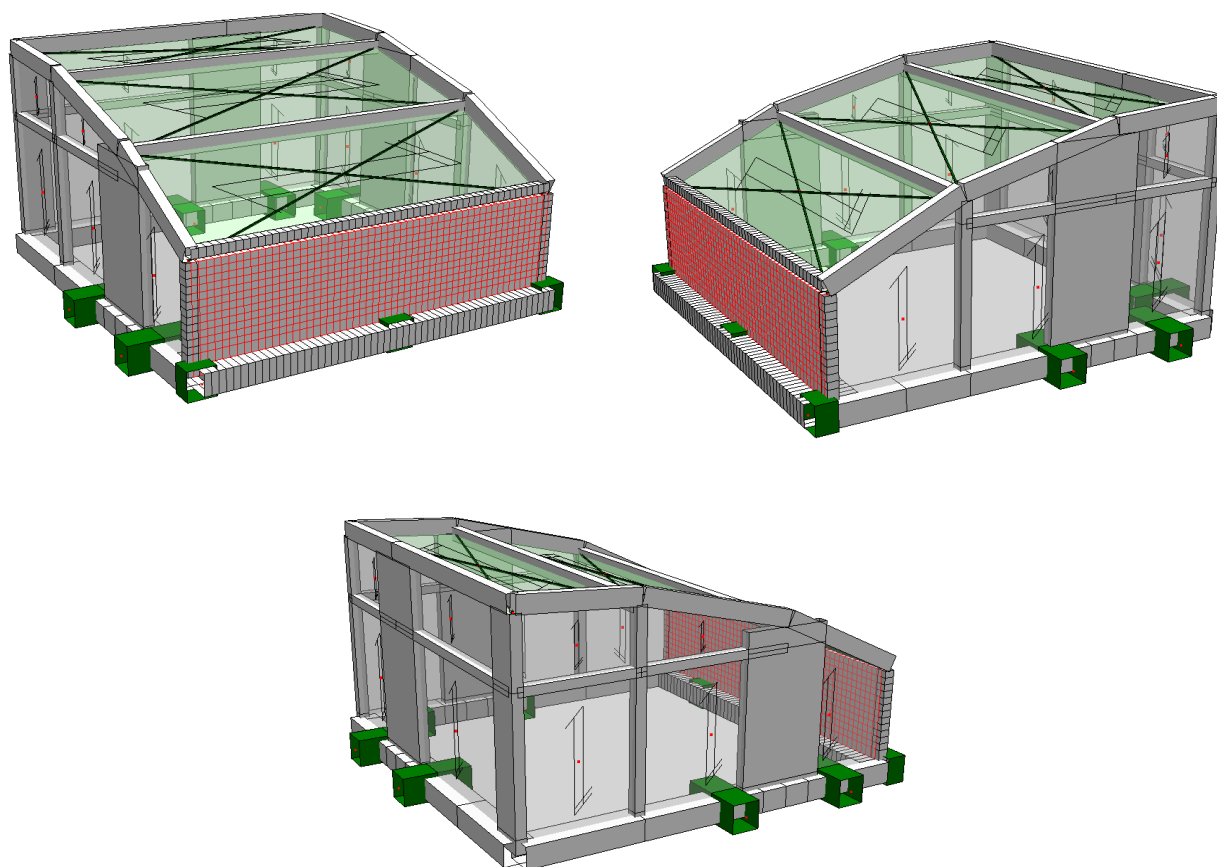


4.3 Verifica travi

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

4.4 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 controterra di notevole lunghezza, per cui non ha senso armarli come elementi duttili).



Modellazione edificio

Il fattore di comportamento utilizzato è pari a $q=q_0 \alpha_u/\alpha_1 K_R = 2,4$, per edifici a pareti non accoppiate e non regolari in altezza. 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 $q=2,4$. 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%

	L1	L2	L3	L4	L5
MxTot%	91.3238	91.5668	91.6239	91.5525	90.8958
MyTot%	90.6521	90.7807	90.6378	90.695	89.3426
MzTot%	104.401	104.358	105.158	105.144	106.533

Periodi Fondamentali Struttura:
 Sisma x: T = 0.30475 s, Lancio n°1, Modo n°2
 Sisma y: T = 0.22279 s, Lancio n°2, Modo n°3
 Sisma z: T = 0.055975 s, Lancio n°1, Modo n°11

Chiudi

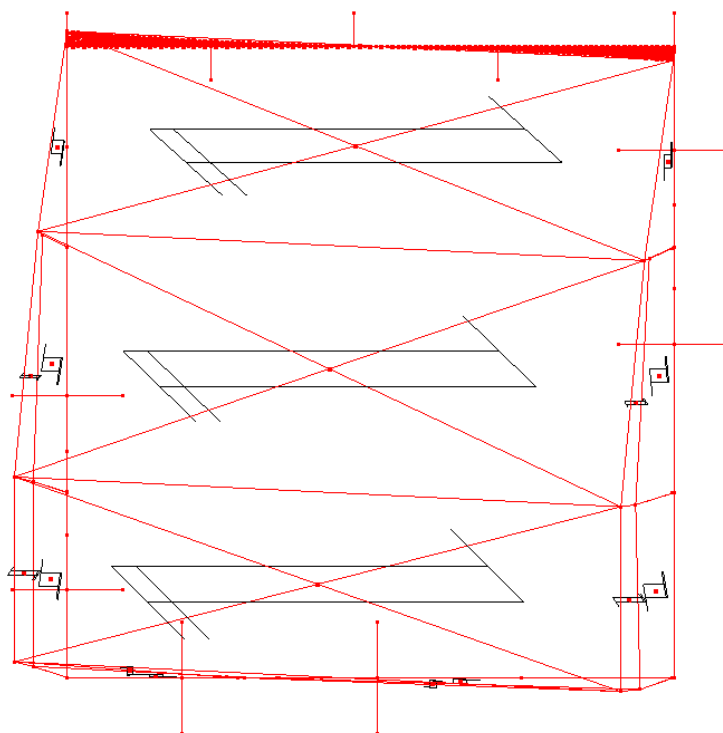
Riepilogo Risultati Analisi Modale

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

n°Modo	L1	L2	L3	L4	L5
1	0	0	0	0	0
2	59.0246	56.3807	57.5954	57.2382	55.8523
3	0.0285833	0.042875	0.285833	0.771751	0.0603157
4	7.86042	9.30388	8.43209	8.30346	8.30849
5	0.400167	0.114333	0.328709	0.328709	0.392052
6	0.500209	0.0571667	0.200083	0.200083	0.708709
7	1.07188	0.443042	0.757459	0.757459	0.256342
8	1.87221	2.01513	1.94367	1.94367	1.99042
9	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0
11	0	0.0285833	0.0285833	0	0
12	0.0285833	0	0	0.0285833	0.0301578
13	0.0447517	0.0714584	0.0385833	0.0714584	0.0732046

Periodi Fondamentali Struttura:
 Sisma x: T = 0.30475 s, Lancio n°1, Modo n°2
 Sisma y: T = 0.22279 s, Lancio n°2, Modo n°3
 Sisma z: T = 0.055975 s, Lancio n°1, Modo n°11

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 $T_{1x}=0,30$ s, corrispondente al lancio n. 1 e modo n. 2 con massa movimentata di circa 59%. La massa totale movimentata risulta essere superiore all'85% prescritto da normativa e pari a circa il 91%.

Riepilogo Risultati Analisi Modale

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

	L1	L2	L3	L4	L5
MxTot%	91.3238	91.5668	91.6239	91.5525	90.8958
MyTot%	90.6521	90.7807	90.6378	90.695	89.3426
MzTot%	104.401	104.358	105.158	105.144	106.533

Periodi Fondamentali Struttura:
 Sisma x: $T = 0.30475$ s, Lancio n°1, Modo n°2
 Sisma y: $T = 0.22279$ s, Lancio n°2, Modo n°3
 Sisma z: $T = 0.055975$ s, Lancio n°1, Modo n°11

Chiudi

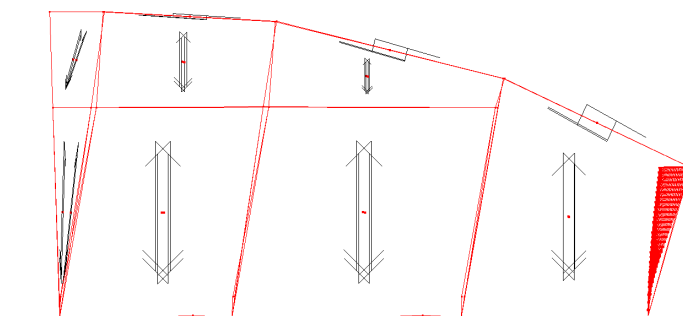
Riepilogo Risultati Analisi Modale

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

n°Modo	L1	L2	L3	L4	L5
1	8.37492	8.33205	8.36063	8.36063	8.24817
2	0.0142917	0.0285833	0.100042	0.371584	0.0301578
3	73.1448	73.2877	72.6303	71.83	71.4138
4	0.0285833	0.0285833	0.528792	1.04329	0.0603157
5	0	0	0	0.0142917	0
6	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0
9	3.10129	3.02983	3.05842	3.05842	3.21181
10	0.986126	0.986126	0.986126	0.986126	1.04045
11	0	0.0142917	0.0142917	0	0.0150789
12	0	0	0	0	0
13	0.0142917	0	0.0285833	0	0

Periodi Fondamentali Struttura:
 Sisma x: $T = 0.30475$ s, Lancio n°1, Modo n°2
 Sisma y: $T = 0.22279$ s, Lancio n°2, Modo n°3
 Sisma z: $T = 0.055975$ s, Lancio n°1, Modo n°11

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 $T_{1y}=0,22$ s, corrispondente al lancio n. 2 e modo n. 3 con massa movimentata di circa 73%. La massa totale movimentata risulta essere superiore all'85% prescritto da normativa e pari a circa il 90%.

4.4.1 Spostamenti massimi

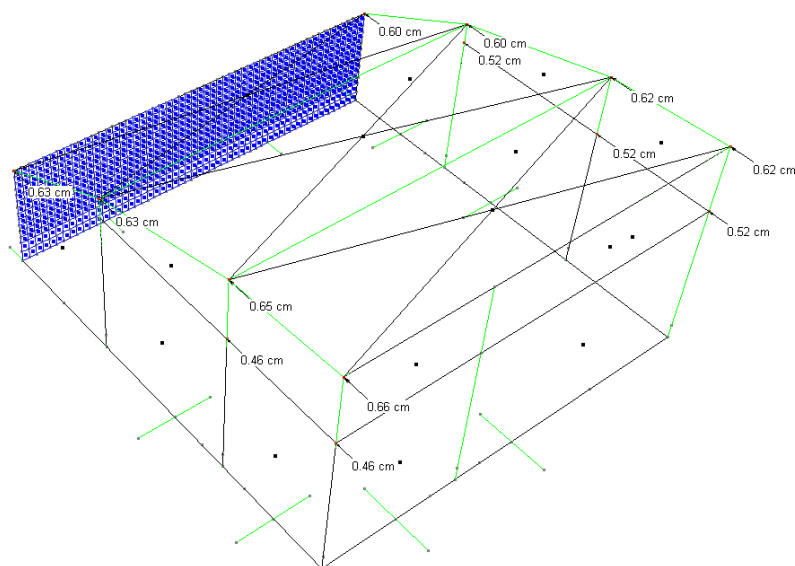
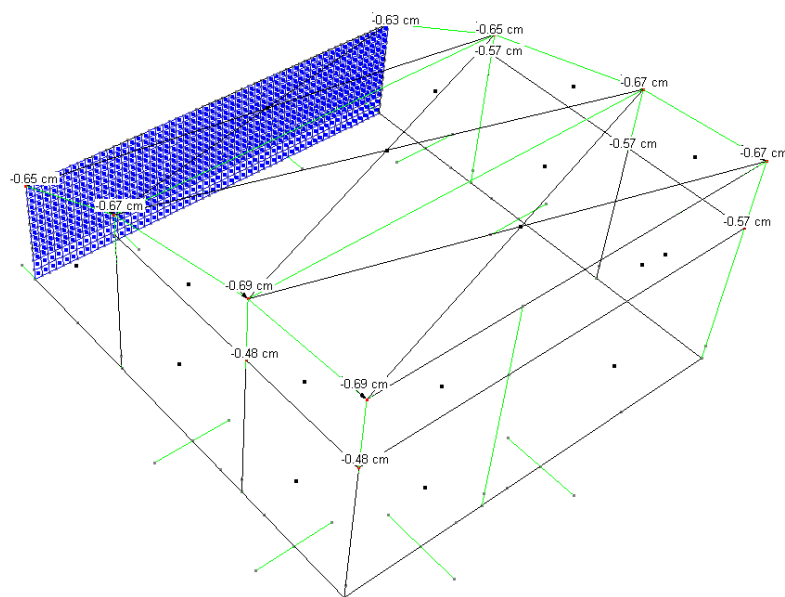
Si riportano gli spostamenti massimi registrati per la struttura in esame per valutare che la deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Per le costruzioni di classe d'uso III ci si riferisce allo 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.

Spostamenti assoluti allo SLO in X

Considerando che l'interpiano (dal piano di imposta delle fondazioni al primo livello di travi) è di 3,79 m e che per lo SLO si è utilizzato un $q=1,0$, gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 1,26 cm. La verifica è soddisfatta essendo $d_{r,max}=0,69$ cm.

Considerando inoltre che l'interpiano (dal primo livello di travi alla copertura) è di 1,92 m e che per lo SLO si è utilizzato un $q=1,0$, gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 0,64 cm. La verifica è soddisfatta essendo $d_{r,max}=(0,95-0,69)=0,26$ cm.



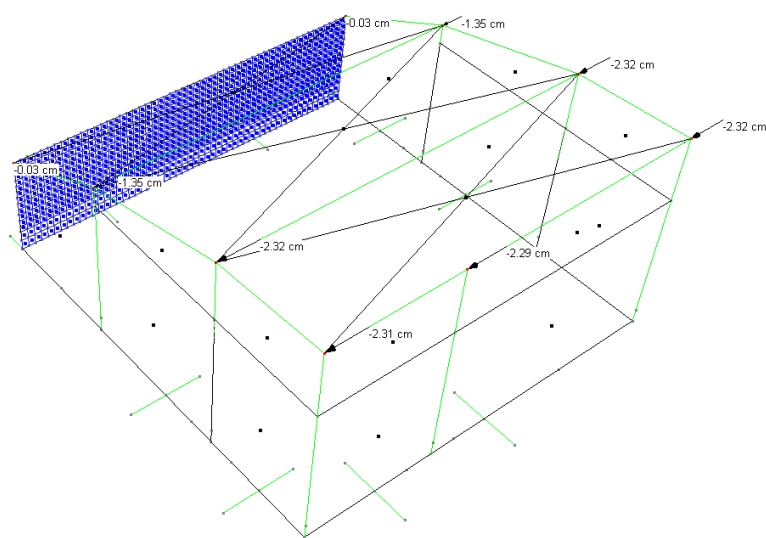
Spostamenti assoluti allo SLO in Y

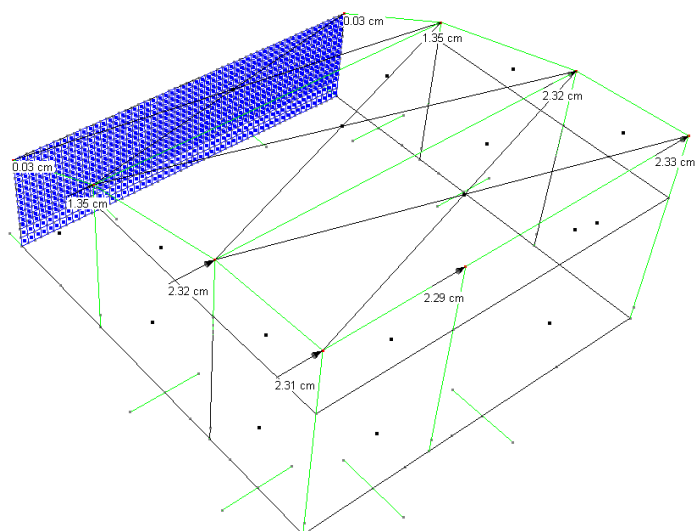
Considerando che l'interpiano (dal piano di imposta delle fondazioni al primo livello di travi) è di 3,79 m e che per lo SLO si è utilizzato un $q=1,0$, gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 1,26 cm. La verifica è soddisfatta essendo $d_{r,max}=0,57$ cm.

Considerando inoltre che l'interpiano (dal primo livello di travi alla copertura) è di 1,92 m e che per lo SLO si è utilizzato un $q=1,0$, gli spostamenti di interpiano dovranno rispettare il limite di 0,64 cm. La verifica è soddisfatta essendo $d_{r,max}=(0,67-0,57)=0,10$ cm.

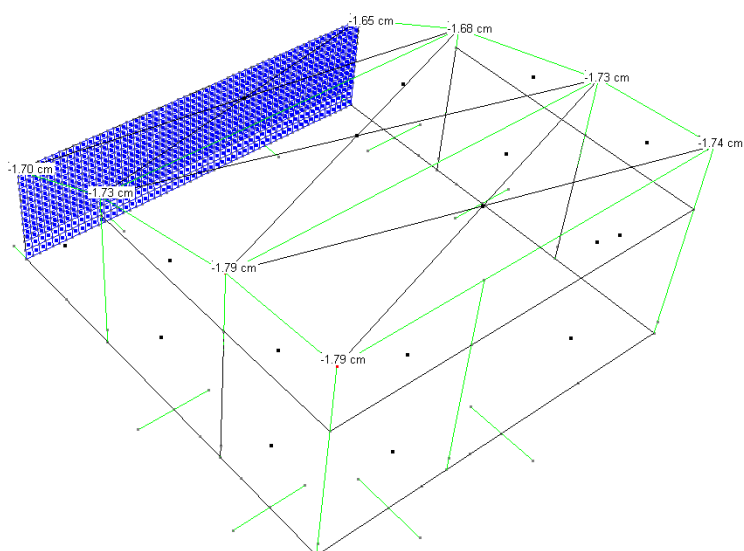
Secondo quanto riportato nel D.M. 2018 *"la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV; in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere 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 $a_g \times S/0,5g$."*

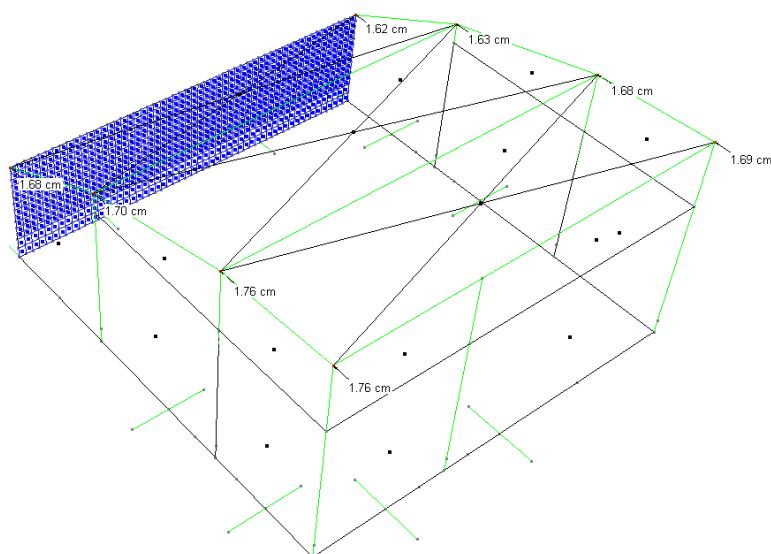
Mediante il programma di calcolo sono stati determinati gli spostamenti ottenuti allo SLV, con i quali è stata verificata l'ampiezza del giunto strutturale con l'edificio adiacente.





Spostamenti assoluti allo SLV in X [X= 2,33 cm]





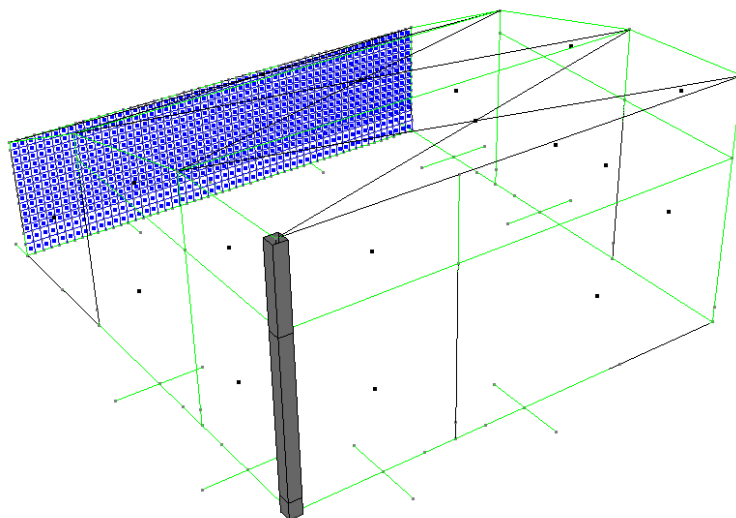
Spostamenti assoluti allo SLV in Y [Y= 1,79 cm]

Come è possibile constatare si è ottenuto uno spostamento massimo di 2,33 cm. Tale parametro, a cui va sommato il massimo spostamento generato dal Corpo 3 adiacente, di 3,25 cm, risulta pari a 5,58 cm e comunque inferiore al giunto strutturale di 10 cm.

4.5 Verifica pilastri

L'edificio è stato realizzato a pilastri e a setti di controvento. Essendo i pilastri dotati di rigidità inferiore rispetto ai setti, essi hanno il compito di resistere ai carichi gravitazionali ed incassare gli spostamenti allo SLC.

I carichi orizzontali derivanti dal sisma sono invece affidati essenzialmente ai setti in C.A., posti in entrambe le direzioni X e Y.

