

COMUNE DI FORMIGINE

PROVINCIA DI MODENA

CASA DELLA SALUTE "VILLA BIANCHI"

INTERVENTI STRUTTURALI DA ESEGUIRE AL PIANO TERRA

VIA LANDUCCI-VIA FIORI, LOC. CASINALBO, FORMIGINE (MO)

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE



FRANCESCA BARONE E MARCO FONTANA INGEGNERI ASSOCIATI

Dott. Ing. Francesca Barone, *Specialista in Restauro dei Monumenti*

Dott. Ing. Marco Fontana, *Specialista in Restauro dei Monumenti*



20 febbraio 2019

FRANCESCA BARONE E MARCO FONTANA INGEGNERI ASSOCIATI

Studio di Ingegneria, Architettura e Restauro

via Puglie n. 13/1, loc. Monteveglio, 40053 Valsamoggia (BO) - tel. 051 964891

e-mail francescabarone@libero.it, mfon@libero.it - pec: baronefontana@pec.it - P. IVA e C.F. 02425011208

INDICE

Normativa di riferimento	2
Relazione sui materiali	3
Descrizione generale degli interventi	6
Verifiche interventi A1, A2, A3, A4, E	8

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18**
Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.
- **Circolare esplicativa 21 gennaio 2019 n. 7 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018
- **Circolare esplicativa 02 febbraio 2009 n. 617 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- **D.M. LL. PP. 11-03-88**
Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.
- **Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88.**
Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Normativa specifica per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico:

- C.M. Beni Culturali e Amb. 18 luglio 1986 n. 1032 – Interventi sul patrimonio monumentale a tipologia specialistica in zone sismiche: raccomandazioni.
- DPCM 12 ottobre 2007 "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni".
- Deliberazione della Giunta regionale n. 936 del 23/06/2008 (B.U.R. n.117 del 10 luglio 2008), Allegato 3 "Istruzioni tecniche per lo svolgimento delle verifiche su edifici compresi nel programma ex art. 2 comma 2 OPCM 3362/2004 e s.m.i. -Annualità 2005".
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008). Circolare n. 26 del 2 dicembre 2010. Prot. n. 10953. Class. N. 01.01.22/7.1
- Direttiva DPCM 9 febbraio 2011 "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008".

RELAZIONE SUI MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

MURATURA: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA, LIVELLO DI CONOSCENZA

Per le valutazioni di natura statica e sismica delle strutture in muratura, sono stati considerati i parametri indicati **tabelle C8 A.5.I e C8 A.5.II della Circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, appena pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale in data 11/02/2019** (valori che sono stati comunque confrontati con quelli delle **tabelle C8 A.2.1 e C8 A.2.2 della Circolare 02/02/2009 n. 617**).

Livello di conoscenza: Sulla base delle informazioni desunte dalla ricerca storico-archivistica, dai rilievi geometrici e materici degli elementi costruttivi e della muratura, dalle indagini in situ sui materiali limitate, effettuate attraverso esami visivi, si assume un livello di conoscenza **LC1** (conoscenza limitata) e quindi si assume un fattore di confidenza **FC=1,35**.

Valori di riferimento dei parametri meccanici (C8 A.5.I e C8 A.5.II della Circolare esplicativa n. 7 del 21/01/2019):

Murature esistenti

Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Muratura in mattoni pieni e malta di calce con i valori di seguito riportati (in condizioni non fessurate); adottando un livello di conoscenza **LC1** (conoscenza limitata), dal punto di vista delle proprietà dei materiali si assumono i **valori minimi per le resistenze e i valori medi per i moduli elastici** (come indicato in tab. C8A.1.1 della Circolare):

- **Resistenza minima a compressione della muratura $f_m=260 \text{ N/cm}^2$;**
- **Resistenza minima a taglio della muratura $\tau_0= 5,0 \text{ N/cm}^2$;**
- **Valore medio del modulo di elasticità normale $E= 1500 \text{ N/mm}^2$;**
- **Valore medio del modulo di elasticità tangenziale $G=500 \text{ N/mm}^2$;**
- **Peso specifico medio della muratura $w=18 \text{ kN/m}^3$**

In condizioni fessurate, si possono considerare valori di G e di E ridotti del 50%; quindi:

- **Resistenza minima a compressione della muratura $f_m=260 \text{ N/cm}^2$;**
- **Resistenza minima a taglio della muratura $\tau_0= 5,0 \text{ N/cm}^2$;**
- **Valore medio del modulo di elasticità normale $E= 750 \text{ N/mm}^2$;**
- **Valore medio del modulo di elasticità tangenziale $G=250 \text{ N/mm}^2$;**
- **Peso specifico medio della muratura $w=18 \text{ kN/m}^3$**

Murature consolidate di progetto (solo in alcune pareti, laddove necessario, consolidamenti localizzati)

Sui valori delle caratteristiche meccaniche è possibile applicare dei coefficienti correttivi migliorativi in base alla **tabella C8 A.5.II della Circolare**; in particolare:

- Coefficiente per malta con buone caratteristiche: 1,5
- Coefficiente per intonaco armato: 1,5

Pertanto si ottengono i seguenti valori considerati nel calcolo:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce, con malta di buone caratteristiche

Resistenza media a compressione della muratura $f_m = 1,5 \cdot 260 \text{ N/cm}^2 = 390 \text{ N/cm}^2$

Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0 = 1,5 \cdot 5,0 \text{ N/cm}^2 = 7,5 \text{ N/cm}^2$

Valore medio del modulo di elasticità normale $E = 1,5 \cdot 750 \text{ N/mm}^2 = 1125 \text{ N/mm}^2$;

Valore medio del modulo di elasticità tangenziale $G = 1,5 \cdot 250 \text{ N/mm}^2 = 375 \text{ N/mm}^2$;

Peso specifico medio della muratura $w = 18 \text{ kN/m}^3$

Muratura in mattoni pieni e malta di calce, consolidata con intonaco armato

Resistenza media a compressione della muratura $f_m = 1,5 \cdot 260 \text{ N/cm}^2 = 390 \text{ N/cm}^2$

Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0 = 1,5 \cdot 5,0 \text{ N/cm}^2 = 7,5 \text{ N/cm}^2$

Valore medio del modulo di elasticità normale $E = 1,5 \cdot 750 \text{ N/mm}^2 = 1125 \text{ N/mm}^2$;

Valore medio del modulo di elasticità tangenziale $G = 1,5 \cdot 250 \text{ N/mm}^2 = 375 \text{ N/mm}^2$;

Peso specifico medio della muratura $w = 18 \text{ kN/m}^3$

ACCIAIO PER CARPENTERIA per TELAI, ARCHITRAVI

Per gli interventi strutturali relativi agli elementi strutturali metallici (cerchiature, angolari, profilati, piastre metalliche, ecc) si utilizzerà il seguente materiale:

Acciaio per carpenteria strutturale: acciaio tipo S 275 JR ai sensi del DM 14.01.08 corrispondente al tipo **Fe 430** del D.M. LL.PP. del 9 gennaio 1996 caratterizzato da:

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

PROPRIETA'		S275 (N/mm ²)
Tensione di snervamento	$f_{y,k}$	275
Tensione di rottura	$f_{t,k}$	430
Modulo di elasticità	E	210000
Modulo di elasticità trasversale	G	80769
		(Kg/m ³)
Massa volumica	ρ_k	7850

Gli acciai di uso generale laminati a caldo, in profilati, barre, larghi piatti, lamiere, ecc., utilizzati nelle costruzioni metalliche (acciai da carpenteria) fino al D.M. LL.PP. del 9 gennaio 1996 potevano solo essere di tre tipi:

- Fe 360;
- Fe 430;
- Fe 510.

Il numero a destra della sigla Fe indica il valore della resistenza unitaria di rottura a trazione espressa in MPa. Con l'entrata in vigore del D.M. del 14 gennaio 2008 gli acciai da carpenteria (laminati a caldo con profili a sezione aperta) devono appartenere al grado da S 235 a S 460 secondo le UNI EN 10025 - 95 (il numero alla destra della S indica la tensione caratteristica di snervamento espressa in MPa). Nel caso di laminati a caldo con profili a sezione cava l'acciaio viene indicato come nel caso precedente con l'aggiunta finale di H: es. S235H. Di seguito è riportata una tabella comparativa degli acciai:

Classe	Tensione di snervamento caratteristica	Tensione a rottura caratteristica
Fe 360/S235	235 MPa	360 MPa
Fe 430/S275 JR	275 MPa	430 MPa
Fe 510/S355	355 MPa	510 MPa

La resistenza di calcolo da utilizzare nei dimensionamenti delle strutture metalliche è ottenuta dividendo la resistenza caratteristica per opportuni coefficienti di sicurezza del materiale e di modello.

Le strutture metalliche in acciaio tipo S275JR rispetteranno le norme tecniche di cui al DM 17/01/2018.

DESCRIZIONE GENERALE DEGLI INTERVENTI

La presente relazione riguarda gli **interventi locali** resisi necessari per adeguare alcuni locali al **piano terra** da destinare a struttura sanitaria (ambulatori pediatrici); si evidenzia che i piani primo e secondo sono esclusi dal presente intervento.

Dal punto di vista strutturale, si tratta dell'apertura di alcuni vani (porte e finestre) da realizzare in pareti portanti in muratura al piano terra e altri interventi analoghi di seguito sintetizzati:

Interventi strutturali locali

- **intervento A1- locale 13:** apertura di un vano – portale - di dimensioni nette (2,50x2,10) m da realizzare in parete portante in muratura a una testa su cui scarica una volta a vela ribassata in mattoni disposti in foglio con realizzazione di cerchiatura metallica e rinforzo delle spallette murarie con betoncino armato;

- **intervento A2 – locali 22-23:** apertura di un vano – finestra – di dimensioni nette (1,00x1,10) m con realizzazione di cerchiatura metallica e di un piccolo vano per passaggi impiantistici di dimensioni nette (1,00x0,50) m da realizzare entrambi in parete portante in muratura di spessore pari a tre teste;

- **intervento A3 – locale 21:** apertura di un vano – porta – di dimensioni nette (0,96x2,10) m da realizzare in parete portante in muratura di spessore pari a due teste con realizzazione di cerchiatura metallica;

- **intervento A4 – locale 05:** apertura di un piccolo vano per passaggi impiantistici di dimensioni nette (1,00x0,50) m da realizzare in parete portante in muratura di spessore pari a tre teste con contestuale miglioramento delle caratteristiche della muratura (scarnitura e stuccatura dei giunti con malta a base di calce naturale idraulica) e chiusura di nicchia (camino) con ripresa della muratura con ammorsature laterali

Altri interventi "privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici"

Sono previsti inoltre altri interventi classificabili come **"Interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici"** ai sensi della **DGR 121/2010**:

- **intervento B- locale 02:** riapertura di vano preesistente (porta tamponata)

- **intervento C- locali 08 e 23- prospetto principale:** trasformazione di finestra in porta-finestra (si evidenzia che si tratta della riapertura di porte-finestre preesistenti, come dimostrato nella documentazione storico-archivistica)

- **intervento D – locali 08 e 24-** riparazioni locali, risarcitura di lesioni con scuci-cuci (punto 4.6 DGR 121/2010: Riparazioni localizzate e chiusure di nicchie nelle murature, aventi lo scopo di ripristinare l'originaria rigidità e resistenza, con interventi quali risarciture con cucì-scuci)

- **intervento E:** realizzazione di supporti metallici (putrelle a mensola) per l'installazione di due macchine impiantistiche UR (punto 6.1 DGR 121/2010 Impianti gravanti sulla costruzione il cui peso non ecceda il 10% dei pesi propri e permanenti delle strutture direttamente interessate dall'intervento (campo di solaio o copertura, delimitato dalle strutture principali, direttamente caricato) e purchè ciò non renda necessaria la realizzazione di opere di rinforzo strutturale.)

Altri interventi

-**intervento F:** realizzazione di nuove tramezze in cartongesso (punto 4.4 DGR 121/2010: Realizzazione di elementi divisorii di altezza inferiore o uguale a 3,50 m)

- **intervento G:** realizzazione di controsoffitti, previa eliminazione di quelli esistenti (punto 3.2- Realizzazione di controsoffitti aventi peso proprio G1 inferiore o uguale a 0,25 kN/mq appesi e ancorati alle strutture)
- **intervento H:** realizzazione di piccoli fori per passaggi impiantistici elettrici e meccanici (4.5 DGR121/2010 Creazione di singola apertura o di nicchia su parete muraria portante, di superficie netta del foro inferiore o uguale a 0,50 mq ...)

In generale si evidenzia che, al fine di non caricare i solai esistenti di varie tipologie, tutti i canali d'aria le tubazioni impiantistiche (canali dell'aria per la ventilazione, tubazioni elettriche, ecc..) verranno ancorati alle murature portanti di spessore superiore a due teste; il controsoffitto previsto nel locale 13 con volta in foglio e la piccola porzione di controsoffitto del deposito 16 saranno di tipo autoportante e verranno quindi ancorati alle pareti perimetrali senza gravare sui solai.

In sintesi verranno realizzate le seguenti finiture antincendio all'intradosso dei solai del piano primo suddivisi nei diversi locali:

- - ambulatorio 8 (volta): pittura intumescente
- - locale 7: controsoffitto REI (in sostituzione del controsoffitto esistente in incannucciato e gesso)
- - ambulatorio e attesa locali 5, 6, 25: placcaggio pilastro e trave in acciaio + placcaggio con lastre antincendio nel solaio
- - volte corridoio 3: pittura intumescente
- - volte locali 1,2,10,11,12: pittura intumescente
- - volta locale 13: pittura intumescente + controsoffitto autoportante ancorato alle pareti
- - locale 24: placcaggio con lastre antincendio
- - locali 21,22,23: controsoffitto REI (in sostituzione del controsoffitto in cartongesso esistente)
- - locali 18,19,20: controsoffitto REI (in sostituzione del controsoffitto in cartongesso esistente)
- - locale deposito 16: controsoffitto REI autoportante
- - locali 14, 15, 17: pittura intumescente

Tutti i controsoffitti e le pareti in cartongesso avranno caratteristiche antisismiche saranno dotati di appositi agganci antisismici.

VERIFICHE - INTERVENTI A1, A2, A3, A4**INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI- APERTURA DI VANI IN MURATURA PORTANTE**

Per quanto riguarda l'apertura di vani in pareti portanti in muratura, in generale si prevede di modificare le aperture nei muri portanti e di demolire porzioni di muri rinforzando poi le varie pareti interessate mediante l'inserimento di cerchiature metalliche e, laddove necessario, mediante placcaggi in betoncino, disposte ai lati della muratura, in modo da ripristinare la rigidezza e la resistenza che la parete possedeva prima dell'intervento.

L'intervento rientra nella categoria **"interventi di riparazione o locali"** ai sensi delle NTC 2018, ossia interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti.

La Circolare n. 617/CSLLPP del 2 febbraio 2009 prevede al punto C8.4.3 - ripresa anche nella Circolare n. 7/2019 al punto C8.4.1 appena pubblicata - che l'apertura di un vano in una parete muraria accompagnata da opportuni rinforzi non indebolisca l'elemento variato sia per quanto riguarda la rigidezza che la resistenza che la capacità di deformazione. La presente relazione tecnica vuole pertanto dimostrare che la rigidezza finale non varia significativamente rispetto a quella iniziale e che la resistenza e lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non sono inferiori ai corrispondenti valori dello stato iniziale.

Ai sensi del punto 8.4.1. delle NTC 2018, la relazione di calcolo allegata dimostra che l'intervento in progetto non produce sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e non produce riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

Seguono le **verifiche** eseguite per i seguenti interventi

- **intervento A1- locale 13:** apertura di un vano – portale - di dimensioni nette (2,50x2,10) m da realizzare in parete portante in muratura a una testa su cui scarica una volta a vela ribassata in mattoni disposti in foglio con realizzazione di cerchiatura metallica e rinforzo delle spallette murarie con betoncino armato;

- **intervento A2 – locali 22-23:** apertura di un vano – finestra – di dimensioni nette (1,00x1,10) m con realizzazione di cerchiatura metallica e di un piccolo vano per passaggi impiantistici di dimensioni nette (1,00x0,50) m con inserimento di architravi da realizzare entrambi in parete portante in muratura di spessore pari a tre teste;

- **intervento A3 – locale 21:** apertura di un vano – porta – di dimensioni nette (0,96x2,10) m da realizzare in parete portante in muratura di spessore pari a due teste con realizzazione di cerchiatura metallica;

- **intervento A4 – locale 05:** apertura di un piccolo vano per passaggi impiantistici di dimensioni nette (1,00x0,50) m da realizzare in parete portante in muratura di spessore pari a tre teste con inserimento di architravi e contestuale miglioramento delle caratteristiche della muratura (scarnitura e stuccatura dei giunti con malta a base di calce naturale idraulica, malta di buone caratteristiche) e chiusura di nicchia (camino) con ripresa della muratura con ammorsature laterali.

Nello specifico, sono state eseguite verifiche di rigidezza, resistenza e spostamento della parete interessata dall'intervento pre e post intervento.

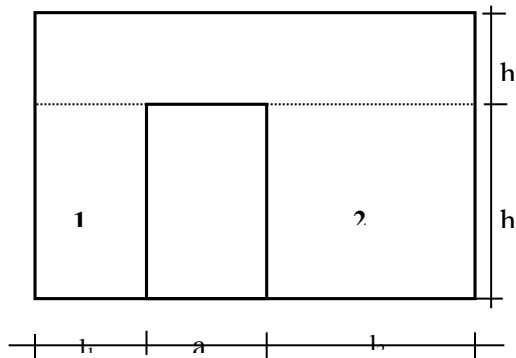
Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici del progetto strutturale.

APERTURE NEI VANI**VERIFICA DELLE RIGIDENZE.**

La rigidità iniziale (K_{in}) si calcola con la formula:

$$K = G \cdot A \cdot E \cdot I^2 / (h^3 \cdot G + 1,2 \cdot h \cdot E \cdot I^2)$$

dove: E, G = moduli di elasticità normale e tangenziale della muratura;
 I, h = larghezza ed altezza del maschio murario;
 $A = l \cdot t$ = area del maschio (t = spessore del maschio).



$$K_{in} = K_1 + K_2 + \dots = \sum K_i$$

A seguito di modifica delle aperture o di inserimento di nuove, la parete assume una configurazione diversa da quella iniziale; la rigidità (K_{mod}) nello stato modificato (tenendo conto anche dell'eventuale consolidamento dei maschi murari attraverso tecniche quali le iniezioni di malta, lastre di placcaggio ecc) non deve variare significativamente rispetto a quella iniziale:

$$K_{mod} \approx K_{in}$$

Nella relazione di calcolo è esplicitata la percentuale di scostamento ammessa tra la rigidità iniziale e quella modificata.

Se tale verifica non è soddisfatta allora occorre intervenire con un rinforzo quale la cerchiatura del vano mediante un telaio metallico o in c.a.. In questo caso la rigidità finale deve risultare:

$$K_{fin} = K_{mod} + K_T \approx K_{in}$$

$$K_T = 12 \times E \times \sum J_p / H^3 \text{ (rigidità del telaio)}$$

dove:

E = modulo elastico del materiale costituente i piedritti;

$\sum J_p$ = somma dei momenti d'inerzia dei piedritti (possono essere due o più piedritti);

H = altezza del piedritto.

VERIFICA DELLA RESISTENZA DELLA PARETE.

La verifica viene condotta calcolando la resistenza della parete prima e dopo l'intervento e verificando che la resistenza dopo l'intervento (in conseguenza di una migliore distribuzione delle aperture, oppure per l'inserimento di un telaio di rinforzo oppure a seguito di interventi di consolidamento) risulti superiore a quella che la parete possedeva prima dell'intervento di miglioramento. Viene calcolata, per ciascun maschio murario, sia la resistenza a taglio per trazione che quella per presso flessione; il valore di calcolo sarà il minore tra i due.

La resistenza al taglio della parete si calcola ipotizzando un comportamento elasto-plastico dei maschi murari.

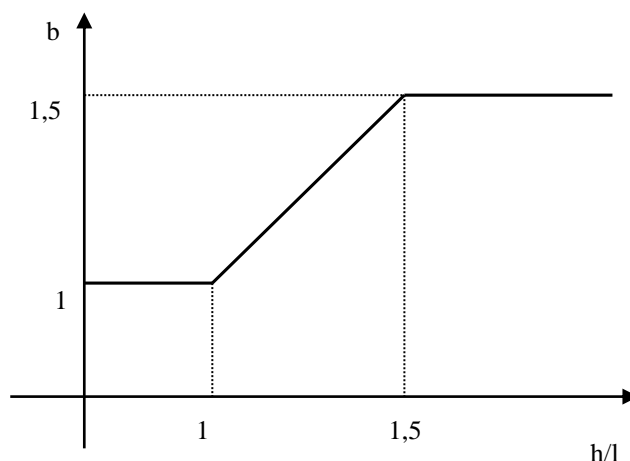
$$V_{t,fin} \geq V_{t,in}$$

L'azione tagliante ultima del pannello murario può calcolarsi con la formula:

$$V_t = l * t * 1,5 \frac{(\tau_{0d})}{b} \sqrt{1 + \frac{(\sigma_0)}{(1,5 \tau_{0d})}} = \frac{l * t * f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{(\sigma_0)}{f_{td}}}$$

dove

- l è la lunghezza del pannello;
- t è lo spessore del pannello;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($\sigma_0 = P/lt$, con P forza assiale agente positiva se di compressione);
- f_{td} resistenza di calcolo a trazione per fessurazione diagonale della muratura; $f_{td} = 1,5 \tau_{0d}$
- τ_{0d} resistenza di calcolo a taglio della muratura;
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione delle tensioni tangenziali sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.



Nel caso di pannelli snelli, la rottura a pressoflessione potrebbe precedere quella per taglio da fessurazione diagonale (taglio per trazione). La valutazione dell'entità del taglio che produce la rottura per pressoflessione, si sviluppa secondo le seguenti fasi:

Si calcola il momento ultimo:

$$M_u = \sigma_0 \cdot l^2 \cdot t / 2 \cdot [1 - \sigma_0 / (0,85 \cdot f_d)]$$

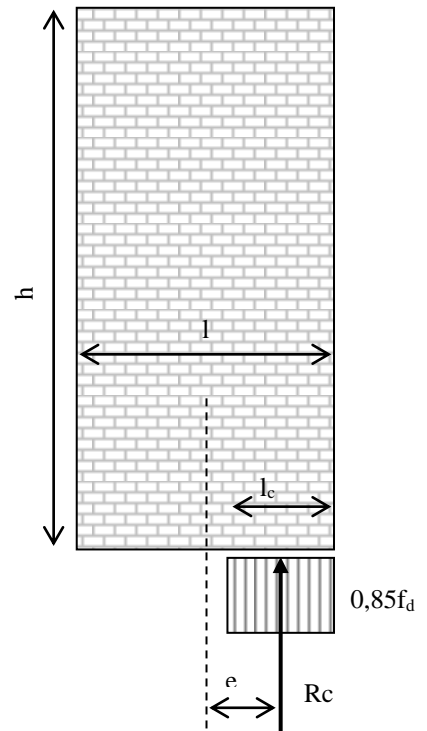
dove:

$\sigma_0 = N / (l \cdot t)$ = tensione media verticale

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura che potrà essere assunta pari al valore medio tra quelli riportati in tabella C8A.2.1 della circ 617/2009 diviso il fattore di confidenza.

Pertanto, l'azione tagliante che produce la rottura per pressoflessione, è:

$$V_{pf} = 2 \cdot M_u / h$$



Quindi la resistenza al taglio ultima del maschio murario potrà essere assunta quale valore minimo tra il taglio che produce rottura per fessurazione diagonale e quello che produce rottura per pressoflessione:

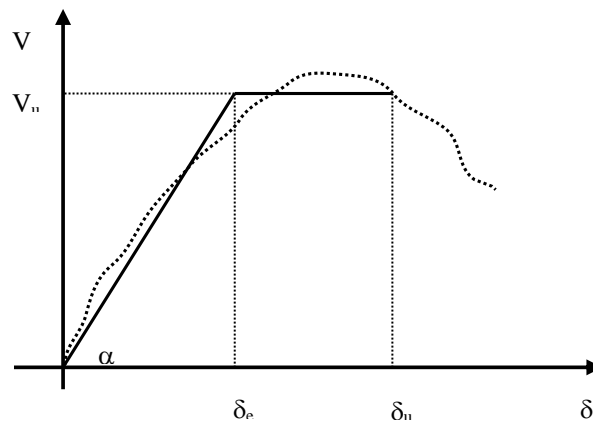
$$V_u = \min (V_t ; V_{pf})$$

VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO ULTIMO

Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale.

Riportando su un grafico i valori V, δ ottenuti calcolando lo spostamento in sommità in funzione del corrispondente valore del taglio, si ottiene la cosiddetta "curva caratteristica" del maschio murario in oggetto.