4.5.1 Pilastro P1

Pilastro P1

Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	3	Beam	0.00	-158.18	-0.22	-1.63	-0.00	0.70	2.23
N max	10	Beam	185.00	-33.51	-0.31	-8.31	-0.03	-0.19	-11.74
T12 min	3	Beam	0.00	-124.21	-4.45	1.17	-0.79	13.31	-4.90
T12 max	3	Beam	0.00	-73.41	4.13	-3.30	0.78	-12.32	8.31
T13 min	10	Beam	0.00	-37.68	-0.31	-8.31	-0.03	0.46	-10.40
T13 max	10	Beam	0.00	-104.07	0.47	26.81	0.02	-0.72	4.16
Mt min	3	Beam	0.00	-96.08	-4.23	-0.47	-0.96	12.62	0.04
Mt max	3	Beam	0.00	-101.55	3.91	-1.66	0.96	-11.63	3.37
M12 min	3	Beam	0.00	-73.41	4.13	-3.30	0.78	-12.32	8.31
M12 max	3	Beam	0.00	-124.21	-4.45	1.17	-0.79	13.31	-4.90
M13 min	10	Beam	185.00	-33.51	-0.31	-8.31	-0.03	-0.19	-11.74
M13 max	10	Beam	185.00	-99.91	0.47	26.81	0.02	0.22	39.72

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 30x30 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

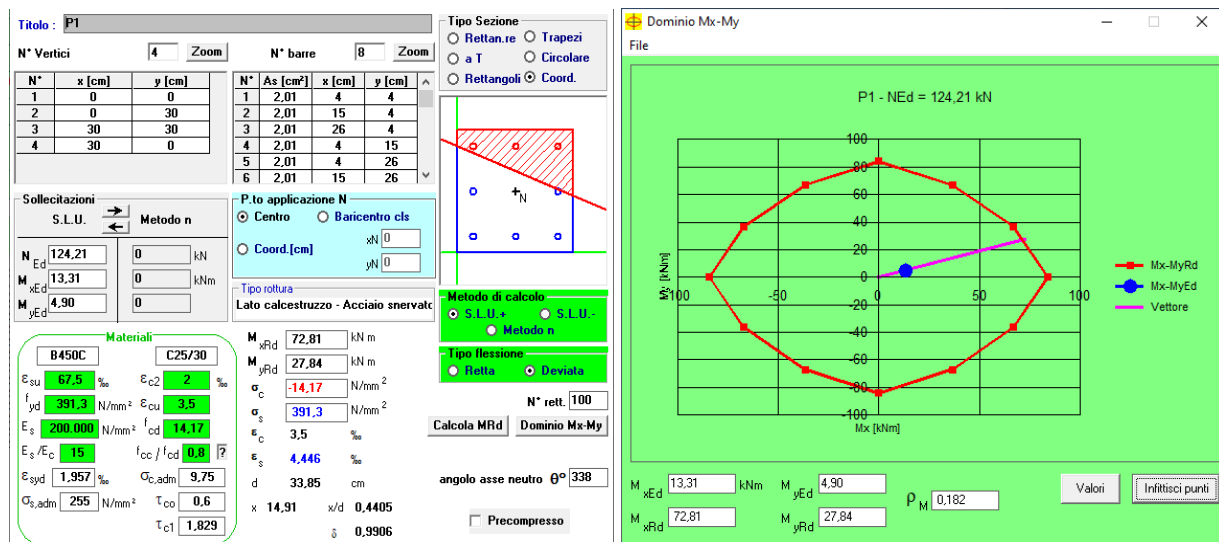
$$M_x = 13,31 \text{ KNm}$$

$$M_y = 4,90 \text{ KNm}$$

$$N = 124,21 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 8Φ16, corrispondenti ad una A_s di 16,08 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 P1

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 14,91$ cm
- $\varepsilon_s = 4,45 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 72,81 \text{ KNm} > M_x = 13,31 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 27,84 \text{ KNm} > M_y = 4,90 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 26,81 kN per la combinazione $T_{13,max}$. 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:

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

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 244 \text{ KN}$$

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 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 $V_{Rd} = 244 \text{ KN} > V_{Ed} = 26,81 \text{ KN}$. La verifica è dunque soddisfatta.

Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

ω_{wd} = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

μ_{ϕ} = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

v_d = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$ per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c = profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

b_c = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 = larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c ;

α = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a $\alpha = \alpha_n \alpha_s$, dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_i b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

n = numero di barre longitudinali,

b_i = distanza tra barre consecutive contenute,

s = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC (μ_ϕ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

q_0 = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

T_c = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

T_1 = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,30 s per sisma in X.

Essendo $T_1 > T_c$, si ha: $\mu_\phi = 6$.

La forza assiale adimensionalizzata di progetto (u_d) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$u_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 124,21$ KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 900$ cmq, essendo $b_c = 30$ cm ed $h_c = 30$ cm.

Si ha: $u_d = 0,098$

Per il calcolo di ω_{wd} si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 96$ cm³ è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 3.370$ cm³ è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$ cm e $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2$ cm.

Si ottiene $\omega_{wd} = 0,789$.

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento: $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,68$$

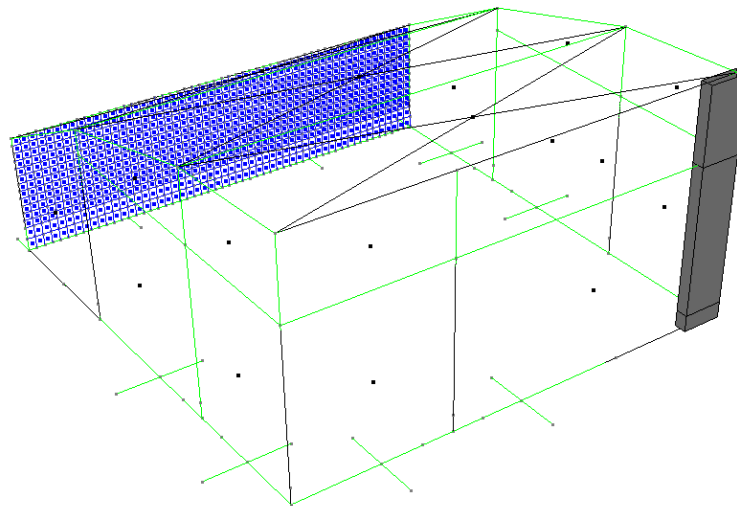
$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,313$$

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,247$$

$30 \mu_{\Phi} u_d \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,006$. Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

4.5.2 Pilastro P2



Pilastro P2

Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)	
N min	1	Beam	0.00	-214.30	-5.53	4.41	0.47	39.34	-13.06
N max	12	Beam	185.00	-54.19	8.20	15.10	-7.88	16.18	15.68
T12 min	1	Beam	0.00	-137.55	-65.70	-0.90	-2.85	273.88	0.76
T12 max	1	Beam	0.00	-147.10	57.76	5.48	3.47	-220.22	-14.60
T13 min	1	Beam	0.00	-133.70	-23.62	-17.78	2.25	103.89	41.07
T13 max	1	Beam	0.00	-150.96	15.68	22.36	-1.63	-50.23	-54.90
Mt min	12	Beam	0.00	-82.82	11.78	21.41	-8.59	0.03	-20.25
Mt max	1	Beam	0.00	-146.86	55.31	4.83	3.87	-210.58	-13.02
M12 min	1	Beam	0.00	-147.10	57.76	5.48	3.47	-220.22	-14.60
M12 max	1	Beam	0.00	-137.55	-65.70	-0.90	-2.85	273.88	0.76
M13 min	1	Beam	0.00	-158.16	16.81	22.34	-1.58	-55.27	-54.94
M13 max	1	Beam	0.00	-126.50	-24.76	-17.77	2.21	108.93	41.10

Combinazioni allo SLV

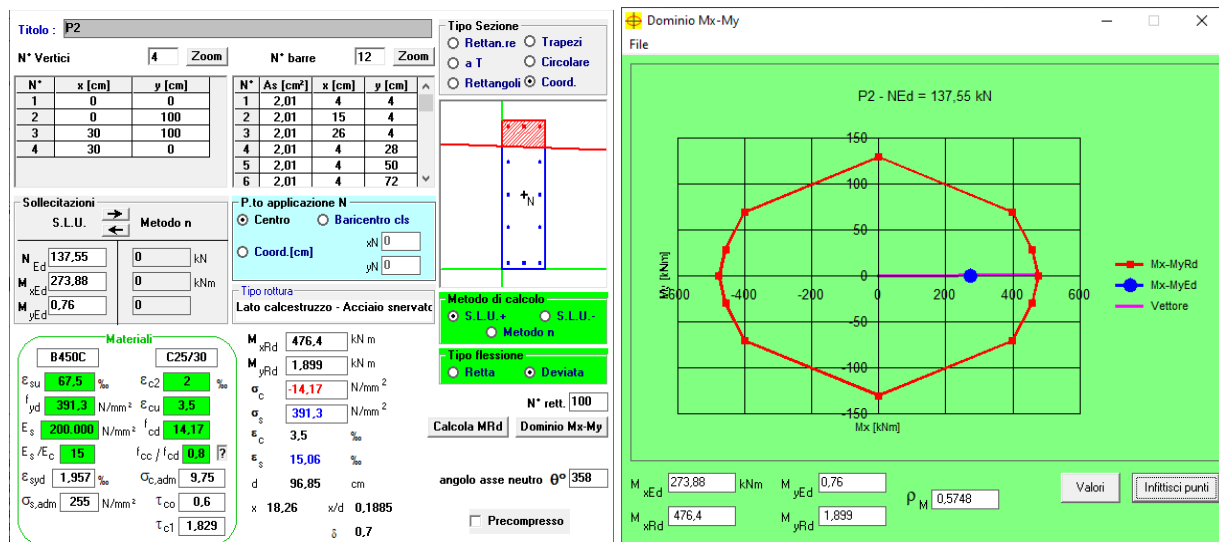
Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x100 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 273,88 \text{ KNm}$$

$$M_y = 0,76 \text{ KNm}$$

$$N = 137,55 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 12Φ16, corrispondenti ad una A_s di 24,12 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 Φ8/15 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 P2

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 18,26 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 15,06 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 476,4 \text{ KNm} > M_x = 273,88 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,Y} = 1,9 \text{ KNm} > M_Y = 0,76 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 65,7 kN per la combinazione $T_{12,min}$. 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:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta)/(1+ctg^2\theta) = 914 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} /s f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta)sen\alpha = 450 \text{ KN}$$

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 96 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 $V_{Rd} = 450 \text{ KN} > V_{Ed} = 65,7 \text{ KN}$. La verifica è dunque soddisfatta.

Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

ω_{wd} = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

μ_Φ = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

U_d = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$ per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c = profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

b_c = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 = larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c ;

α = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a $\alpha = \alpha_n \alpha_s$, dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

n = numero di barre longitudinali,

b_i = distanza tra barre consecutive contenute,

s = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC (μ_Φ), essendo:

$$\mu_\Phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

q_0 = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

T_c = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

T_1 = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,30 s per sisma in X.

Essendo $T_1 > T_c$, si ha: $\mu_\Phi = 6$.

La forza assiale adimensionalizzata di progetto (U_d) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$U_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 137,55$ KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 3000 \text{ cm}^2$, essendo $b_c = 100 \text{ cm}$ ed $h_c = 30 \text{ cm}$.

Si ha: $\nu_d = 0,032$

Per il calcolo di ω_{wd} si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 124 \text{ cm}^3$ è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 14.500 \text{ cm}^3$ è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 91,2 \text{ cm}$ e $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$.

Si ottiene $\omega_{wd} = 0,237$.

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento: $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$\alpha_n = 0,63$

$\alpha_s = 0,78$

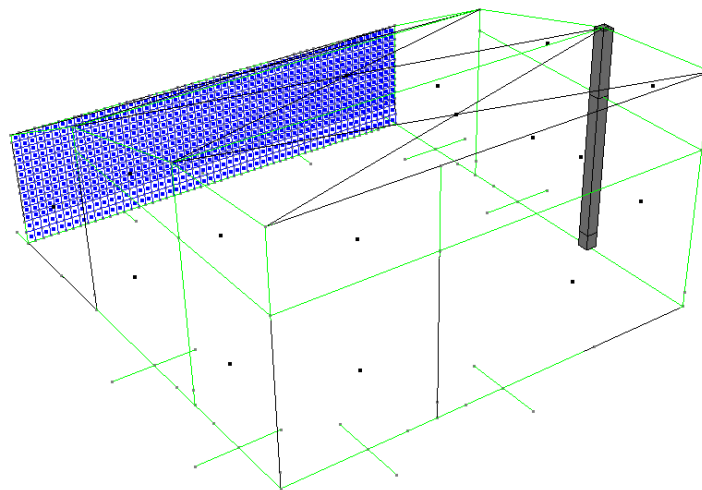
$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,493$

Ne deriva che:

$\alpha \omega_{wd} = 0,117$

$30 \mu \Phi \nu_d \epsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,02$. Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

4.5.3 Pilastro P3



Pilastro P3

<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>	5	Beam	0.00	-347.75	-0.03	0.04	0.06	0.42	-0.48
<i>N max</i>	21	Beam	165.00	-113.67	-2.77	1.56	-0.00	-1.73	-2.76
<i>T12 min</i>	21	Beam	0.00	-195.20	-7.33	7.52	-0.74	7.43	3.95
<i>T12 max</i>	21	Beam	0.00	-169.05	7.29	0.74	0.79	-7.08	-4.75
<i>T13 min</i>	5	Beam	0.00	-150.81	-1.18	-5.63	0.02	3.31	13.81
<i>T13 max</i>	21	Beam	0.00	-239.04	-1.47	8.05	-0.37	1.62	6.29
<i>Mt min</i>	5	Beam	0.00	-190.44	5.70	3.20	-0.75	-14.37	-8.02
<i>Mt max</i>	5	Beam	0.00	-227.89	-5.74	-3.51	0.81	14.93	8.47
<i>M12 min</i>	5	Beam	0.00	-190.44	5.70	3.20	-0.75	-14.37	-8.02
<i>M12 max</i>	5	Beam	0.00	-227.89	-5.74	-3.51	0.81	14.93	8.47
<i>M13 min</i>	5	Beam	0.00	-267.01	1.20	5.31	-0.37	-2.92	-13.36
<i>M13 max</i>	21	Beam	165.00	-235.32	-1.47	8.05	-0.37	-0.84	19.41

Combinazioni allo SLV

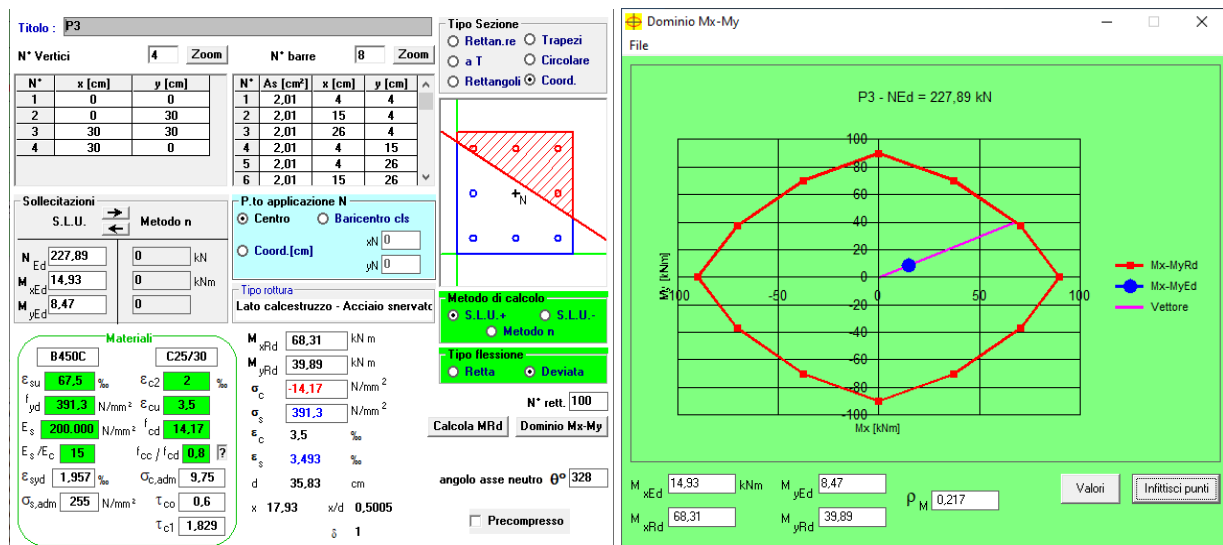
Il predimensionamento del pilastro ha richiesto inizialmente il calcolo dei carichi gravanti su di esso ed è stato ipotizzato in prima istanza di dimensioni 30x30 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

$$M_x = 14,93 \text{ KNm}$$

$$M_y = 8,47 \text{ KNm}$$

$$N = 227,89 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 8Φ16, corrispondenti ad una A_s di 16,08 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 Φ8/15 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 P3

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 17,93$ 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:

$$M_{rd,x} = 68,31 \text{ kNm} > M_x = 14,93 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

$$M_{rd,y} = 39,89 \text{ kNm} > M_y = 8,47 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 8,05 kN per la combinazione $T_{13,max}$. 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:

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

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 244 \text{ kN}$$

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 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 $V_{Rd} = 244 \text{ KN} > V_{Ed} = 8,05 \text{ KN}$. La verifica è dunque soddisfatta.

Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

ω_{wd} = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

μ_{ϕ} = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

v_d = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$ per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c = profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

b_c = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 = larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c ;

α = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a $\alpha = \alpha_n \alpha_s$, dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

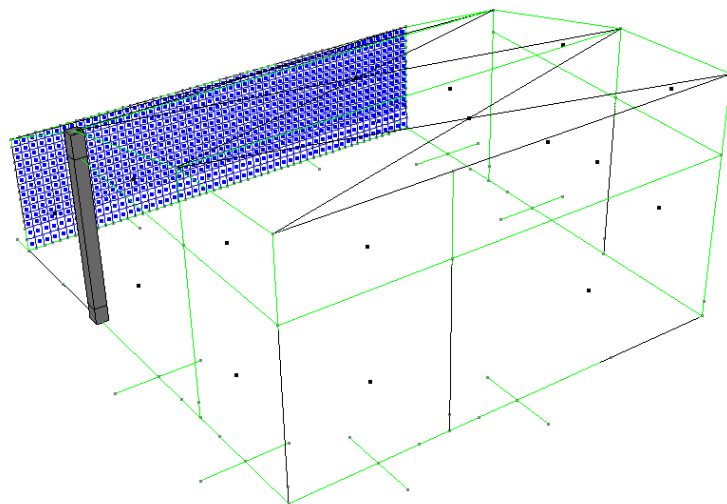
$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1}\right) & \text{per } T_1 < T_C \end{cases}$$
$$\alpha = \alpha_n \quad \alpha_s = 0,313$$

Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,247$$

$30 \mu_{\phi} u_d \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,04$. Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

4.5.4 Pilastro P4



Pilastro P4

Tipo	n'Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	7	Beam	0.00	-341.36	0.31	-0.72	0.12	-0.53	-0.30
N max	175	Beam	365.00	-162.37	-2.73	-0.99	2.75	-1.93	-4.18
T12 min	7	Beam	0.00	-175.53	-3.58	-2.73	2.52	10.39	-2.23
T12 max	7	Beam	0.00	-238.12	3.85	2.05	-2.43	-10.93	2.07
T13 min	7	Beam	0.00	-225.78	-1.41	-3.18	0.28	3.67	-3.27
T13 max	7	Beam	0.00	-187.87	1.67	2.50	-0.19	-4.21	3.11
MT min	7	Beam	0.00	-212.88	2.87	0.68	-2.91	-9.17	0.64
MT max	7	Beam	0.00	-200.77	-2.61	-1.36	3.00	8.63	-0.80
M12 min	7	Beam	0.00	-238.12	3.85	2.05	-2.43	-10.93	2.07
M12 max	7	Beam	0.00	-175.53	-3.58	-2.73	2.52	10.39	-2.23
M13 min	175	Beam	365.00	-216.66	-1.21	-2.97	0.28	-1.79	-14.67
M13 max	175	Beam	365.00	-178.76	1.47	2.30	-0.19	2.31	11.77

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 30x30 cm. Tramite il modello di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni allo SLV, che nella situazione più gravosa risultano essere:

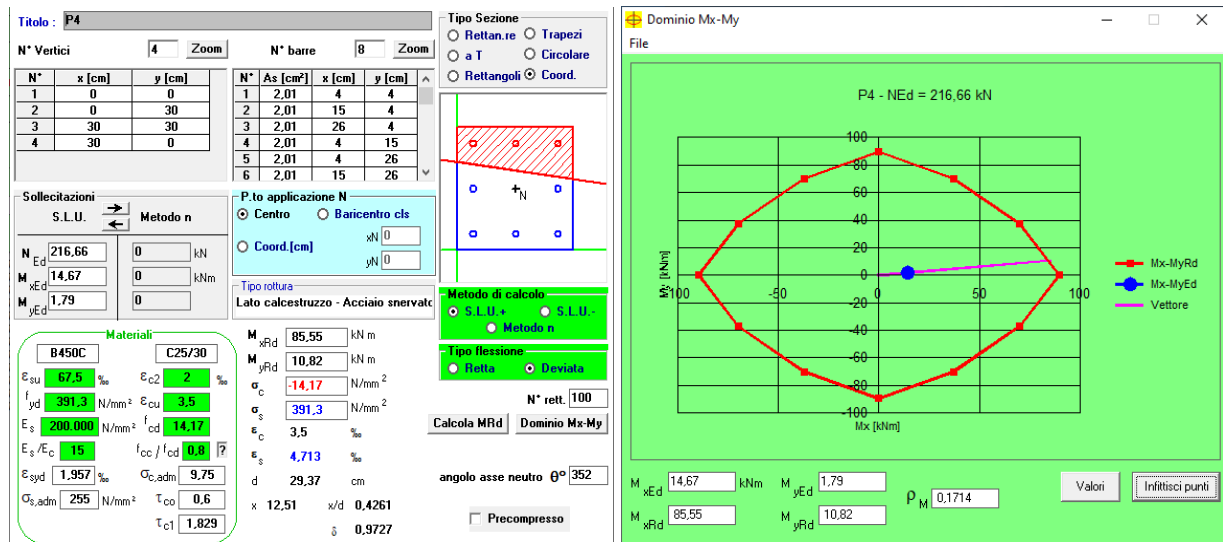
$$M_x = 14,67 \text{ KNm}$$

$$M_y = 1,79 \text{ KNm}$$

$$N = 216,66 \text{ KN}$$

Sono stati utilizzati 8Φ16, corrispondenti ad una A_s di 16,08 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 pilastro P4

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 12,51$ cm
- $\epsilon_s = 4,71 \%$ $>$ $\epsilon_{sy} = 1,95 \%$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 85,55 \text{ kNm} > M_x = 14,67 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

$$M_{rd,y} = 10,82 \text{ kNm} > M_y = 1,79 \text{ kNm} \quad \text{Verificato}$$

Segue la verifica a taglio agli SLV del pilastro, maggiormente gravoso pari a 3,85 kN per la combinazione $T_{12,max}$. 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:

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

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sena} = 244 \text{ kN}$$

dove

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale $2+2\varnothing 8$,

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 $V_{Rd} = 244 \text{ KN} > V_{Ed} = 3,85 \text{ KN}$. La verifica è dunque soddisfatta.

Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza della scatola rigida di fondazione per gli elementi strutturali primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Seguendo la gerarchia delle resistenze è fondamentale che la struttura garantisca il maggior numero di cerniere plastiche alle estremità delle travi e, solo prima del collasso, alla base delle colonne. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo 7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

ω_{wd} = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

μ_{ϕ} = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

v_d = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$ per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c = profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

b_c = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 = larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c ;

α = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a $\alpha = \alpha_n \alpha_s$, dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

n = numero di barre longitudinali,

b_i = distanza tra barre consecutive contenute,

s = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC (μ_ϕ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

q_0 = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti,

T_c = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

T_1 = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,30 s per sisma in X.

Essendo $T_1 > T_c$, si ha: $\mu_\phi = 6$.

La forza assiale adimensionalizzata di progetto (ν_d) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 216,66$ KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 900$ cmq, essendo $b_c = 30$ cm ed $h_c = 30$ cm.

Si ha: $\nu_d = 0,170$

Per il calcolo di ω_{wd} si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 96$ cm³ è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 3.370 \text{ cm}^3$ è il volume del nucleo di calcestruzzo,
essendo $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$ e $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$.

Si ottiene $\omega_{wd} = 0,789$.

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento: $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,46$$

$$\alpha_s = 0,68$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,313$$

Ne deriva che:

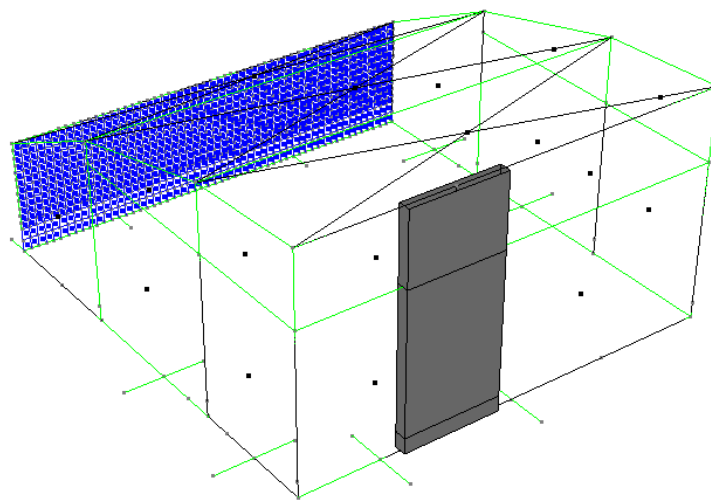
$$\alpha \omega_{wd} = 0,247$$

$30 \mu_{\Phi} u_d \epsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,037$. Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

4.6 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.

4.6.1 Setto S1



Setto S1

<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>	2	Beam	0.00	-208.81	8.01	0.00	-3.79	2.95
<i>N max</i>	11	Beam	185.00	-18.91	-201.56	0.00	-1.91	15.77
<i>T12 min</i>	11	Beam	0.00	-53.60	-210.80	0.00	388.09	7.05
<i>T12 max</i>	2	Beam	0.00	-158.87	191.56	-0.00	-1109.33	53.75
<i>T13 min</i>	2	Beam	0.00	-157.33	-53.60	-0.00	345.23	170.88
<i>T13 max</i>	2	Beam	0.00	-157.86	65.31	0.00	-355.89	-166.94
<i>Mt min</i>	2	Beam	0.00	-157.32	-28.89	-0.00	201.07	170.51
<i>Mt max</i>	2	Beam	0.00	-157.87	40.61	0.00	-211.73	-166.57
<i>M12 min</i>	2	Beam	0.00	-156.24	191.30	-0.00	-1111.42	53.49
<i>M12 max</i>	2	Beam	0.00	-161.57	-179.32	0.00	1102.86	-49.30
<i>M13 min</i>	2	Beam	0.00	-157.17	-36.52	0.00	244.80	-167.49
<i>M13 max</i>	2	Beam	0.00	-160.65	48.50	-0.00	-253.36	171.68

Sollecitazioni allo SLV

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

$N_{ed} = 156,24 \text{ KN}$,

$M_x = 1111,42 \text{ KNm}$

$M_y = 53,49 \text{ KNm}$

$V_{ed} = 191,30 \text{ KN}$

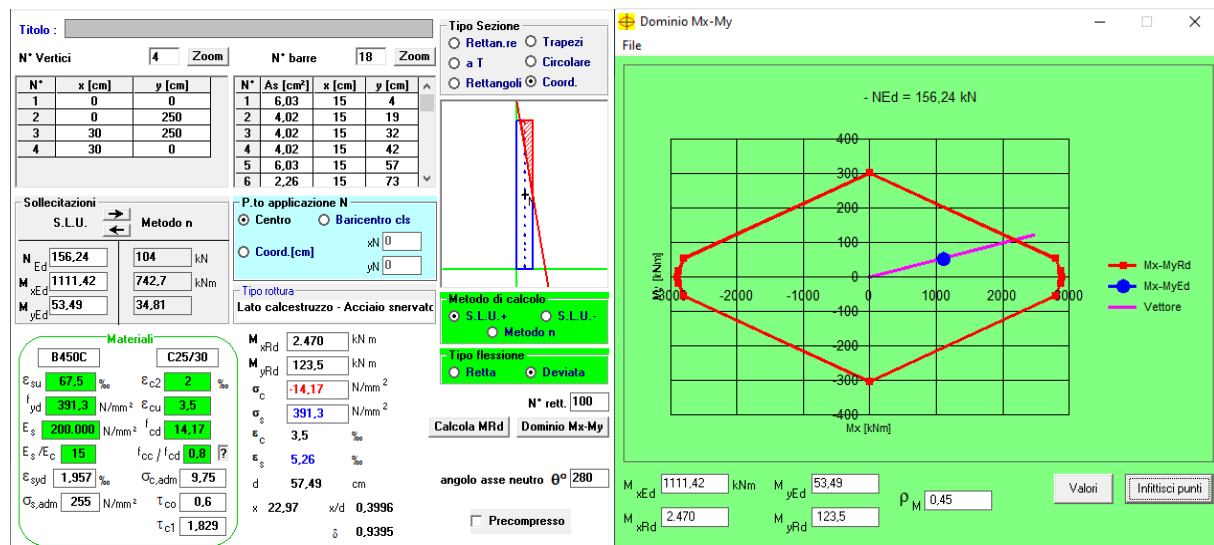
Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 250 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata l_c pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva l_c pari a 60 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito $12\Phi 16$, corrispondenti a $24,12 \text{ cm}^2$. 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 250 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati $(8+8)\Phi 12$; 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 maggiormente sollecitato.



Verifica pressoflessione deviata sotto S1 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 22,97$ cm
- $\varepsilon_s = 5,26$ ‰ $> \varepsilon_{sy} = 1,95$ ‰

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

Deriva:

$$M_{Rd,x} = 2.470 \text{ kNm} > M_x = 1.111,42 \text{ kNm}$$

Verificato

$$M_{Rd,y} = 123,5 \text{ kNm} > M_y = 53,49 \text{ kNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 191,30 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 $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 287$ 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:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.693,2 \text{ KN} > V_{ed}^* = 287 \text{ kN}$$

dove

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

$l_w = 250 \text{ cm}$ è la lunghezza del setto

$b_w = 30 \text{ cm}$ 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 $a_s > 2$ (2,32) 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:

$$V_{Rdc} = 0,8 l_w b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) = 2.143 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,8 l_w A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 626 \text{ KN}$$

dove:

l_w è l'altezza della sezione pari a 250 cm ,

b_w è la larghezza minima della sezione pari a 30 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 ($2\phi 10$)

f_{yd} è la resistenza di progetto a snervamento dell'acciaio, pari a 3913 kg/cm^2 .

Ne deriva $V_{Rd} = 626 \text{ KN} > V_{ed}^* = 287 \text{ KN}$

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} :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \sum A_{sj} f_{yd} \} = 640,63 \text{ kN}$$

dove $\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 66,32 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 $V_{dd} = 640,63 \text{ kN}$, ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che $V_{Ed}^* = 287 \text{ kN} < V_{dd} = 640,63 \text{ kN}$ Verificato

Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza del piede per gli elementi strutturali primari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

ω_{wd} = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

μ_{ϕ} = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

u_d = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$ per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c = profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

b_c = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 = larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c ;

$$\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$$

ρ_v = rapporto geometrico di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$f_{yd,v}$ = resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

α = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a $\alpha = \alpha_n \alpha_s$, dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

n = numero di barre longitudinali,

b_i = distanza tra barre consecutive contenute,

s = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC (μ_ϕ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

q_0 = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti non accoppiate (Tab. 7.3.II del D.M. 17-01-2018),

T_c = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

T_1 = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,30 s per sisma in X.

Essendo $T_1 > T_c$, si ha: $\mu_\phi = 6$.

La forza assiale adimensionalizzata di progetto (u_d) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$u_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 156,24$ KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 7500$ cm², essendo $b_c = 30$ cm ed $h_c = 250$ cm.

Si ha: $\nu_d = 0,0147$

Per il calcolo di ω_{wd} si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 148 \text{ cm}^3$ è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 10.854,4 \text{ cm}^3$ è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 51,2 \text{ cm}$ e $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$.

Si ottiene $\omega_{wd} = 0,378$.

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento: $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,56$$

$$\alpha_s = 0,689$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,384$$

Rimane ora da determinare $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,128$, essendo $\rho_v = 0,0046$.

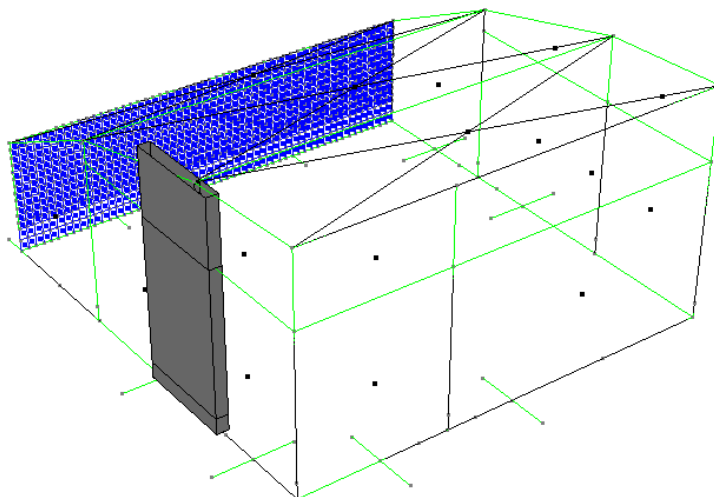
Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,145$$

$$30 \mu \Phi (\nu_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,015$$

Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

4.6.2 Setto S2



Setto S2

<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>	4	Beam	0.00	-479.03	-0.11	50.29	-0.27	0.59	-361.62
<i>N max</i>	16	Beam	165.00	-128.01	3.90	22.66	-5.06	-1.86	-136.39
<i>T12 min</i>	4	Beam	0.00	-303.88	-28.35	77.88	6.52	93.08	-393.21
<i>T12 max</i>	4	Beam	0.00	-310.86	28.26	-30.76	-6.76	-92.63	2.35
<i>T13 min</i>	4	Beam	0.00	-260.96	4.99	-226.73	-0.72	-15.84	687.83
<i>T13 max</i>	4	Beam	0.00	-353.78	-5.08	273.85	0.48	16.29	-1078.70
<i>Mt min</i>	4	Beam	0.00	-324.88	26.40	-142.60	-8.37	-86.52	376.27
<i>Mt max</i>	4	Beam	0.00	-289.86	-26.49	189.73	8.13	86.97	-767.14
<i>M12 min</i>	4	Beam	0.00	-310.86	28.26	-30.76	-6.76	-92.63	2.35
<i>M12 max</i>	4	Beam	0.00	-303.88	-28.35	77.88	6.52	93.08	-393.21
<i>M13 min</i>	4	Beam	0.00	-353.06	-5.22	273.84	4.57	17.35	-1080.01
<i>M13 max</i>	4	Beam	0.00	-261.68	5.13	-226.71	-4.80	-16.90	689.15

Sollecitazioni allo SLV

Sollecitazioni allo SLV

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

$N_{ed} = 353,06 \text{ kN}$,

$M_x = 1080,01 \text{ kNm}$

$M_y = 17,35 \text{ kNm}$

$V_{ed} = 273,84 \text{ kN}$

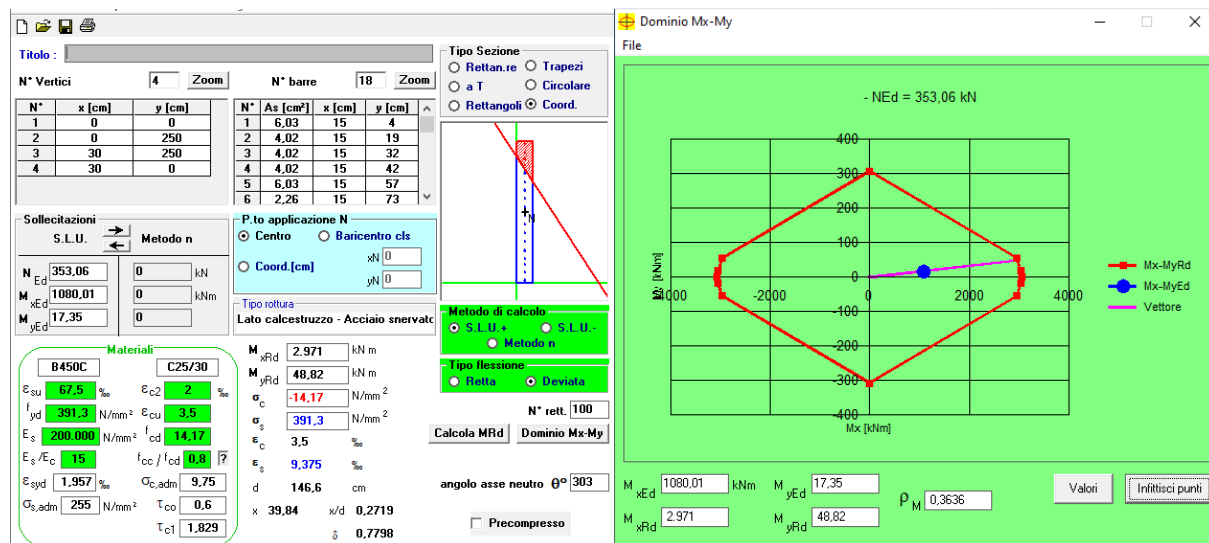
Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 250 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata l_c pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva l_c pari a 60 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito $12\Phi 16$, corrispondenti a $24,12 \text{ cm}^2$. 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 250 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati $(8+8)\Phi 12$; 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 maggiormente sollecitato.



Verifica pressoflessione deviata setto S2 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 39,84 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 9,37 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 2.971 \text{ KNm} > M_x = 1.080,01 \text{ KNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 48,82 \text{ KNm} > M_y = 17,35 \text{ KNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 273,84 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 $V_{ed}^* = V_{ed} \cdot \epsilon = 410,76 \text{ KN}$. 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:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd})^{0,4} = 1.693,2 \text{ kN} > V_{ed}^* = 410,76 \text{ kN}$$

dove

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

$l_w = 250 \text{ cm}$ è la lunghezza del setto

$b_w = 30 \text{ cm}$ 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 $\alpha_s < 2$ (1,58) 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

$$\text{Ne deriva } V_{Ed}^* = 410,76 \text{ kN} < V_{Rdc} = 1.224 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

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} :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \sum A_{sj} f_{yd} \} = 640,63 \text{ kN}$$

dove ΣA_{sj} la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento pari a 66,32 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 $V_{dd} = 640,63$ KN, ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che $V_{Ed}^* = 410,76$ kN < $V_{dd} = 640,63$ kN

Verificato

Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza del piede per gli elementi strutturali primari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

ω_{wd} = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

μ_{ϕ} = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

u_d = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\epsilon_{sy,d}$ = 0,00196 per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c = profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

b_c = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 = larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c ;

$\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$

ρ_v = rapporto geometrico di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$f_{yd,v}$ = resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

α = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a $\alpha = \alpha_n \alpha_s$, dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

n = numero di barre longitudinali,

b_i = distanza tra barre consecutive contenute,

s = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC (μ_ϕ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

q_0 = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti non accoppiate (Tab. 7.3.II del D.M. 17-01-2018),

T_c = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

T_1 = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,22 s per sisma in Y.

Essendo $T_1 < T_c$, si ha: $\mu_\phi = 6,87$.

La forza assiale adimensionalizzata di progetto (u_d) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$u_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 353,06$ KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 7500$ cm², essendo $b_c = 30$ cm ed $h_c = 250$ cm.

Si ha: $u_d = 0,033$

Per il calcolo di ω_{wd} si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 148 \text{ cm}^3$ è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 10.854,4 \text{ cm}^3$ è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 51,2 \text{ cm}$ e $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$.

Si ottiene $\omega_{wd} = 0,378$.

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento: $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$$\alpha_n = 0,56$$

$$\alpha_s = 0,689$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,384$$

Rimane ora da determinare $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,128$, essendo $\rho_v = 0,0046$.

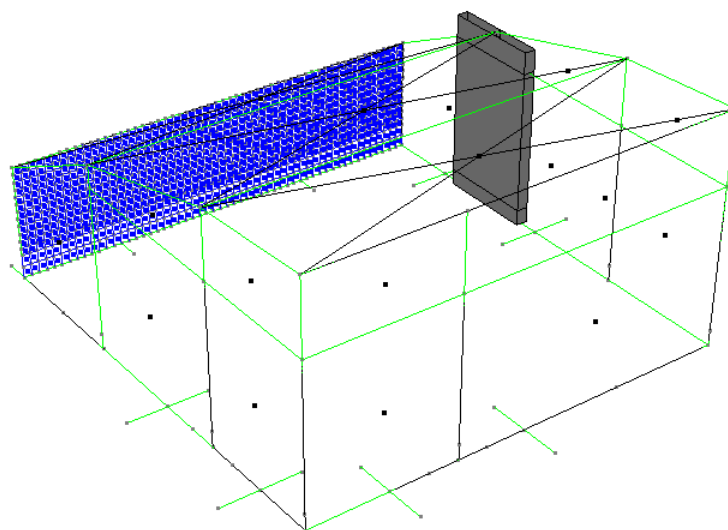
Ne deriva che:

$$\alpha \omega_{wd} = 0,145$$

$$30 \mu\Phi (u_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,038$$

Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

4.6.3 Setto S3



Setto S3

<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>	6	Beam	0.00	-455.08	-0.47	34.75	-1.58	0.84	-165.11
<i>N max</i>	20	Beam	56.00	-154.93	1.40	-157.97	-9.76	-3.03	-109.96
<i>T12 min</i>	6	Beam	0.00	-319.09	-21.63	-133.51	17.35	70.94	510.41
<i>T12 max</i>	6	Beam	0.00	-262.09	21.38	160.43	-18.50	-70.46	-646.09
<i>T13 min</i>	6	Beam	0.00	-258.22	-6.97	-232.08	1.63	23.30	898.59
<i>T13 max</i>	6	Beam	0.00	-322.96	6.73	258.99	-2.78	-22.82	-1034.27
<i>Mt min</i>	6	Beam	0.00	-284.08	18.24	57.91	-22.10	-62.45	-250.61
<i>Mt max</i>	6	Beam	0.00	-297.09	-18.49	-31.00	20.95	62.93	114.93
<i>M12 min</i>	6	Beam	0.00	-262.09	21.38	160.43	-18.50	-70.46	-646.09
<i>M12 max</i>	6	Beam	0.00	-319.09	-21.63	-133.51	17.35	70.94	510.41
<i>M13 min</i>	6	Beam	0.00	-322.96	6.73	258.99	-2.78	-22.82	-1034.27
<i>M13 max</i>	6	Beam	0.00	-258.22	-6.97	-232.08	1.63	23.30	898.59

Sollecitazioni allo SLV

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

$N_{ed} = 322,96 \text{ KN}$,

$M_x = 1034,27 \text{ KNm}$

$M_y = 22,82 \text{ KNm}$

$V_{ed} = 258,99 \text{ KN}$

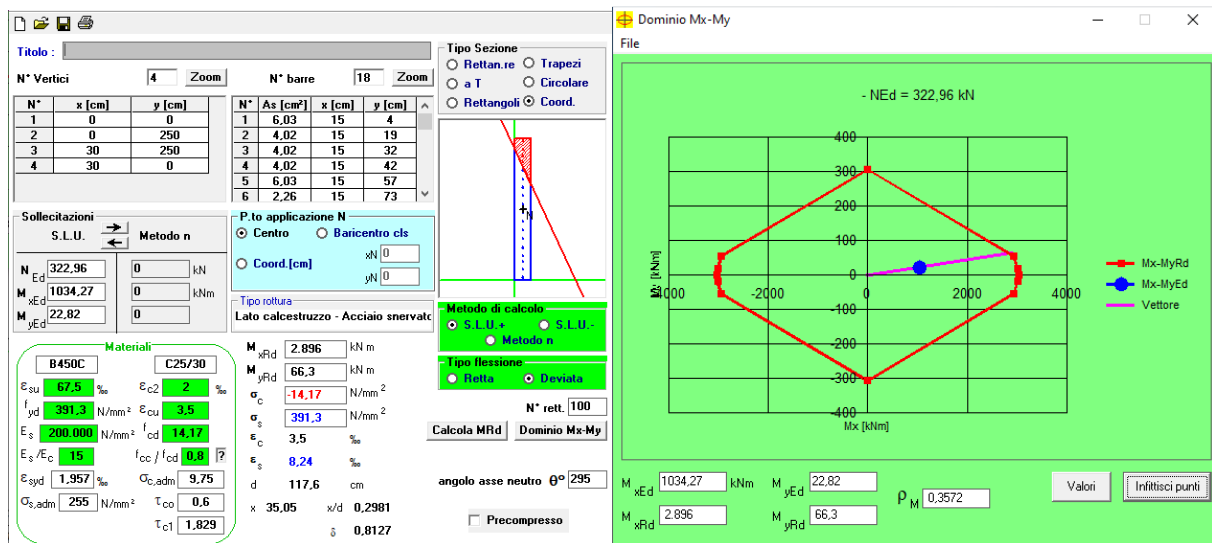
Si è scelto di realizzare il setto di lunghezza pari a 250 cm e di larghezza di 30 cm. All'interno dei setti sono stati individuati due pilastri di estremità ai quali è affidato il momento. Tali zone confinate hanno per lati lo spessore della parete ed una lunghezza confinata l_c pari al 20% della lunghezza in pianta della parete e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete stessa. Ne deriva l_c pari a 60 cm.

Sono stati inseriti a tal proposito $12\Phi 16$, corrispondenti a $24,12 \text{ cm}^2$. 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 250 cm al di sopra della ciabatta di fondazione.