La curva reale (andamento parabolico) può essere sostituita da una bilatera (comportamento elastico-perfettamente plastico) che ne approssima il comportamento reale (fig. 2.15). Il valore dello spostamento al limite elastico si calcola con:



$$\delta_e = V_u/K$$

che corrisponde ad un valore della forza tagliante V_u

L'inclinazione del tratto elastico è tale per cui: $\tan \alpha = K$

L'analisi statica non lineare consente di sfruttare le riserve plastiche del materiale oltre il limite elastico, attraverso l'introduzione del tratto plastico della bilatera che si estende fino all'ascissa

$$\delta_u = \delta_e \cdot \mu$$

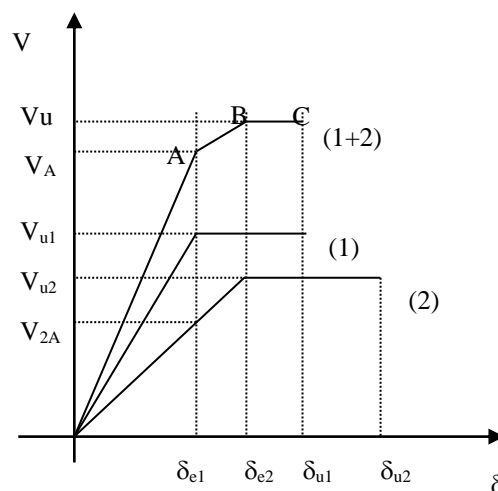
dove μ è il *fattore di duttilità* variabile tra 1,5 e 2 nel caso di rottura per taglio e tra 2 e 5 nel caso di rottura per pressoflessione.

La normativa sismica prevede di considerare, per lo spostamento ultimo massimo δ_u , il valore di 0,4% dell'altezza "h" del pannello nel caso di rottura per taglio e 0,6% di h nel caso di rottura per pressoflessione.

Nel caso di parete costituita da più maschi murari, si riportano le curve caratteristiche di ciascuno sullo stesso grafico ($V - \delta$). La curva caratteristica della parete si ottiene dalla somma delle curve di ciascun maschio murario ossia dalla somma delle ordinate delle curve stesse. Questo in accordo con il principio della congruenza degli spostamenti ovvero che i maschi murari della stessa parete devono subire il medesimo spostamento. La curva caratteristica della parete si arresta all'ascissa corrispondente al valore minimo degli spostamenti ultimi dei singoli maschi murari:

$$\delta_{u, \text{parete}} = \min (\delta_{u,i}) \text{ con "i" indice variabile tra 1 ed n dove n = numero di maschi murari.}$$

Sommando le ordinate delle curve caratteristiche in corrispondenza dell'ascissa comune $\delta_{u, \text{parete}}$, si trova il valore corrispondente alla resistenza ultima a taglio della parete ($V_{u, \text{parete}} - \text{SLU} = \text{stato limite ultimo}$).



CERCHIATURA METALLICA

Per quanto riguarda il calcolo della resistenza della cerchiatura metallica si procede nel seguente modo.

1- si calcola il momento al limite elastico (nella sezione di incastro) del telaio:

$$M_{el} = f_{yk} * W_{x,el} / \gamma_{m0}$$

dove:

f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio impiegato, ricavabile dalla seguente tabella:

	Tipo di acciaio				
	S235 N/mm ²	S275 N/mm ²	S355 N/mm ²	S420 N/mm ²	S460 N/mm ²
f_{yk}	235	275	355	420	460

$\gamma_{m0} = 1,05$ coeff. parziale di sicurezza

$W_{x,el}$ = modulo di resistenza elastico della sezione

2- si calcola il corrispondente spostamento "d" che determina il momento al limite elastico (spostamento al limite elastico):

$$d = M_{el} * H^2 / (6 * E * J)$$

3- si calcola la forza F che provoca lo spostamento "d", nota la rigidezza K_T del telaio:

$$F = d * K_T$$

L' architrave deve essere verificato agli SLU e SLE rispetto a quanto previsto dalle NTC 2018.

In sintesi, le verifiche che vengono effettuate sull'architrave, sono:

1. resistenza delle membrature;
2. deformabilità dell'architrave;
3. verifica della muratura per carichi concentrati (tensioni sull'appoggio);

VERIFICHE – INTERVENTO E

REALIZZAZIONE DI SUPPORTI METALLICI (PUTRELLE A MENSOLA) PER L'INSTALLAZIONE DI DUE MACCHINE IMPIANTISTICHE UR (PUNTO 6.1 DGR 121/2010)

L'intervento E consiste nella realizzazione di due mensole in acciaio per il sostegno di una macchina UR impiantistica da ancorare alle strutture verticali portanti in muratura di spessore pari a tre teste.

Sotto alla struttura verrà appeso anche un controsoffitto ispezionabile.

La struttura sarà costituita da due travi costituite da profilati HEA100 poste ad un interasse pari a 1,70m, di lunghezza massima 1,50 m, collegate longitudinalmente da travi IPE e UPN 80 (si veda elaborato grafico 4.10- Interventi. Particolari costruttivi). Ciascuna putrella sarà ancorata alla muratura tramite due piastre di attacco – poste ai due lati della muratura- e quattro barre passanti fissate con resine epossidiche.

Analisi dei carichi agenti sulla struttura:

- peso macchina UR: 187 kg
- peso controsoffitto: 45 kg/mq

Trattandosi di una struttura in acciaio, la valutazione della sicurezza è stata condotta mediante analisi lineare dinamica con fattore di struttura $q=1$.

Per la verifica strutturale è stato eseguito un modello di calcolo agli elementi finiti con il programma Sismicad 13.12 della ditta Concrete di Padova.

Le verifiche risultano soddisfatte.

Per i dettagli dei calcoli strutturali si rimanda alle relazioni di calcolo specifica di seguito riportata.

Di seguito si riportano le seguenti verifiche:

- verifiche intervento A1
- verifiche intervento A2
- verifiche intervento A3
- verifiche intervento A4
- verifiche intervento E

COMUNE DI

FORMIGINE (MO)

LAVORI DI

**VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI -
piano terra - INTERVENTO A1**

Proprietà	Comune di Formigine
-----------	---------------------

Località	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
----------	--

Estremi catastali:	Comune di Formigine Foglio 15 part 21
--------------------	---------------------------------------

FASCICOLO DEI CALCOLI

APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE

**APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE AL PIANO TERRA
POSTO TRA I LOCALI 02 E 13**

LUOGO E DATA

20/02/2019

IL TECNICO

Ing. Francesca Barone, Ing. Marco Fontana

PROGETTO E VERIFICA DI APERTURE IN MURI PORTANTI IN ZONA SISMICA

Progetto:	VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI - piano terra
------------------	---

Committente:	Comune di Formigine
---------------------	---------------------

Località:	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
------------------	--

Comune:	FORMIGINE (MO)
----------------	----------------

PARETE N°	1
------------------	---

PIANO:	TERRA
---------------	-------

PIANO: TERRA

PARETE N° 1

ANALISI DEI CARICHI

Solaio in legno massello - copertura

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
travi in legno massello (24x24) c	i (m)=	1,5	p (KN/m)=	0,35	0,23
travetti in legno massello (9x13)					0,17
doppio tavolato ligneo	s (m)=	0,05	γ (KN/m ³)=	6	0,30
G₁ =					0,70

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
coppi di laterizio					0,75
isolamento termico e impermeabilizzazione					0,30
intonaco					0,30
G₂ =					1,35

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k) - neve					1,20
q_k =					1,20

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
γ_{G1} =	1	1,30
γ_{G2} =	1	1,50
γ_Q =	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1}$ =	0,70	0,91	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2}$ =	1,35	2,03	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q$ =	0,00	1,80	KN/m ²
q₁ =	2,05	4,74	KN/m²

Solaio in profilati di acciaio e tavelloni - calpestio piano sottotetto (inaccessibile)

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
putrelle in ferro HEA260	i (m)=	1,93	p (KN/m)=	0,682	0,35
pignatte e travetti H=10 cm					1,10
	s (m)=		γ (KN/m ³)=		0,00
G₁ =					1,45

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
pavimento					0,00
caldana					0,00
massetto-riempimento					0,00
incidenza tramezzi					0,00
intonaco					0,30
G₂ =					0,30

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)					0,50
q_k =					0,50

		(favorevole)	(sfavorevole)
Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)	$\gamma_{G1} =$	1	1,30
	$\gamma_{G2} =$	1	1,50
	$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	1,45	1,89	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	0,30	0,45	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,00	0,75	KN/m ²
q₁ =	1,75	3,09	KN/m²

Volta in mattoni disposti in foglio

Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
peso proprio volta in foglio sp. 5,5 cm						1,00
G₁ =						1,00

Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
pavimento						0,40
caldana o riempimento						0,50
intonaco						0,30
G₂ =						1,20

Carichi variabili (Q)						KN/m ²
carico di esercizio (q_k)						3,00
q_k =						3,00

		(favorevole)	(sfavorevole)
Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)	$\gamma_{G1} =$	1	1,30
	$\gamma_{G2} =$	1	1,50
	$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	1,000	1,30	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	1,200	1,8	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,000	4,50	KN/m ²
q₁ =	2,200	7,60	KN/m²

PIANO: TERRA

PARETE N° 1

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{G2} = 1$

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante	0	0	18	0,00
				0,00
				0,00
				0,00
				0,00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q _l (dx)	q _l (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	0	0	0,00	0,00	0,00
solaio sottotetto	0	0	0,00	0,00	0,00
volta p.l	2,46	2,42	2,20	2,20	5,37
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00

Totale carico distribuito (KN/m) 5,37

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO: TERRA

PARETE N° 1

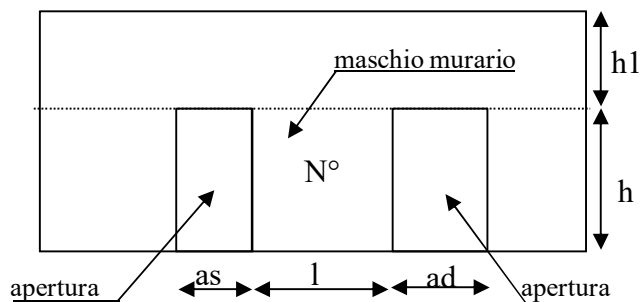
STATO ATTUALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 1

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h _l (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0	2,1	5,94	1,14	0,14	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	5,94
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h_l = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009[illegible]

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8.5.I - circ. 7/2019)[illegible]

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tabella C8.5.II - circ. 7/2019)

[illegible]

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tabella C8.5.II - circ. 7/2019

N°	Tipol.	f_m	τ_o	E	G	w	σ_o
		N/cm ²	N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³	KN/m ²
1	6	260	5,00	750,00	250,00	18,00	77,76
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

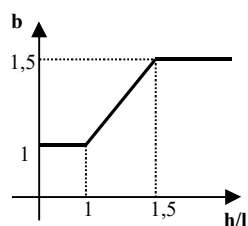
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	0,354	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	250	0,14	5,94	2,1	0,8316	750	79731,8
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							79731,8

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Inserire il codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	2
---	----------

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	5,00	260	77,76	89,01	176,48	89,01	1,116	taglio per trazione	1,5	1,67	8,40
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

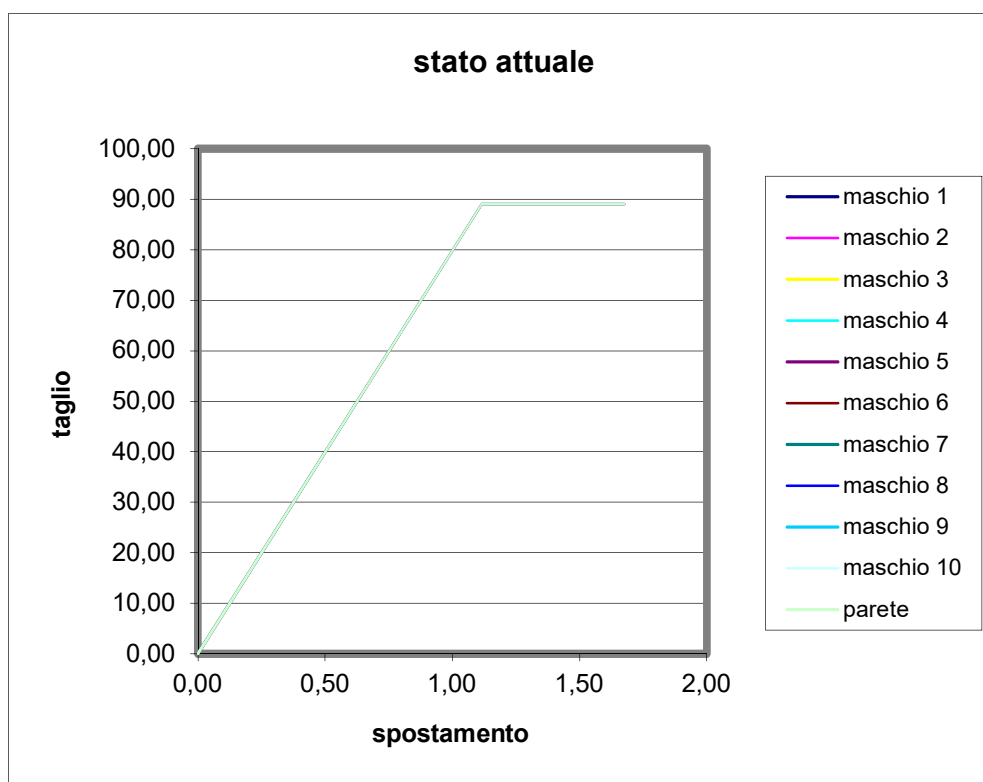
Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	1,67
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	89,01
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	89,01

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

Grafico del comportamento della parete nello stato attuale

	V_t (KN)	δ (mm)
1	0,00	0,00
	89,01	1,12
	89,01	1,67
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
Parete	0,00	0,00
	89,01	1,12
	89,01	1,67



PIANO: TERRA

PARETE N° 1

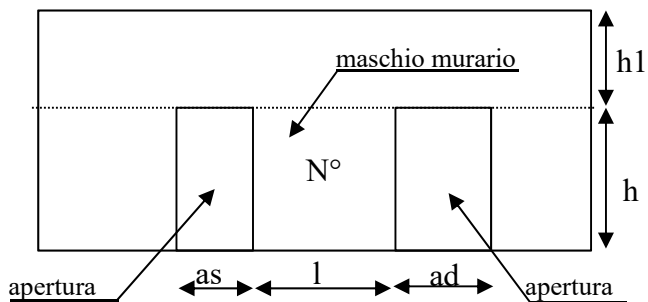
STATO MODIFICATO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 2

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	2,5	2,1	1,72	1,14	0,14	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,97
2	2,5	0	2,1	1,72	1,14	0,14	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,97
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h₁ = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009[illegible]

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8.5.I - circ. 7/2019)

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	1	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

[illegible]

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tabella C8.5.II - circ. 7/2019)

[illegible]

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1,5	1,5
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1,5	1,5
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tabella C8.5.II - circ. 7/2019

N°	Tipol.	f_m N/cm ²	τ_o N/cm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w KN/m ³	σ_o KN/m ²
1	6	390	7,50	1125,00	375,00	20,74	102,90
2	6	390	7,50	1125,00	375,00	20,74	102,90
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

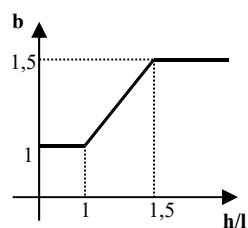
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	1,221	1,221
2	1,221	1,221
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	375	0,23	1,72	2,1	0,3956	1125	41630,8
2	375	0,23	1,72	2,1	0,3956	1125	41630,8
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							83261,6

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	2
---	---

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	7,50	390	102,90	50,44	32,31	32,31	0,776	pressoflessione	4	3,10	12,60
2	7,50	390	102,90	50,44	32,31	32,31	0,776	pressoflessione	4	3,10	12,60
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	3,10
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	32,31
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	32,31
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	64,61

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

VERIFICHE

a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

K_{in} (KN/m)	79731,81661
K_{fin} (KN/m)	83261,6

variazione percentuale:	4,43 %
-------------------------	---------------

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	89,01
$V_{t,fin}$ (KN)	64,61

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	1,67
$\delta_{u,fin}$ (mm)	3,10

La verifica risulta pertanto soddisfatta

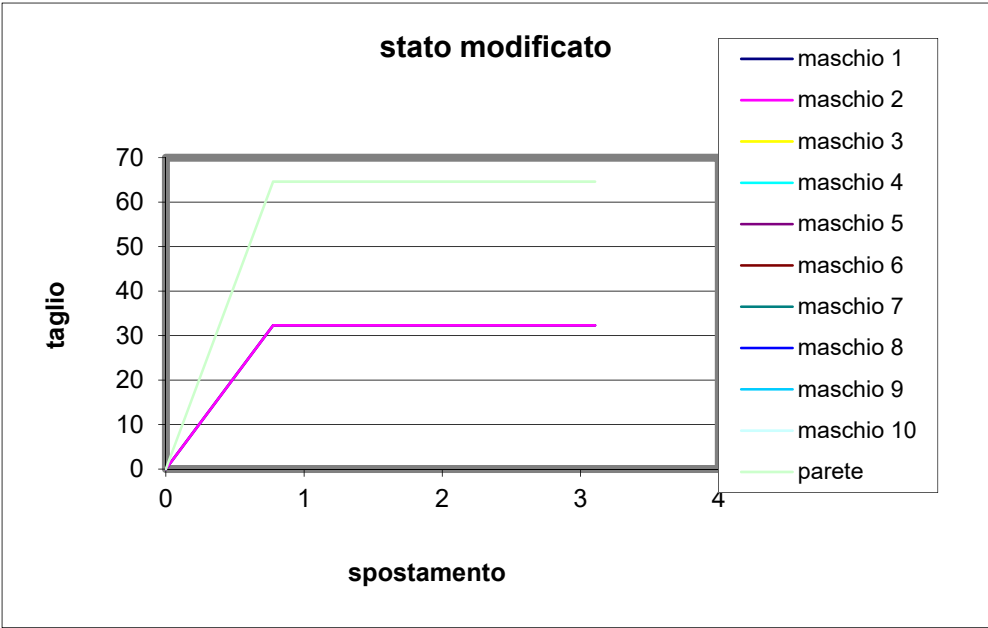
Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	S
VERIFICA DELLA RESISTENZA	N
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

PARERE VERIFICATA	NO
-------------------	-----------

Grafico del comportamento della parete nello stato modificato

	V _t	δ
	(KN)	(mm)
1	0	0
	32,3	0,78
	32,3	3,10
2	0	0
	32,3	0,78
	32,3	3,10
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
parete	0	0
	64,6	0,78
	64,6	3,10



PIANO: TERRA

PARETE N° 1

Occorre progettare una o più cerchiature di rinforzo

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI

1 Acciaio: S275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm ²
$f_{tk} =$	430,00	N/mm ²
$\gamma_{M0} =$	1,05	
$E =$	210000	N/mm ²

tensione caratteristica di snervamento
tensione caratteristica di rottura
coefficiente parziale di sicurezza
modulo elastico

2 Calcestruzzo armato

$R_{ck} =$	30,00	N/mm ²
$f_{cd} =$	14,11	N/mm ²
$\gamma_{M0} =$	1,5	
$E =$	31447	N/mm ²

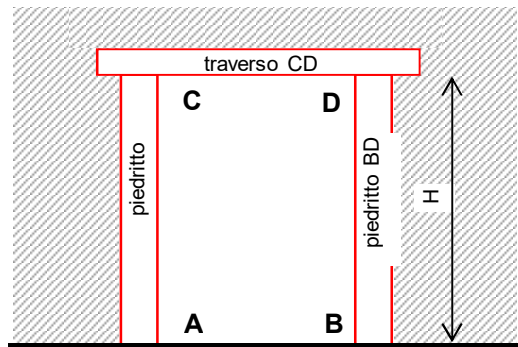
resistenza caratteristica a compressione
tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
coefficiente parziale di sicurezza
modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}$

TELAI IN ACCIAIO

Numero di telai da inserire nella parete 1

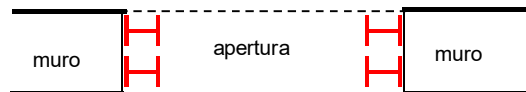
Il telaio è formato da due piedritti, quello di destra (AC), quello di sinistra (BD) e dal traverso (CD). Ciascun piedritto può essere formato con uno o più profili metallici. Nella figura a lato ciascun piedritto è formato da 2 profili metallici.

prospetto



H_{telaio} (cm)	210	(Altezza media dei telai)
K_{ric} (KN/m)	0	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,piedr}$ (cm ⁴)	0	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

pianta



n	nome	tipo piedritto			H (cm)	W_x (cm ³)	J_x (cm ⁴)	K_T (KN/m)	M_{el} (KNcm)	d (mm)	F_T (KN)	F_u (KN)
		n	serie	tipo								
1	TA1	1	HEB	140	210	215,6	1509	8212,2	5646,67	13,10	25,49	107,56
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALI								8212,2			25,49	107,56

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

K_{in} (KN/m)	79731,82
K_{fin} (KN/m)	91473,80

variazione percentuale:	14,73 %
-------------------------	----------------

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	89,01
$V_{t,fin}$ (KN)	90,11

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	1,675
$\delta_{u,fin}$ (mm)	3,104

La verifica risulta pertanto soddisfatta

Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	S
VERIFICA DELLA RESISTENZA	S
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

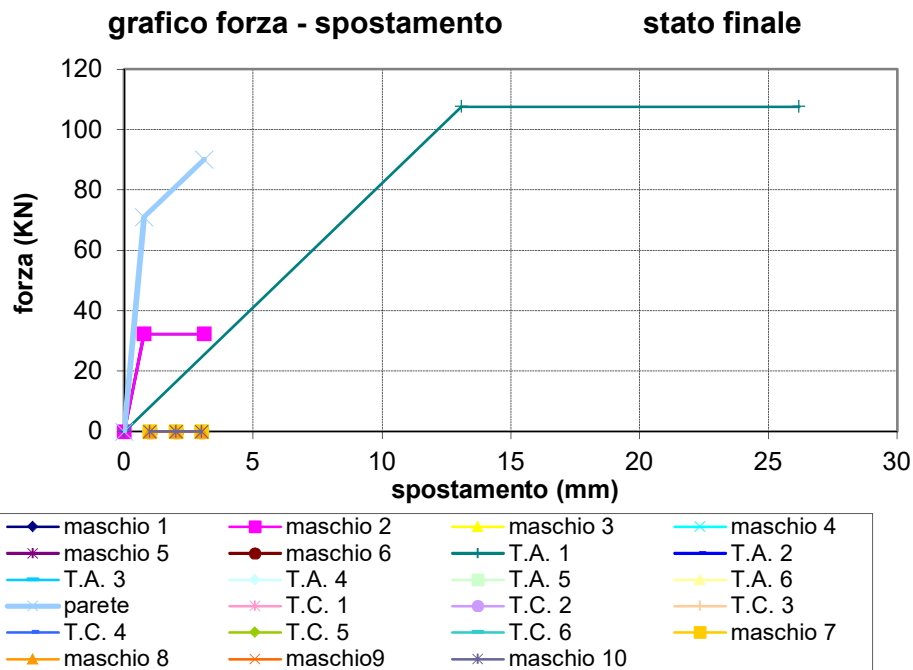
PARERE VERIFICATA	SI
-------------------	-----------

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale con contributo cerchiature

	V _t (KN)	δ (mm)
maschio 1	0	0
	32,3	0,78
	32,3	3,10
maschio 2	0	0
	32,3	0,78
	32,3	3,10
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
maschio 7		
maschio 8		
maschio 9		
maschio 10		

parete	0	0
	70,99	0,78
	90,11	3,10



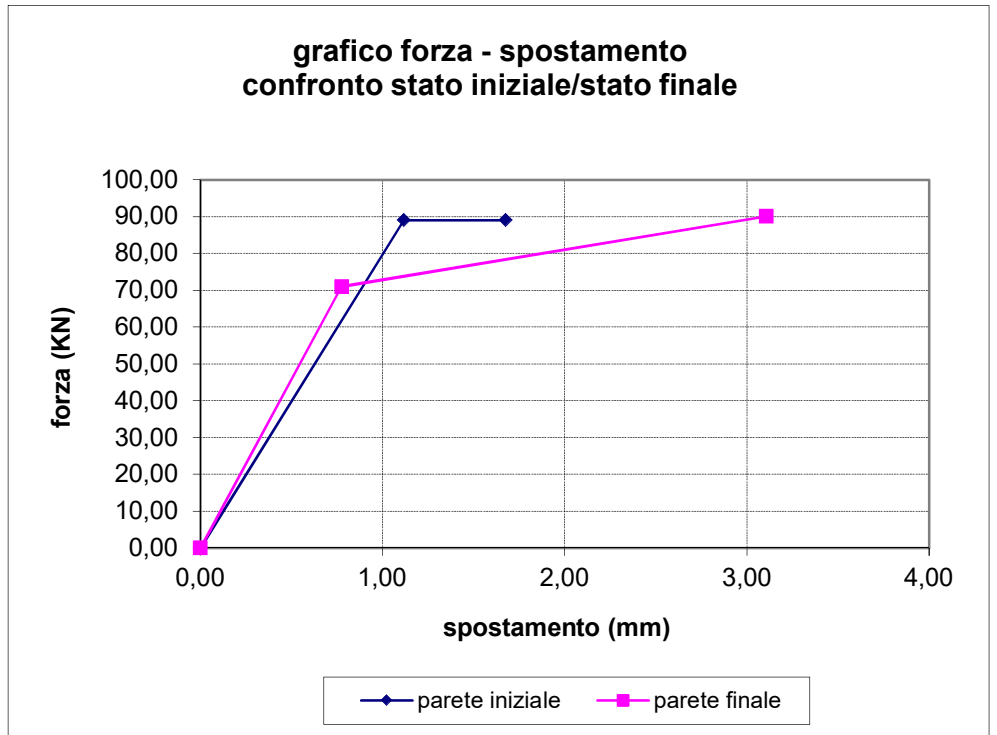
	V _t (KN)	δ (mm)
telaio 1	0,00	0,00
Acciaio	107,56	13,10
	107,56	26,19
telaio 2		
Acciaio		
telaio 3		
Acciaio		
telaio 4		
Acciaio		
telaio 5		
Acciaio		
telaio 6		
Acciaio		

	V _t (KN)	δ (mm)
telaio 1		
C.A.		
telaio 2		
C.A.		
telaio 3		
C.A.		
telaio 4		
C.A.		
telaio 5		
C.A.		
telaio 6		
C.A.		