Per la restante armatura del setto nella zona centrale sono quindi stati considerati $(8+8)\Phi 12$; 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 maggiormente sollecitato.



Verifica pressoflessione deviata sotto S3 e Dominio M-N

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 35,05$ cm
- $\varepsilon_s = 8,24$ ‰ $> \varepsilon_{sy} = 1,95$ ‰

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

Deriva:

$$M_{rd,x} = 2.896 \text{ kNm} > M_x = 1.034,27 \text{ kNm}$$

Verificato

$$M_{rd,y} = 66,30 \text{ kNm} > M_y = 22,82 \text{ kNm}$$

Verificato

Segue la verifica a taglio del setto, sollecitato da un taglio complessivo alla base pari a 258,99 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 $V_{ed}^* = V_{ed} \varepsilon = 388,48$ 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:

$$V_{rd,c} = (0,8 l_w b_w f'_{cd}) 0,4 = 1.693,2 \text{ kN} > V_{ed}^* = 388,48 \text{ kN}$$

dove

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

$l_w = 250 \text{ cm}$ è la lunghezza del setto

$b_w = 30 \text{ cm}$ 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 $\alpha_s < 2$ (1,60) 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

$$\text{Ne deriva } V_{Ed}^* = 388,48 \text{ kN} < V_{Rdc} = 1.235 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

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} :

$$V_{dd} = \min \{ 1,3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} ; 0,25 \Sigma A_{sj} f_{yd} \} = 640,63 \text{ kN}$$

dove ΣA_{sj} la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la

potenziale superficie di scorrimento pari a 66,32 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 $V_{dd} = 640,63$ kN, ovvero è sufficiente il primo contributo per la verifica in esame.

Ne deriva che $V_{Ed}^* = 388,48$ kN < $V_{dd} = 640,63$ kN

Verificato

Verifica duttilità

Il nuovo D.M. 17-01-2018 ha inoltre introdotto le verifiche di duttilità per le sole strutture dissipative in corrispondenza del piede per gli elementi strutturali primari. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche. Ciascuna cerniera plastica deve essere progettata per possedere una capacità di duttilità in campo plastico, superiore alla domanda di duttilità.

Secondo quanto riportato nel paragrafo §7.4.6.2.4 del D.M. 17-01-2018 le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

dove:

ω_{wd} = rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

μ_{ϕ} = domanda di duttilità di curvatura allo SLC;

u_d = forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00196$ per B450 C è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

h_c = profondità della sezione trasversale lorda;

h_0 = profondità del nucleo confinato (il nucleo di calcestruzzo fa riferimento alla linea media delle staffe);

b_c = larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 = larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c ;

$\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$

ρ_v = rapporto geometrico di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$f_{yd,v}$ = resistenza di snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

α = coefficiente di efficacia del confinamento, pari a $\alpha = \alpha_n \alpha_s$, dove per sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0)$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)]$$

con:

n = numero di barre longitudinali,

b_i = distanza tra barre consecutive contenute,

s = passo delle staffe/legature

Innanzitutto si è proceduto con il calcolo della domanda di duttilità di curvatura allo SLC (μ_ϕ), essendo:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases}$$

con:

q_0 = valore di base del fattore di comportamento, pari a 3 in CD"B" per strutture a pareti non accoppiate (Tab. 7.3.II del D.M. 17-01-2018),

T_c = periodo di inizio dello spettro a velocità costante, pari a 0,26 s allo SLC,

T_1 = periodo proprio di vibrazione della struttura, pari a 0,22 s per sisma in Y.

Essendo $T_1 < T_c$, si ha: $\mu_\phi = 6,87$.

La forza assiale adimensionalizzata di progetto (ν_d) relativa alla combinazione sismica SLV vale:

$$\nu_d = N_{ed} / A_c f_{cd}$$

dove:

$N_{ed} = 322,96$ KN è lo sforzo assiale massimo allo SLV,

$A_c = b_c h_c = 7500$ cm², essendo $b_c = 30$ cm ed $h_c = 250$ cm.

Si ha: $\nu_d = 0,030$

Per il calcolo di ω_{wd} si utilizza la formula seguente:

$$\omega_{wd} = (V_{st} f_{yd}) / (V_{nc} f_{cd})$$

con:

$V_{st} = A_{st} L_{st} = 148 \text{ cm}^3$ è il volume delle staffe di confinamento;

$V_{nc} = b_0 h_0 s = 10.854,4 \text{ cm}^3$ è il volume del nucleo di calcestruzzo,

essendo $b_0 = b_c - 2c - \Phi_{st} = 51,2 \text{ cm}$ e $h_0 = h_c - 2c - \Phi_{st} = 21,2 \text{ cm}$.

Si ottiene $\omega_{wd} = 0,378$.

Segue il calcolo del coefficiente di efficacia del confinamento: $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

$\alpha_n = 0,56$

$\alpha_s = 0,689$

$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0,384$

Rimane ora da determinare $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd} = 0,128$, essendo $\rho_v = 0,0046$.

Ne deriva che:

$\alpha \omega_{wd} = 0,145$

$30 \mu\Phi (\omega_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c/b_0) - 0,035 = 0,036$

Essendo il primo contributo maggiore del secondo la verifica è soddisfatta.

4.7 Verifica fondazioni

Seguono le verifiche delle fondazioni. Per le sollecitazioni in gioco si è fatto riferimento a quanto ottenuto con il modello di calcolo. Nel paragrafo introduttivo invece è riportato il sunto della relazione geologica.

4.7.1 Verifica armatura trasversale sulle teste dei pali per plinti PL1-PL2-PL3

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

<i>Tipo n'Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> (cm)	<i>N</i> (kN)	<i>T13</i> (kN)	<i>M13</i> (kNm)
<i>N min</i>	192	Beam	0.00	-12.66	-56.71
<i>N max</i>	193	Beam	0.00	12.66	34.29
<i>T12 min</i>	197	Beam	0.00	-1.66	-363.76
<i>T12 max</i>	194	Beam	0.00	1.51	-17.65
<i>T13 min</i>	197	Beam	100.00	-1.66	-379.76
<i>T13 max</i>	196	Beam	0.00	1.52	370.03
<i>Mt min</i>	198	Beam	0.00	-3.24	127.44
<i>Mt max</i>	198	Beam	0.00	7.40	175.05
<i>M12 min</i>	200	Beam	100.00	1.54	-78.94
<i>M12 max</i>	197	Beam	0.00	-1.66	-363.76
<i>M13 min</i>	193	Beam	0.00	4.02	172.14
<i>M13 max</i>	197	Beam	0.00	-1.66	-363.76

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare trasversalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare trasversalmente 5 Φ 24 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 60 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 371,76 kNm.

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.62	5
2	22.62	55

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 371,76 kNm
M_{Ed} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 447,3 kNm
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 14,99 ‰
d 55 cm
x 10,41 x/d 0,1893
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 10,41$ cm
- $\varepsilon_s = 14,99$ ‰ $> \varepsilon_{sy} = 1,95$ ‰

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

Essendo $M_{rd} = 447,3$ kNm $> M_{sd} = 371,76$ kNm la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 379,76 kN, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione $V_{rd} > V_{Ed}$.

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori V_{Rdc} e V_{Rds} , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta) = 1.067 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} /s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\text{sen}\alpha = 825,7 \text{ kN}$$

dove

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale 2Φ20,

s è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 cm,

d è l'altezza utile della sezione di 56 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 60 cm.

Essendo $V_{rd} = 825,7 \text{ KN} > V_{sd} = 379,76 \text{ KN}$ la verifica è soddisfatta.

4.7.2 Verifica armatura longitudinale sulle teste dei pali per plinti PL1-PL2-PL3

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

	<i>Tipo n°Asta</i>	<i>Tipo Asta</i>	<i>X</i> (cm)	<i>N</i> (kN)	<i>T13</i> (kN)	<i>M13</i> (kNm)
<i>N min</i>	188	Beam	0.00	-136.78	523.05	-253.27
<i>N max</i>	204	Beam	0.00	136.78	116.30	-132.21
<i>T12 min</i>	182	Beam	0.00	26.76	-8.56	-27.26
<i>T12 max</i>	182	Beam	0.00	-32.61	240.76	-112.19
<i>T13 min</i>	203	Beam	100.00	-89.54	-505.34	-199.23
<i>T13 max</i>	186	Beam	0.00	-129.32	547.48	-218.13
<i>Mt min</i>	182	Beam	0.00	-24.22	207.57	-101.64
<i>Mt max</i>	203	Beam	0.00	24.22	-2.89	-19.13
<i>M12 min</i>	182	Beam	0.00	-32.74	243.27	-113.79
<i>M12 max</i>	203	Beam	100.00	-26.63	-236.64	-106.12
<i>M13 min</i>	188	Beam	0.00	-136.77	523.68	-253.59
<i>M13 max</i>	186	Beam	100.00	-129.32	527.38	319.32

Sollecitazioni allo SLV

Tali sollecitazioni sono da dividere sulle due file.

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare longitudinalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare trasversalmente 4 Φ 20 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 60 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di $(319,32/2)=160 \text{ KNm}$.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.62	5
2	12.57	55

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N Ed kN
 M xEd kNm
 M yEd kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s / E_c 15 f_{cc} / f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{cl} 1.029

Calcolo
 Metodo di calcolo ☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n
 Tipo flessione ☒ Retta ☐ Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso

Risultati
 M xRd kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 27.46 ‰
 d 55 cm
 x 6.217 x/d 0.113
 ρ 0.7

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 6,21$ cm
- $\epsilon_s = 27,5 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo $M_{rd} = 256,2 \text{ KNm} > M_{sd} = 160 \text{ KNm}$ la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di $(527,38/2)=263,7 \text{ KN}$, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione $V_{rd} > V_{Ed}$.

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori V_{Rdc} e V_{Rds} , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.067 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 1.485 \text{ KN}$$

dove

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale $2\Phi 24$,

s è l'interasse tra armature trasversali pari a 12 cm,

d è l'altezza utile della sezione di 56 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 60 cm.

Essendo $V_{rd} = 1.067 \text{ kN} > V_{sd} = 263,7 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

4.7.3 Verifica armatura trasversale sulle teste dei pali per plinto PL4

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T13 (kN)	M13 (kNm)
N min	403	Beam	0.00	-70.48	-118.97
N max	402	Beam	0.00	110.75	-223.61
T12 min	401	Beam	0.00	3.57	-238.15
T12 max	400	Beam	0.00	-5.60	-390.34
T13 min	402	Beam	70.00	28.72	-481.96
T13 max	402	Beam	0.00	29.57	134.47
Mt min	401	Beam	0.00	4.25	-178.38
Mt max	401	Beam	0.00	-5.25	-36.04
M12 min	400	Beam	0.00	-5.60	-390.34
M12 max	401	Beam	0.00	3.57	-238.15
M13 min	403	Beam	0.00	-19.54	95.06
M13 max	402	Beam	0.00	28.72	-473.56

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare trasversalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare trasversalmente 4 Φ 24 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 60 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 371,76 kNm.

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	60	1	4,62	5
			2	18,10	55

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 334,43 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,957 % G_{c,adm} 9,75
G_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 362,8 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 19,46 %
d 55 cm
x 8,386 x/d 0,1525
 δ 0,7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

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

☐ Precompresso

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 8,38 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 19,46 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo $M_{rd} = 362,8 \text{ KNm} > M_{sd} = 334,43 \text{ KNm}$ la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di $481,96 \text{ KN}$, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione $V_{rd} > V_{Ed}$.

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori V_{Rdc} e V_{Rds} , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 1.067 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 1.188 \text{ KN}$$

dove

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale $2\Phi 24$,

s è l'interasse tra armature trasversali pari a 15 cm ,

d è l'altezza utile della sezione di 56 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 60 cm .

Essendo $V_{rd} = 1.067 \text{ KN} > V_{sd} = 481,96 \text{ KN}$ la verifica è soddisfatta.

4.7.4 Verifica armatura longitudinale sulle teste dei pali per plinto PL4

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

	Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T13 (kN)	M13 (kNm)
N min	271	Beam	0.00	-224.69	-563.31	552.99
N max	271	Beam	0.00	132.83	117.98	-342.35
T12 min	271	Beam	0.00	-208.27	-503.68	521.35
T12 max	271	Beam	0.00	116.41	58.35	-310.71
T13 min	271	Beam	90.00	-224.16	-585.02	45.68
T13 max	399	Beam	0.00	-40.31	408.92	-314.26
Mt min	271	Beam	0.00	-208.27	-503.68	521.35
Mt max	271	Beam	0.00	116.41	58.35	-310.71
M12 min	271	Beam	0.00	116.41	58.35	-310.71
M12 max	271	Beam	0.00	-208.27	-503.68	521.35
M13 min	399	Beam	260.00	72.11	-276.92	-501.26
M13 max	399	Beam	260.00	-40.31	358.74	684.07

Sollecitazioni allo SLV

Tali sollecitazioni sono da dividere sulle due file.

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare longitudinalmente sulla testa dei pali. Considerando una fascia di 60 cm attorno al palo è stato deciso di utilizzare trasversalmente 4Φ24 localizzati. Il plinto è stato progettato di altezza 60 cm. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano le tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di $(684,07/2)=342$ KNm.

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	60	1	4.62	5
			2	18.10	55

Sollecitazioni S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 kN
M xEd 342 kNm
M yEd 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829 N/mm²

Calcolo M_{Rd} Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviato

N° rett. 100

Precompresso ☐

Risultati:
 M_{Rd} 362.8 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 19.46 ‰
 d 55 cm
 x 8.386 cm x/d 0.1525
 δ 0.7

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 8,38$ cm
- $\epsilon_s = 19,5 \text{ ‰} > \epsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo $M_{Rd} = 362,8 \text{ KNm} > M_{sd} = 342 \text{ KNm}$ la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di $(585,02/2)=292,51$ KN, massimo in corrispondenza della testa del palo.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione $V_{Rd} > V_{Ed}$.

TITOLO :

N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	14,07	5
2	14,07	55

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C	C25/30
E _{su} <input type="text" value="67,5"/> %	E _{c2} <input type="text" value="2"/> %
f _{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	E _{cu} <input type="text" value="3,5"/>
E _s <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="14,17"/>
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	i _{cc} /i _{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?
E _{syd} <input type="text" value="1.957"/> %	G _{c,adm} <input type="text" value="9,75"/>
G _{s,adm} <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0,6"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="1,829"/>

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

E_c %

E_s %

d cm

x x/d

δ

Tipo Sezione

☒ Rettang.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 5,32 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 32,6 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

Essendo $M_{rd} = 288,9 \text{ KNm} > M_{sd} = 253,7 \text{ KNm}$ la verifica è soddisfatta.

Segue la verifica a taglio agli SLU dell'armatura della fondazione, che è sollecitata da un taglio sollecitante di 192,82 KN.

La verifica richiede che venga rispettata la relazione $V_{Rd} > V_{Ed}$.

Per la staffatura sopra la testa del palo, il taglio resistente è il minimo tra due valori V_{Rdc} e V_{Rds} , dove:

$$V_{Rdc} = 0,9 \text{ d } b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1+\text{ctg}^2\theta) = 1.421,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 \text{ d } A_{sw} / s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \text{sen}\alpha = 222,85 \text{ KN}$$

dove

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale $2\Phi 12$,

s è l'interasse tra armature trasversali pari a 20 cm,

d è l'altezza utile della sezione di 56 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 80 cm.

Essendo $V_{rd} = 222,85 \text{ kN} > V_{sd} = 192,82 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

4.7.6 Verifica armatura trasversale sulla testa dei pali muro C.A. retro

Mediante il programma di calcolo sono state ricavate le seguenti sollecitazioni.

	Tipo n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T13 (kN)	M13 (kNm)
N min	210	Beam	0.00	-126.39	-288.52	176.85
N max	212	Beam	0.00	115.36	62.88	-34.85
T12 min	212	Beam	0.00	-109.66	-235.36	144.10
T12 max	211	Beam	0.00	-109.70	-286.06	174.52
T13 min	210	Beam	60.00	-93.99	-372.26	-0.00
T13 max	209	Beam	0.00	-17.66	272.72	-0.00
Mt min	25	Beam	0.00	-7.34	12.49	0.00
Mt max	25	Beam	0.00	29.84	12.49	0.00
M12 min	211	Beam	0.00	-109.70	-286.06	174.52
M12 max	212	Beam	0.00	-109.66	-235.36	144.10
M13 min	26	Beam	333.10	-25.99	-132.33	-87.67
M13 max	210	Beam	0.00	-93.99	-362.66	220.48

Sollecitazioni allo SLV

Segue la verifica a flessione per l'armatura da posizionare trasversalmente sulla testa dei pali per il muro in C.A. sul retro. È stato deciso di utilizzare 4Φ20 sulla testa del palo. Per i dettagli dell'armatura inserita si vedano e tavole esecutive.

Come è possibile vedere dalle sollecitazioni, il momento sollecitante massimo è di 220,48 kNm.

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	60	60	1	12,57	5
			2	12,57	55

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐
 N Ed kN
 M Ed kNm
 N yEd
 M yEd

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

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

P.to rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M xRd 256,2 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 30,54 ‰
 d 55 cm
 x 5,655 x/d 0,1028
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Verifica SLU, calcolo momento resistente

Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- posizione asse neutro $x = 5,65 \text{ cm}$
- $\varepsilon_s = 30,5 \text{ ‰} > \varepsilon_{sy} = 1,95 \text{ ‰}$

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

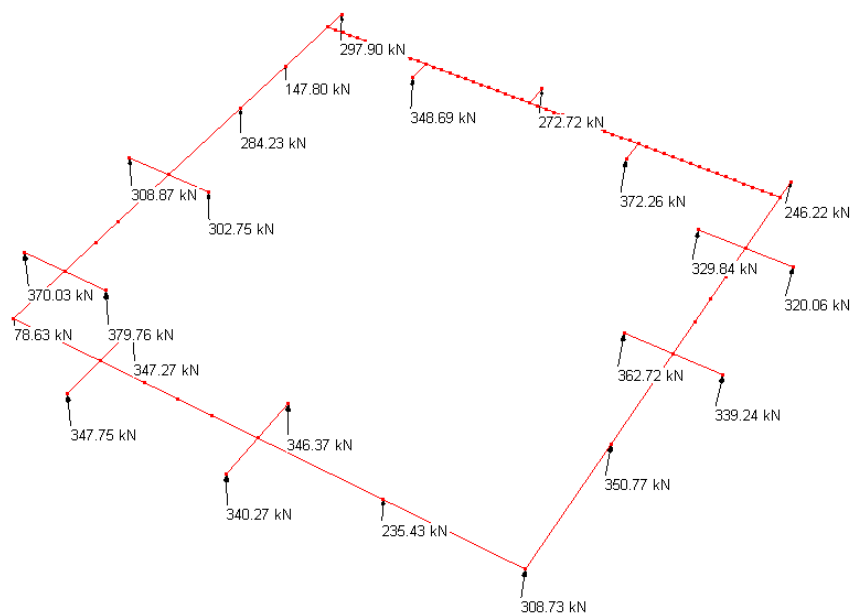
Essendo $M_{rd} = 256,2 \text{ KNm} > M_{sd} = 220,48 \text{ KNm}$ la verifica è soddisfatta.

4.7.7 Verifica compressione sui pali

Come anticipato nel paragrafo introduttivo si utilizzano pali CFA Ø500 lunghi 15 m, per superare il terreno potenzialmente liquefacibile.

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo ed un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali. Pertanto il palo è armato con 8Ø20 per i primi otto metri di profondità, mentre per i restanti metri si utilizzano 8Ø16. Per quanto riguarda l'armatura a spirale si è scelto di utilizzare staffe Ø8 a passo 12 cm.

Mediante il programma di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni di compressione sulle teste dei pali.



Compressione sui pali

Ne deriva una compressione massima di 379,76 kN.

Si procede alla verifica a compressione del palo:

$$N_{rd} = (f_{cd} A_c + f_{yd} A_s) / 1,2$$

dove:

N_{rd} è la resistenza a compressione del palo;

f_{cd} è la resistenza del calcestruzzo C25/30 a compressione;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

f_{yd} è la tensione di snervamento dell'acciaio B450C;

A_s è l'armatura longitudinale.

$$N_{rd} = (141,1 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 7.854 \text{ cm}^2 + 3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 25,12 \text{ cm}^2) / 1,2 = 10.054 \text{ kN}.$$

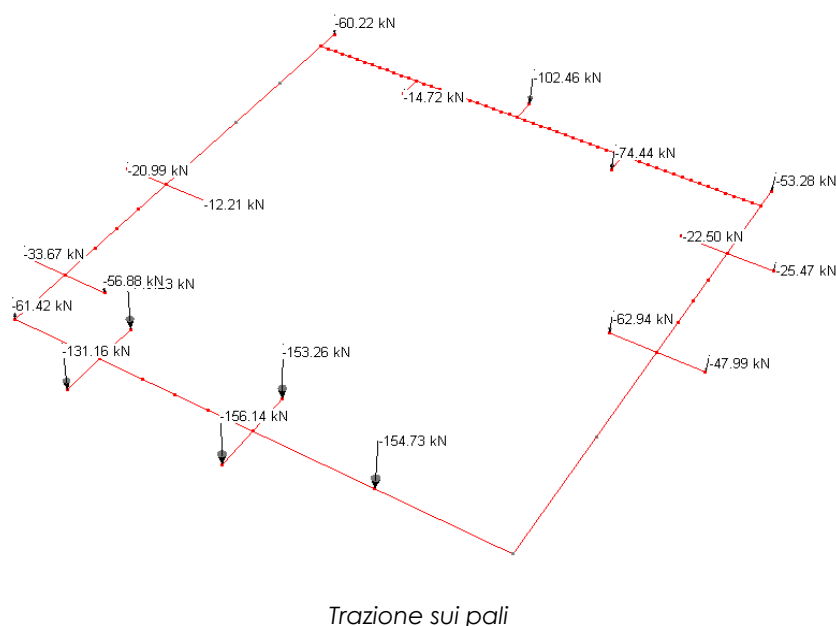
Nel primo calcolo sono stati considerati ferri longitudinali del tipo 8Ø20, mentre se si considera l'armatura che caratterizza la porzione inferiore del palo la compressione risulta pari a:

$$N_{rd} = (141,1 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 7.854 \text{ cm}^2 + 3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 16,08 \text{ cm}^2) / 1,2 = 9.759 \text{ kN}.$$

Entrambi i valori sono superiori all'azione sollecitante pari a 379,76 kN. La verifica risulta essere soddisfatta.

4.7.8 Verifica trazione sui pali

Mediante il programma di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni di trazione sulle teste dei pali.