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Confronto tra stato iniziale e stato finale

	V_t (KN)	δ (mm)
Parete Iniziale	0,00	0,00
	89,01	1,12
	89,01	1,67
Parete Finale	0,00	0,00
	70,99	0,78
	90,11	3,10



COMUNE DI

FORMIGINE (MO)

LAVORI DI

**VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI -
piano terra - INTERVENTO A1**

Proprietà

Comune di Formigine

Località

Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo

Estremi catastali:

Comune di Formigine Foglio 15 part 21

FASCICOLO DEI CALCOLI

VERIFICA TELAIO IN ACCIAIO

**APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE AL PIANO TERRA
POSTO TRA I LOCALI 02 E 13**

LUOGO E DATA

20/02/2019

IL TECNICO

Ing. Francesca Barone, Ing. Marco Fontana

PIANO: TERRA

PARETE N° 1

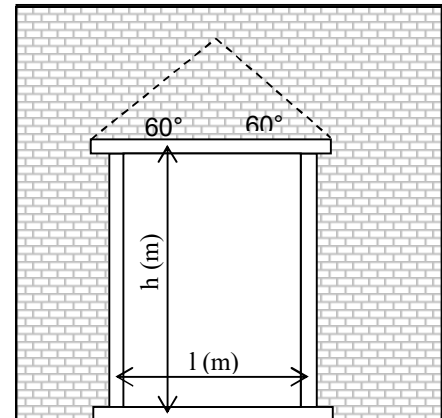
VERIFICA DEI TELAI METALLICI

TELAIO N. 1

luce telaio l	2,5	m
altezza telaio h	2,24	m

Tipo di acciaio S275

f_{yk} =	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f_{tk} =	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ_{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
E =	210000	N/mm ²	modulo elastico



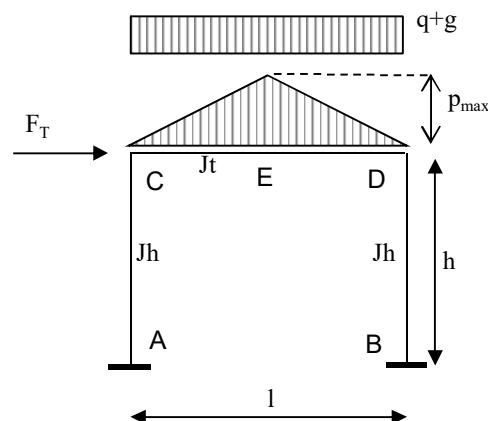
Analisi dei carichi agenti sul telaio

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	2,46	2,42	3,1	3,1	4,5	4,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
7,564	10,98

	spessore	massa vol.	p_{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,14	18	5,45

Schema statico:



Totale carichi permanenti $g = 10,29$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 10,98$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

coeff. di combinazione

$\psi_{21} =$	1
---------------	---

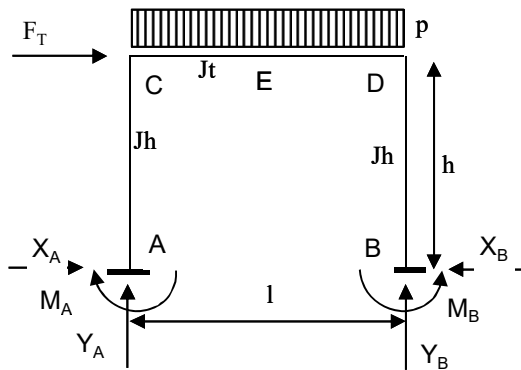
Combinazione di carico ($g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{21}$) =	31,90	KN/m
--	-------	------

Traverso	tipo	HEB	140	$J_x =$	1509	cm ⁴	numero profili	1
Piedritto	tipo	HEB	140	$J_x =$	1509	cm ⁴	numero profili	1

p (KN/m)	31,90
F_T (KN)	43,50
l (m)	2,5
h (m)	2,24
J_t (cm ⁴)	1509
J_h (cm ⁴)	1509

K =	0,896
-----	-------

$K = J_t \cdot h / (J_h \cdot l)$



Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a F_T	sovrapp.	
X_A	7,684	-21,750	-14,066	KN
Y_A	39,879	-16,432	23,447	KN
M_A	5,738	-28,18	-22,44	KNm
X_B	7,684	21,750	29,434	KN
Y_B	39,879	16,432	56,310	KN
M_B	5,738	28,181	33,918	KNm

Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M_{Ed} (KNm)	-22,44	9,06	9,06	-32,01	13,45	33,92	-32,01
V_{Ed} (KN)	14,07	14,07	23,45	-56,31	-16,43	29,43	29,43
N_{Ed} (KN)	-23,45	-23,45	-29,43	-29,43	-29,43	-56,31	-56,31

PIEDRITTI

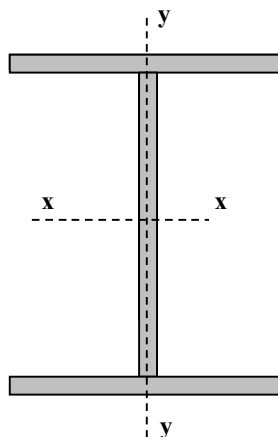
Piedritti tipo

HEB

140

Numero di profili per ogni piedritto:

1



valori del singolo profilo	A =	42,96	cm ²	area lorda del profilo
	b =	140	mm	larghezza delle ali
	t _f =	12	mm	spessore delle ali
	t _w =	7	mm	spessore dell'anima
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	140	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	245,4	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	215,6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	78,52	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	1509	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	13,08	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio

S275

f _{yk} =	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 0,9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala c/t = 4,54 classe 1

Anima c/t = 13,14 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 4,54 classe 1

Anima c/t = 13,14 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 4,54 classe 1

Anima c/t = 13,14 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

$$c = 92,0$$

$$\alpha = 0,66$$

$$x = 29,25$$

$$\psi = -0,85$$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 48,379 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 50,501 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 55,709 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 58,216 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 99,359 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} &= 97,334 \end{aligned}$$

verifica la classe	1
verifica la classe	2
verifica la classe	3

Classe di appartenenza del profilo	1	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

TRAVERSI

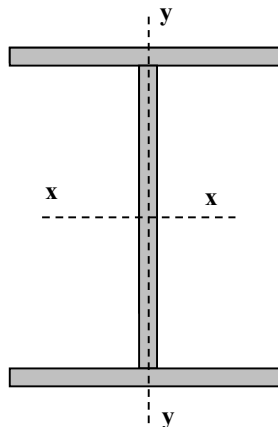
Traverso tipo

HEB

140

Numero di profili per il traverso:

1



valori del singolo profilo	A =	42,96	cm ²	area lorda del profilo
	b =	140	mm	larghezza delle ali
	t _f =	12	mm	spessore delle ali
	t _w =	7	mm	spessore dell'anima
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	140	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	245,4	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	215,6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	78,52	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	1509	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	13,08	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio

S275

f _{yk} =	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 0,9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala c/t = 4,54 classe 1

Anima c/t = 13,14 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 4,54 classe 1

Anima c/t = 13,14 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 4,54 classe 1

Anima c/t = 13,14 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 92,0

α = 0,58

$$x = 15,29$$

$$\psi = -0,91$$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 55,631 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 57,072 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 64,06 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 65,792 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 105,19 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} &= 104,63 \end{aligned}$$

verifica la classe	1
verifica la classe	2
verifica la classe	3

Classe di appartenenza del profilo	1	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

Piedritti

$M_{c,Rd} =$	64,271 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	197,78 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1125,1 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Traverso

$M_{c,Rd} =$	64,271 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	197,78 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1125,1 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica nella sezione

Piedritti

$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	0,1488	$\leq 0,5$: si può trascurare l'influenza del taglio
$\rho =$	0,000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)
$(A - 2bt_f)/A =$	0,2179	
$a =$	0,218	$a = (A-2bt_f)/A$ se $\leq 0,5$ altrimenti $a = 0,5$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica $M_{N,y,Rd}/M_{Ed} \geq 1$
A	0,0208393	64,27142857	64,27142857	-22,4	2,86	verificato
C	0,0208393	64,27142857	64,27142857	9,1	7,09	verificato
B	0,0500472	64,27142857	64,27142857	33,9	1,89	verificato
D	0,0500472	64,27142857	64,27142857	-32,0	2,01	verificato

Traverso

$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	0,2847	$\leq 0,5$: si può trascurare l'influenza del taglio
$\rho =$	0,000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)
$(A - 2bt_f)/A =$	0,2179	
$a =$	0,218	$a = (A-2bt_f)/A$ se $\leq 0,5$ altrimenti $a = 0,5$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0,0261605	64,27142857	64,27142857	9,1	7,09	verificato
D	0,0261605	64,27142857	64,27142857	-32,0	2,01	verificato
E	0,0261605	64,27142857	64,27142857	13,4	4,78	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

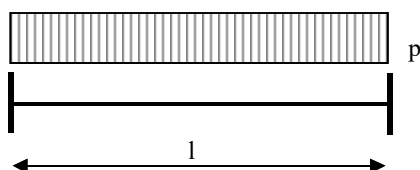
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso



$$p = 31,90 \text{ KN/m}$$

$$l = 2,5 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 24,92 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 56,467 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_0$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 10,29 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 10,98 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g\gamma_G + q\gamma_Q) = 31,90 \text{ KN/m}$$

$\delta_c \text{ (mm)} =$	0	monta iniziale della trave
$\delta_1 \text{ (mm)} =$	1,65	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
$\delta_2 \text{ (mm)} =$	1,76	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
$\delta_{max} \text{ (mm)} =$	3,41	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale $= \delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 6,250 \text{ mm}$$

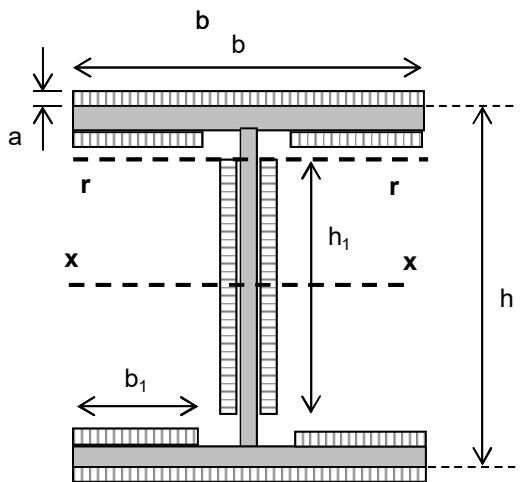
$$\delta_{2, LIM} = 5,000 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} < \text{del valore limite} \text{ __ VERIFICATO}$$

$$\delta_2 < \text{del valore limite} \text{ __ VERIFICATO}$$

VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)
saldature con cordoni d'angolo



b =	140	mm	max
b ₁ =	54	mm	140 ok
h ₁ =	92	mm	55 ok
h =	140	mm	92 ok
s =	10	mm	spessore cordone
a =	7,071	mm	sezione di gola

V _{Ed} =	29,434	KN
N _{Ed} =	56,31	KN
M _{Ed} =	33,918	KNm

f_{yk} = 275,00 tensione caratteristica di snervamento
 β₁ = 0,7 acciaio S275
 β₂ = 0,85 acciaio S275

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

J_x = 1616,9 cm⁴ momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
 A = 48,1 cm² area della sezione resistente delle saldature
 W_x = 209,8 cm³ modulo di resistenza elastico
 S_r = 114,39 cm³ momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

cordoni d'anima

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n_⊥ = 10,821 KN/cm² tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
 t_⊥ = 0,000 KN/cm² tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
 τ_∥ = 1,472 KN/cm² tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare: (n_⊥² + t_⊥² + τ_∥²)^{0,5} ≤ β₁ · f_{yk} e / n_⊥ / + / t_⊥ / ≤ β₂ · f_{yk}

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 10,92 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,25 \text{ KN/cm}^2$$

$$/ n_{\perp} / + / t_{\perp} / = 10,82 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23,375 \text{ KN/cm}^2$$

(n _⊥ ² + t _⊥ ² + τ _∥ ²) ^{0,5} ≤ β ₁ · f _{yk}	verificato
--	------------

/ n _⊥ / + / t _⊥ / ≤ β ₂ · f _{yk}	verificato
--	------------

cordoni d'ala

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$$\begin{aligned} n_{\perp} &= 17,338 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione normale perpendicolare all'asse del cordone} \\ t_{\perp} &= 0,000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone} \\ \tau_{\parallel} &= 0,000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale parallela all'asse del cordone} \end{aligned}$$

Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 17,34 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,25 \text{ KN/cm}^2$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 17,34 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23,375 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	verificato
--	-------------------

$ n_{\perp} + t_{\perp} \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	verificato
---	-------------------

VERIFICA COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE (giunto di base)

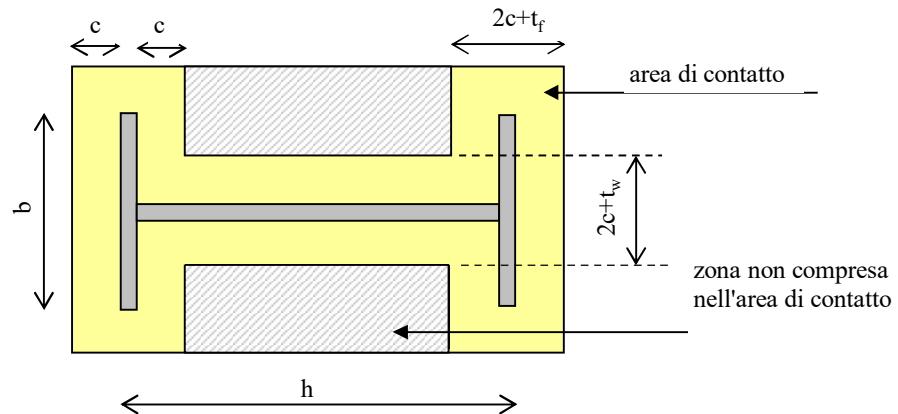
n = 1 numero profili

b = 140 mm

h = 140 mm

t_f = 12 mm

t_w = 7 mm



d = 0 mm interasse profili del piedritto (caso di due o più profili)

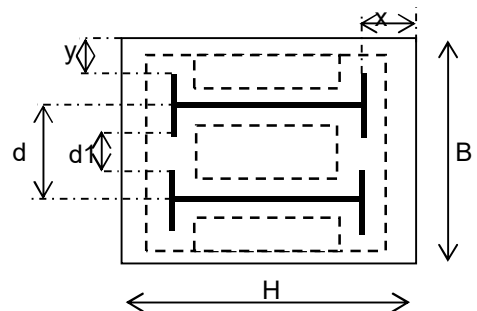
B = 300 mm larghezza piastra

H = 300 mm lunghezza piastra

x = 80 mm ok

y = 80 mm ok

d1 = 0 mm ok



Piastra di base

spessore della piastra di base t = 20 mm

Tipo di acciaio S275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Tirafondi

numero 4

diametro (mm) 20

area resistente bullone (mm²) 245

classe 8.8

diametro del foro piastra (mm) 21

caratteristiche dei bulloni

$f_{yb} =$	649,00	N/mm ²
$f_{tb} =$	800,00	N/mm ²
$\gamma_{M2} =$	1,25	

tensione caratteristica di snervamento

tensione caratteristica di rottura

coefficiente parziale di sicurezza

$F_{v,Rd} =$	94,08	KN
$F_{t,Rd} =$	141,12	KN

resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone

resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone
(per snervamento dell'acciaio)

caratteristiche ancoraggio
(ancoraggio chimico)

$\tau_f =$	9,00	N/mm ²
$L_b =$	200,00	mm
$\gamma_m =$	1,25	
$d_0 =$	22,00	mm

adesione resina-cla

lunghezza di ancoraggio

coefficiente parziale di sicurezza

diametro del foro nel cla

$F_{t,Rd} =$	99,48	KN
--------------	-------	----

resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone
(per resistenza del supporto)

La resistenza a trazione del singolo bullone è rappresentata dal valore minimo tra la resistenza per snervamento dell'acciaio e la resistenza per adesione al supporto

$N_{ud} =$	99,48	KN
------------	-------	----

resistenza ultima a trazione del bullone

Cordolo in C.A.

Calcestruzzo	C25/30
--------------	--------

$\alpha_{cc} =$	0,85
$\gamma_c =$	1,5

$R_{ck} =$	30,00	N/mm ²
$f_{ck} =$	24,90	N/mm ²
$f_{ctm} =$	2,56	N/mm ²
$f_{ctk} =$	1,79	N/mm ²
$f_{cfm} =$	3,07	N/mm ²
$f_{cd} =$	14,11	N/mm ²

resistenza caratteristica a compressione su cubi

resistenza cilindrica da usare nei calcoli

resistenza media a trazione semplice

resistenza caratteristica a trazione semplice

resistenza media a trazione per flessione

resistenza di calcolo ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$)

Calcolo della resistenza di progetto del giunto

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

$f_j =$ resistenza di progetto del giunto

$\beta_j =$ coefficiente di giunto. Può essere assunto uguale a 2/3 se la resistenza caratteristica della malta è non minore del 20% della resistenza caratteristica del calcestruzzo del cordolo e lo spessore della malta è non maggiore di 0,2 volte la larghezza minima di base della piastra di acciaio

$k_j =$ coefficiente di concentrazione, normalmente uguale a 1

$\beta_j =$	0,667
-------------	-------

$f_j =$	9,407	N/mm ²
---------	-------	-------------------

$k_j =$	1,000
---------	-------

Calcolo dell'area effettiva di contatto della piastra di base

Larghezza aggiuntiva "c" $c = t \cdot (f_{yk} / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))^{0,5}$

c =	60,93	mm
-----	-------	----

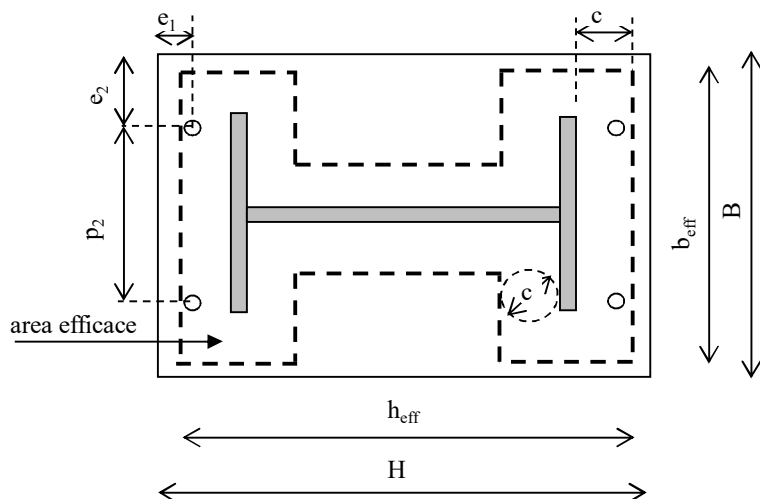
Larghezza efficace "b_{eff}"

b _{eff} =	261,86	mm
--------------------	--------	----

Altezza efficace di contatto "h_{eff}"

h _{eff} =	261,86	mm ²
--------------------	--------	-----------------

Verifica della capacità portante del giunto



Dimensioni della piastra

B =	300	mm	larghezza della piastra
H =	300	mm	altezza della piastra
b _{eff} =	262	mm	largh. efficace della piastra
h _{eff} =	261,9	mm	alt. efficace della piastra
t =	20	mm	spessore della piastra
n =	1		numero di profili

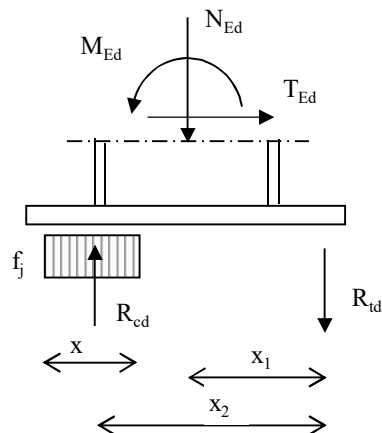
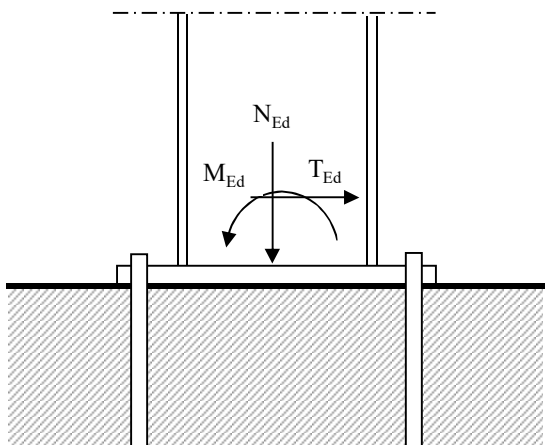
Posizionamento tirafondi

e ₁ =	70	mm	valore ammesso
e ₂ =	90	mm	valore ammesso
p ₂ =	120	mm	valore ammesso

Valori limite per posizionamento tirafondi

	min		max
e ₁ =	25,2	mm	120
e ₂ =	25,2	mm	120
p ₂ =	50,4	mm	200

I tirafondi si trovano all'interno dell'area di contatto efficace



Per la verifica deve risultare: $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

sezione	N_{Ed} KN	M_{Ed} KNm	T_{Ed} KN	R_{td} KN	R_{cd} KN	x mm	x_1 mm	x_2 mm		M_{Rd} KNm
A	-23,45	-22,44	14,07	198,95	222,40	90,29	80,0	165,8		34,994
B	-56,31	33,92	29,43	198,95	255,26	103,63	80,0	159,1		36,111

verificato

verificato

N_{Ed} , M_{Ed} , T_{Ed} = sollecitazioni di calcolo (sforzo normale "N" positivo se di trazione)

R_{td} = risultante delle trazioni (resistenza ultima a trazione dei tirafondi)

$R_{td} = N_{ud} \cdot n$ (resistenza di un bullone x numero di bulloni in zona tesa)

R_{cd} = risultante delle compressioni (resistenza ultima a compressione sul cordolo in C.A.)

$R_{cd} = R_{td} - N_{Ed}$ (per l'equilibrio alla traslazione verticale)

x = altezza sulla quale sono distribuiti gli sforzi di compressione nel C.A.

$x = R_{cd} / (f_j \cdot b_{eff})$

x_1 = braccio della risultante delle trazioni rispetto al baricentro della piastra

$x_1 = (H - 2 \cdot e_1) / 2$

x_2 = braccio della coppia interna

$x_2 = (H - e_1) - (H - h_{eff}) / 2 - x / 2$

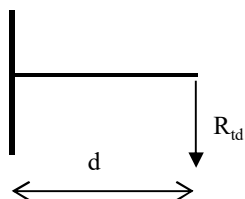
M_{Rd} = momento resistente del giunto

$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot x_1 + R_{cd} \cdot x_2$ (per l'equilibrio alla rotazione attorno baricentro tirafondi)

Verifica a flessione della piastra

Avendo rispettato la larghezza efficace "c", la piastra risulta automaticamente verificata nei confronti della flessione generata dalle tensioni di compressione nel C.A.

La verifica verrà pertanto condotta considerando solamente la flessione generata dalle trazioni nei tirafondi.



d =	10	mm
-----	----	----

W_{pl} =	30000,00	mm ³
------------	----------	-----------------

modulo di resistenza plastico

Sollecitazioni

V_{Ed} =	198,9504	KN
------------	----------	----

sollecitazione tagliante

M_{Ed} =	1989,504	KNmm
------------	----------	------

sollecitazione flettente

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd}$ =	7857,14	KNmm
--------------	---------	------

Resistenza di calcolo a flessione

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

$V_{c,Rd}$ =	907,26	KN
--------------	--------	----

Resistenza di calcolo a taglio

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,2193 \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \text{ Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-moment}$$

$M_{y,V,Rd}$ =	7857,143	KNmm
----------------	----------	------

Resistenza a flessione ridotta per effetto del taglio

M_{Ed} =	1989,504	KNmm
------------	----------	------

Sollecitazione flettente

$M_{y,V,Rd}$	\geq	M_{Ed}	verificato
--------------	--------	----------	-------------------

Verifica a rifollamento della piastra

Resistenza di calcolo a rifollamento: $F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

d = 20 mm diametro del bullone

t = 20 mm spessore della piastra

f_{tk} = 430,00 N/mm² resistenza a rottura della piastra

α = 1,000 coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicat
 $\alpha = \min[e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1]$

k = 2,5 coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
 $k = \min(2,8e_2 / d_0 - 1,7 ; 1)$

$F_{b,Rd}$ =	344,00	KN	resistenza di calcolo a rifollamento
--------------	--------	----	--------------------------------------

$F_{v,Ed}$ =	7,359	KN	sollecitazione tagliante sul singolo bullone
--------------	-------	----	--

$$F_{b,Rd} \geq F_{v,Ed} \text{ Verificato}$$

Verifica di resistenza dei tirafondi

Verifica per presenza combinata di taglio e trazione

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1,4 \cdot F_{t,Rd} =$	0,541
---	-------

 ≤ 1 - **verificato**

La condizione $F_{t,Ed}/F_{t,Rd} \leq 1$ è automaticamente soddisfatta

COMUNE DI

FORMIGINE (MO)

LAVORI DI

**VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI -
piano terra - INTERVENTO A2**

Proprietà	Comune di Formigine
-----------	---------------------

Località	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
----------	--

Estremi catastali:	Comune di Formigine Foglio 15 part 21
--------------------	---------------------------------------

FASCICOLO DEI CALCOLI

APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE

**APERTURA VANO (FINESTRA) IN PARETE PORTANTE AL PIANO TERRA
E VANO PER PASSAGGI IMPIANTI - locale 23 -prospetto est**

LUOGO E DATA

20/02/2019

IL TECNICO

Ing. Francesca Barone, Ing. Marco Fontana

PROGETTO E VERIFICA DI APERTURE IN MURI PORTANTI IN ZONA SISMICA

Progetto:	VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI - piano terra
------------------	---

Committente:	Comune di Formigine
---------------------	---------------------

Località:	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
------------------	--

Comune:	FORMIGINE (MO)
----------------	----------------

PARETE N°	2
------------------	---

PIANO:	TERRA
---------------	-------

PIANO: TERRA

PARETE N° 2

ANALISI DEI CARICHI

Solaio in legno massello - copertura

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
travi in legno massello (24x24) c	i (m)=	1,5	p (KN/m)=	0,35	0,23
travetti in legno massello (9x13)					0,17
doppio tavolato ligneo	s (m)=	0,05	γ (KN/m ³)=	6	0,30
G₁ =					0,70

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
coppi di laterizio					0,75
isolamento termico e impermeabilizzazione					0,30
controsoffitto appeso					0,00
G₂ =					1,05

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)- neve					1,20
q_k =					1,20

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1,30
$\gamma_{G2} =$	1	1,50
$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	0,70	0,91	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	1,05	1,58	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,00	1,80	KN/m ²
q₁ =	1,75	4,29	KN/m²

Solaio misto in legno, profilati di acciaio e tavelle di laterizio - piano primo e secondo

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
travi in legno massello (25x30) c	i (m)=	2,1	p (KN/m)=	0,454	0,22
travetti in legno massello (8x11)					0,15
	s (m)=		γ (KN/m ³)=		0,00
tavelle di laterizio					0,90
putrelle in ferro IPE160	i (m)=	2,1	p (KN/m)=	0,158	0,08
G₁ =					1,34

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
pavimento					0,40
caldana					0,30
massetto-riempimento					2,00
incidenza tramezzi					0,00
controsoffitto in cartongesso					0,35
G₂ =					3,05

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)					3,00
q_k =					3,00

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1,30
$\gamma_{G2} =$	1	1,50
$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	1,34	1,74	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	3,05	4,58	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,00	4,50	KN/m ²
q₁ =	4,39	10,82	KN/m²

Volta in mattoni disposti in foglio - piano primo

Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
peso proprio volta in foglio sp. 5,5 cm						1,00
G₁ =						1,00

Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
pavimento						0,40
caldana o riempimento						0,50
intonaco						0,30
G₂ =						1,20

Carichi variabili (Q)						KN/m ²
carico di esercizio (q_k)						3,00
q_k =						3,00

		(favorevole)	(sfavorevole)
Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)	$\gamma_{G1} =$	1	1,30
	$\gamma_{G2} =$	1	1,50
	$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	1,000	1,30	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	1,200	1,8	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,000	4,50	KN/m ²
q₁ =	2,200	7,60	KN/m²

PIANO: TERRA

PARETE N° 2

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{G2} = 1$

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante p.1	3,92	0,45	18	31,75
muro sovrastante p.2	4,77	0,3	18	25,76
				0,00
				0,00
				0,00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q _l (dx)	q _l (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	0	3,46	0,00	1,75	3,03
solaio p.sottotetto	0	2	0,00	1,75	1,75
solaio p.2	0	1,61	0,00	4,39	3,53
solaio p.1	0	1,5	0,00	4,39	3,29
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00

Totale carico distribuito (KN/m) 69,11

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO: TERRA

PARETE N° 2

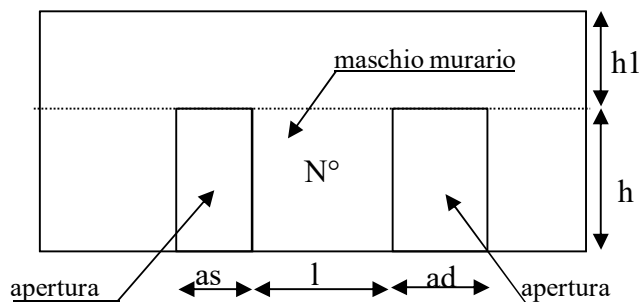
STATO ATTUALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 1

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0	1,1	6,21	0	0,45	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6,21
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h₁ = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009[illegible]

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)[illegible]

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

[illegible]

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m N/cm ²	τ_o N/cm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w KN/m ³	σ_o KN/m ²
1	6	260	5,00	750,00	250,00	18,00	163,49
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

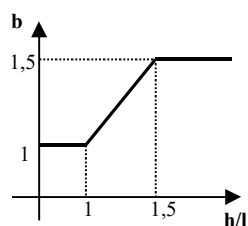
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	0,177	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	250	0,45	6,21	1,1	2,7945	750	524688,4
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							524688,4

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Inserire il codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	1
---	---

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	5,00	260	163,49	373,74	#####	373,74	0,712	taglio per trazione	1,5	4,40	4,40
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

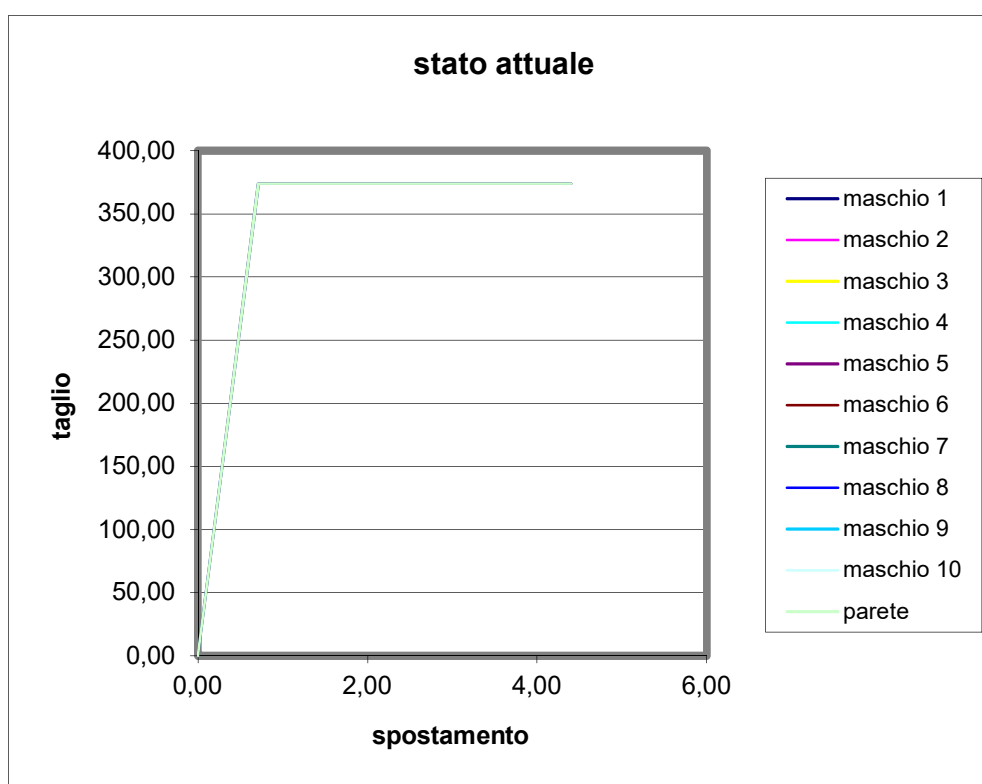
Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	4,40
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	373,74
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	373,74

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del massimo spostamento ammesso della normativa per ogni singolo maschio murario

Grafico del comportamento della parete nello stato attuale

	V_t (KN)	δ (mm)
1	0,00	0,00
	373,74	0,71
	373,74	4,40
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
Parete	0,00	0,00
	373,74	0,71
	373,74	4,40



PIANO: TERRA

PARETE N° 2

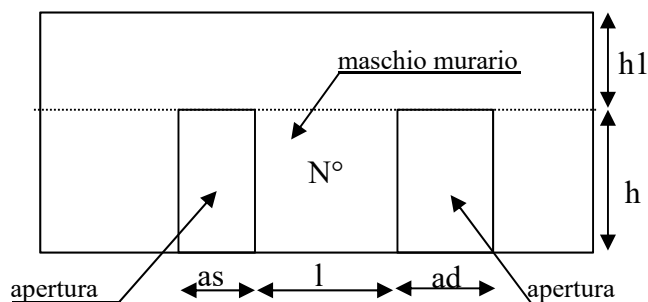
STATO MODIFICATO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 2

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	1	1,1	0,48	0,36	0,45	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	0,98
2	1,2	1	1,1	3,22	0,36	0,45	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,32
0	1	0	0,5	0,3	0,09	0,45	6		0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h₁ = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009[illegible]

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	1	1 minimo 2 medio 3 massimo
---------------------------------------	----	---	-------------------------	---	----------------------------------

[illegible]

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

[illegible]

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m N/cm ²	τ_o N/cm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w KN/m ³	σ_o KN/m ²
1	6	260	5,00	750,00	250,00	18,00	336,70
2	6	260	5,00	750,00	250,00	18,00	224,65
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

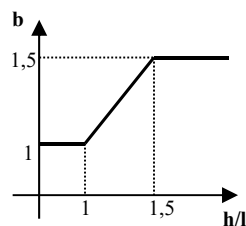
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	2,292	1,500
2	0,342	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	250	0,45	0,48	1,1	0,216	750	16637,7
2	250	0,45	3,22	1,1	1,449	750	265814,9
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							282452,7

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità		1
---	--	---

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	5,00	260	336,70	25,30	26,90	25,30	1,521	taglio per trazione	1,5	4,40	4,40
2	5,00	260	224,65	217,22	856,01	217,22	0,817	taglio per trazione	1,5	4,40	4,40
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	4,40
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	25,30
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	217,22
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	242,53

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del massimo spostamento ammesso della normativa per ogni singolo maschio murario

VERIFICHE

a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

K_{in} (KN/m)	524688,3647
K_{fin} (KN/m)	282452,7

variazione percentuale:	-46,2 %
-------------------------	----------------

La verifica NON è soddisfatta; occorre pertanto un intervento di rinforzo

b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	373,74
$V_{t,fin}$ (KN)	242,53

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	4,40
$\delta_{u,fin}$ (mm)	4,40

La verifica risulta pertanto soddisfatta

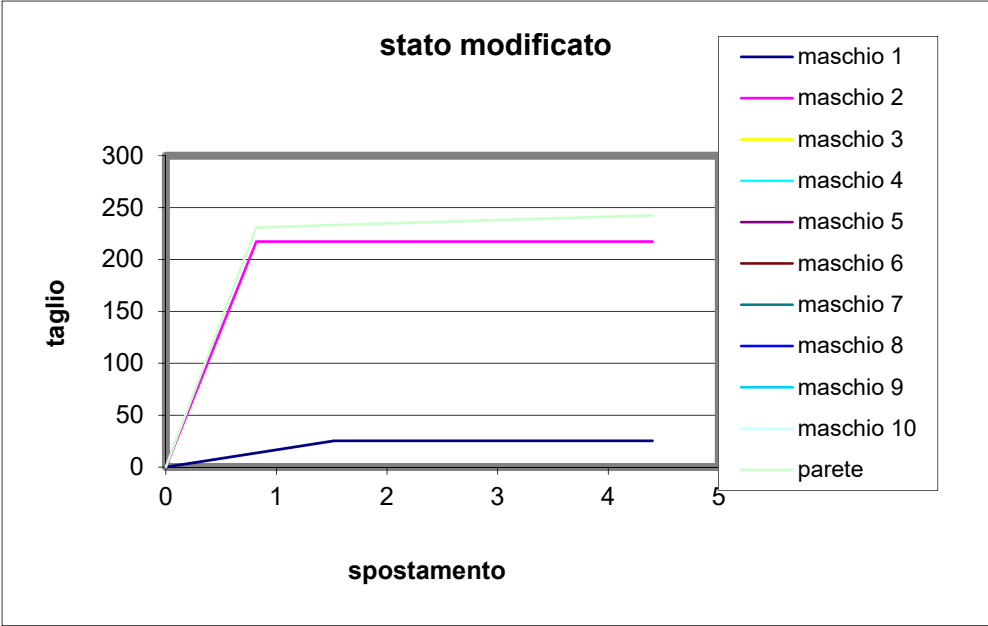
Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	N
VERIFICA DELLA RESISTENZA	N
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

PARERE VERIFICATA	NO
-------------------	-----------

Grafico del comportamento della parete nello stato modificato

	V _t	δ
	(KN)	(mm)
1	0	0
	25,3	1,52
	25,3	4,40
2	0	0
	217,2	0,82
	217,2	4,40
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
parete	0	0
	230,8	0,82
	242,5	4,40



PIANO: TERRA

PARETE N° 2

Occorre progettare una o più cerchiature di rinforzo

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI

1 Acciaio: S275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm ²
$f_{tk} =$	430,00	N/mm ²
$\gamma_{M0} =$	1,05	
$E =$	210000	N/mm ²

tensione caratteristica di snervamento
tensione caratteristica di rottura
coefficiente parziale di sicurezza
modulo elastico

2 Calcestruzzo armato

$R_{ck} =$	35,00	N/mm ²
$f_{cd} =$	16,462	N/mm ²
$\gamma_{M0} =$	1,5	
$E =$	32588	N/mm ²

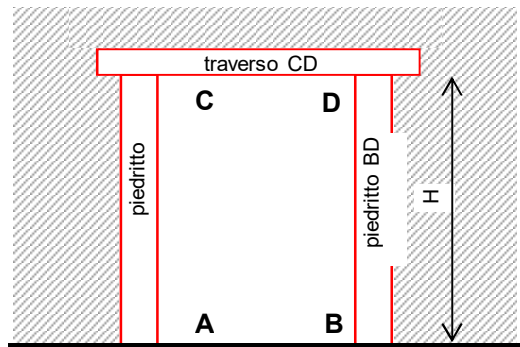
resistenza caratteristica a compressione
tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
coefficiente parziale di sicurezza
modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}$

TELAI IN ACCIAIO

Numero di telai da inserire nella parete 1

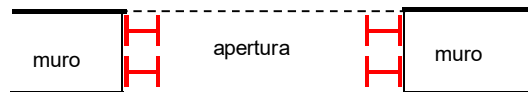
Il telaio è formato da due piedritti, quello di destra (AC), quello di sinistra (BD) e dal traverso (CD). Ciascun piedritto può essere formato con uno o più profili metallici. Nella figura a lato ciascun piedritto è formato da 2 profili metallici.

prospetto



H_{telaio} (cm)	110	(Altezza media dei telai)
K_{ric} (KN/m)	163532	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,\text{piedr}}$ (cm ⁴)	4319	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

pianta



n	nome	tipo piedritto			H (cm)	W_x (cm ³)	J_x (cm ⁴)	K_T (KN/m)	M_{el} (KNcm)	d (mm)	F_T (KN)	F_u (KN)
		n	serie	tipo								
1	TA1	2	HEA	180	110	587,2	5020	190088,7	15379,05	2,94	559,24	559,24
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALI								190088,7			559,24	559,24

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

K_{in} (KN/m)	524688,36
K_{fin} (KN/m)	472541,31

variazione percentuale:	-9,94 %
-------------------------	----------------

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	373,74
$V_{t,fin}$ (KN)	801,76

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	4,400
$\delta_{u,fin}$ (mm)	4,400

La verifica risulta pertanto soddisfatta

Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	S
VERIFICA DELLA RESISTENZA	S
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

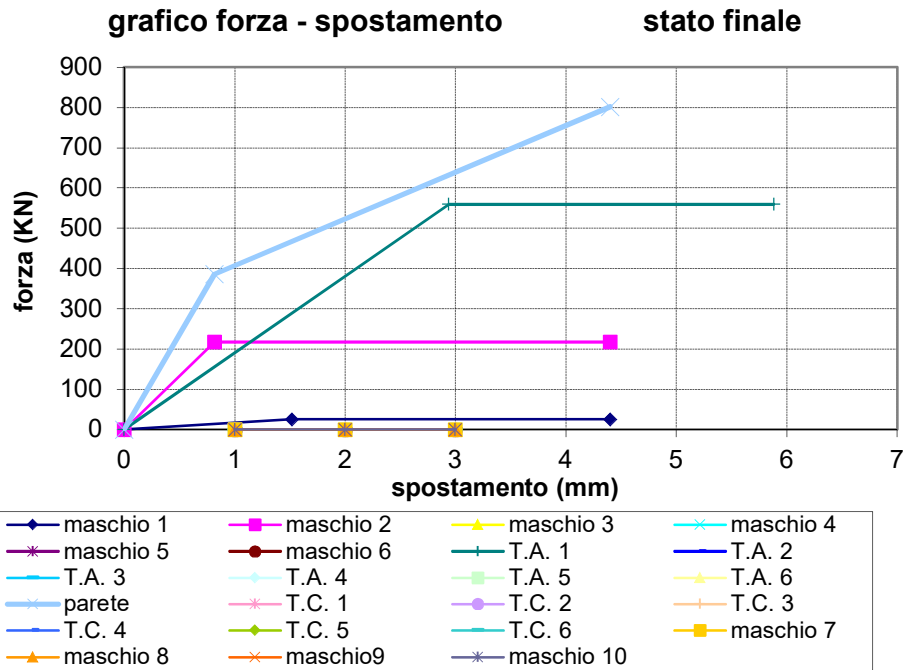
PARERE VERIFICATA	SI
-------------------	-----------

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale con contributo cerchiature

	V _t (KN)	δ (mm)
maschio 1	0	0
	25,3	1,52
	25,3	4,40
maschio 2	0	0
	217,2	0,82
	217,2	4,40
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
maschio 7		
maschio 8		
maschio 9		
maschio 10		

parete	0	0
	386,16	0,82
	801,76	4,40



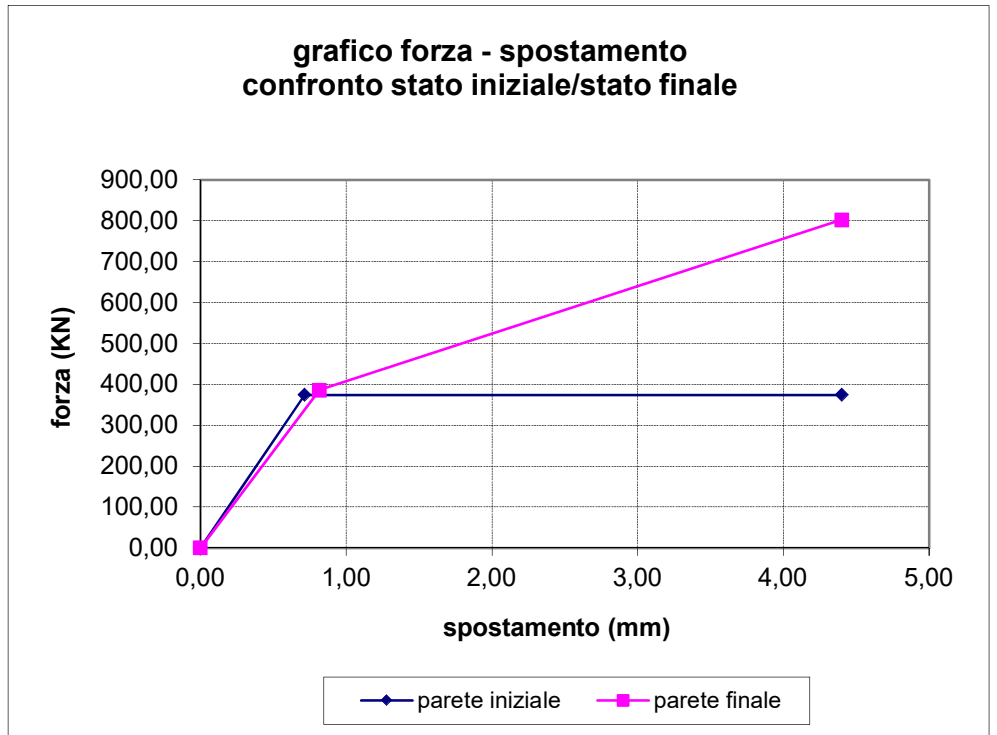
	V _t (KN)	δ (mm)
telaio 1	0,00	0,00
Acciaio	559,24	2,94
	559,24	5,88
telaio 2		
Acciaio		
telaio 3		
Acciaio		
telaio 4		
Acciaio		
telaio 5		
Acciaio		
telaio 6		
Acciaio		

	V _t (KN)	δ (mm)
telaio 1		
C.A.		
telaio 2		
C.A.		
telaio 3		
C.A.		
telaio 4		
C.A.		
telaio 5		
C.A.		
telaio 6		
C.A.		