Ne deriva una trazione massima di 156,14 KN.

Si procede alla verifica a trazione del palo:

$$N_{rd} = f_{yd} A_s$$

dove:

N_{rd} è la resistenza a trazione del palo;

f_{yd} è la tensione di snervamento dell'acciaio B450C;

A_s è l'armatura longitudinale.

$$N_{rd} = (3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 25,12 \text{ cm}^2) = 982,9 \text{ KN}$$

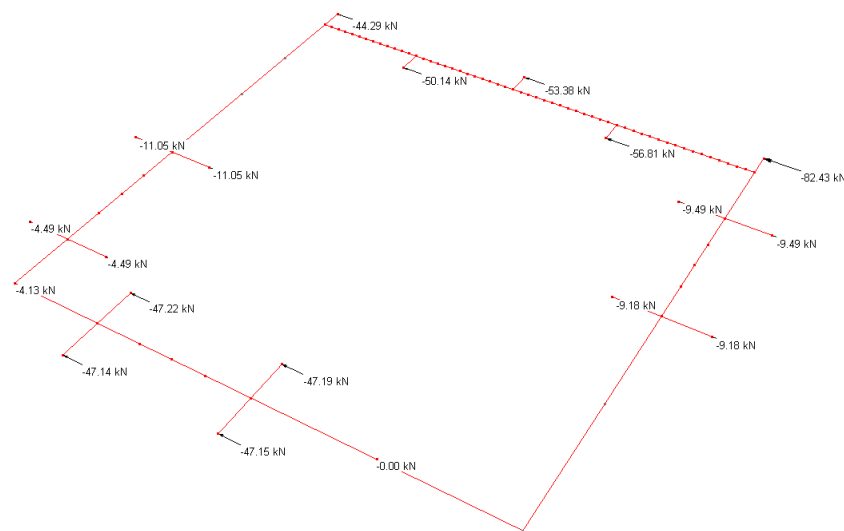
considerando come armatura 8Ø20, mentre se si considera l'armatura che caratterizza la porzione inferiore del palo la trazione risulta pari a:

$$N_{rd} = (3.913 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 16,08 \text{ cm}^2) = 6.292 \text{ KN.}$$

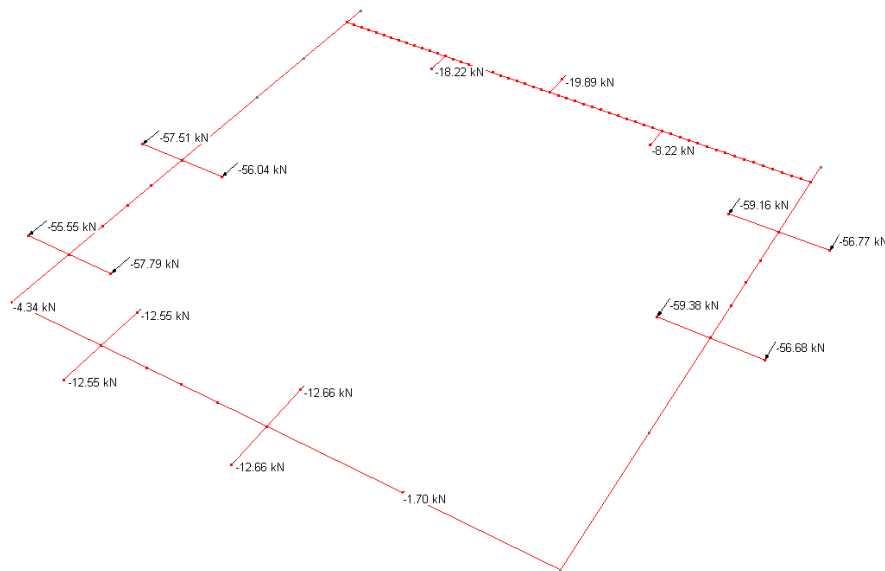
Entrambi i valori sono superiori all'azione sollecitante pari a 156,14 KN. La verifica risulta essere soddisfatta.

4.7.9 Verifica taglio sui pali

Mediante il programma di calcolo sono state determinate le seguenti sollecitazioni di taglio sulle teste dei pali.



Taglio sui pali



Taglio sui pali

Ne deriva un taglio massimo di 82,43 KN.

La determinazione della resistenza deve essere condotta in accordo al § 4.1.2.1.3 del DM 17-01-2018.

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

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2 \theta) = 729,6 \text{ KN}$$

$$V_{Rds} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha = 135 \text{ KN}$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione pari a 46 cm,

b_w è la larghezza minima della sezione pari a circa 50 cm,

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima pari a 70,55 kg/cm²,

α_c è un coefficiente unitario,

s rappresenta l'interasse tra due armature trasversali consecutive pari a 12 cm,

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

f_{yd} è la resistenza di progetto a snervamento dell'acciaio, pari a 3.913 kg/cm².

Ne deriva $V_{Rd} = 135 \text{ KN} > V_{ed} = 82,43 \text{ KN}$

Verificato

4.7.10 Portata pali

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo può essere dedotta secondo §6.4.3.1.1 del DM 2018 da:

- a) Risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) Metodo di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino i risultati di prove in sito;
- c) Risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Per il caso in esame, vista la grande variabilità dei risultati delle prove penetrometriche effettuate, si è deciso di prendere in considerazione la stratigrafia ricavata dalla CPTu-3 del Luglio 2019, che sembra interessare maggiormente il sedime di costruzione degli edifici. In questa fase progettuale si procederà con l'approccio b) che prevede il calcolo della portata dei pali con metodi analitici.

Si prescrive fin da ora di verificare la reale portata con prove di carico statico di progetto su pali pilota, in quanto le prove penetrometriche hanno fornito risultati molto variabili.

Bisogna inoltre sottolineare che alla profondità compresa tra -12,48 m e -13,91 m dal piano campagna è stata riscontrata la presenza di uno strato su cui attestare la palificata, che consentirebbe di avere un'ottima portata alla punta, la cui reale consistenza è verificabile solamente con più prove di carico in sito su pali pilota. L'incertezza secondo gli scriventi deriva dal fatto che le indagini sono di tipo puntuale e non possono garantire la presenza uniforme di questo strato.

Per via analitica in favore di sicurezza non si è perciò preso in considerazione il contributo della resistenza di punta, affidando la portata del palo alla sola resistenza laterale.

Prof. m	Litologia dominante	Litologia secondaria	Gamma med. KN/m^3	Gamma crt. KN/m^3	Cu med. kPa	Cu crt. kPa	fi' med. °	fi' crt. °	tan-fi' med. ...	tan-fi' crt. ...
0.02-0.88	Sabbie, da pulite a limose		17.89	17.82			39.9	39.3	0.61	0.6
0.88-1.22	Da sabbie limose a limi sabbiosi	Sabbie, da pulite a limose	16.69	16.38			35.5	34.7	0.55	0.5
1.22-1.48	Da argille ad argille limose	Da limi argillosi ad argille limose	18.05	17.95	98.85	76.35				
1.48-2.16	Da limi argillosi ad argille limose	Da sabbie limose a limi sabbiosi	17.2	17.11	89.02	66.7	34.5	34.3	0.54	0.5
2.16-3.08	Da limi argillosi ad argille limose	Da sabbie limose a limi sabbiosi	16.48	16.4	73.91	57.21	34	34	0.54	0.5
3.08-3.58	Da sabbie limose a limi sabbiosi	Da limi argillosi ad argille limose	15	14.79	71.31	67.27	30.26	29.9	0.49	0.5
3.58-4.08	Da limi argillosi ad argille limose	Da sabbie limose a limi sabbiosi	16.36	16.08	107.9	58.31	32.25	31.4	0.51	0.5
4.08-5.58	Da limi argillosi ad argille limose	Da argille ad argille limose	16.92	16.88	95.1	70.97				
5.58-11.35	Da limi argillosi ad argille limose	Da argille ad argille limose	17.43	17.43	135.44	125.23				
11.35-12.48	Da sabbie limose a limi sabbiosi	Sabbie, da pulite a limose	17.44	17.38			34.81	34.7	0.55	0.5
12.48-13.91	Da limi argillosi ad argille limose	Sabbie, da pulite a limose	17.1	17.07	137.15	104.9	35	33.8	0.55	0.5
13.91-15.07	Da argille ad argille limose	Da limi argillosi ad argille limose	17.02	16.91	112.49	82.42				
15.07-19.96	Da limi argillosi ad argille limose	Da argille ad argille limose	16.8	16.8	136.28	126.53				

Tabella 5 - Valori caratteristici dei principali parametri geotecnici in corrispondenza del terreno indagato dalla **CPTu-3 del luglio 2019**. **Legenda** – Gamma: peso di volume del terreno; Cu: coesione non drenata; fi': angolo d'attrito interno di picco; tan-fi': tangente dell'angolo d'attrito interno di picco; med.: valore medio; **crt.:** valore caratteristico.

Stratigrafia prova CPTu-3 Luglio 2019 [Dott. Geol. Alessandro Ghinai]

Il tipo di palo scelto è trivellato ad elica continua, i cui coefficienti R_3 sono:

Resistenza di base: 1,3;

Laterale in compressione: 1,15;

Totale: 1,25;

Sfruttando le cinque verticali di indagine, il fattore di correlazione ζ per la determinazione della resistenza caratteristica risulta $\zeta_3 = 1,5$.

Il palo avrà un diametro di 500 mm.

STRATIGRAFIA:

	<i>tipologia:</i>	<i>denominazione</i>
<i>strato 1</i>	coerente precon. (Cu ▼)	Sabbie limose limi sabbiosi
<i>strato 2</i>	coerente precon. (Cu ▼)	Argille-argille limose
<i>strato 3</i>	coerente precon. (Cu ▼)	Limi argillosi
<i>strato 4</i>	coerente precon. (Cu ▼)	Argille-argille limose
<i>strato 5</i>	coerente precon. (Cu ▼)	Limi argillosi

<i>Pressione qz alla quota di testa del palo</i>	<i>daN/m²</i>	1310
--	--------------------------	-------------

N.B.: La stratificazione va considerata a partire dalla testa del palo

		<i>strato 1</i>	<i>strato 2</i>	<i>strato 3</i>	<i>strato 4</i>	<i>strato 5</i>
<i>m</i>	<i>spessore</i>	0,26	2,6	7,27	2,56	2,31
<i>daN/m³</i>	<i>densità</i>	1795	1608	1743	1707	1680
<i>(°)</i>	<i>Angolo Attrito</i>	0	31,4	0	33,8	0
<i>daN/cm²</i>	<i>Coesione</i>	0,76	0,67	1,25	1,049	1,26

Modello stratigrafia

PORTANZA LATERALE: $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$

		<i>strato 1</i>	<i>strato 2</i>	<i>strato 3</i>	<i>strato 4</i>	<i>strato 5</i>
<i>lunghezza</i>	<i>m</i>	0,26	2,6	7,27	2,56	2,31
<i>densità</i>	<i>daN/m³</i>	1795	1608	1743	1707	1680
<i>Angolo Attrito</i>	<i>(°)</i>	0,0	31,4	0,0	33,8	0,0
<i>Coesione</i>	<i>daN/cm²</i>	0,76	0,67	1,25	1,05	1,26
<i>s_o</i>	<i>daN/cm²</i>	0,228	0,201	0,375	0,315	0,378
<i>k</i>		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
<i>μ</i>		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
<i>q_z</i>	<i>daN/m²</i>	1543	3867	12293	20814	24939
<i>Portanza laterale</i>	<i>daN</i>	931	8.205	42.802	12.660	13.709
PORTANZA LATERALE LIMITE: PL					78.307daN	
PORTANZA LATERALE: $PL_c = PL / (1,15 * 1,5)$					45.395daN	

Portata palo per attrito laterale

Solaio

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

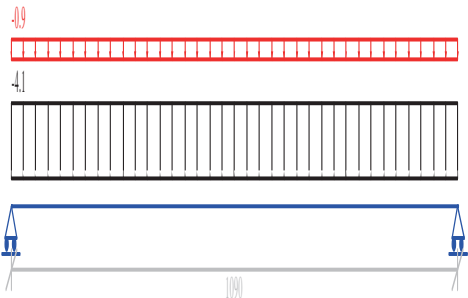
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione a T H tot. 45.0 B anima 20.0 Cs 2.0 Ci 2.0 B1 ala 20.0 B2 ala 20.0 H ala 6.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata n° 1 1090.0 1 45.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 30.0 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

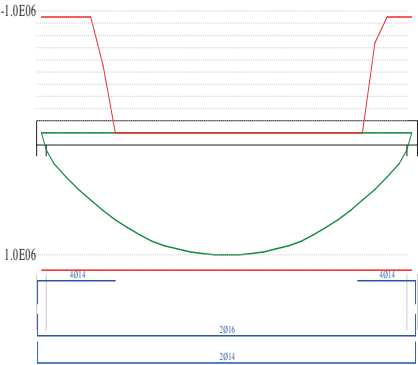
Schema statico



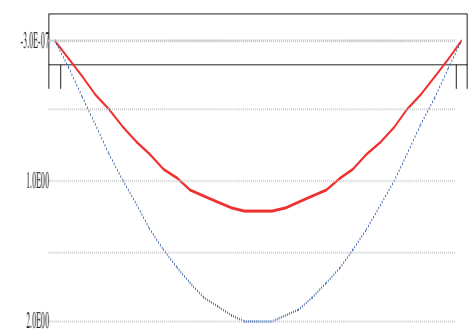
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
carico uniforme permanente variabile
4.13 0.90

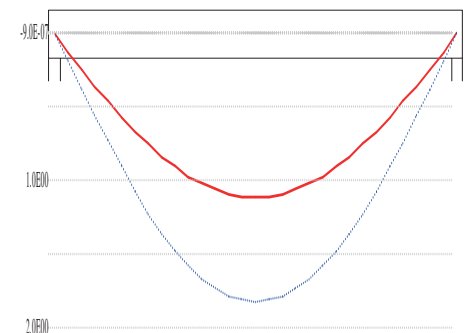
Diagramma dei momenti (daN*cm)



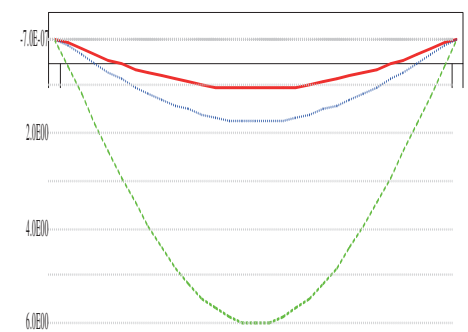
Deformata condizione rara (cm)



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	6.2	2.7	7.1	2.8	542	1334	11253	.093	.000	.000	.000	491	36		48	48
109	6.2	2.7	7.1	2.8	3592	4650	11253	.093	.000	.000	.000	491	29		48	48
218	0.0	2.0	7.1	2.8	6386	7167	11256	.102	.000	.000	.000	491	22		48	48

327	0.0	2.0	7.1	2.8	8382	8886	11256	.102	.000	.000	.000	491	15		48	48			
436	0.0	2.0	7.1	2.8	9579	9807	11256	.102	.000	.000	.000	491	7		48	48			
545	0.0	2.0	7.1	2.8	9979	9979	11256	.102	.000	.000	.000	491	0		48	48			
654	0.0	2.0	7.1	2.8	9579	9807	11256	.102	.000	.000	.000	491	-7		-48	-48			
763	0.0	2.0	7.1	2.8	8382	8886	11256	.102	.000	.000	.000	491	-15		-48	-48			
872	0.0	2.0	7.1	2.8	6386	7167	11256	.102	.000	.000	.000	491	-22		-48	-48			
981	4.7	2.7	7.1	2.8	3592	4650	11255	.095	.000	.000	.000	491	-29		-48	-48			
1075	6.2	2.7	7.1	2.8	542	1334	11253	.093	.000	.000	.000	491	-36		-48	-48			
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	406	3	61	355	3									0.05	0.08	0.05	0.07	0.25	
109	2689	19	401	2352	17									0.38	0.61	0.33	0.53	1.78	
218	4781	42	1720	4182	37	7.8	0.01	0.01	0.01					0.72	1.17	0.63	1.02	3.46	
327	6275	55	2257	5489	48	7.8	0.01	0.01	0.01					0.99	1.62	0.87	1.41	4.82	
436	7171	63	2580	6273	55	7.8	0.01	0.01	0.01					1.16	1.90	1.02	1.66	5.70	
545	7470	66	2687	6535	58	7.8	0.02	0.01	0.01					1.22	2.00	1.07	1.75	6.00	
654	7171	63	2580	6273	55	7.8	0.01	0.01	0.01					1.16	1.90	1.02	1.66	5.70	
763	6275	55	2257	5489	48	7.8	0.01	0.01	0.01					0.99	1.62	0.87	1.42	4.83	
872	4781	42	1720	4182	37	7.8	0.01	0.01	0.01					0.72	1.17	0.63	1.03	3.48	
981	2689	20	403	2352	17									0.38	0.61	0.33	0.53	1.79	
1075	406	3	61	355	3									0.05	0.08	0.05	0.07	0.25	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	nø	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		3662	2251	2741	2251	2496	2251	2398	2251
	2		3662	2251	2741	2251	2496	2251	2398	2251

"SEZIONE INTERMEDIA"

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

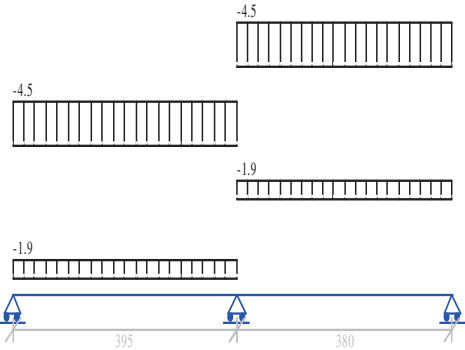
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 25.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata nø 1 395.0 1 25.0 0.00
campata nø 2 380.0 1 25.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio nø nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 P1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 S2 250.0 0.0000E+00 diretto
3 P4 30.0 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
4.50 0.00

CAMPATA n. 2
peso proprio 1.88
carico uniforme permanente variabile
4.50 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

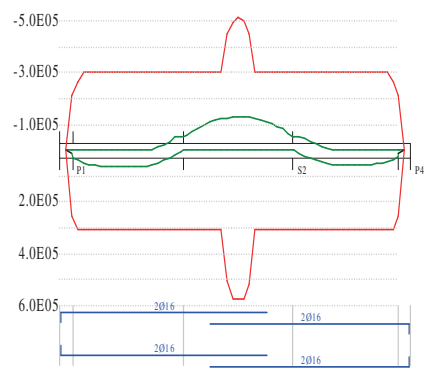
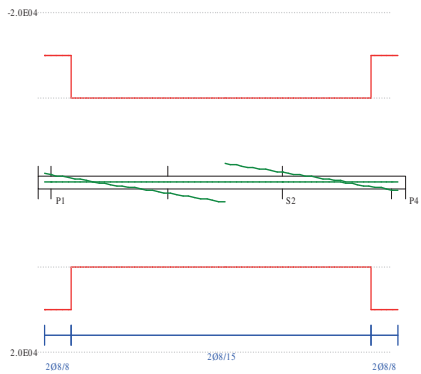
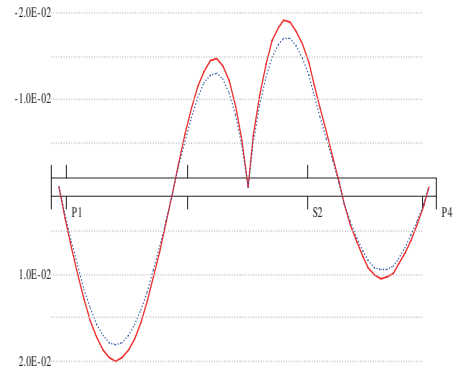


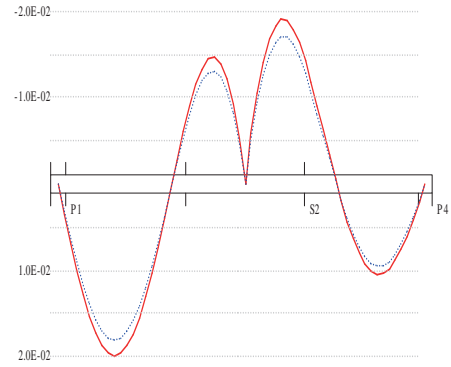
Diagramma dei tagli (daN)



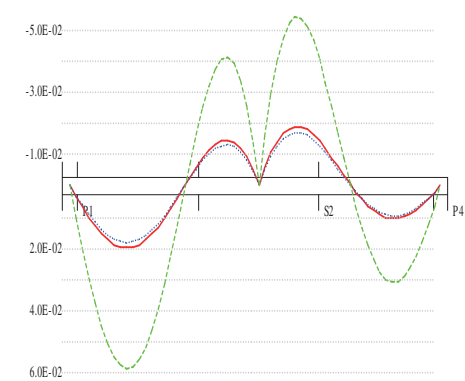
Deformata condizione rara (cm)



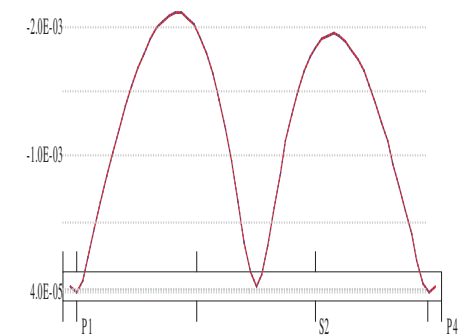
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P1-S2