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Confronto tra stato iniziale e stato finale

	V_t	δ
	(KN)	(mm)
Parete Iniziale	0,00	0,00
	373,74	0,71
	373,74	4,40
Parete Finale	0,00	0,00
	386,16	0,82
	801,76	4,40



COMUNE DI

FORMIGINE (MO)

LAVORI DI

**VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI -
piano terra - INTERVENTO A2'**

Proprietà	Comune di Formigine
-----------	---------------------

Località	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
----------	--

Estremi catastali:	Comune di Formigine Foglio 15 part 21
--------------------	---------------------------------------

**FASCICOLO DEI CALCOLI
VERIFICA TELAIO IN ACCIAIO**

**APERTURA VANO (FINESTRA) IN PARETE PORTANTE AL PIANO TERRA
E VANO PER PASSAGGI IMPIANTI - locale 23 -prospetto est**

LUOGO E DATA

20/02/2019

IL TECNICO

Ing. Francesca Barone, Ing. Marco Fontana

PIANO:	TERRA
--------	-------

PARETE N°	1
-----------	---

VERIFICA DEI TELAI METALLICI

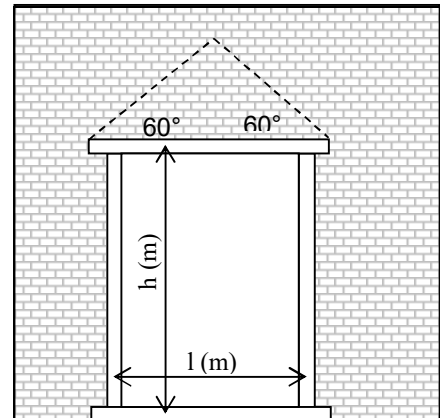
TELAIO N.	1
-----------	---

Apertura finestra dim. nette (100x110) cm

luce telaio l	1,1	m
altezza telaio h	1,24	m

Tipo di acciaio S275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm ²	modulo elastico



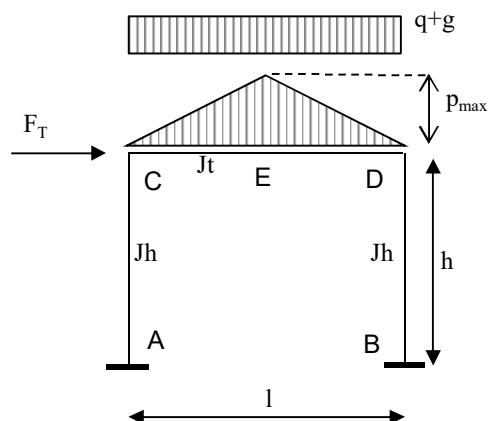
Analisi dei carichi agenti sul telaio

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	1,5	0	6,32	0	4,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
4,74	3,375

	spessore	massa vol.	p_{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,45	18	7,71

Schema statico:



Totale carichi permanenti	g =	8,59	KN/m
---------------------------	-----	------	------

coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G =$	1,5
------------------------------	--------------	-----

Totale carichi variabili	q =	3,375	KN/m
--------------------------	-----	-------	------

coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q =$	1,5
------------------------------	--------------	-----

coeff. di combinazione

$\psi_{21} =$	1
---------------	---

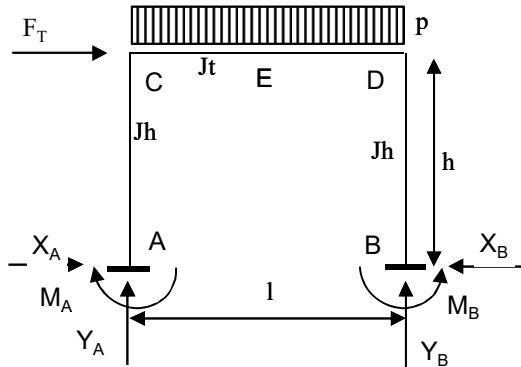
Combinazione di carico ($g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{21}$) =	17,95	KN/m
--	-------	------

Traverso	tipo	HEA	180	$J_x =$	2510	cm ⁴	numero profili	2
Piedritto	tipo	HEA	180	$J_x =$	2510	cm ⁴	numero profili	2

p (KN/m)	17,95
F_T (KN)	358,26
l (m)	1,1
h (m)	1,24
J_t (cm ⁴)	5020
J_h (cm ⁴)	5020

K =	1,12727
-----	---------

$K = J_t \cdot h / (J_h \cdot l)$



Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a F_T	sovrap.	
X_A	1,400	-179,130	-177,730	KN
Y_A	9,874	-175,919	-166,045	KN
M_A	0,579	-125,37	-124,79	KNm
X_B	1,400	179,130	180,530	KN
Y_B	9,874	175,919	185,793	KN
M_B	0,579	125,366	125,945	KNm

Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M_{Ed} (KNm)	-124,79	95,60	95,60	-97,91	1,56	125,94	-97,91
V_{Ed} (KN)	177,73	177,73	-166,04	-185,79	-175,92	180,53	180,53
N_{Ed} (KN)	166,04	166,04	-180,53	-180,53	-180,53	-185,79	-185,79

PIEDRITTI

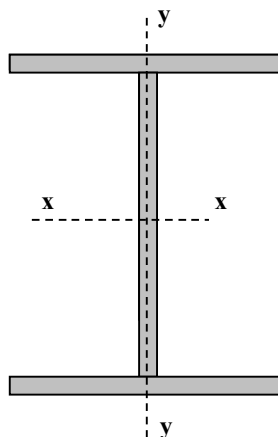
Piedritti tipo

HEA

180

Numero di profili per ogni piedritto:

2



valori del singolo profilo	A =	45,25	cm ²	area lorda del profilo
	b =	180	mm	larghezza delle ali
	t _f =	9,5	mm	spessore delle ali
	t _w =	6	mm	spessore dell'anima
	r =	15	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	171	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	324,9	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	293,6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	102,7	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	2510	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	14,47	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio

S275

f _{yk} =	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 0,9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala c/t = 7,58 classe 1

Anima c/t = 20,33 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 7,58 classe 1

Anima c/t = 20,33 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 7,58 classe 1

Anima c/t = 20,33 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 122,0

α = 0,73

$$x = 56,30$$

$$\psi = -0,83$$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 43,069 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 45,541 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 49,594 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 52,499 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 97,636 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} &= 95,037 \end{aligned}$$

verifica la classe	1
verifica la classe	2
verifica la classe	3

Classe di appartenenza del profilo	1	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

TRAVERSI

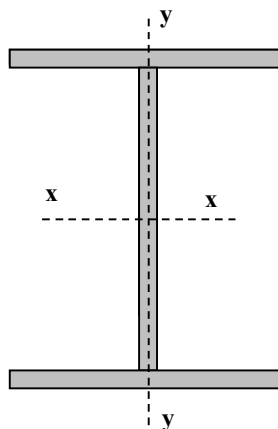
Traverso tipo

HEA

180

Numero di profili per il traverso:

2



valori del singolo profilo	A =	45,25	cm ²	area lorda del profilo
	b =	180	mm	larghezza delle ali
	t _f =	9,5	mm	spessore delle ali
	t _w =	6	mm	spessore dell'anima
	r =	15	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	171	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	324,9	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	293,6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	102,7	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	2510	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	14,47	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio

S275

f _{yk} =	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 0,9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala c/t = 7,58 classe 1

Anima c/t = 20,33 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 7,58 classe 1

Anima c/t = 20,33 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 7,58 classe 1

Anima c/t = 20,33 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 122,0

α = 0,72

$$x = 54,71$$

$$\psi = -0,79$$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 43,504 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 45,952 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 50,095 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 52,973 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 94,576 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} &= 90,784 \end{aligned}$$

verifica la classe	1
verifica la classe	2
verifica la classe	3

Classe di appartenenza del profilo	1	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

Piedritti

$M_{c,Rd} =$	170,19 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	437,6 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	2370,2 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Traverso

$M_{c,Rd} =$	170,19 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	437,6 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	2370,2 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica nella sezione

Piedritti

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,4125 \leq 0,5 : \text{si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \text{ Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,2442$$

$$a = 0,244 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica $M_{N,y,Rd}/M_{Ed} \geq 1$
A	0,0700541	170,1857143	170,1857143	-124,8	1,36	verificato
C	0,0700541	170,1857143	170,1857143	95,6	1,78	verificato
B	0,0783857	170,1857143	170,1857143	125,9	1,35	verificato
D	0,0783857	170,1857143	170,1857143	-97,9	1,74	verificato

Traverso

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,4246 \leq 0,5 : \text{si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \text{ Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,2442$$

$$a = 0,244 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0,0761655	170,1857143	170,1857143	95,6	1,78	verificato
D	0,0761655	170,1857143	170,1857143	-97,9	1,74	verificato
E	0,0761655	170,1857143	170,1857143	1,6	109,26	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

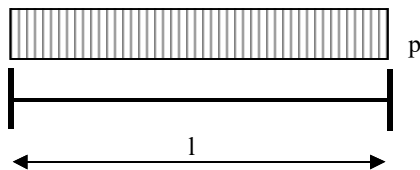
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso



$$p = 17,95 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,1 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,72 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 153,79 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_0$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 8,59 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 3,375 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g\gamma_G + q\gamma_Q) = 17,95 \text{ KN/m}$$

$\delta_c \text{ (mm)} =$	0	monta iniziale della trave
$\delta_1 \text{ (mm)} =$	0,02	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
$\delta_2 \text{ (mm)} =$	0,01	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
$\delta_{max} \text{ (mm)} =$	0,02	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale $= \delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 2,750 \text{ mm}$$

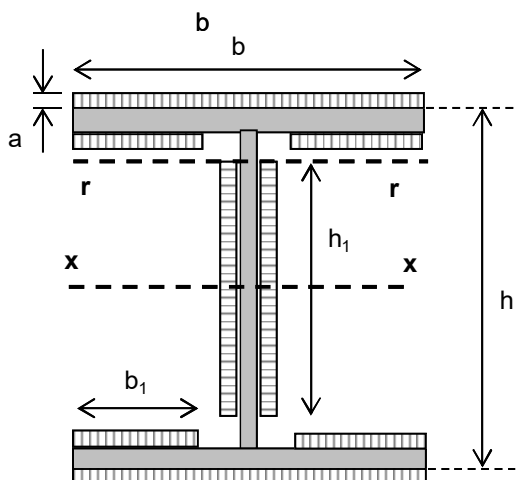
$$\delta_{2, LIM} = 2,200 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} < \text{del valore limite} \text{ __ VERIFICATO}$$

$$\delta_2 < \text{del valore limite} \text{ __ VERIFICATO}$$

VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)
saldature con cordoni d'angolo



b =	180	mm	max	
b ₁ =	72	mm	180	ok
h ₁ =	122	mm	72	ok
h =	171	mm	122	ok
s =	12	mm	spessore cordone	
a =	8,485	mm	sezione di gola	

$V_{Ed} =$	180,53	KN
$N_{Ed} =$	185,79	KN
$M_{Ed} =$	125,94	KNm

$$f_{vk} = 275,00 \text{ tensione caratteristica di snervamento}$$
$$\beta_1 = 0,7 \quad \text{acciaio S275}$$
$$\beta_2 = 0,85 \quad \text{acciaio S275}$$

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

$J_x = 7198,9 \text{ cm}^4$ momento di inerzia della sezione resistente delle saldature

$A = 128,8 \text{ cm}^2$ area della sezione resistente delle saldature

$W_X = 766,0 \text{ cm}^3$ modulo di resistenza elastico

$S_r = 405,66 \text{ cm}^3$ momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

cordoni d'anima

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$n_{\perp} = 12,114 \text{ KN/cm}^2$ tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp} = 0,000 \text{ KN/cm}^2$ tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$$\tau_{\parallel} = 5,994 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale parallela all'asse del cordone}$$

Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 13,52 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,25 \text{ KN/cm}^2$$

$$/n_{\perp}/+ /t_{\perp}/ = 12,11 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{vk} = 23,375 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{vk}$	verificato
--	-------------------

$/ n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{vk}$	verificato
---	-------------------

cordoni d'ala

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$$\begin{aligned} n_{\perp} &= 17,885 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione normale perpendicolare all'asse del cordone} \\ t_{\perp} &= 0,000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone} \\ \tau_{\parallel} &= 0,000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale parallela all'asse del cordone} \end{aligned}$$

Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $n_{\perp} / + t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 17,89 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,25 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + t_{\perp} / = 17,89 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23,375 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	verificato
--	-------------------

$n_{\perp} / + t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	verificato
---	-------------------

VERIFICA COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE (giunto di base)

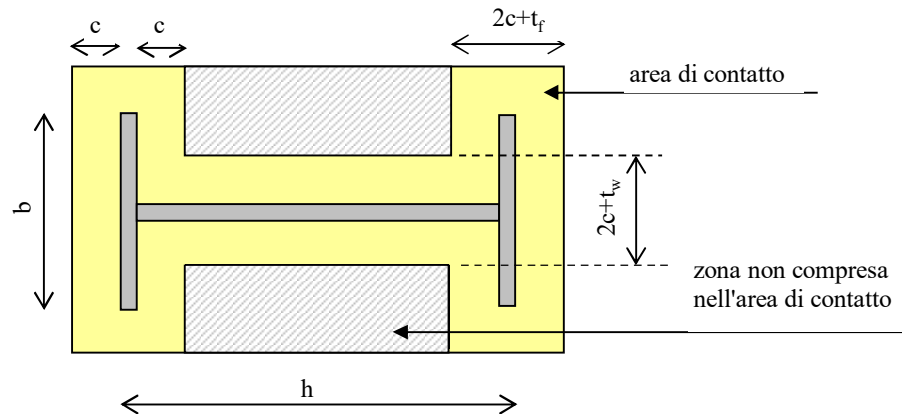
n = 2 numero profili

b = 180 mm

h = 171 mm

t_f = 9,5 mm

t_w = 6 mm



d = 200 mm interasse profili del piedritto (caso di due o più profili)

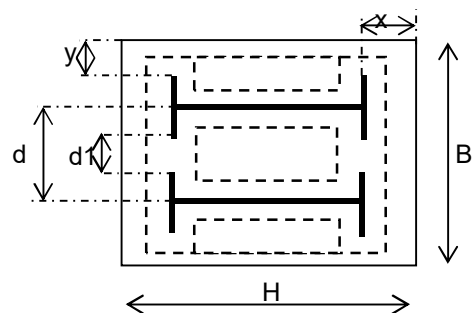
B = 480 mm larghezza piastra

H = 350 mm lunghezza piastra

x = 89,5 mm ok

y = 50 mm ok

d1 = 20 mm ok



Piastra di base

spessore della piastra di base t = 20 mm

Tipo di acciaio S275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Tirafondi

numero 10

diametro (mm) 20

area resistente bullone (mm²) 245

classe 8.8

diametro del foro piastra (mm) 21

caratteristiche dei bulloni

$f_{yb} =$	649,00	N/mm ²
$f_{tb} =$	800,00	N/mm ²
$\gamma_{M2} =$	1,25	

tensione caratteristica di snervamento

tensione caratteristica di rottura

coefficiente parziale di sicurezza

$F_{v,Rd} =$	94,08	KN
$F_{t,Rd} =$	141,12	KN

resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone

resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone
(per snervamento dell'acciaio)

caratteristiche ancoraggio
(ancoraggio chimico)

$\tau_f =$	12,00	N/mm ²
$L_b =$	300,00	mm
$\gamma_m =$	1,25	
$d_0 =$	22,00	mm

adesione resina-cla

lunghezza di ancoraggio

coefficiente parziale di sicurezza

diametro del foro nel cla

$F_{t,Rd} =$	198,95	KN
--------------	--------	----

resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone
(per resistenza del supporto)

La resistenza a trazione del singolo bullone è rappresentata dal valore minimo tra la resistenza per snervamento dell'acciaio e la resistenza per adesione al supporto

$N_{ud} =$	141,12	KN
------------	--------	----

resistenza ultima a trazione del bullone

Cordolo in C.A.

Calcestruzzo	C25/30
--------------	--------

$\alpha_{cc} =$	0,85
$\gamma_c =$	1,5

$R_{ck} =$	30,00	N/mm ²
$f_{ck} =$	24,90	N/mm ²
$f_{ctm} =$	2,56	N/mm ²
$f_{ctk} =$	1,79	N/mm ²
$f_{cfm} =$	3,07	N/mm ²
$f_{cd} =$	14,11	N/mm ²

resistenza caratteristica a compressione su cubi

resistenza cilindrica da usare nei calcoli

resistenza media a trazione semplice

resistenza caratteristica a trazione semplice

resistenza media a trazione per flessione

resistenza di calcolo ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$)

Calcolo della resistenza di progetto del giunto

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

$f_j =$ resistenza di progetto del giunto

$\beta_j =$ coefficiente di giunto. Può essere assunto uguale a 2/3 se la resistenza caratteristica della malta è non minore del 20% della resistenza caratteristica del calcestruzzo del cordolo e lo spessore della malta è non maggiore di 0,2 volte la larghezza minima di base della piastra di acciaio

$k_j =$ coefficiente di concentrazione, normalmente uguale a 1

$\beta_j =$	0,667
-------------	-------

$f_j =$	9,407	N/mm ²
---------	-------	-------------------

$k_j =$	1,000
---------	-------

Calcolo dell'area effettiva di contatto della piastra di base

Larghezza aggiuntiva "c" $c = t \cdot (f_{yk} / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))^{0,5}$

c =	60,93	mm
-----	-------	----

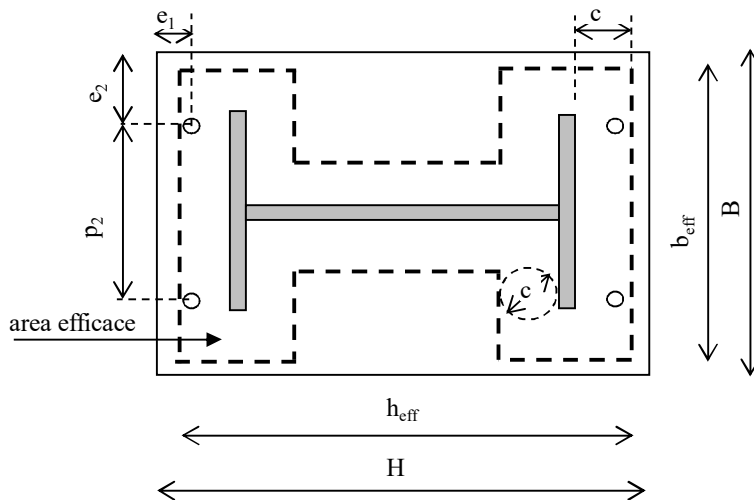
Larghezza efficace "b_{eff}"

b _{eff} =	480,00	mm
--------------------	--------	----

Altezza efficace di contatto "h_{eff}"

h _{eff} =	292,86	mm ²
--------------------	--------	-----------------

Verifica della capacità portante del giunto



Dimensioni della piastra

B =	480	mm	larghezza della piastra
H =	350	mm	altezza della piastra
b _{eff} =	480	mm	largh. efficace della piastra
h _{eff} =	292,9	mm	alt. efficace della piastra
t =	20	mm	spessore della piastra
n =	2		numero di profili

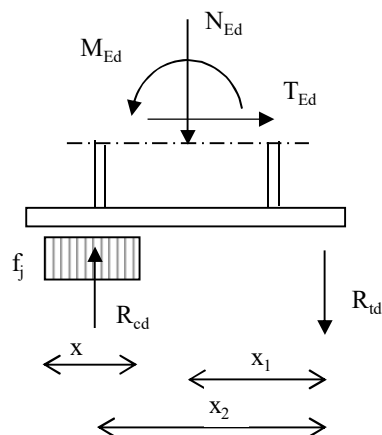
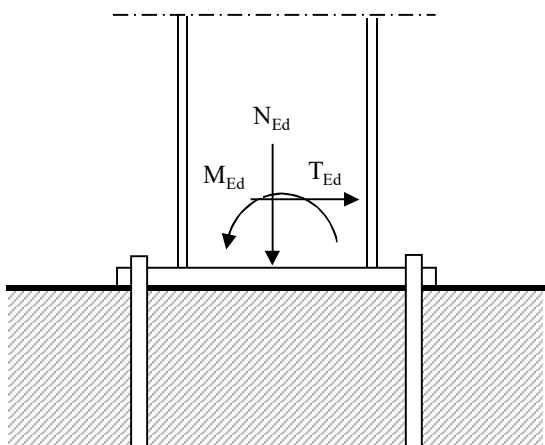
Posizionamento tirafondi

e ₁ =	55	mm	valore ammesso
e ₂ =	40	mm	valore ammesso
p ₂ =	100	mm	valore ammesso

Valori limite per posizionamento tirafondi

	min		max
e ₁ =	25,2	mm	120
e ₂ =	25,2	mm	120
p ₂ =	50,4	mm	200

I tirafondi si trovano all'interno dell'area di contatto efficace



Per la verifica deve risultare: $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

sezione	N_{Ed} KN	M_{Ed} KNm	T_{Ed} KN	R_{td} KN	R_{cd} KN	x mm	x_1 mm	x_2 mm		M_{Rd} KNm
A	166,04	-124,79	177,73	705,6	539,56	119,50	120,0	206,7		131,44
B	-185,79	125,94	180,53	705,6	891,39	197,42	120,0	167,7		127,21

verificato

verificato

N_{Ed} , M_{Ed} , T_{Ed} = sollecitazioni di calcolo (sforzo normale "N" positivo se di trazione)

R_{td} = risultante delle trazioni (resistenza ultima a trazione dei tirafondi)

$$R_{td} = N_{ud} \cdot n \quad (\text{resistenza di un bullone} \times \text{numero di bulloni in zona tesa})$$

R_{cd} = risultante delle compressioni (resistenza ultima a compressione sul cordolo in C.A.)

$$R_{cd} = R_{td} - N_{Ed} \quad (\text{per l'equilibrio alla traslazione verticale})$$

x = altezza sulla quale sono distribuiti gli sforzi di compressione nel C.A.

$$x = R_{cd} / (f_j \cdot b_{eff})$$

x_1 = braccio della risultante delle trazioni rispetto al baricentro della piastra

$$x_1 = (H - 2 \cdot e_1) / 2$$

x_2 = braccio della coppia interna

$$x_2 = (H - e_1) - (H - h_{eff}) / 2 - x / 2$$

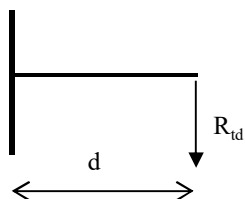
M_{Rd} = momento resistente del giunto

$$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot x_1 + R_{cd} \cdot x_2 \quad (\text{per l'equilibrio alla rotazione attorno baricentro tirafondi})$$

Verifica a flessione della piastra

Avendo rispettato la larghezza efficace "c", la piastra risulta automaticamente verificata nei confronti della flessione generata dalle tensioni di compressione nel C.A.

La verifica verrà pertanto condotta considerando solamente la flessione generata dalle trazioni nei tirafondi.



d =	15	mm
-----	----	----

W_{pl} =	48000,00	mm ³
------------	----------	-----------------

modulo di resistenza plastico

Sollecitazioni

V_{Ed} =	705,6	KN
------------	-------	----

sollecitazione tagliante

M_{Ed} =	10584	KNmm
------------	-------	------

sollecitazione flettente

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd}$ =	12571,43	KNmm
--------------	----------	------

Resistenza di calcolo a flessione

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

$V_{c,Rd}$ =	1451,62	KN
--------------	---------	----

Resistenza di calcolo a taglio

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,4861 \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \text{ Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-moment}$$

$M_{y,V,Rd}$ =	12571,429	KNmm
----------------	-----------	------

Resistenza a flessione ridotta per effetto del taglio

M_{Ed} =	10584,000	KNmm
------------	-----------	------

Sollecitazione flettente

$M_{y,V,Rd}$	\geq	M_{Ed}	verificato
--------------	--------	----------	-------------------

Verifica a rifollamento della piastra

Resistenza di calcolo a rifollamento: $F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

d = 20 mm diametro del bullone

t = 20 mm spessore della piastra

f_{tk} = 430,00 N/mm² resistenza a rottura della piastra

α = 0,873 coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicat
 $\alpha = \min[e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1]$

k = 2,5 coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
 $k = \min(2,8e_2 / d_0 - 1,7 ; 1)$

$F_{b,Rd}$ =	300,32	KN
--------------	--------	----

resistenza di calcolo a rifollamento

$F_{v,Ed}$ =	18,053	KN
--------------	--------	----

sollecitazione tagliante sul singolo bullone

$F_{b,Rd} \geq F_{v,Ed}$ **Verificato**

Verifica di resistenza dei tirafondi

Verifica per presenza combinata di taglio e trazione

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1,4 \cdot F_{t,Rd} =$	0,903
---	-------

 ≤ 1 - **verificato**

La condizione $F_{t,Ed}/F_{t,Rd} \leq 1$ è automaticamente soddisfatta

COMUNE DI

FORMIGINE (MO)

LAVORI DI

**VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI -
piano terra - INTERVENTO A2"**

Proprietà	Comune di Formigine
-----------	---------------------

Località	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
----------	--

Estremi catastali:	Comune di Formigine Foglio 15 part 21
--------------------	---------------------------------------

FASCICOLO DEI CALCOLI
VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO

**APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE AL PIANO TERRA
PER PASSAGGI IMPIANTI - locale 23 -prospetto est**

LUOGO E DATA

20/02/2019

IL TECNICO

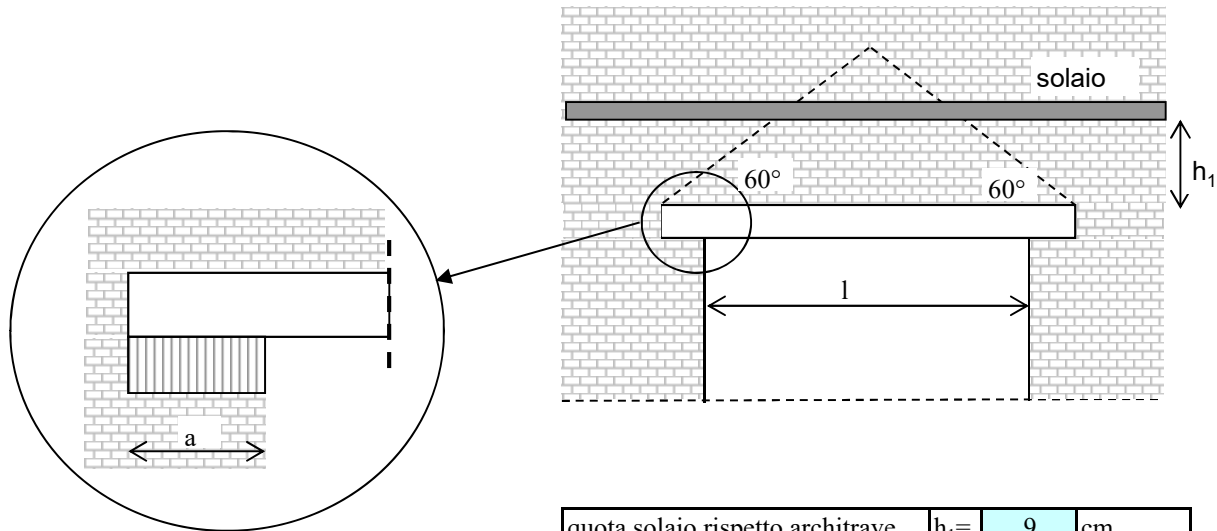
Ing. Francesca Barone, Ing. Marco Fontana

PIANO: TERRA

PARETE N° 2

ARCHITRAVE N° 2

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



quota solaio rispetto architrave $h_1 = 9$ cm

luce architrave "l" 1 m

lunghezza di appoggio $a = 20$ cm

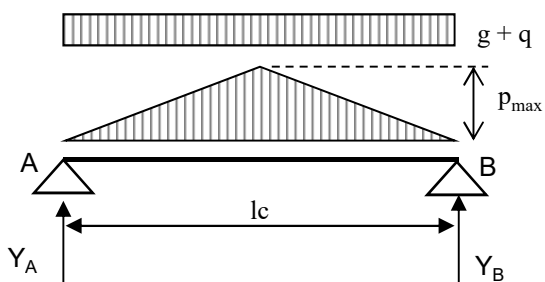
luce di calcolo "lc" 1,2 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	1,5	0	6,32	0	4,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
4,388	3,1245

	spessore	massa vol.	p_{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,45	18	7,01

Schema statico:



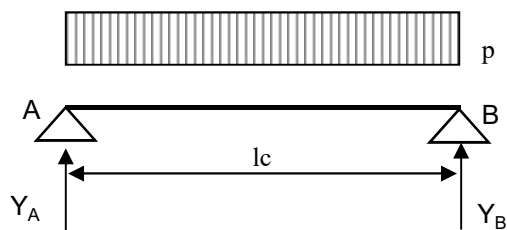
Totale carichi permanenti $g = 7,89 \text{ KN/m}$

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 3,1245 \text{ KN/m}$

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g\gamma_G + q\gamma_Q) = 16,52 \text{ KN/m}$



$p \text{ (KN/m)} = 16,52$

luce di calcolo "lc" (m) $1,20$

$Y_A \text{ (KN)} = 9,91$

$Y_B \text{ (KN)} = 9,91$

Sollecitazioni di calcolo

$M_{Ed} = 2,97 \text{ KNm}$

$V_{Ed} = 9,91 \text{ KN}$

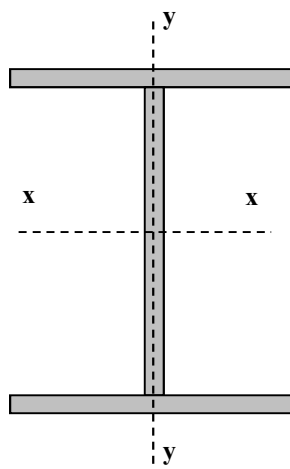
$N_{Ed} = 0,00 \text{ KN}$

Profilati

Profilato tipo HEA

Numero di profili per l'architrave 2

100



valori del singolo profilo	$A =$	21,24	cm^2	area lorda del profilo
	$b =$	100	mm	larghezza delle ali
	$t_f =$	8	mm	spessore delle ali
	$t_w =$	5	mm	spessore dell'anima
	$r =$	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	$h =$	96	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	83,01	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	72,76	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	26,76	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	349,2	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	7,56	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **S275**

$f_{yk} =$	275,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo $\varepsilon = 0,9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$

Azione di flessione

Ala $c/t = 4,44$ classe 1

Anima $c/t = 11,20$ classe 1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} = 43,481 \text{ KNm}$ Resistenza di calcolo a flessione

$V_{c,Rd} = 228,63 \text{ KN}$ Resistenza di calcolo a taglio

$N_{c,Rd} = 1112,6 \text{ KN}$ Resistenza di calcolo a sforzo normale

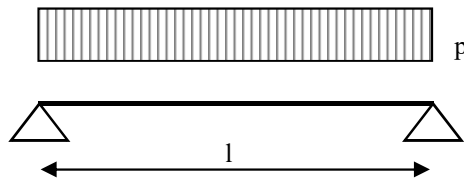
Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0434 \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \text{ Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$M_{y,V,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{y,V,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
43,48	2,97	14,62	verificato

$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$	Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)
$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$	Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)
$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$	Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)
$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$	Resistenza di calcolo a taglio
$(M_{y,V,Rd} = (W_{pl} - r \cdot A_v^2 / (4 \cdot t_w)) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$	Resistenza convenzionale a flessione retta in presenza di taglio non trascurabile

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave

$$p = 16,52 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,2 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,97 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 38,112 \text{ KNm} \quad \text{Momento al limite elastico } (W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

Totale carichi permanenti	$g = 7,89 \text{ KN/m}$	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G = 1,5$
---------------------------	-------------------------	------------------------------	------------------

Totale carichi variabili	$q = 3,1245 \text{ KN/m}$	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q = 1,5$
--------------------------	---------------------------	------------------------------	------------------

Combinazione di carico ($g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q$) =	16,52	KN/m
--	-------	------

δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave
δ_1 (mm) =	0,15	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
δ_2 (mm) =	0,12	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
δ_{max} (mm) =	0,26	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$\delta_{\max} / L = 1/k$

k =	400
-----	-----

$\delta_2 / L = 1/k$

k =	500
-----	-----

$\delta_{\max, LIM} =$	3,000	mm
------------------------	-------	----

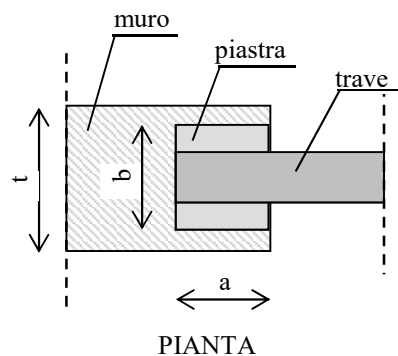
$\delta_{2, LIM} =$	2,400	mm
---------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO
-----------------	-----------------------------------

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO
------------	-----------------------------------

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	no
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 23
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 40
spessore del muro	t (cm) = 45



Caratteristiche della muratura

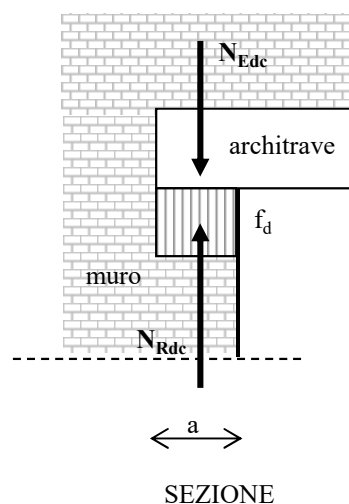
muratura in mattoni pieni e malta a base di calce con malta buona

$f_m = 260 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza **LC1**

Coeff. parziale di sicurezza γ_M **1**

Fattore di confidenza **1,35**



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$$

dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$

A_b = area dell'impronta del carico

f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	20
----------	----

$A_b =$	400	cm^2
---------	-----	---------------

b (cm) =	20
----------	----

$f_d =$	192,59	N/cm^2
---------	--------	-----------------

Resistenza di calcolo a compressione della muratura

$N_{Edc} =$	9,91	KN
-------------	------	----

Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio

$N_{Rdc} =$	77,04	KN
-------------	-------	----

Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,129	≤ 1 verificato
-----------------------	-------	---------------------------------------

COMUNE DI

FORMIGINE (MO)

LAVORI DI

**VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI -
piano terra- INTERVENTO A3**

Proprietà	Comune di Formigine
-----------	---------------------

Località	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
----------	--

Estremi catastali:	Comune di Formigine Foglio 15 part 21
--------------------	---------------------------------------

FASCICOLO DEI CALCOLI

APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE

**APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE AL PIANO TERRA
parete interna - locale 21**

LUOGO E DATA

20/02/2019

IL TECNICO

Ing. Francesca Barone, Ing. Marco Fontana

PROGETTO E VERIFICA DI APERTURE IN MURI PORTANTI IN ZONA SISMICA

Progetto:	VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI - piano terra
------------------	---

Committente:	Comune di Formigine
---------------------	---------------------

Località:	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
------------------	--

Comune:	FORMIGINE (MO)
----------------	----------------

PARETE N°	3
------------------	---

PIANO:	TERRA
---------------	-------

PIANO: TERRA

PARETE N° 3

ANALISI DEI CARICHI

Solaio in legno massello - copertura

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
travi in legno massello (24x24) c	i (m)=	1,5	p (KN/m)=	0,35	0,23
travetti in legno massello (9x13)					0,17
doppio tavolato ligneo	s (m)=	0,05	γ (KN/m ³)=	6	0,30
G₁ =					0,70

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
coppi di laterizio					0,75
isolamento termico e impermeabilizzazione					0,30
intonaco					0,30
G₂ =					1,35

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)- neve					1,20
q_k =					1,20

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
γ_{G1} =	1	1,30
γ_{G2} =	1	1,50
γ_Q =	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1}$ =	0,70	0,91	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2}$ =	1,35	2,03	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q$ =	0,00	1,80	KN/m ²
q₁ =	2,05	4,74	KN/m²

Solaio misto in legno, profilati di acciaio e tavelle di laterizio S1 - piano primo

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
travi in legno massello (25x30) c	i (m)=	2,1	p (KN/m)=	0,454	0,22
travetti in legno massello (8x11)					0,15
	s (m)=		γ (KN/m ³)=		0,00
tavelle di laterizio					0,90
putrelle in ferro IPE160	i (m)=	2,15	p (KN/m)=	0,158	0,07
G₁ =					1,34

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
pavimento					0,40
caldana					0,70
massetto-riempimento					2,00
incidenza tramezzi					0,00
controsoffitto in cartongesso					0,35
G₂ =					3,45

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)					3,00
q_k =					3,00

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1,30
$\gamma_{G2} =$	1	1,50
$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	1,34	1,74	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	3,45	5,18	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,00	4,50	KN/m ²
q₁ =	4,79	11,42	KN/m²

Solaio misto in laterocemento e profilati di acciaio - piano secondo

Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
putrelle in ferro						0,18
pignatte e travetti						2,20
G₁ =						2,38

Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
pavimento						0,40
caldana o riempimento						0,70
massetto-riempimento						1,50
intonaco						0,30
G₂ =						2,90

Carichi variabili (Q)						KN/m ²
carico di esercizio (q_k)						3,00
q_k =						3,00

			(favorevole)	(sfavorevole)
Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)			$\gamma_{G1} =$	$\gamma_{G2} =$
			1	1,30
			1	1,50
			0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	2,380	3,09	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	2,900	4,35	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,000	4,50	KN/m ²
q₁ =	5,280	11,94	KN/m²

Solaio misto in laterocemento e profilati di acciaio - piano sottotetto

Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
putrelle in ferro HEA260	i (m)=	1,93	p (KN/m)=	0,682		0,35
pignatte e travetti H=10 cm						1,10
	s (m)=		γ (KN/m ³)=			0,00
	i (m)=	1	p (KN/m)=	0		0,00
G₁ =						1,45

Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
pavimento						0,00
caldana						0,00
massetto-riempimento						0,00

incidenza tramezzi	0,00
intonaco	0,30
G₂ =	0,30

<i>Carichi variabili (Q)</i>	KN/m ²
carico di esercizio (q _k)	0,50
q_k =	0,50

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
γ _{G1} =	1	1,30
γ _{G2} =	1	1,50
γ _Q =	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
G ₁ x γ _{G1} =	1,45	1,89	KN/m ²
G ₂ x γ _{G2} =	0,30	0,45	KN/m ²
q _k x γ _Q =	0,00	0,75	KN/m ²
q ₁ =	1,75	3,09	KN/m ²

Solaio in laterocemento S6 - piano primo (e piano secondo)

<i>Elementi strutturali (G₁)</i>					KN/m ²
	i (m)=		p (KN/m)=		0,00
solaio h=16 pignatte e travetti					1,76
soletta in c.a. (presunta)	s (m)=	0,04	γ (KN/m ³)=	25	1,00
	i (m)=	1	p (KN/m)=	0	0,00
G₁ =					2,76

<i>Elementi non strutturali (G₂)</i>	KN/m ²
pavimento	0,40
caldana	0,70
massetto-riempimento	0,00
incidenza tramezzi	0,00
intonaco	0,30
G₂ =	1,40

<i>Carichi variabili (Q)</i>	KN/m ²
carico di esercizio (q _k)	3,00
q_k =	3,00

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
γ _{G1} =	1	1,30
γ _{G2} =	1	1,50

$\gamma_Q =$	0	1,50
--------------	---	------

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	2,76	3,59	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	1,40	2,10	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,00	4,50	KN/m ²
$q_1 =$	4,16	10,19	KN/m ²

PIANO: TERRA

PARETE N° 3

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{G2} = 1$

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante p.1	3,61	0,3	18	19,49
muro sovrastante p.2	0	0,3	18	0,00
				0,00
				0,00
				0,00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q _l (dx)	q _l (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	0	0	0,00	2,05	0,00
solaio p.sottotetto	0	0	0,00	1,75	0,00
solaio p.2	1,65	3,2	5,28	4,16	11,01
solaio p.1	1,44	3,14	4,79	4,16	9,98
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00

Totale carico distribuito (KN/m) 40,49

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO: TERRA

PARETE N° 3

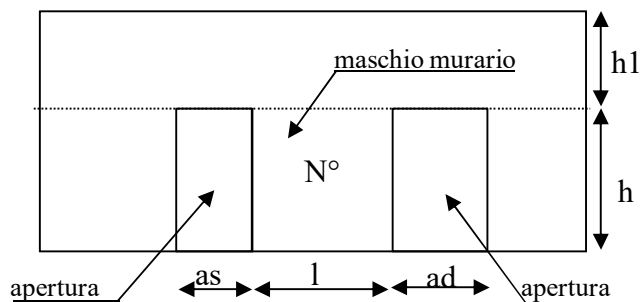
STATO ATTUALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 1

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	1,05	2,1	4,49	1,05	0,3	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	5,02
0	1,05	0	2,1	0,6	1,05	0,3	6		0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h₁ = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009[illegible]

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)[illegible]

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

[illegible]

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m	τ_o	E	G	w	σ_o
		N/cm ²	N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³	KN/m ²
1	6	260	5,00	750,00	250,00	18,00	190,74
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

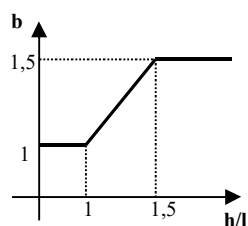
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	0,468	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	250	0,3	4,49	2,1	1,347	750	125976,2
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							125976,2

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Inserire il codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	2
---	---

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	5,00	260	190,74	190,16	501,93	190,16	1,510	taglio per trazione	1,5	2,26	8,40
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

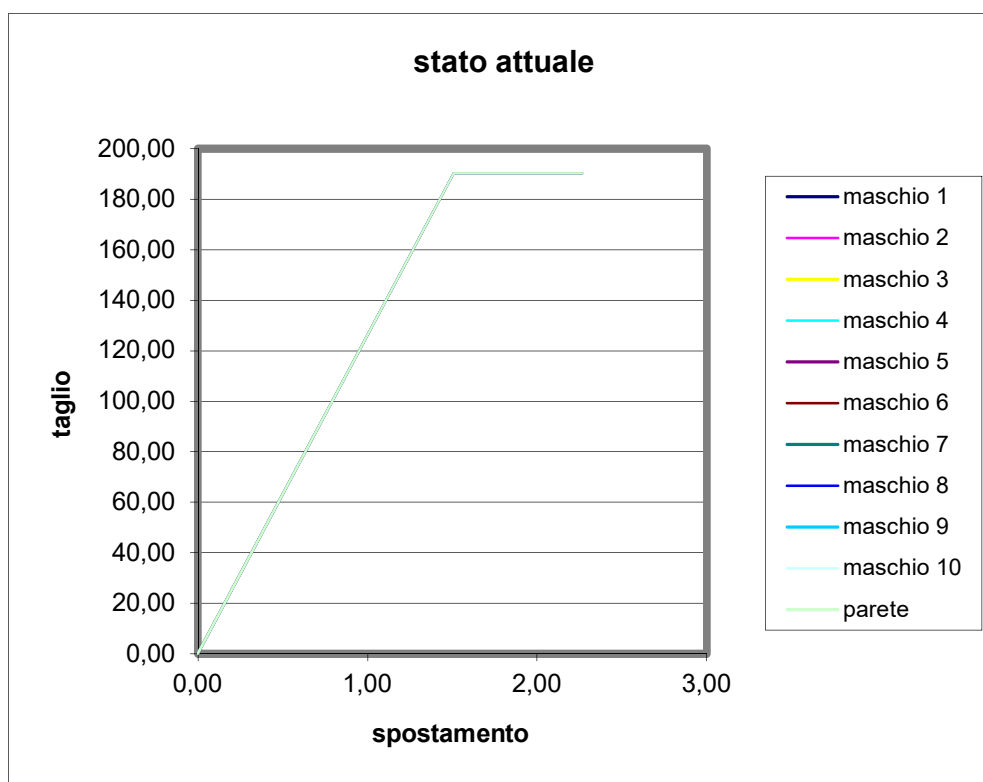
Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	2,26
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	190,16
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	190,16

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

Grafico del comportamento della parete nello stato attuale

	V_t (KN)	δ (mm)
1	0,00	0,00
	190,16	1,51
	190,16	2,26
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
Parete	0,00	0,00
	190,16	1,51
	190,16	2,26



PIANO: TERRA

PARETE N° 3

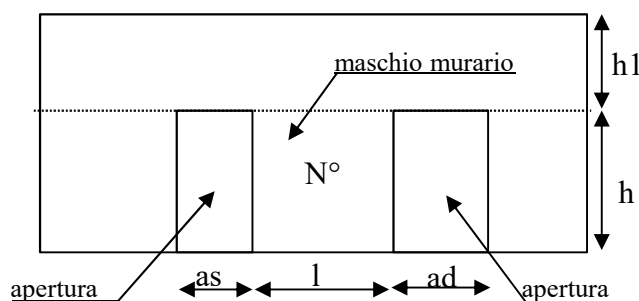
STATO MODIFICATO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 1

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h _l (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0,96	1,05	2,1	3,22	1,05	0,3	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,23
0	0	0,96	2,1	0,3	1,05	0,3	6		0,00
0	1,05	0	2,1	0,6	1,05	0,3	6		0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra
 ad= apertura a destra
 l = lunghezza maschio murario
 h = altezza maschio murario
 t = spessore maschio murario
 h_l = altezza fascia di piano
 i = interasse maschio murario
 $i = l + as/2 + ad/2$
 Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
 circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	intonaco armato	
										sp cm	γ KN/m ³
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6								9	25
											25
											25

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	1	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

N°	Tipol.	f_m	τ_o	E	G	w	σ_o
		N/cm ²	N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³	
1	6	260	5	750	250	18	220,77
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,4	0	0	1	0,7	1,2	1,5
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

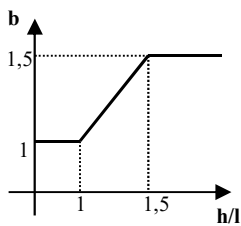
Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m N/cm ²	τ_o N/cm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w KN/m ³	σ_o KN/m ²
1	6	260	5,00	750,00	250,00	18,00	220,77
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura
 τ_o = resistenza media a taglio della muratura
E= modulo di elasticità normale
G= modulo di elasticità tangenziale
w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	0,652	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	250	0,3	3,22	2,1	0,966	750	85707,2
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							85707,2

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità		2
---	--	---

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	5,00	260	220,77	143,88	294,34	143,88	1,679	taglio per trazione	1,5	2,52	8,40
0									4		
0									4		
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	2,52
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	143,88
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	143,88

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

VERIFICHE

a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

K_{in} (KN/m)	125976,1873
K_{fin} (KN/m)	85707,2

variazione percentuale:	-32 %
-------------------------	--------------

La verifica **NON** è soddisfatta; occorre pertanto un intervento di rinforzo

b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	190,16
$V_{t,fin}$ (KN)	143,88

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u, in}$ (mm)	2,26
$\delta_{u, fin}$ (mm)	2,52

La verifica risulta pertanto soddisfatta

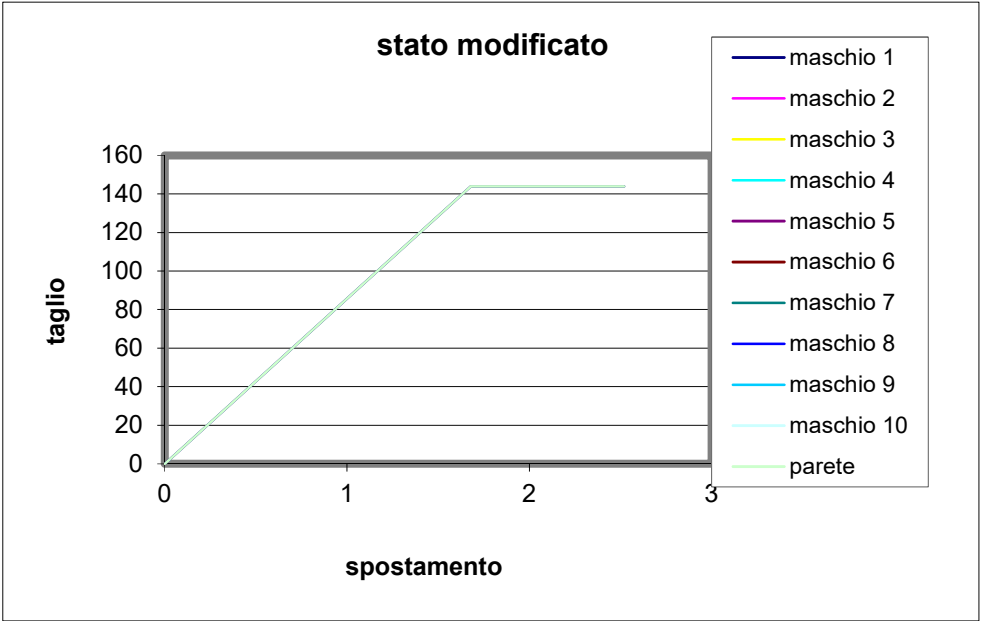
Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	N
VERIFICA DELLA RESISTENZA	N
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

PARERE VERIFICATA	NO
-------------------	-----------

Grafico del comportamento della parete nello stato modificato

	V _t	δ
	(KN)	(mm)
1	0	0
	143,9	1,68
	143,9	2,52
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
parete	0	0
	143,9	1,68
	143,9	2,52



PIANO: TERRA

PARETE N° 3

Occorre progettare una o più cerchiature di rinforzo

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI

1 Acciaio: S275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm ²	modulo elastico

2 Calcestruzzo armato

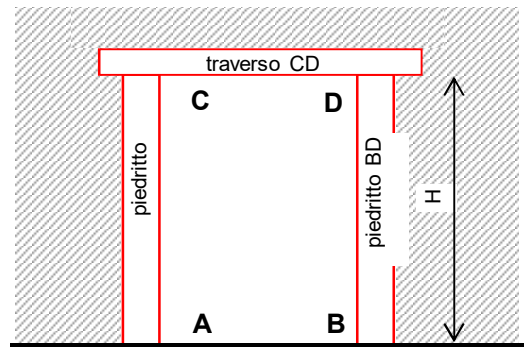
$R_{ck} =$	35,00	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione
$f_{cd} =$	16,462	N/mm ²	tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	32588	N/mm ²	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}$

TELAI IN ACCIAIO

Numero di telai da inserire nella parete 1

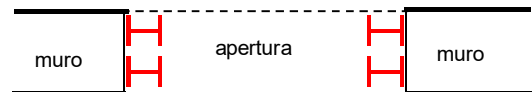
Il telaio è formato da due piedritti, quello di destra (AC), quello di sinistra (BD) e dal traverso (CD). Ciascun piedritto può essere formato con uno o più profili metallici. Nella figura a lato ciascun piedritto è formato da 2 profili metallici.

prospetto



H_{telaio} (cm)	210	(Altezza media dei telai)
K_{ric} (KN/m)	21373	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,piedr}$ (cm ⁴)	3927	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

pianta



n	nome	tipo piedritto			H (cm)	W_x (cm ³)	J_x (cm ⁴)	K_T (KN/m)	M_{el} (KNcm)	d (mm)	F_T (KN)	F_u (KN)
		n	serie	tipo								
1	TA1	2	HEB	160	210	623	4984	27123,8	16316,67	11,46	68,30	310,79
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALI								27123,8			68,30	310,79

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

K_{in} (KN/m)	125976,19
K_{fin} (KN/m)	112831,05

variazione percentuale:	-10,4 %
-------------------------	----------------

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	190,16
$V_{t,fin}$ (KN)	212,17

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	2,264
$\delta_{u,fin}$ (mm)	2,518

La verifica risulta pertanto soddisfatta

Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	S
VERIFICA DELLA RESISTENZA	S
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

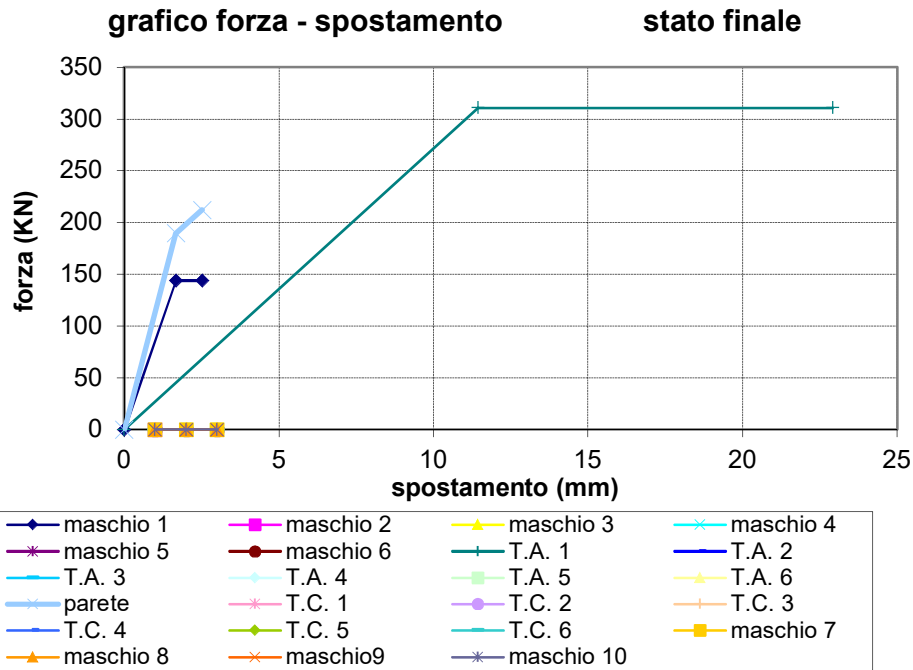
PARERE VERIFICATA	SI
-------------------	-----------