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	2.8	4.0	3.4	4.0	148	292	2648	.175	.134	.000	.000	366	9		51	150			
40	4.0	4.0	4.0	4.0	349	469	3054	.190	.134	.000	.000	366	7		51	150			
79	4.0	4.0	4.0	4.0	569	627	3054	.190	.068	.000	.000	366	4		51	100			
119	4.0	4.0	4.0	4.0	660	662	3054	.190	.068	.000	.000	366	1		51	100			
119	4.0	4.0	4.0	4.0					.068	.000	.000	366	-1		51	-100			
132	4.0	4.0	4.0	4.0	662	662	3054	.190	.068	.000	.000	366	-2		51	-100			
158	4.0	4.0	4.0	4.0	621	654	3054	.190	.068	.000	.000	366	-3		51	-100			
198	4.0	4.0	4.0	4.0	454	548	3054	.190	.068	.000	.000	366	-7		51	-100			
198	4.0	4.0	4.0	4.0	101	-21	-3054	.190											
237	4.0	4.0	4.0	4.0	156	313	3054	.190	.068	.000	.000	366	-10		51	-100			
237	4.0	4.0	4.0	4.0	-178	-347	-3054	.190											
270	4.0	4.0	4.0	4.0	-486	-486	-3054	.190	.068	.000	.000	366	-13		51	-100			
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	106	3	47	106	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
40	247	7	107	247	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
79	395	11	172	395	11									0.02	0.02	0.02	0.02	0.05	
119	443	13	193	443	13									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
132	437	13	190	437	13									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
158	392	11	170	392	11									0.02	0.02	0.02	0.02	0.05	
198	241	7	105	241	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
237	-9	0	4	-9	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
270	-294	9	128	-294	9									-.01	-.01	-.01	-.01	-.02	

campata n° 2 tra gli appoggi S2-P4

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mea	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
125	4.0	4.0	4.0	4.0	-544	-544	-3054	.190	.068	.000	.000	366	12		51	100			
152	4.0	4.0	4.0	4.0	65	222	3054	.190	.068	.000	.000	366	10		51	100			
152	4.0	4.0	4.0	4.0	-291	-465	-3054	.190											
190	4.0	4.0	4.0	4.0	353	450	3054	.190	.068	.000	.000	366	7		51	100			
190	4.0	4.0	4.0	4.0	-12	-140	-3054	.190											
228	4.0	4.0	4.0	4.0	522	560	3054	.190	.068	.000	.000	366	4		51	100			
266	4.0	4.0	4.0	4.0	571	571	3054	.190	.068	.000	.000	366	1		51	100			
266	4.0	4.0	4.0	4.0					.068	.000	.000	366	0		51	-100			
304	4.0	4.0	4.0	4.0	500	549	3054	.190	.068	.000	.000	366	-3		51	-100			
342	4.0	4.0	4.0	4.0	310	418	3054	.190	.134	.000	.000	366	-7		51	-150			
365	2.8	4.0	3.4	4.0	137	264	2648	.175	.134	.000	.000	366	-8		51	-150			
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
125	-329	10	143	-329	10									-.01	-.01	-.01	-.01	-.04	
152	-98	3	43	-98	3									-.01	-.01	-.01	-.01	-.03	
190	148	4	65	148	4									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
228	303	9	132	303	9									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
266	365	11	159	365	11									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
304	336	10	146	336	10									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	

342	214	6	93	214	6	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
365	95	3	42	95	3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P1	1048	681	752	752	752	752	752	752
	2	S2	4557	3505	3505	3505	3505	3505	3505	3505
	3	P4	973	599	684	684	684	684	684	684

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

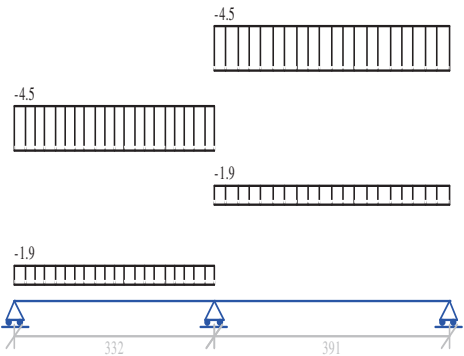
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 25.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata nø 1 332.0 1 25.0 0.00
campata nø 2 391.0 1 25.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio nø nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 P2 30.0 0.0000E+00 diretto
2 P3 30.0 0.0000E+00 diretto
3 S3 250.0 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
4.50 0.00

CAMPATA n. 2
peso proprio 1.88
carico uniforme permanente variabile
4.50 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

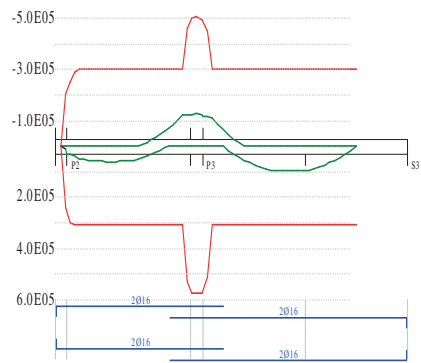
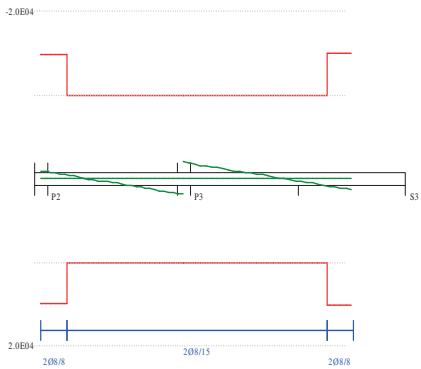
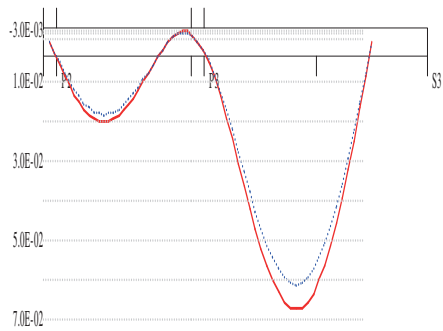


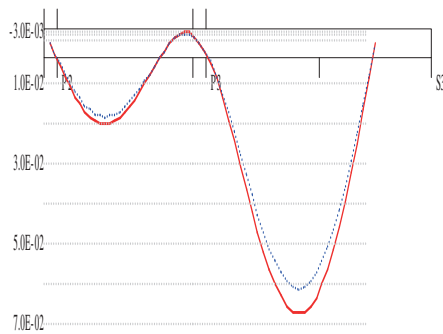
Diagramma dei tagli (daN)



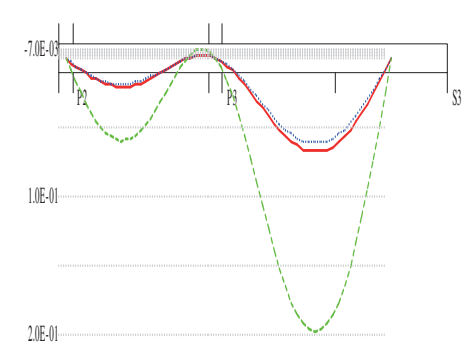
Deformata condizione rara (cm)



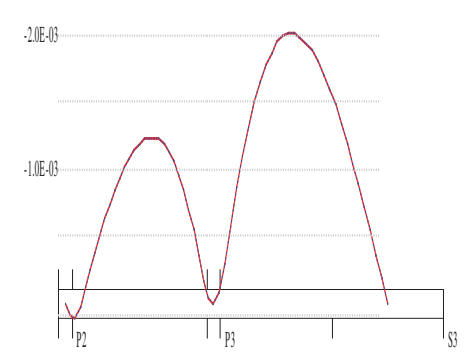
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P2-P3																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	2.8	4.0	3.4	4.0	140	338	2648	.175	.133	.000	.000	366	9		51	149			
33	3.8	4.0	4.0	4.0	285	405	3054	.190	.133	.000	.000	366	7		51	149			
66	4.0	4.0	4.0	4.0	478	547	3054	.190	.068	.000	.000	366	4		51	101			
100	4.0	4.0	4.0	4.0	580	597	3054	.190	.068	.000	.000	366	2		51	101			
122	4.0	4.0	4.0	4.0	598	598	3054	.190	.068	.000	.000	366	-1		51	-101			
133	4.0	4.0	4.0	4.0	591	598	3054	.190	.068	.000	.000	366	-2		51	-101			
166	4.0	4.0	4.0	4.0	511	567	3054	.190	.068	.000	.000	366	-4		51	-101			
199	4.0	4.0	4.0	4.0	339	447	3054	.190	.068	.000	.000	366	-7		51	-101			
199	4.0	4.0	4.0	4.0	41	-88	-3054	.190											
232	4.0	4.0	4.0	4.0	75	236	3054	.190	.068	.000	.000	366	-10		51	-101			
232	4.0	4.0	4.0	4.0	-199	-367	-3054	.190											
266	4.0	4.0	4.0	4.0	-508	-716	-3054	.190	.068	.000	.000	366	-13		51	-101			
299	4.0	4.0	4.0	4.0	-912	-1206	-3054	.190	.068	.000	.000	366	-15		51	-101			
317	6.7	4.0	7.9	4.0	-1206	-1206	-4847	.227	.068	.000	.000	366	-17		51	-101			
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	100	3	44	100	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
33	203	6	88	203	6									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
66	336	10	146	336	10									0.02	0.01	0.02	0.01	0.04	
100	399	12	173	399	12									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
122	401	12	174	401	12									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
133	391	11	170	391	11									0.02	0.02	0.02	0.02	0.06	
166	313	9	136	313	9									0.02	0.02	0.02	0.02	0.05	
199	165	5	72	165	5									0.01	0.01	0.01	0.01	0.04	
232	-54	2	23	-54	2									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
266	-342	10	149	-342	10									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
299	-701	20	305	-701	20									0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	
317	-928	25	377	-928	25									0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	
campata n° 2 tra gli appoggi P3-S3																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	6.7	4.0	7.9	4.0	-1180	-1180	-4884	.227	.068	.000	.000	366	19		51	101			
39	4.0	4.0	4.0	4.0	-753	-1084	-3054	.190	.068	.000	.000	366	17		51	101			
78	4.0	4.0	4.0	4.0	-230	-450	-3054	.190	.068	.000	.000	366	13		51	101			
117	4.0	4.0	4.0	4.0	394	564	3054	.190	.068	.000	.000	366	10		51	101			
117	4.0	4.0	4.0	4.0	140	-28	-3054	.190											
156	4.0	4.0	4.0	4.0	718	827	3054	.190	.068	.000	.000	366	7		51	101			
196	4.0	4.0	4.0	4.0	915	963	3054	.190	.068	.000	.000	366	4		51	101			
235	4.0	4.0	4.0	4.0	985	985	3054	.190	.068	.000	.000	366	1		51	101			
266	4.0	4.0	4.0	4.0	950	983	3054	.190	.068	.000	.000	366	-2		51	-101			
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	-907	24	368	-907	24									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	
39	-579	17	252	-579	17									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
78	-125	4	54	-125	4									0.02	0.02	0.02	0.02	0.07	

117	232	7	101	232	7	0.04	0.04	0.04	0.04	0.12
156	491	14	214	491	14	0.06	0.05	0.06	0.05	0.16
196	653	19	284	653	19	0.07	0.06	0.07	0.06	0.19
235	717	21	312	717	21	0.07	0.06	0.07	0.06	0.20
266	698	20	304	698	20	0.06	0.06	0.06	0.06	0.18

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nø	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P2	995	655	718	718	718	718	718	718
	2	P3	3814	2934	2934	2934	2934	2934	2934	2934
	3	S3	1278	923	957	957	957	957	957	957

T1-03

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

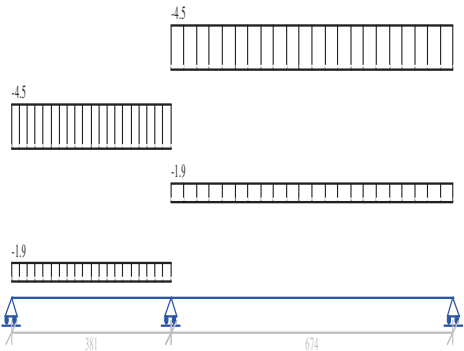
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 25.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata nø 1 381.0 1 25.0 0.00
campata nø 2 674.0 1 25.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio nø nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 P1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 S1 250.0 0.0000E+00 diretto
3 P2 30.0 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
4.50 0.00

CAMPATA n. 2
peso proprio 1.88
carico uniforme permanente variabile
4.50 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

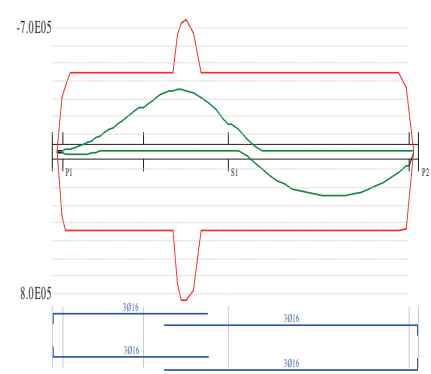
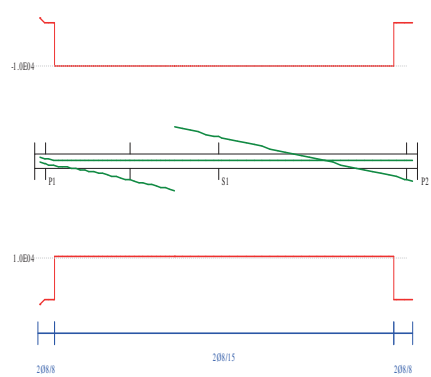
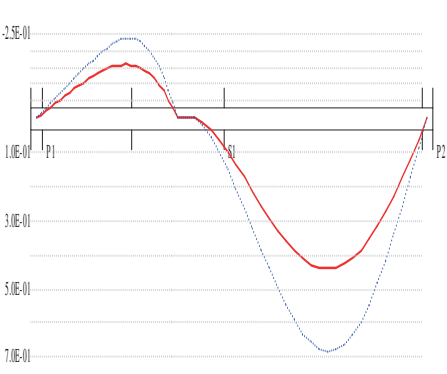


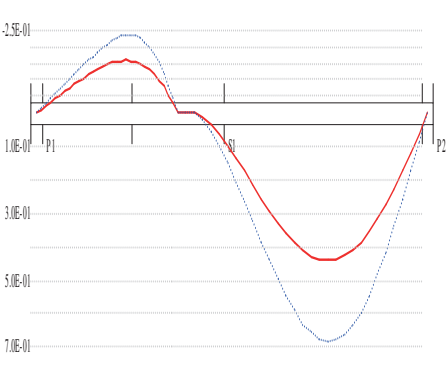
Diagramma dei tagli (daN)



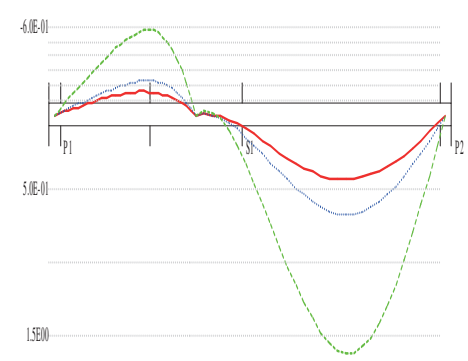
Deformata condizione rara (cm)



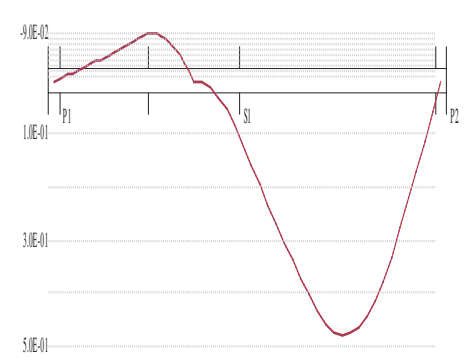
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P-S1																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	4.2	4.0	5.1	4.0	57	97	3812	.213	.126	.000	.000	366	3		51	144			
15	4.2	4.0	5.1	4.0	-31	-84	-3173	.193	.126	.000	.000	366	-3		51	-144			
51	6.0	4.0	6.0	4.0	119	119	4406	.223	.067	.000	.000	366	0		51	99			
51	6.0	4.0	6.0	4.0	-164	-268	-4406	.223	.067	.000	.000	366	-5		51	-99			
38	6.0	4.0	6.0	4.0	109	119	4406	.223	.126	.000	.000	366	1		51	144			
38	6.0	4.0	6.0	4.0	-107	-196	-4406	.223	.126	.000	.000	366	-4		51	-144			
51	6.0	4.0	6.0	4.0	119	119	4406	.223	.067	.000	.000	366	0		51	99			
51	6.0	4.0	6.0	4.0	-164	-268	-4406	.223	.067	.000	.000	366	-5		51	-99			
76	6.0	4.0	6.0	4.0	98	117	4406	.223	.067	.000	.000	366	-6		51	-99			
76	6.0	4.0	6.0	4.0	-307	-442	-4406	.223											
114	6.0	4.0	6.0	4.0	-600	-780	-4406	.223	.067	.000	.000	366	-9		51	-99			
152	6.0	4.0	6.0	4.0	-985	-1211	-4406	.223	.067	.000	.000	366	-11		51	-99			
191	6.0	4.0	6.0	4.0	-1462	-1735	-4406	.223	.067	.000	.000	366	-14		51	-99			
229	6.0	4.0	6.0	4.0	-2032	-2351	-4406	.223	.067	.000	.000	366	-17		51	-99			
256	6.0	4.0	6.0	4.0	-2500	-2500	-4406	.223	.067	.000	.000	366	-20		51	-99			
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	11	0	5	11	0									-.01	-.02	-.01	-.02	-.04	
51	-20	1	8	-20	1									-.04	-.06	-.04	-.06	-.15	
38	1	0	0	1	0									-.03	-.04	-.03	-.04	-.11	
51	-20	1	8	-20	1									-.04	-.06	-.04	-.06	-.15	
76	-91	3	38	-91	3									-.06	-.09	-.06	-.09	-.22	
114	-275	8	114	-275	8									-.10	-.13	-.10	-.13	-.32	
152	-552	15	229	-552	15									-.12	-.17	-.12	-.17	-.42	
191	-921	26	383	-921	26									-.15	-.21	-.15	-.21	-.51	
229	-1383	49	1270	-1383	49					12.1	0.01	0.01	0.01	-.16	-.23	-.16	-.23	-.56	
256	-1773	62	1628	-1773	62					12.1	0.01	0.01	0.01	-.16	-.23	-.16	-.23	-.57	
campata n° 2 tra gli appoggi S1-P2																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
125	6.0	4.0	6.0	4.0	-1558	-1558	-4406	.223	.067	.000	.000	366	26		51	99			
135	6.0	4.0	6.0	4.0	-1311	-1558	-4406	.223	.067	.000	.000	366	25		51	99			
202	6.0	4.0	6.0	4.0	286	627	4406	.223	.067	.000	.000	366	19		51	99			
202	6.0	4.0	6.0	4.0	16	-281	-4406	.223											
270	6.0	4.0	6.0	4.0	1375	1610	4406	.223	.067	.000	.000	366	14		51	99			
337	6.0	4.0	6.0	4.0	2087	2216	4406	.223	.067	.000	.000	366	8		51	99			
404	6.0	4.0	6.0	4.0	2422	2446	4406	.223	.067	.000	.000	366	2		51	99			
427	6.0	4.0	6.0	4.0	2451	2451	4406	.223	.067	.000	.000	366	1		51	99			
472	6.0	4.0	6.0	4.0	2382	2428	4406	.223	.067	.000	.000	366	-3		51	-99			
539	6.0	4.0	6.0	4.0	1964	2116	4406	.223	.067	.000	.000	366	-9		51	-99			
607	6.0	4.0	6.0	4.0	1170	1428	4406	.223	.067	.000	.000	366	-15		51	-99			
659	4.2	4.0	5.1	4.0	293	760	3812	.213	.126	.000	.000	366	-19		51	-144			
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
125	-1198	42	1100	-1198	42					12.1	0.01	0.01	0.01	0.08	0.13	0.08	0.13	0.28	

135	-1008	28	419	-1008	28						0.10	0.15	0.10	0.15	0.33
202	131	4	55	131	4						0.21	0.33	0.21	0.33	0.75
270	981	27	407	981	27						0.33	0.50	0.33	0.50	1.16
337	1542	54	1416	1542	54	12.1	0.01	0.01	0.01		0.41	0.63	0.41	0.63	1.48
404	1813	64	1665	1813	64	12.1	0.01	0.01	0.01		0.44	0.68	0.44	0.68	1.62
427	1839	64	1688	1839	64	12.1	0.01	0.01	0.01		0.44	0.68	0.44	0.68	1.61
472	1794	63	1647	1794	63	12.1	0.01	0.01	0.01		0.41	0.63	0.41	0.63	1.51
539	1486	52	1364	1486	52	12.1	0.01	0.01	0.01		0.32	0.48	0.32	0.48	1.15
607	888	25	368	888	25						0.17	0.26	0.17	0.26	0.61
659	223	6	95	223	6						0.04	0.06	0.04	0.06	0.14

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nø	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P1	445	-160	124	124	124	124	124	124
	2	S1	6592	5070	5070	5070	5070	5070	5070	5070
	3	P2	2016	1507	1532	1532	1532	1532	1532	1532

PRIMO 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

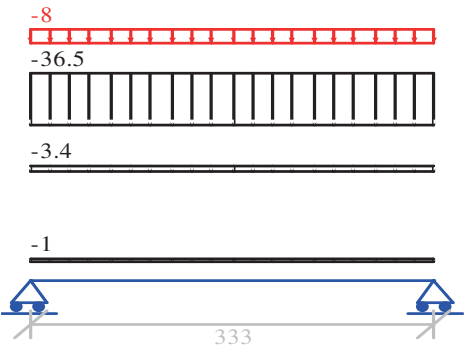
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 45.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata n° 1 333.0 1 45.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 P2 30.0 0.0000E+00 diretto
2 P3 30.0 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 3.38
carico uniforme permanente variabile
36.50 7.95
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

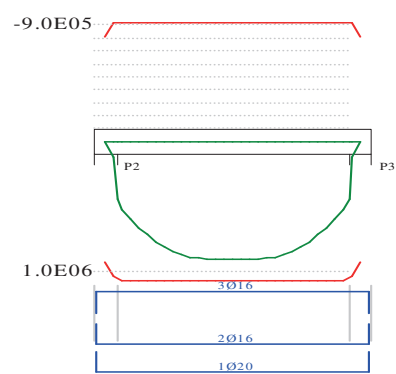
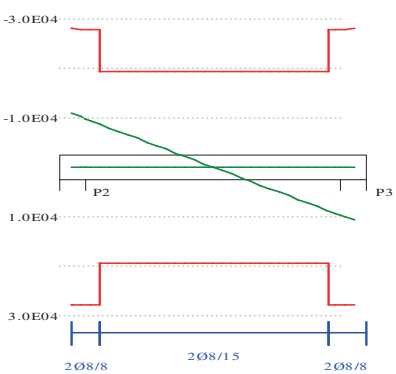
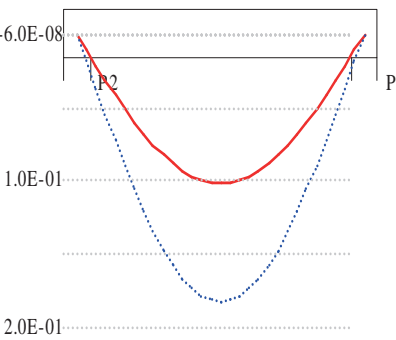