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale con contributo cerchiature

	V _t (KN)	δ (mm)
maschio 1	0	0
	143,9	1,68
	143,9	2,52
maschio 2	0	0
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
maschio 7		
maschio 8		
maschio 9		
maschio 10		

parete	0	0
	189,41	1,68
	212,17	2,52



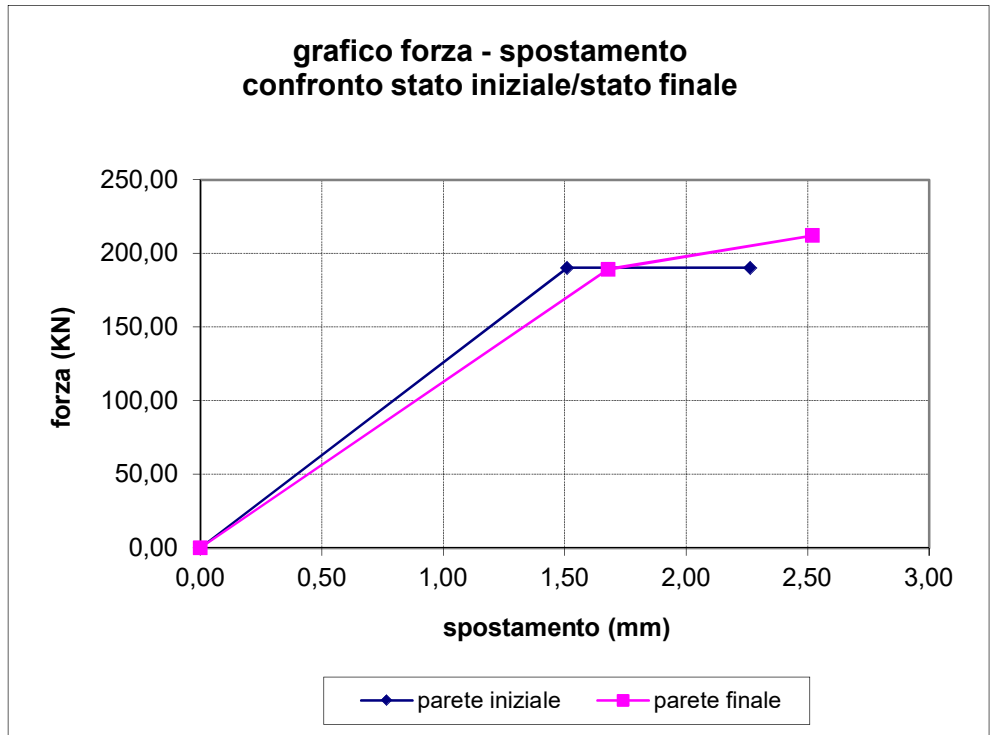
	V _t (KN)	δ (mm)
telaio 1	0,00	0,00
Acciaio	310,79	11,46
	310,79	22,92
telaio 2		
Acciaio		
telaio 3		
Acciaio		
telaio 4		
Acciaio		
telaio 5		
Acciaio		
telaio 6		
Acciaio		

	V _t (KN)	δ (mm)
telaio 1		
C.A.		
telaio 2		
C.A.		
telaio 3		
C.A.		
telaio 4		
C.A.		
telaio 5		
C.A.		
telaio 6		
C.A.		

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Confronto tra stato iniziale e stato finale

	V_t (KN)	δ (mm)
Parete Iniziale	0,00	0,00
	190,16	1,51
	190,16	2,26
Parete Finale	0,00	0,00
	189,41	1,68
	212,17	2,52



COMUNE DI

FORMIGINE (MO)

LAVORI DI

**VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI -
piano terra - INTERVENTO A3**

Proprietà	Comune di Formigine
Località	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
Estremi catastali:	Comune di Formigine Foglio 15 part 21

**FASCICOLO DEI CALCOLI
VERIFICA TELAIO IN ACCIAIO**

**APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE AL PIANO TERRA
parete interna - locale 21**

LUOGO E DATA

20/02/2019

IL TECNICO

Ing. Francesca Barone, Ing. Marco Fontana

PIANO: TERRA

PARETE N° 3

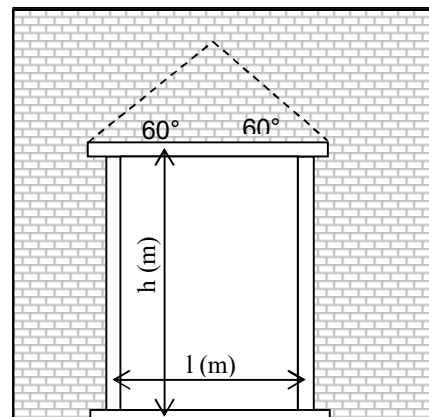
VERIFICA DEI TELAI METALLICI

TELAIO N. 4

luce telaio l	0,96	m
altezza telaio h	2,24	m

Tipo di acciaio S275

f_{yk} =	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f_{tk} =	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ_{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
E =	210000	N/mm ²	modulo elastico



Analisi dei carichi agenti sul telaio

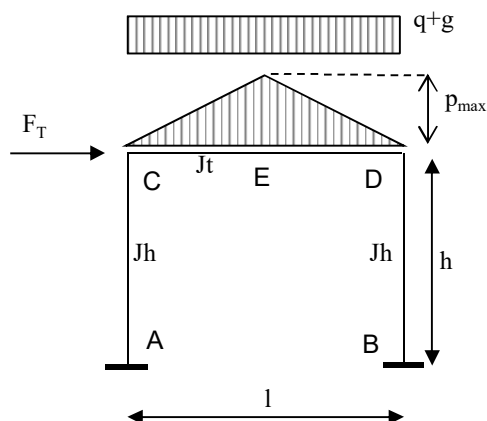
Per la verifica di resistenza e deformabilità del telaio, per la combinazione dei carichi, a favore di sicurezza, si fa riferimento ai coefficienti *sfavorevoli*.

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	1,44	3,14	6,92	5,69	4,5	4,5
	(favorevole)		4,79	4,16	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
13,92	10,305

	spessore	massa vol.	p_{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,3	18	4,48

Schema statico:



Totale carichi permanenti $g = 16,16$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 10,305$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

coeff. di combinazione

$\psi_{21} =$	1
---------------	---

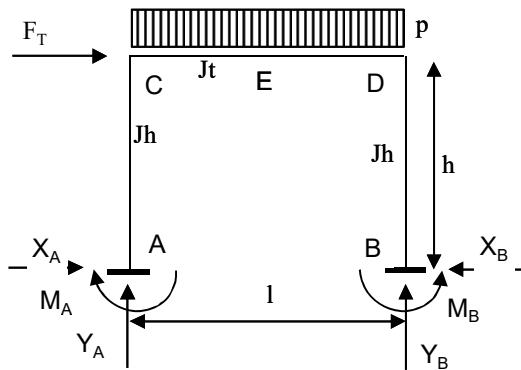
Combinazione di carico ($g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{21}$) =	39,69	KN/m
--	-------	------

Traverso	tipo	HEB	160	$J_x =$	2492	cm ⁴	numero profili	2
Piedritto	tipo	HEB	160	$J_x =$	2492	cm ⁴	numero profili	2

p (KN/m)	39,69
F_T (KN)	76,69
l (m)	0,96
h (m)	2,24
J_t (cm ⁴)	4984
J_h (cm ⁴)	4984

K=	2,33333
----	---------

$K = J_t \cdot h / (J_h \cdot l)$



Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a F_T	sovrap.	
X_A	0,942	-38,345	-37,403	KN
Y_A	19,053	-83,507	-64,454	KN
M_A	0,704	-45,81	-45,11	KNm
X_B	0,942	38,345	39,287	KN
Y_B	19,053	83,507	102,560	KN
M_B	0,704	45,809	46,513	KNm

Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M_{Ed} (KNm)	-45,11	38,68	38,68	-41,49	3,17	46,51	-41,49
V_{Ed} (KN)	37,40	37,40	-64,45	-102,56	-83,51	39,29	39,29
N_{Ed} (KN)	64,45	64,45	-39,29	-39,29	-39,29	-102,56	-102,56

PIEDRITTI

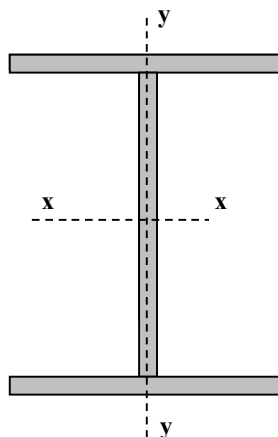
Piedritti tipo

HEB

160

Numero di profili per ogni piedritto:

2



valori del singolo profilo	A =	54,25	cm ²	area lorda del profilo
	b =	160	mm	larghezza delle ali
	t _f =	13	mm	spessore delle ali
	t _w =	8	mm	spessore dell'anima
	r =	15	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	160	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	354	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	311,5	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	111,2	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	2492	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	17,59	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio

S275

f _{yk} =	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 0,9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala c/t = 4,69 classe 1

Anima c/t = 13,00 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 4,69 classe 1

Anima c/t = 13,00 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 4,69 classe 1

Anima c/t = 13,00 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 104,0

α = 0,61

$$x = 23,31$$

$$\psi = -0,78$$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 52,62 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 54,372 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 60,593 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 62,679 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 93,743 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} &= 89,585 \end{aligned}$$

verifica la classe	1
verifica la classe	2
verifica la classe	3

Classe di appartenenza del profilo	1	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

TRAVERSI

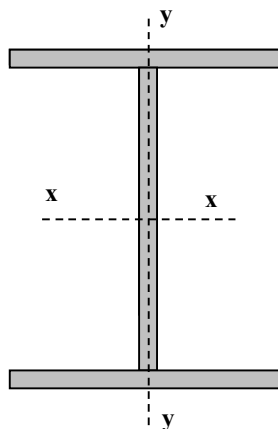
Traverso tipo

HEB

160

Numero di profili per il traverso:

2



valori del singolo profilo	A =	54,25	cm ²	area lorda del profilo
	b =	160	mm	larghezza delle ali
	t _f =	13	mm	spessore delle ali
	t _w =	8	mm	spessore dell'anima
	r =	15	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	160	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	354	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	311,5	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	111,2	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	2492	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	17,59	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio

S275

f _{yk} =	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 0,9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala c/t = 4,69 classe 1

Anima c/t = 13,00 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 4,69 classe 1

Anima c/t = 13,00 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 4,69 classe 1

Anima c/t = 13,00 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 104,0

α = 0,54

$$x = 8,93$$

$$\psi = -0,90$$

$$\begin{aligned} 396\varepsilon/(13\alpha-1) &= 60,427 \\ 36\varepsilon/\alpha &= 61,295 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 456\varepsilon/(13\alpha-1) &= 69,582 \\ 41,5\varepsilon/\alpha &= 70,66 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) &= 103,8 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)} &= 102,96 \end{aligned}$$

verifica la classe	1
verifica la classe	2
verifica la classe	3

Classe di appartenenza del profilo	1	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

Piedritti

$M_{c,Rd} =$	185,43 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	531,96 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	2841,7 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Traverso

$M_{c,Rd} =$	185,43 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	531,96 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	2841,7 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica nella sezione

Piedritti

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0739 \leq 0,5 : \text{si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \text{ Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,2332$$

$$a = 0,233 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica $M_{N,y,Rd}/M_{Ed} \geq 1$
A	0,0226817	185,4285714	185,4285714	-45,1	4,11	verificato
C	0,0226817	185,4285714	185,4285714	38,7	4,79	verificato
B	0,0360915	185,4285714	185,4285714	46,5	3,99	verificato
D	0,0360915	185,4285714	185,4285714	-41,5	4,47	verificato

Traverso

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,1928 \leq 0,5 : \text{si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \text{ Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,2332$$

$$a = 0,233 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0,0138254	185,4285714	185,4285714	38,7	4,79	verificato
D	0,0138254	185,4285714	185,4285714	-41,5	4,47	verificato
E	0,0138254	185,4285714	185,4285714	3,2	58,57	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

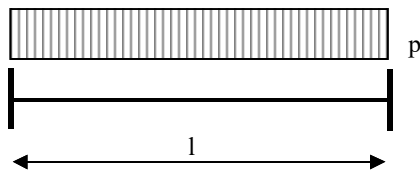
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso



$$p = 39,69 \text{ KN/m}$$

$$l = 0,96 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 4,57 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 163,17 \text{ KNm} \quad \text{Momento al limite elastico } (W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_0)$$

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 16,16 \text{ KN/m} \quad \text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 10,305 \text{ KN/m} \quad \text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g\gamma_G + q\gamma_Q) = 39,69 \text{ KN/m}$$

$\delta_c \text{ (mm)} =$	0	monta iniziale della trave
$\delta_1 \text{ (mm)} =$	0,02	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
$\delta_2 \text{ (mm)} =$	0,01	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
$\delta_{max} \text{ (mm)} =$	0,03	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale $= \delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k \quad k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k \quad k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 2,400 \text{ mm}$$

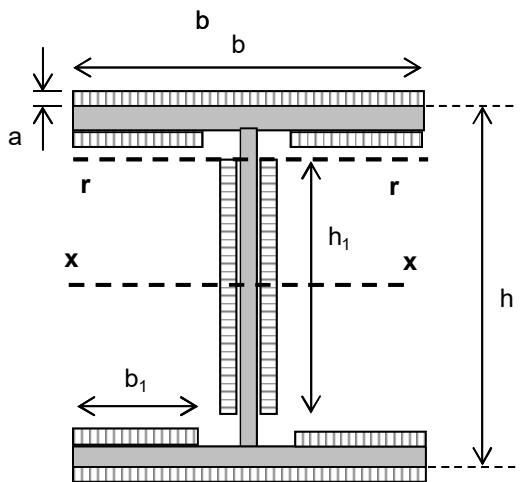
$$\delta_{2, LIM} = 1,920 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} < \text{del valore limite} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\delta_2 < \text{del valore limite} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)
saldature con cordoni d'angolo



b =	160	mm	max	
b ₁ =	60	mm	160	ok
h ₁ =	104	mm	61	ok
h =	160	mm	104	ok
s =	8	mm	spessore cordone	
a =	5,657	mm	sezione di gola	

V _{Ed} =	39,287	KN
N _{Ed} =	102,56	KN
M _{Ed} =	46,513	KNm

f_{yk} = 275,00 tensione caratteristica di snervamento
 β₁ = 0,7 acciaio S275
 β₂ = 0,85 acciaio S275

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

J_x = 3483,0 cm⁴ momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
 A = 74,2 cm² area della sezione resistente delle saldature
 W_x = 406,6 cm³ modulo di resistenza elastico
 S_r = 215,28 cm³ momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

cordoni d'anima

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n_⊥ = 8,326 KN/cm² tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
 t_⊥ = 0,000 KN/cm² tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
 τ_∥ = 2,146 KN/cm² tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 8,60 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,25 \text{ KN/cm}^2$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 8,33 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23,375 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	verificato
--	------------

$ n_{\perp} + t_{\perp} \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	verificato
---	------------

cordoni d'ala

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$$\begin{aligned} n_{\perp} &= 12,821 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione normale perpendicolare all'asse del cordone} \\ t_{\perp} &= 0,000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone} \\ \tau_{\parallel} &= 0,000 \text{ KN/cm}^2 \text{ tensione tangenziale parallela all'asse del cordone} \end{aligned}$$

Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $n_{\perp} / + t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 12,82 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,25 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + t_{\perp} / = 12,82 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23,375 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	verificato
--	-------------------

$n_{\perp} / + t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	verificato
---	-------------------

VERIFICA COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE (giunto di base)

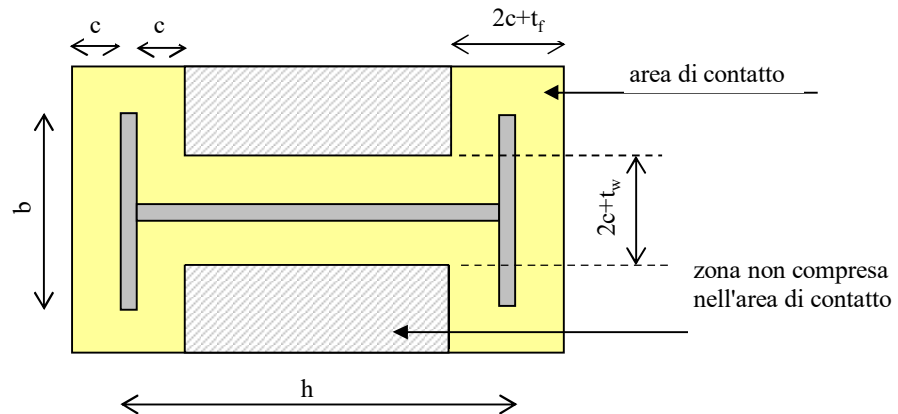
n = 2 numero profili

b = 160 mm

h = 160 mm

t_f = 13 mm

t_w = 8 mm



d = 180 mm interasse profili del piedritto (caso di due o più profili)

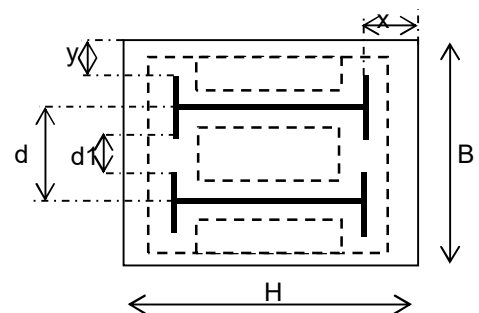
B = 350 mm larghezza piastra

H = 280 mm lunghezza piastra

x = 60 mm ok

y = 5 mm ok

d1 = 20 mm ok



Piastra di base

spessore della piastra di base t = 20 mm

Tipo di acciaio S275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Tirafondi

numero 4

diametro (mm) 20

area resistente bullone (mm²) 245

classe 8.8

diametro del foro piastra (mm) 21

caratteristiche dei bulloni

$f_{yb} =$	649,00	N/mm ²
$f_{tb} =$	800,00	N/mm ²
$\gamma_{M2} =$	1,25	

tensione caratteristica di snervamento

tensione caratteristica di rottura

coefficiente parziale di sicurezza

$F_{v,Rd} =$	94,08	KN
$F_{t,Rd} =$	141,12	KN

resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone

resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone
(per snervamento dell'acciaio)

caratteristiche ancoraggio
(ancoraggio chimico)

$\tau_f =$	9,00	N/mm ²
$L_b =$	250,00	mm
$\gamma_m =$	1,25	
$d_0 =$	22,00	mm

adesione resina-cla

lunghezza di ancoraggio

coefficiente parziale di sicurezza

diametro del foro nel cla

$F_{t,Rd} =$	124,34	KN
--------------	--------	----

resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone
(per resistenza del supporto)

La resistenza a trazione del singolo bullone è rappresentata dal valore minimo tra la resistenza per snervamento dell'acciaio e la resistenza per adesione al supporto

$N_{ud} =$	124,34	KN
------------	--------	----

resistenza ultima a trazione del bullone

Cordolo in C.A.

Calcestruzzo	C25/30
--------------	--------

$\alpha_{cc} =$	0,85
$\gamma_c =$	1,5

$R_{ck} =$	30,00	N/mm ²
$f_{ck} =$	24,90	N/mm ²
$f_{ctm} =$	2,56	N/mm ²
$f_{ctk} =$	1,79	N/mm ²
$f_{cfm} =$	3,07	N/mm ²
$f_{cd} =$	14,11	N/mm ²

resistenza caratteristica a compressione su cubi

resistenza cilindrica da usare nei calcoli

resistenza media a trazione semplice

resistenza caratteristica a trazione semplice

resistenza media a trazione per flessione

resistenza di calcolo ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$)

Calcolo della resistenza di progetto del giunto

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

$f_j =$ resistenza di progetto del giunto

$\beta_j =$ coefficiente di giunto. Può essere assunto uguale a 2/3 se la resistenza caratteristica della malta è non minore del 20% della resistenza caratteristica del calcestruzzo del cordolo e lo spessore della malta è non maggiore di 0,2 volte la larghezza minima di base della piastra di acciaio

$k_j =$ coefficiente di concentrazione, normalmente uguale a 1

$\beta_j =$	0,667
-------------	-------

$f_j =$	9,407	N/mm ²
---------	-------	-------------------

$k_j =$	1,000
---------	-------

Calcolo dell'area effettiva di contatto della piastra di base

Larghezza aggiuntiva "c" $c = t \cdot (f_{yk} / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))^{0,5}$

c =	60,93	mm
-----	-------	----

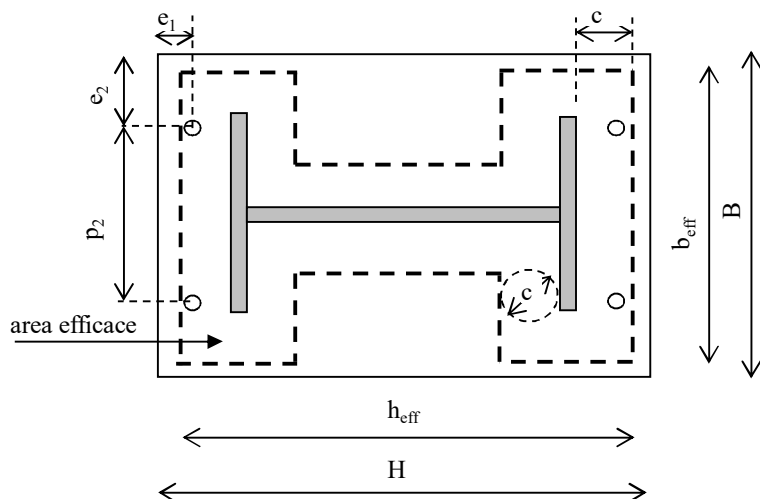
Larghezza efficace "b_{eff}"

b _{eff} =	350,00	mm
--------------------	--------	----

Altezza efficace di contatto "h_{eff}"

h _{eff} =	280,00	mm ²
--------------------	--------	-----------------

Verifica della capacità portante del giunto



Dimensioni della piastra

B =	350	mm	larghezza della piastra
H =	280	mm	altezza della piastra
b _{eff} =	350	mm	largh. efficace della piastra
h _{eff} =	280	mm	alt. efficace della piastra
t =	20	mm	spessore della piastra
n =	2		numero di profili

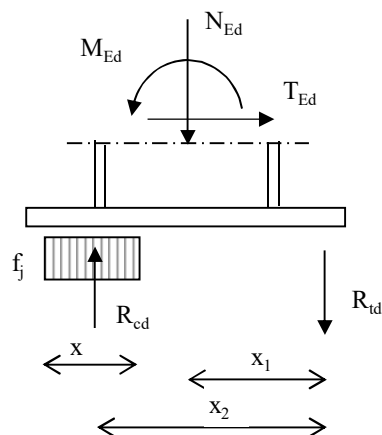
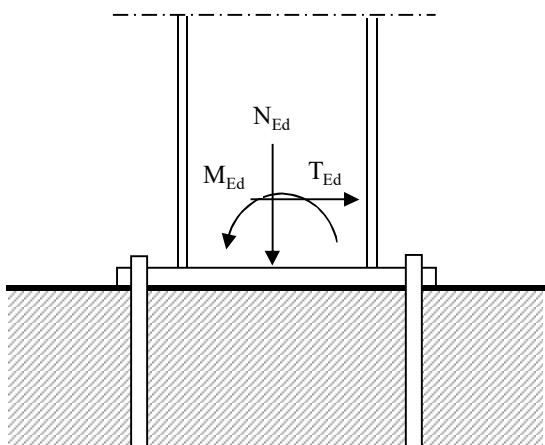
Posizionamento tirafondi

e ₁ =	30	mm	valore ammesso
e ₂ =	75	mm	valore ammesso
p ₂ =	200	mm	valore ammesso

Valori limite per posizionamento tirafondi

	min		max
e ₁ =	25,2	mm	120
e ₂ =	25,2	mm	120
p ₂ =	50,4	mm	200

I tirafondi si trovano all'interno dell'area di contatto efficace



Per la verifica deve risultare: $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

sezione	N_{Ed} KN	M_{Ed} KNm	T_{Ed} KN	R_{td} KN	R_{cd} KN	x mm	x_1 mm	x_2 mm		M_{Rd} KNm
A	64,45	-45,11	37,40	248,69	184,23	55,96	110,0	222,0		47,994
B	-102,56	46,51	39,29	248,69	351,25	106,69	110,0	196,7		57,794

verificato

verificato

N_{Ed} , M_{Ed} , T_{Ed} = sollecitazioni di calcolo (sforzo normale "N" positivo se di trazione)

R_{td} = risultante delle trazioni (resistenza ultima a trazione dei tirafondi)

$$R_{td} = N_{ud} \cdot n \quad (\text{resistenza di un bullone} \times \text{numero di bulloni in zona tesa})$$

R_{cd} = risultante delle compressioni (resistenza ultima a compressione sul cordolo in C.A.)

$$R_{cd} = R_{td} - N_{Ed} \quad (\text{per l'equilibrio alla traslazione verticale})$$

x = altezza sulla quale sono distribuiti gli sforzi di compressione nel C.A.

$$x = R_{cd} / (f_j \cdot b_{eff})$$

x_1 = braccio della risultante delle trazioni rispetto al baricentro della piastra

$$x_1 = (H - 2 \cdot e_1) / 2$$

x_2 = braccio della coppia interna

$$x_2 = (H - e_1) - (H - h_{eff}) / 2 - x / 2$$

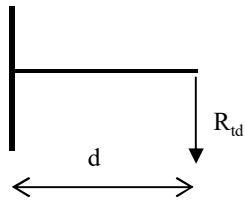
M_{Rd} = momento resistente del giunto

$$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot x_1 + R_{cd} \cdot x_2 \quad (\text{per l'equilibrio alla rotazione attorno baricentro tirafondi})$$

Verifica a flessione della piastra

Avendo rispettato la larghezza efficace "c", la piastra risulta automaticamente verificata nei confronti della flessione generata dalle tensioni di compressione nel C.A.