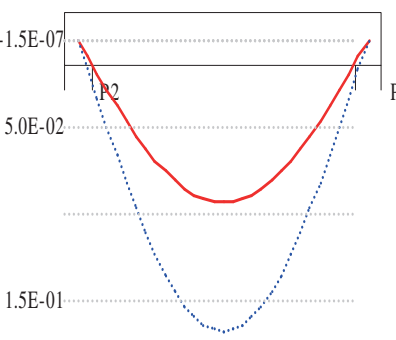
Diagramma dei tagli (daN)



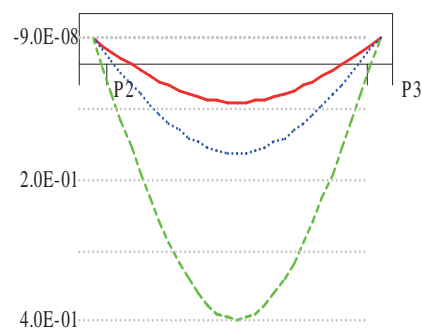
Deformata condizione rara (cm)



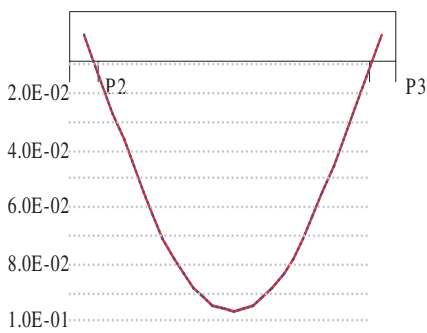
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P2-P3																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	6.0	4.0	7.1	4.1	1552	4441	10656	.140	.126	.000	.000	713	99		99	280			
33	6.0	4.0	7.2	4.1	3247	5993	10719	.141	.067	.000	.000	713	87		99	193			
67	6.0	4.0	7.2	4.1	5772	7718	10719	.141	.067	.000	.000	713	65		99	193			
100	6.0	4.0	7.2	4.1	7575	8723	10719	.141	.067	.000	.000	713	43		99	193			
133	6.0	4.0	7.2	4.1	8658	9018	10719	.141	.067	.000	.000	713	22		99	193			
167	6.0	4.0	7.2	4.1	9018	9018	10719	.141	.067	.000	.000	713	0		99	-193			
200	6.0	4.0	7.2	4.1	8658	9018	10719	.141	.067	.000	.000	713	-22		99	-193			
233	6.0	4.0	7.2	4.1	7575	8723	10719	.141	.067	.000	.000	713	-43		99	-193			
266	6.0	4.0	7.2	4.1	5772	7718	10719	.141	.067	.000	.000	713	-65		99	-193			
300	6.0	4.0	7.2	4.1	3247	5993	10719	.141	.067	.000	.000	713	-87		99	-193			
318	6.0	4.0	7.1	4.1	1552	4441	10656	.140	.126	.000	.000	713	-99		99	-280			
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	1164	10	151	1032	9									0.01	0.02	0.01	0.02	0.05	
33	2436	21	316	2159	19									0.03	0.05	0.03	0.05	0.12	
67	4331	48	1643	3838	42	14.5	0.01	0.01	0.01					0.06	0.11	0.05	0.09	0.23	
100	5685	62	2156	5037	55	14.5	0.02	0.02	0.02					0.08	0.15	0.07	0.13	0.32	
133	6497	71	2464	5756	63	14.5	0.03	0.02	0.02					0.10	0.17	0.09	0.15	0.38	
167	6768	74	2567	5996	66	14.5	0.03	0.02	0.02					0.10	0.18	0.09	0.16	0.40	
200	6497	71	2464	5756	63	14.5	0.03	0.02	0.02					0.10	0.17	0.09	0.15	0.38	
233	5685	62	2156	5037	55	14.5	0.02	0.02	0.02					0.08	0.15	0.07	0.13	0.32	
266	4331	48	1643	3838	42	14.5	0.01	0.01	0.01					0.06	0.11	0.05	0.09	0.23	
300	2436	21	316	2159	19									0.03	0.05	0.03	0.05	0.12	
318	1164	10	151	1032	9									0.01	0.02	0.01	0.02	0.05	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P2	10833	6806	8129	6806	7468	6806	7203	6806
	2	P3	10833	6806	8129	6806	7468	6806	7203	6806

T2-02

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

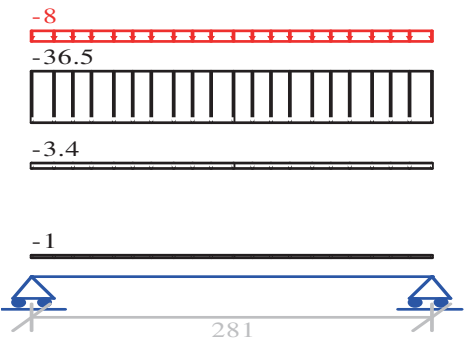
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 45.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
281.0 1 45.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 P3 30.0 0.0000E+00 diretto
2 S3 30.0 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 3.38
carico uniforme permanente variabile
36.50 7.95
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

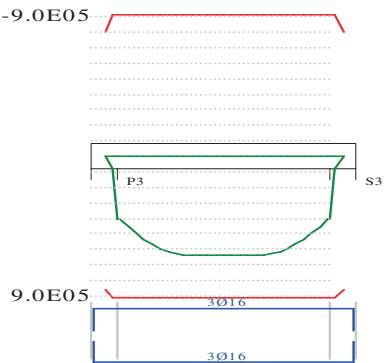
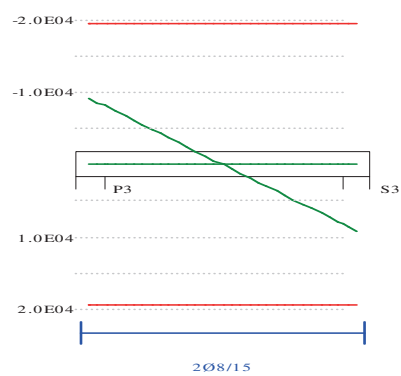
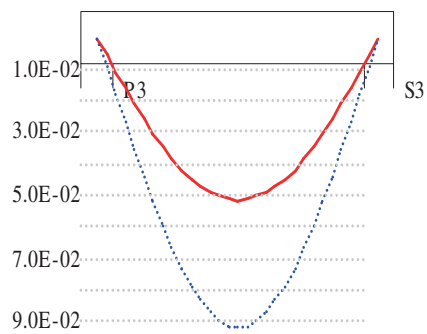


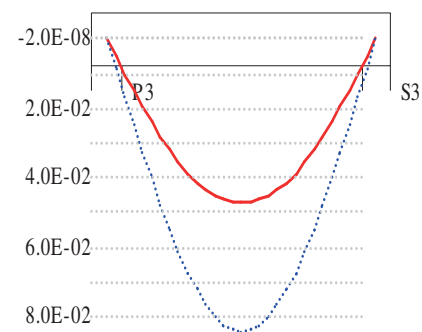
Diagramma dei tagli (daN)



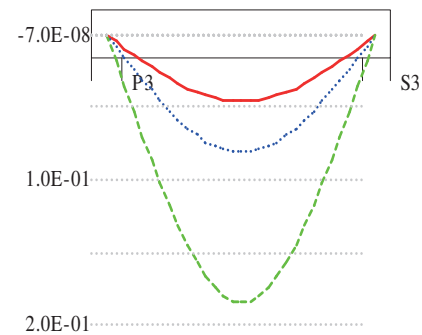
Deformata condizione rara (cm)



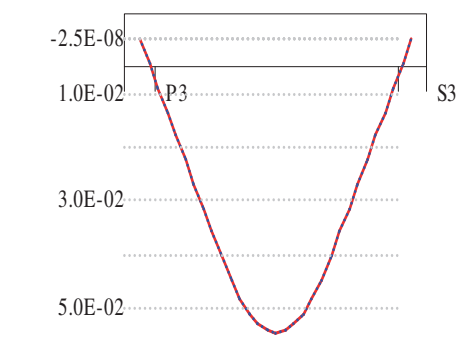
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P3-S3

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	6.0	4.0	6.0	4.0	1298	4077	9100	.128	.067	.000	.000	715	82		99	194			
28	6.0	4.0	6.0	4.0	2312	4566	9100	.128	.067	.000	.000	715	73		99	194			
56	6.0	4.0	6.0	4.0	4110	5689	9100	.128	.067	.000	.000	715	55		99	194			
84	6.0	4.0	6.0	4.0	5394	6299	9100	.128	.067	.000	.000	715	37		99	194			
112	6.0	4.0	6.0	4.0	6165	6422	9100	.128	.067	.000	.000	715	18		99	194			
141	6.0	4.0	6.0	4.0	6422	6422	9100	.128	.067	.000	.000	715	0		99	194			
169	6.0	4.0	6.0	4.0	6165	6422	9100	.128	.067	.000	.000	715	-18		99	-194			
197	6.0	4.0	6.0	4.0	5394	6299	9100	.128	.067	.000	.000	715	-37		99	-194			
225	6.0	4.0	6.0	4.0	4110	5689	9100	.128	.067	.000	.000	715	-55		99	-194			
253	6.0	4.0	6.0	4.0	2312	4566	9100	.128	.067	.000	.000	715	-73		99	-194			
266	6.0	4.0	6.0	4.0	1298	4077	9100	.128	.067	.000	.000	715	-82		99	-194			
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	974	9	128	863	8									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	
28	1735	15	228	1537	13									0.02	0.03	0.01	0.02	0.05	
56	3084	27	405	2733	24									0.03	0.05	0.03	0.05	0.10	
84	4048	47	1808	3587	42	14.6	0.01	0.01	0.01					0.04	0.07	0.04	0.06	0.14	
112	4626	54	2066	4099	48	14.6	0.02	0.02	0.01					0.05	0.09	0.04	0.08	0.17	
141	4819	56	2152	4270	50	14.6	0.02	0.02	0.02					0.05	0.09	0.05	0.08	0.18	
169	4626	54	2066	4099	48	14.6	0.02	0.02	0.01					0.05	0.09	0.04	0.08	0.17	
197	4048	47	1808	3587	42	14.6	0.01	0.01	0.01					0.04	0.07	0.04	0.06	0.14	
225	3084	27	405	2733	24									0.03	0.05	0.03	0.05	0.10	
253	1735	15	228	1537	13									0.02	0.03	0.01	0.02	0.05	
266	974	9	128	863	8									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P3	9141	5743	6860	5743	6301	5743	6078	5743
	2	S3	9141	5743	6860	5743	6301	5743	6078	5743

T2-03

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

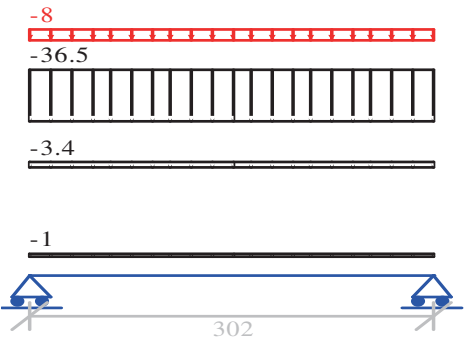
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 45.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
302.0 1 45.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 S3 30.0 0.0000E+00 diretto
2 MUR 30.0 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 3.38
carico uniforme permanente variabile
36.50 7.95
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

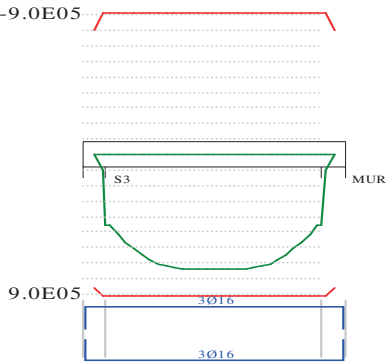
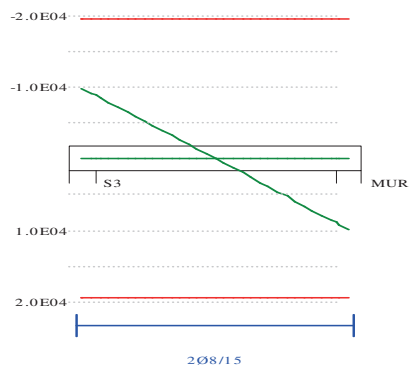
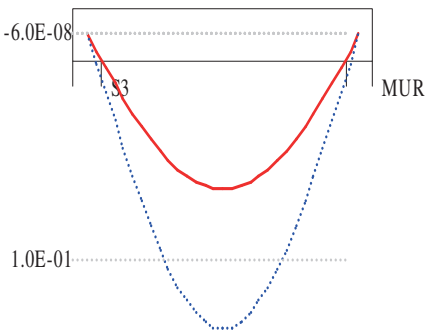


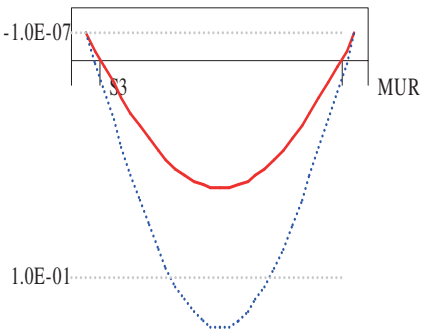
Diagramma dei tagli (daN)



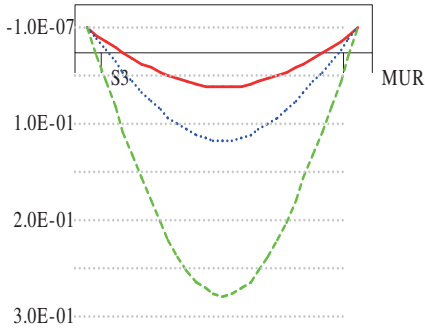
Deformata condizione rara (cm)



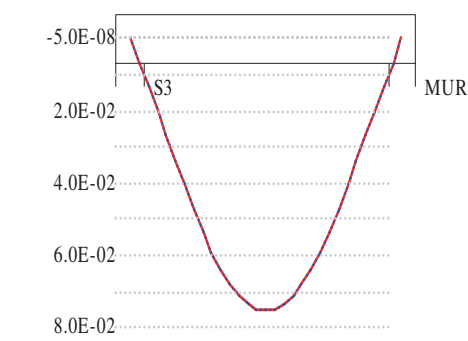
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi S3-MUR																			
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	6.0	4.0	6.0	4.0	1400	4538	9100	.128	.067	.000	.000	715	88		99	194			
30	6.0	4.0	6.0	4.0	2670	5120	9100	.128	.067	.000	.000	715	79		99	194			
60	6.0	4.0	6.0	4.0	4747	6472	9100	.128	.067	.000	.000	715	59		99	194			
91	6.0	4.0	6.0	4.0	6231	7230	9100	.128	.067	.000	.000	715	39		99	194			
121	6.0	4.0	6.0	4.0	7121	7417	9100	.128	.067	.000	.000	715	20		99	194			
151	6.0	4.0	6.0	4.0	7417	7417	9100	.128	.067	.000	.000	715	0		99	194			
181	6.0	4.0	6.0	4.0	7121	7417	9100	.128	.067	.000	.000	715	-20		99	-194			
211	6.0	4.0	6.0	4.0	6231	7230	9100	.128	.067	.000	.000	715	-39		99	-194			
242	6.0	4.0	6.0	4.0	4747	6472	9100	.128	.067	.000	.000	715	-59		99	-194			
272	6.0	4.0	6.0	4.0	2670	5120	9100	.128	.067	.000	.000	715	-79		99	-194			
287	6.0	4.0	6.0	4.0	1400	4538	9100	.128	.067	.000	.000	715	-88		99	-194			
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	1051	9	138	931	8									0.01	0.02	0.01	0.02	0.04	
30	2004	18	263	1775	16									0.02	0.04	0.02	0.03	0.08	
60	3562	41	1591	3156	37	14.6	0.01	0.01	0.01					0.04	0.07	0.04	0.07	0.16	
91	4676	54	2088	4143	48	14.6	0.02	0.02	0.02					0.06	0.11	0.05	0.09	0.22	
121	5344	62	2387	4735	55	14.6	0.02	0.02	0.02					0.07	0.12	0.06	0.11	0.26	
151	5566	65	2486	4932	57	14.6	0.02	0.02	0.02					0.07	0.13	0.06	0.12	0.28	
181	5344	62	2387	4735	55	14.6	0.02	0.02	0.02					0.07	0.12	0.06	0.11	0.26	
211	4676	54	2088	4143	48	14.6	0.02	0.02	0.02					0.06	0.11	0.05	0.09	0.22	
242	3562	41	1591	3156	37	14.6	0.01	0.01	0.01					0.04	0.07	0.04	0.07	0.16	
272	2004	18	263	1775	16									0.02	0.04	0.02	0.03	0.08	
287	1051	9	138	931	8									0.01	0.02	0.01	0.02	0.04	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	S3	9824	6172	7373	6172	6772	6172	6532	6172
	2	MUR	9824	6172	7373	6172	6772	6172	6532	6172

T2-04

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

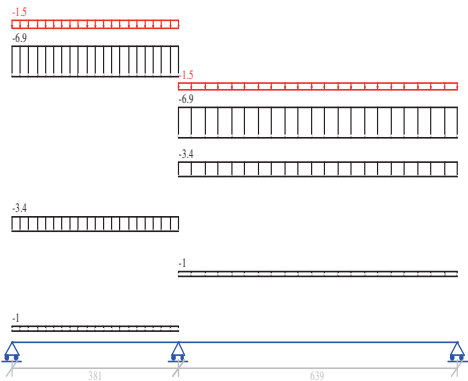
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 45.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata nø 1 381.0 1 45.0 0.00
campata nø 2 639.0 1 45.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio nø nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 P1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 S1 250.0 0.0000E+00 diretto
3 P2 30.0 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 3.38
carico uniforme permanente variabile
6.88 1.50
1.00 0.00

CAMPATA n. 2
peso proprio 3.38
carico uniforme permanente variabile
6.88 1.50
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

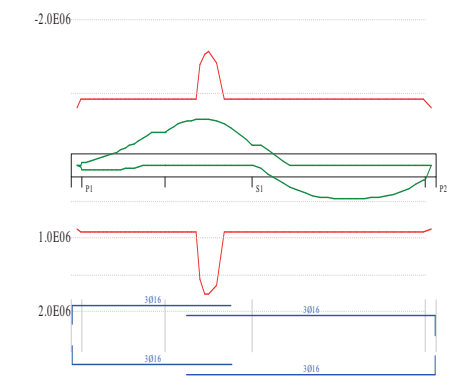
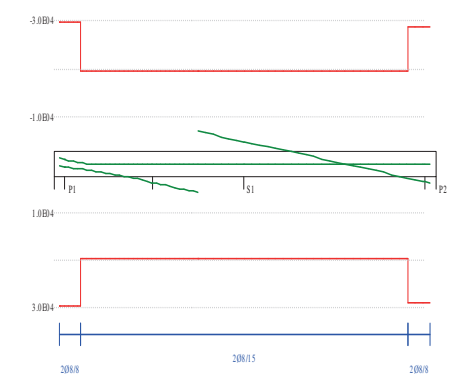
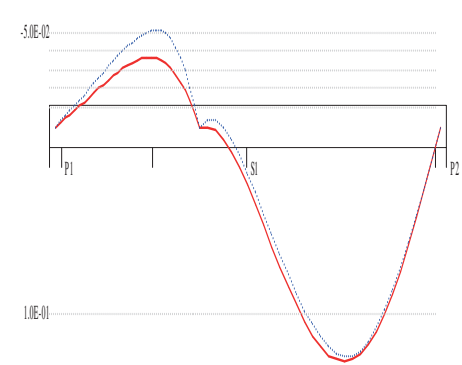


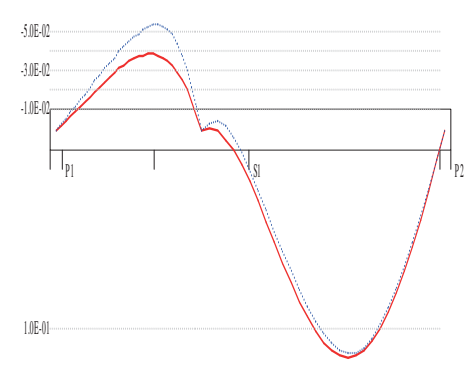
Diagramma dei tagli (daN)



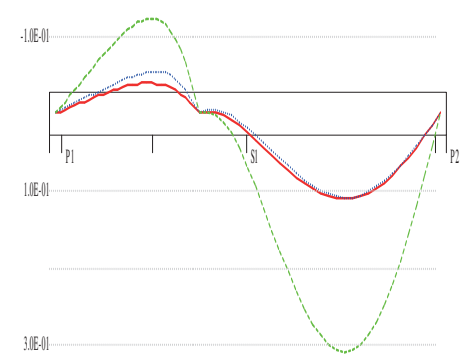
Deformata condizione rara (cm)



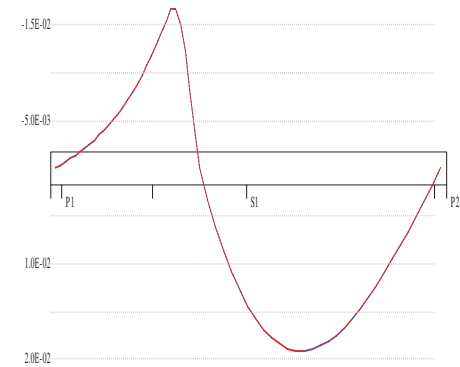
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P1-S1

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	6.0	4.0	6.0	4.0	180	498	9100	.128	.136	.000	.000	715	11		99	297			
15	6.0	4.0	6.0	4.0	-65	-438	-9100	.128	.136	.000	.000	715	-5		99	-297			
38	6.0	4.0	6.0	4.0	383	520	9100	.128	.136	.000	.000	715	7		99	297			
38	6.0	4.0	6.0	4.0	-216	-581	-9100	.128	.136	.000	.000	715	-8		99	-297			
76	6.0	4.0	6.0	4.0	522	522	9100	.128	.068	.000	.000	715	0		99	197			
76	6.0	4.0	6.0	4.0	-594	-1118	-9100	.128	.068	.000	.000	715	-12		99	-197			
114	6.0	4.0	6.0	4.0	415	521	9100	.128	.068	.000	.000	715	-16		99	-197			
114	6.0	4.0	6.0	4.0	-1137	-1819	-9100	.128											
152	6.0	4.0	6.0	4.0	63	406	9100	.128	.068	.000	.000	715	-21		99	-197			
152	6.0	4.0	6.0	4.0	-1843	-2683	-9100	.128											
191	6.0	4.0	6.0	4.0	-2712	-3710	-9100	.128	.068	.000	.000	715	-26		99	-197			
229	6.0	4.0	6.0	4.0	-3744	-4588	-9100	.128	.068	.000	.000	715	-33		99	-197			
256	6.0	4.0	6.0	4.0	-4588	-4588	-9100	.128	.068	.000	.000	715	-37		99	-197			
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	82	1	11	57	0									0.00	0.00	0.00	0.00	-.01	
38	151	1	20	92	1									-.01	-.01	-.01	-.01	-.02	
38	-8	0	1	45	1														
76	118	1	15	15	0									-.01	-.02	-.01	-.02	-.05	
76	-180	2	24	-74	0														
114	-515	5	68	-357	3									-.02	-.03	-.02	-.03	-.07	
152	-1013	9	133	-802	7									-.03	-.03	-.03	-.04	-.09	
191	-1675	15	220	-1411	12									-.03	-.04	-.04	-.05	-.11	
229	-2500	22	329	-2184	19									-.04	-.05	-.04	-.05	-.12	
256	-3195	28	420	-2840	25									-.04	-.05	-.04	-.05	-.12	

campata n° 2 tra gli appoggi S1-P2

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mea	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
125	6.0	4.0	6.0	4.0	-2637	-2637	-9100	.128	.068	.000	.000	715	49		99	197			
128	6.0	4.0	6.0	4.0	-2502	-2637	-9100	.128	.068	.000	.000	715	48		99	197			
192	6.0	4.0	6.0	4.0	582	1805	9100	.128	.068	.000	.000	715	37		99	197			
192	6.0	4.0	6.0	4.0	-210	-1320	-9100	.128											
256	6.0	4.0	6.0	4.0	2567	3392	9100	.128	.068	.000	.000	715	26		99	197			
320	6.0	4.0	6.0	4.0	3863	4289	9100	.128	.068	.000	.000	715	16		99	197			
383	6.0	4.0	6.0	4.0	4469	4517	9100	.128	.068	.000	.000	715	5		99	197			
405	6.0	4.0	6.0	4.0	4517	4517	9100	.128	.068	.000	.000	715	2		99	197			
447	6.0	4.0	6.0	4.0	4385	4510	9100	.128	.068	.000	.000	715	-7		99	-197			
511	6.0	4.0	6.0	4.0	3613	4136	9100	.128	.068	.000	.000	715	-17		99	-197			
575	6.0	4.0	6.0	4.0	2151	3072	9100	.128	.068	.000	.000	715	-28		99	-197			
624	6.0	4.0	6.0	4.0	567	1980	9100	.128	.132	.000	.000	715	-37		99	-290			
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
125	-1993	17	262	-1829	16									0.03	0.02	0.02	0.02	0.07	
128	-1891	17	249	-1735	15									0.03	0.03	0.02	0.02	0.07	
192	264	2	35	183	2									0.06	0.06	0.05	0.05	0.15	

256	1789	16	235	1591	14						0.10	0.09	0.08	0.08	0.23
320	2793	24	367	2521	22						0.12	0.11	0.10	0.10	0.29
383	3276	29	431	2972	26						0.13	0.12	0.11	0.11	0.31
405	3321	39	1483	3017	35	14.6	0.01	0.01	0.01		0.12	0.12	0.11	0.11	0.31
447	3238	28	426	2946	26						0.12	0.11	0.10	0.10	0.29
511	2680	23	352	2442	21						0.09	0.09	0.08	0.08	0.22
575	1600	14	210	1460	13						0.05	0.05	0.04	0.04	0.12
624	422	4	56	386	3						0.01	0.01	0.01	0.01	0.03

REAZIONI VINCOLARI

			ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
appoggio	nø	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P1	1328	-351	640	193	515	292	466	331
	2	S1	12808	8539	9677	8539	9108	8539	8881	8539
	3	P2	3906	2470	2912	2529	2731	2540	2659	2544

T2-05

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

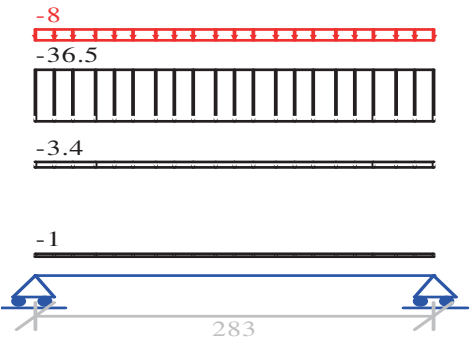
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 45.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
luce sezione altezza finale Y asse
campata n° 1 283.0 1 45.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 P1 30.0 0.0000E+00 diretto
2 S2 30.0 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 3.38
carico uniforme permanente 36.50 variabile 7.95
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

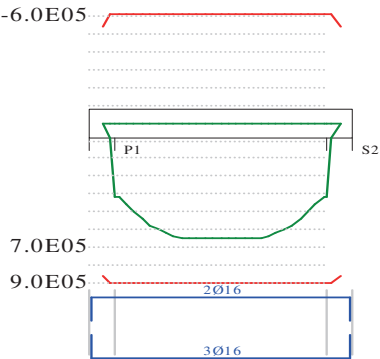
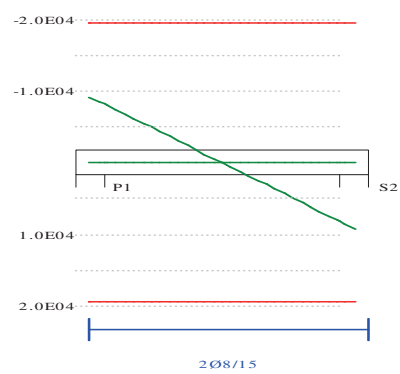
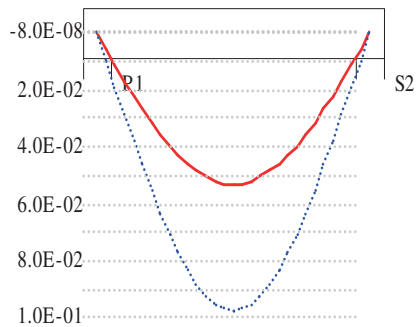


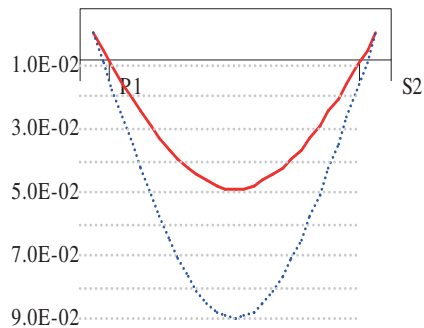
Diagramma dei tagli (daN)



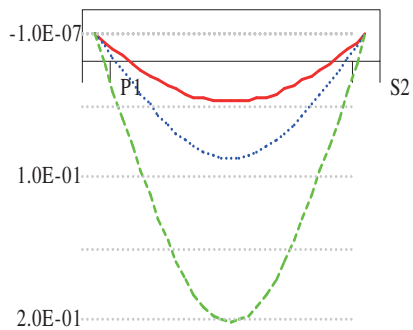
Deformata condizione rara (cm)



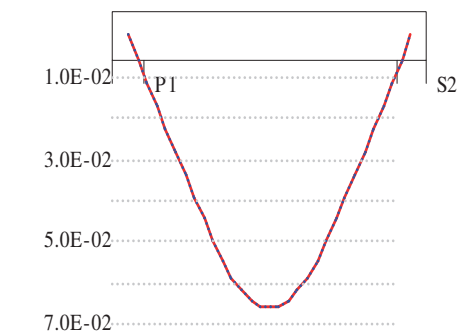
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P-S2																			
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	1308	4120	9104	.133	.067	.000	.000	715	82		99	194			
28	4.0	4.0	6.0	4.0	2345	4617	9104	.133	.067	.000	.000	715	74		99	194			
57	4.0	4.0	6.0	4.0	4169	5762	9104	.133	.067	.000	.000	715	55		99	194			
85	4.0	4.0	6.0	4.0	5471	6385	9104	.133	.067	.000	.000	715	37		99	194			
113	4.0	4.0	6.0	4.0	6253	6513	9104	.133	.067	.000	.000	715	18		99	194			
142	4.0	4.0	6.0	4.0	6513	6513	9104	.133	.067	.000	.000	715	0		99	194			
170	4.0	4.0	6.0	4.0	6253	6513	9104	.133	.067	.000	.000	715	-18		99	-194			
198	4.0	4.0	6.0	4.0	5471	6385	9104	.133	.067	.000	.000	715	-37		99	-194			
226	4.0	4.0	6.0	4.0	4169	5762	9104	.133	.067	.000	.000	715	-55		99	-194			
255	4.0	4.0	6.0	4.0	2345	4617	9104	.133	.067	.000	.000	715	-74		99	-194			
268	4.0	4.0	6.0	4.0	1308	4120	9104	.133	.067	.000	.000	715	-82		99	-194			
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srm	wk	wk	wk	srm	wks	wks	wks	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.QP	creep
15	981	9	130	870	8									0.01	0.02	0.01	0.01	0.03	
28	1760	16	234	1559	14									0.02	0.03	0.01	0.03	0.06	
57	3128	28	416	2772	25									0.03	0.05	0.03	0.05	0.11	
85	4106	51	1839	3638	45	14.6	0.01	0.01	0.01					0.04	0.08	0.04	0.07	0.16	
113	4692	58	2102	4158	51	14.6	0.02	0.02	0.02					0.05	0.09	0.04	0.08	0.19	
142	4888	60	2190	4331	53	14.6	0.02	0.02	0.02					0.05	0.10	0.05	0.09	0.20	
170	4692	58	2102	4158	51	14.6	0.02	0.02	0.02					0.05	0.09	0.04	0.08	0.19	
198	4106	51	1839	3638	45	14.6	0.01	0.01	0.01					0.04	0.08	0.04	0.07	0.16	
226	3128	28	416	2772	25									0.03	0.05	0.03	0.05	0.11	
255	1760	16	234	1559	14									0.02	0.03	0.01	0.03	0.06	
268	981	9	130	870	8									0.01	0.02	0.01	0.01	0.03	

REAZIONI VINCOLARI

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n°	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P1	9206	5784	6909	5784	6346	5784	6121	5784
	2	S2	9206	5784	6909	5784	6346	5784	6121	5784

T2-06

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

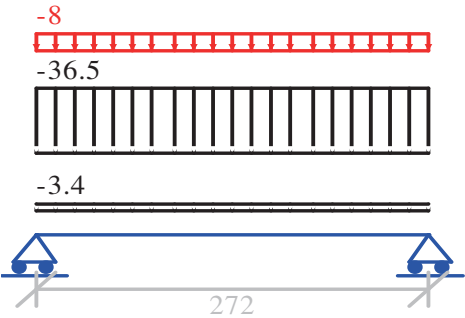
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 45.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
272.0 1 45.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 S2 30.0 0.0000E+00 diretto
2 P4 30.0 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 3.38
carico uniforme permanente variabile
36.50 7.95

Diagramma dei momenti (daN*cm)

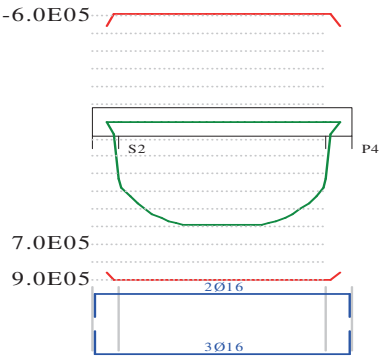
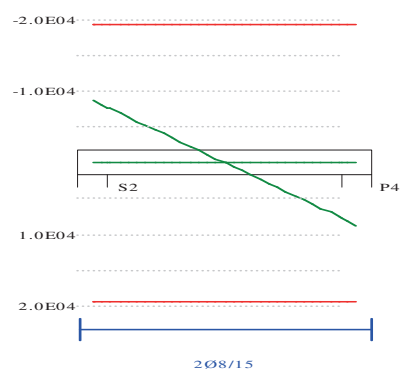
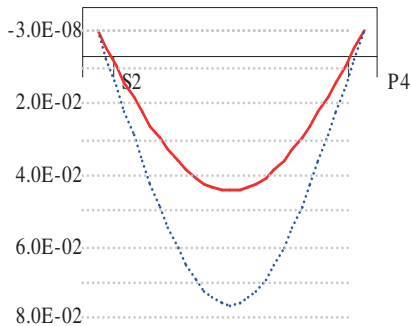


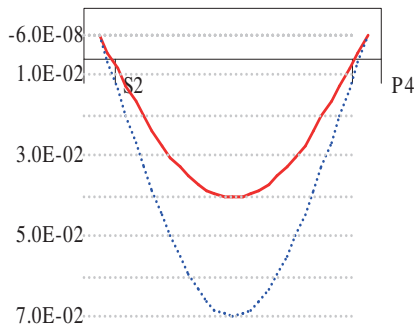
Diagramma dei tagli (daN)



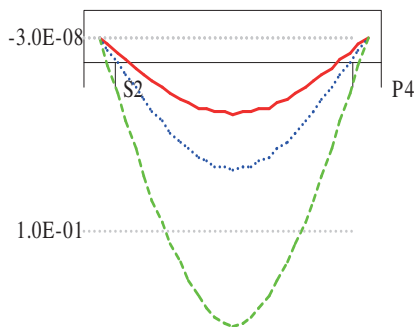
Deformata condizione rara (cm)



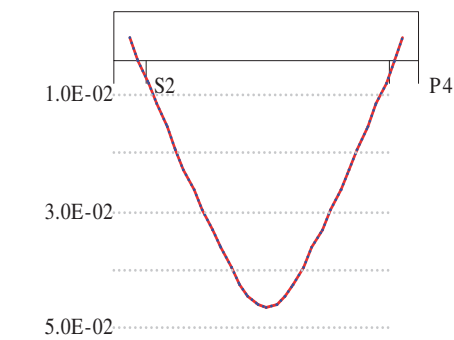
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi S2-P4																			
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	1229	3311	9104	.133	.067	.000	.000	715	77		99	194			
27	4.0	4.0	6.0	4.0	2123	4247	9104	.133	.067	.000	.000	715	69		99	194			
54	4.0	4.0	6.0	4.0	3774	5258	9104	.133	.067	.000	.000	715	52		99	194			
82	4.0	4.0	6.0	4.0	4953	5797	9104	.133	.067	.000	.000	715	35		99	194			
109	4.0	4.0	6.0	4.0	5661	5897	9104	.133	.067	.000	.000	715	17		99	194			
136	4.0	4.0	6.0	4.0	5897	5897	9104	.133	.067	.000	.000	715	0		99	-194			
163	4.0	4.0	6.0	4.0	5661	5897	9104	.133	.067	.000	.000	715	-17		99	-194			
190	4.0	4.0	6.0	4.0	4953	5797	9104	.133	.067	.000	.000	715	-35		99	-194			
218	4.0	4.0	6.0	4.0	3774	5258	9104	.133	.067	.000	.000	715	-52		99	-194			
245	4.0	4.0	6.0	4.0	2123	4247	9104	.133	.067	.000	.000	715	-69		99	-194			
257	4.0	4.0	6.0	4.0	1229	3311	9104	.133	.067	.000	.000	715	-77		99	-194			
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	922	8	123	815	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	
27	1592	14	212	1407	13									0.01	0.02	0.01	0.02	0.04	
54	2831	25	376	2501	23									0.03	0.04	0.02	0.04	0.08	
82	3715	46	1664	3283	40	14.6	0.01	0.01	0.01					0.04	0.06	0.03	0.05	0.12	
109	4246	52	1902	3752	46	14.6	0.02	0.01	0.01					0.04	0.07	0.04	0.06	0.14	
136	4423	54	1981	3908	48	14.6	0.02	0.01	0.01					0.04	0.08	0.04	0.07	0.15	
163	4246	52	1902	3752	46	14.6	0.02	0.01	0.01					0.04	0.07	0.04	0.06	0.14	
190	3715	46	1664	3283	40	14.6	0.01	0.01	0.01					0.04	0.06	0.03	0.05	0.12	
218	2831	25	376	2501	23									0.03	0.04	0.02	0.04	0.08	
245	1592	14	212	1407	13									0.01	0.02	0.01	0.02	0.04	
257	922	8	123	815	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	S2	8672	5423	6504	5423	5964	5423	5747	5423
	2	P4	8672	5423	6504	5423	5964	5423	5747	5423

T2-07

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

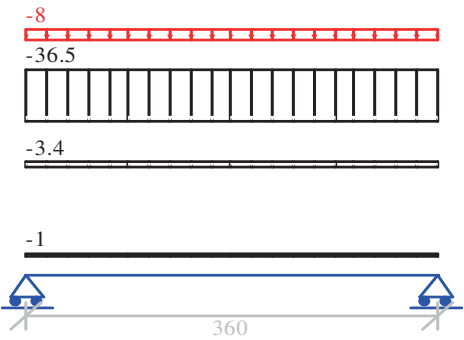
GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 45.0 B 30.0 Cs 2.0 Ci 2.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n° 1 luce sezione altezza finale Y asse
360.0 1 45.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n° nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 P4 30.0 0.0000E+00 diretto
2 MUR 30.0 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 3.38
carico uniforme permanente variabile
36.50 7.95
1.00 0.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

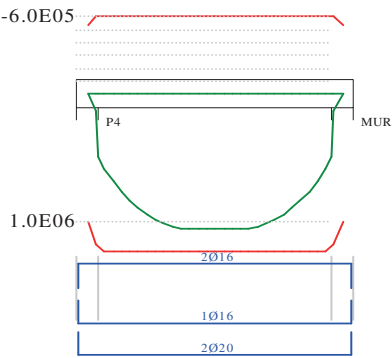
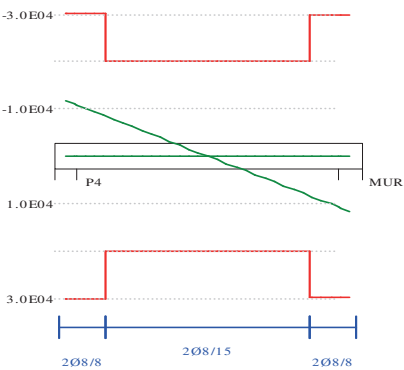
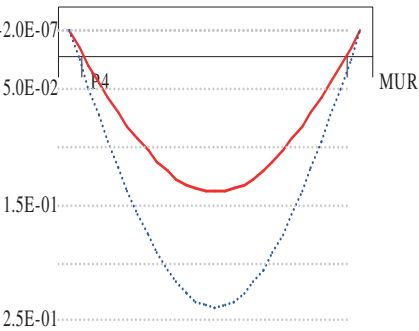


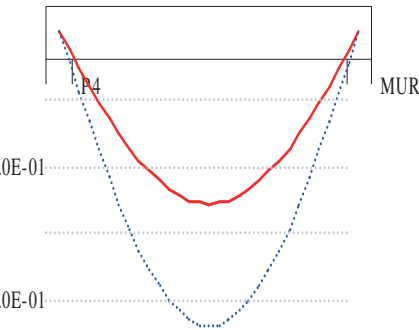
Diagramma dei tagli (daN)



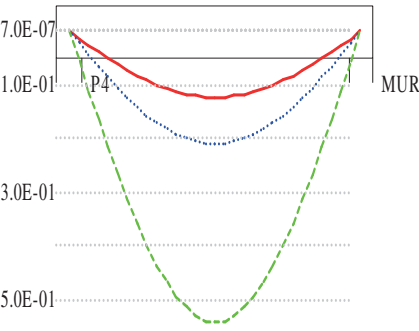
Deformata condizione rara (cm)



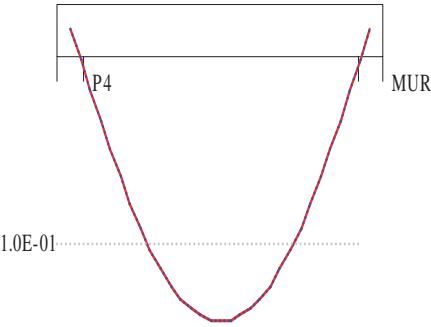
Deformata condizione frequente (cm)



Deformata condizione quasi permanente (cm)



Deformata da ritiro (cm)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN).

campata n° 1 tra gli appoggi P4-MUR

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mea	Msd	Mu	x/d	Ast	Afp+	Afp-	Vrd2	Vsd	Vsd.rid	Vcd	Vrd3			
15	4.0	4.0	8.2	4.2	1683	4946	12187	.161	.140	.000	.000	712	107		99	300			
36	4.0	4.0	8.3	4.2	3794	6805	12311	.163	.140	.000	.000	712	94		99	300			
72	4.0	4.0	8.3	4.2	6746	8892	12311	.163	.070	.000	.000	712	70		99	200			
108	4.0	4.0	8.3	4.2	8854	10136	12311	.163	.070	.000	.000	712	47		99	200			
144	4.0	4.0	8.3	4.2	10119	10540	12311	.163	.070	.000	.000	712	23		99	200			
180	4.0	4.0	8.3	4.2	10540	10540	12311	.163	.070	.000	.000	712	0		99	200			
216	4.0	4.0	8.3	4.2	10119	10540	12311	.163	.070	.000	.000	712	-23		99	-200			
252	4.0	4.0	8.3	4.2	8854	10136	12311	.163	.070	.000	.000	712	-47		99	-200			
288	4.0	4.0	8.3	4.2	6746	8892	12311	.163	.070	.000	.000	712	-70		99	-200			
324	4.0	4.0	8.3	4.2	3794	6805	12311	.163	.139	.000	.000	712	-94		99	-299			
345	4.0	4.0	8.2	4.2	1683	4946	12187	.161	.139	.000	.000	712	-107		99	-299			
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	1263	11	163	1119	10									0.02	0.03	0.02	0.03	0.07	
36	2847	25	368	2523	22									0.04	0.07	0.04	0.06	0.16	
72	5062	56	1677	4485	50	13.9	0.01	0.01	0.01					0.08	0.14	0.07	0.12	0.31	
108	6644	74	2201	5887	65	13.9	0.02	0.02	0.02					0.11	0.19	0.10	0.17	0.44	
144	7593	84	2516	6728	75	13.9	0.03	0.02	0.02					0.13	0.23	0.12	0.20	0.52	
180	7910	88	2621	7008	78	13.9	0.03	0.02	0.02					0.14	0.24	0.12	0.21	0.54	
216	7593	84	2516	6728	75	13.9	0.03	0.02	0.02					0.13	0.23	0.12	0.20	0.52	
252	6644	74	2201	5887	65	13.9	0.02	0.02	0.02					0.11	0.19	0.10	0.17	0.44	
288	5062	56	1677	4485	50	13.9	0.01	0.01	0.01					0.08	0.14	0.07	0.12	0.31	
324	2847	25	368	2523	22									0.04	0.07	0.04	0.06	0.16	
345	1263	11	163	1119	10									0.02	0.03	0.02	0.03	0.07	

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n°	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	P4	11711	7358	8789	7358	8073	7358	7787	7358
	2	MUR	11711	7358	8789	7358	8073	7358	7787	7358