La verifica verrà pertanto condotta considerando solamente la flessione generata dalle trazioni nei tirafondi.



d =	30	mm
-----	----	----

W_{pl} =	35000,00	mm ³
------------	----------	-----------------

modulo di resistenza plastico

Sollecitazioni

V_{Ed} =	248,688	KN
------------	---------	----

sollecitazione tagliante

M_{Ed} =	7460,64	KNmm
------------	---------	------

sollecitazione flettente

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd}$ =	9166,67	KNmm
--------------	---------	------

Resistenza di calcolo a flessione

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

$V_{c,Rd}$ =	1058,48	KN
--------------	---------	----

Resistenza di calcolo a taglio

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,2349 \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \text{ Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-moment}$$

$M_{y,V,Rd}$ =	9166,667	KNmm
----------------	----------	------

Resistenza a flessione ridotta per effetto del taglio

M_{Ed} =	7460,640	KNmm
------------	----------	------

Sollecitazione flettente

$M_{y,V,Rd}$	\geq	M_{Ed}	verificato
--------------	--------	----------	-------------------

Verifica a rifollamento della piastra

Resistenza di calcolo a rifollamento: $F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

d = 20 mm diametro del bullone

t = 20 mm spessore della piastra

f_{tk} = 430,00 N/mm² resistenza a rottura della piastra

α = 0,476 coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicat
 $\alpha = \min[e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1]$

k = 2,5 coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
 $k = \min(2,8e_2 / d_0 - 1,7 ; 1)$

$F_{b,Rd}$ =	163,81	KN
--------------	--------	----

resistenza di calcolo a rifollamento

$F_{v,Ed}$ =	9,822	KN
--------------	-------	----

sollecitazione tagliante sul singolo bullone

$F_{b,Rd} \geq F_{v,Ed}$ **Verificato**

Verifica di resistenza dei tirafondi

Verifica per presenza combinata di taglio e trazione

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1,4 \cdot F_{t,Rd} =$	0,729
---	-------

 ≤ 1 - **verificato**

La condizione $F_{t,Ed}/F_{t,Rd} \leq 1$ è automaticamente soddisfatta

COMUNE DI

FORMIGINE (MO)

LAVORI DI

**VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI -
piano terra - INTERVENTO A4**

Proprietà	Comune di Formigine
-----------	---------------------

Località	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
----------	--

Estremi catastali:	Comune di Formigine Foglio 15 part 21
--------------------	---------------------------------------

FASCICOLO DEI CALCOLI

APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE

APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE AL PIANO TERRA

PER PASSAGGI IMPIANTI - locale 05 -prospetto ovest

LUOGO E DATA

20/02/2019

IL TECNICO

Ing. Francesca Barone, Ing. Marco Fontana

PROGETTO E VERIFICA DI APERTURE IN MURI PORTANTI IN ZONA SISMICA

Progetto:	VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI - piano terra - INTERVENTO A
Committente:	Comune di Formigine
Località:	Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo
Comune:	FORMIGINE (MO)

PARETE N°	4
------------------	---

PIANO:	TERRA
---------------	-------

PIANO: TERRA

PARETE N° 4

ANALISI DEI CARICHI

Solaio in legno massello - copertura

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
travi in legno massello (24x24) c	i (m)=	1,5	p (KN/m)=	0,35	0,23
travetti in legno massello (9x13)					0,17
doppio tavolato ligneo	s (m)=	0,05	γ (KN/m ³)=	6	0,30
G₁ =					0,70

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
coppi di laterizio					0,75
isolamento termico e impermeabilizzazione					0,30
controsoffitto appeso					0,00
G₂ =					1,05

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)- neve					1,20
q_k =					1,20

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
γ_{G1} =	1	1,30
γ_{G2} =	1	1,50
γ_Q =	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1}$ =	0,70	0,91	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2}$ =	1,05	1,58	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q$ =	0,00	1,80	KN/m ²
q₁ =	1,75	4,29	KN/m²

Solaio misto in laterocemento e profilati di acciaio - piano primo e secondo

Elementi strutturali (G_1)					KN/m ²
putrelle in ferro HEA260	i (m)=	3,84	p (KN/m)=	0,682	0,18
pignatte e travetti					2,20
	s (m)=		γ (KN/m ³)=		0,00
					0,00
	i (m)=	1	p (KN/m)=	0	0,00
G₁ =					2,38

Elementi non strutturali (G_2)					KN/m ²
pavimento					0,40
caldana					0,30
massetto-riempimento					1,50
incidenza tramezzi					0,00
intonaco					0,30
placcaggio in lastre ignifughe					0,14
G₂ =					2,64

Carichi variabili (Q)					KN/m ²
carico di esercizio (q_k)					3,00
q_k =					3,00

Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
$\gamma_{G1} =$	1	1,30
$\gamma_{G2} =$	1	1,50
$\gamma_Q =$	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	2,38	3,09	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	2,64	3,96	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,00	4,50	KN/m ²
q₁ =	5,02	11,55	KN/m²

Volta in mattoni disposti in foglio - piano primo

Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
0						0,00
G₁ =						0,00

Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
pavimento						0,00
caldana o riempimento						0,00
intonaco						0,00
G₂ =						0,00

Carichi variabili (Q)						KN/m ²
carico di esercizio (q_k)						0,00
q_k =						0,00

			(favorevole)	(sfavorevole)
Coefficienti parziali (γ_F) per le azioni (verifica SLU)			$\gamma_{G1} =$	1,30
			$\gamma_{G2} =$	1,50
			$\gamma_Q =$	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
$G_1 \times \gamma_{G1} =$	0,000	0,00	KN/m ²
$G_2 \times \gamma_{G2} =$	0,000	0	KN/m ²
$q_k \times \gamma_Q =$	0,000	0,00	KN/m ²
q₁ =	0,000	0,00	KN/m²

Solaio misto in laterocemento e profilati di acciaio - piano sottotetto

Elementi strutturali (G_1)						KN/m ²
putrelle in ferro HEA260	i (m)=	1,93	p (KN/m)=	0,682		0,35
pignatte e travetti H=10 cm						1,10
	s (m)=		γ (KN/m ³)=			0,00
	i (m)=	1	p (KN/m)=	0		0,00
G₁ =						1,45

Elementi non strutturali (G_2)						KN/m ²
pavimento						0,00
caldana						0,00
massetto-riempimento						0,00

incidenza tramezzi	0,00
intonaco	0,30
G₂ =	0,30

<i>Carichi variabili (Q)</i>	KN/m ²
carico di esercizio (q _k)	0,50
q_k =	0,50

	(favorevole)	(sfavorevole)
Coefficienti parziali (γ _F) per le azioni (verifica SLU)		
γ _{G1} =	1	1,30
γ _{G2} =	1	1,50
γ _Q =	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU) $q_1 = G_1 \times g_{G1} + G_2 \times g_{G2} + q_k \times g_Q$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
G ₁ x γ _{G1} =	1,45	1,89	KN/m ²
G ₂ x γ _{G2} =	0,30	0,45	KN/m ²
q _k x γ _Q =	0,00	0,75	KN/m ²
q ₁ =	1,75	3,09	KN/m ²

PIANO: TERRA

PARETE N° 4

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{G2} = 1$

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante p.1	3,92	0,45	18	31,75
muro sovrastante p.2	4,77	0,3	18	25,76
				0,00
				0,00
				0,00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q _l (dx)	q _l (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	3,46	0	1,75	0,00	3,03
solaio p.sottotetto	2	0	1,75	0,00	1,75
solaio p.2	3,1	0	5,02	0,00	7,78
solaio p.1	4,15	0	5,02	0,00	10,42
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00

Totale carico distribuito (KN/m) 80,49

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO: TERRA

PARETE N° 4

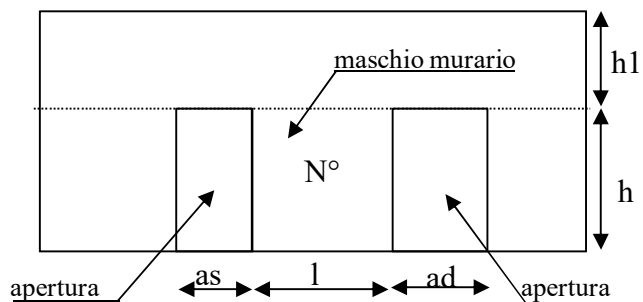
STATO ATTUALE

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 3

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h _l (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	1	1,6	2,08	0,61	0,45	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,58
2	1	1	1,6	2,72	0,61	0,45	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3,72
3	1	0	1,6	2,24	0,61	0,45	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,74
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



as= apertura a sinistra

ad= apertura a destra

l = lunghezza maschio murario

h = altezza maschio murario

t = spessore maschio murario

h_l = altezza fascia di piano

i = interasse maschio murario

$i = l + as/2 + ad/2$

Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009[illegible]

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)[illegible]

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

[illegible]

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m	τ_o	E	G	w	σ_o
		N/cm ²	N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³	KN/m ²
1	6	260	5,00	750,00	250,00	18,00	249,87
2	6	260	5,00	750,00	250,00	18,00	274,03
3	6	260	5,00	750,00	250,00	18,00	246,61
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

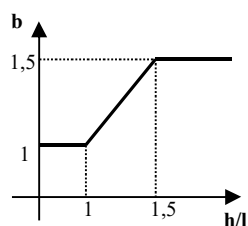
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	0,769	1,000
2	0,588	1,000
3	0,714	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	250	0,45	2,08	1,6	0,936	750	104670,7
2	250	0,45	2,72	1,6	1,224	750	145399,6
3	250	0,45	2,24	1,6	1,008	750	114957,8
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							365028,2

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Inserire il codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	1
---	---

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	5,00	260	249,87	146,10	269,66	146,10	1,396	taglio per trazione	1,5	6,40	6,40
2	5,00	260	274,03	198,04	499,50	198,04	1,362	taglio per trazione	1,5	6,40	6,40
3	5,00	260	246,61	156,55	309,18	156,55	1,362	taglio per trazione	1,5	6,40	6,40
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

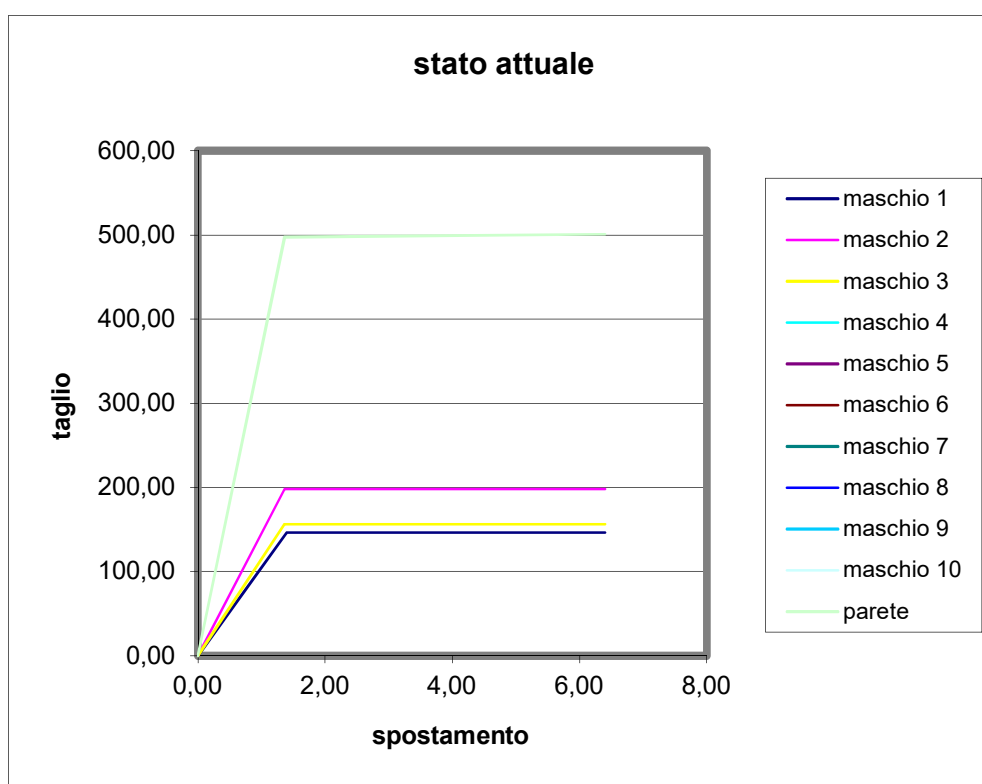
Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	6,40
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	146,10
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	198,04
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	156,55
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	500,69

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del massimo spostamento ammesso della normativa per ogni singolo maschio murario

Grafico del comportamento della parete nello stato attuale

	V _t (KN)	δ (mm)
1	0,00	0,00
	146,10	1,40
	146,10	6,40
2	0,00	0,00
	198,04	1,36
	198,04	6,40
3	0,00	0,00
	156,55	1,36
	156,55	6,40
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
Parete	0,00	0,00
	497,10	1,36
	500,69	6,40



PIANO: TERRA

PARETE N° 4

STATO MODIFICATO

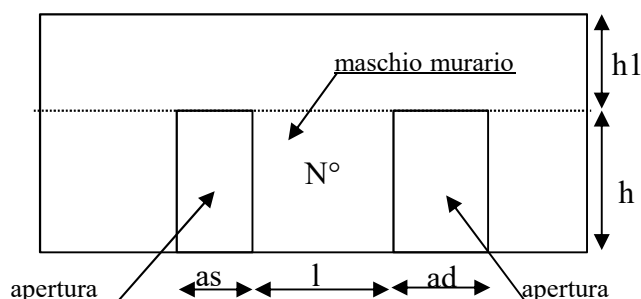
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 3

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h _l (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	1	1,6	2,08	0,61	0,45	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,58
2	1	1	1,6	2,72	0,61	0,45	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3,72
3	1	1	1,6	0,79	0,61	0,45	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,79
0	1	0	0,5	0,45	0,29	0,45	6		0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Nota: il maschio n. 4, non possedendo i requisiti di sismo-resistenza ($h/l > 3$), non viene considerato nel calcolo.

Simbologia



as= apertura a sinistra
 ad= apertura a destra
 l = lunghezza maschio murario
 h = altezza maschio murario
 t = spessore maschio murario
 h_l = altezza fascia di piano
 i = interasse maschio murario
 $i = l + as/2 + ad/2$
 Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1
 circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	intonaco armato	
										sp cm	γ KN/m ³
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	s							5	25
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	s							5	25
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	s							5	25

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	1	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

N°	Tipol.	f_m	τ_o	E	G	w	σ_o
		N/cm ²	N/cm ²	N/mm ²	N/mm ²	KN/m ³	
1	6	260	5	750	250	18	249,87
2	6	260	5	750	250	18	274,03
3	6	260	5	750	250	18	444,53
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	0	0	1	0,7	1,2	1,5
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	0	0	1	0,7	1,2	1,5
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	0	0	1	0,7	1,2	1,5
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							

Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1	1	1	1	1	1	1,5
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1	1	1	1	1	1	1,5
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1	1	1	1	1	1	1,5
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009

N°	Tipol.	f_m N/cm ²	τ_o N/cm ²	E N/mm ²	G N/mm ²	w KN/m ³	σ_o KN/m ²
1	6	390	7,50	1125,00	375,00	18,00	249,87
2	6	390	7,50	1125,00	375,00	18,00	274,03
3	6	390	7,50	1125,00	375,00	18,00	444,53
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_o = resistenza media a taglio della muratura

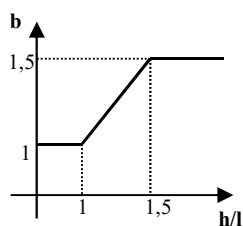
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

Individuazione del coefficiente “b”

N°	h/l	b
1	0,769	1,000
2	0,588	1,000
3	2,025	1,500
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	375	0,45	2,08	1,6	0,936	1125	157006,1
2	375	0,45	2,72	1,6	1,224	1125	218099,5
3	375	0,45	0,79	1,6	0,3555	1125	32454,4
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							407560,0

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità		1
---	--	---

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	7,50	390	249,87	188,99	281,12	188,99	1,204	taglio per trazione	1,5	6,40	6,40
2	7,50	390	274,03	255,24	523,06	255,24	1,170	taglio per trazione	1,5	6,40	6,40
3	7,50	390	444,53	59,33	67,56	59,33	1,828	taglio per trazione	1,5	6,40	6,40
0									1,5		
0											
0											
0											
0											
0											
0											

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	6,40
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	188,99
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	255,24
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	59,33
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	503,55

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del massimo spostamento ammesso della normativa per ogni singolo maschio murario

VERIFICHE

a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

K_{in} (KN/m)	365028,1728
K_{fin} (KN/m)	407560,0

variazione percentuale: **11,7 %**

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	500,69
$V_{t,fin}$ (KN)	503,55

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	6,40
$\delta_{u,fin}$ (mm)	6,40

La verifica risulta pertanto soddisfatta

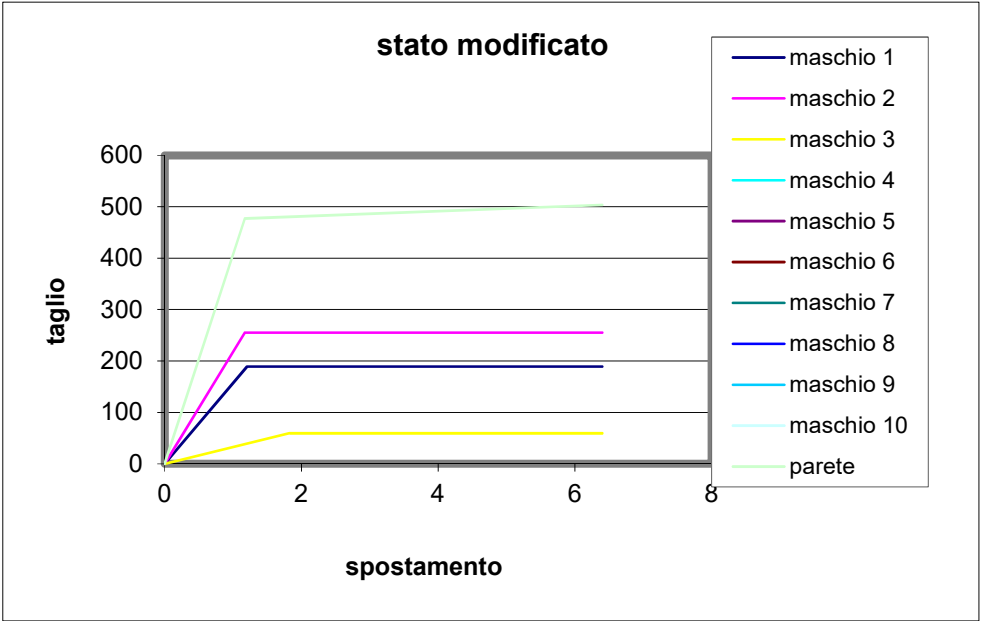
Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	S
VERIFICA DELLA RESISTENZA	S
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

PARERE VERIFICATA	SI
-------------------	-----------

Grafico del comportamento della parete nello stato modificato

	V _t	δ
	(KN)	(mm)
1	0	0
	189,0	1,20
	189,0	6,40
2	0	0
	255,2	1,17
	255,2	6,40
3	0	0
	59,3	1,83
	59,3	6,40
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
parete	0	0
	477,0	1,17
	503,6	6,40



PIANO: TERRA

PARETE N° 4

La parete nello stato modificato risulta verificata quindi non occorre progettare alcuna cerchiatura di rinforzo

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI

1 Acciaio: S275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm ²	modulo elastico

2 Calcestruzzo armato

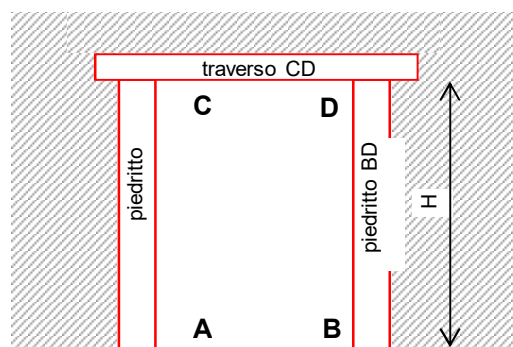
$R_{ck} =$	35,00	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione
$f_{cd} =$	16,462	N/mm ²	tensione di calcolo $f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck} / \gamma_{M0}$
$\gamma_{M0} =$	1,5		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	32588	N/mm ²	modulo elastico $E = E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}$

TELAI IN ACCIAIO

Numero di telai da inserire nella parete 0

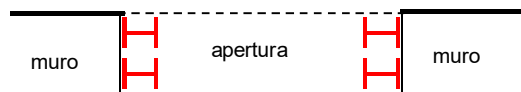
Il telaio è formato da due piedritti, quello di destra (AC), quello di sinistra (BD) e dal traverso (CD). Ciascun piedritto può essere formato con uno o più profili metallici. Nella figura a lato ciascun piedritto è formato da 2 profili metallici.

prospetto



H_{telaio} (cm)	60	(Altezza media dei telai)
K_{ric} (KN/m)	0	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,piedr}$ (cm ⁴)	0	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

pianta



n	nome	tipo piedritto			H (cm)	W_x (cm ³)	J_x (cm ⁴)	K_T (KN/m)	M_{el} (KNcm)	d (mm)	F_T (KN)	F_u (KN)
		n	serie	tipo								
0		2	IPE	80	60	0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALI								0,0			0,00	0,00

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)

15	%
----	---

K_{in} (KN/m)	365028,17
K_{fin} (KN/m)	407559,99

variazione percentuale:	11,65 %
-------------------------	----------------

La verifica risulta pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	500,69
$V_{t,fin}$ (KN)	503,55

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{u,in}$ (mm)	6,400
$\delta_{u,fin}$ (mm)	6,400

La verifica risulta pertanto soddisfatta

Riepilogo delle verifiche

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	S
VERIFICA DELLA RESISTENZA	S
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

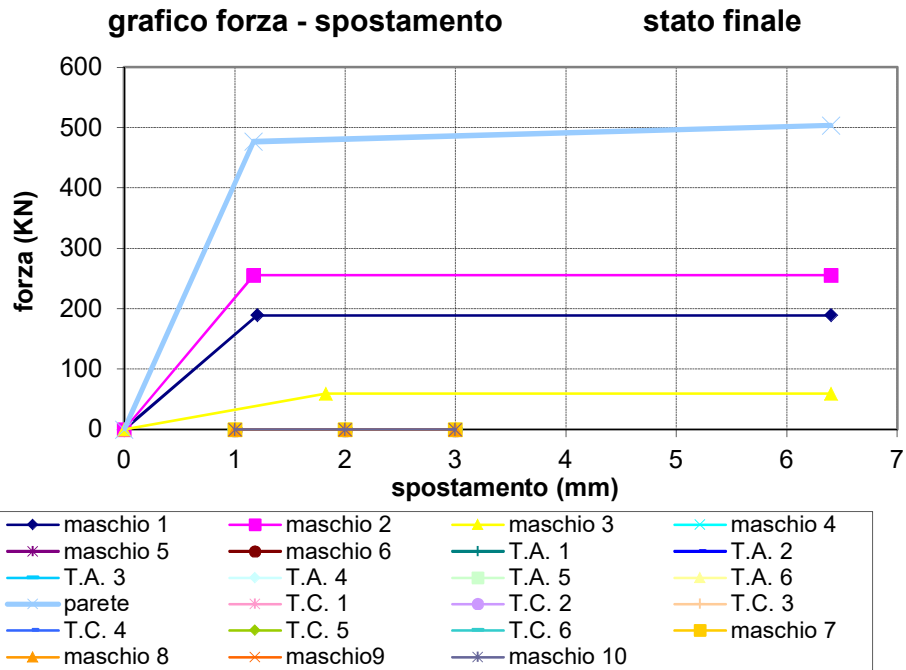
PARERE VERIFICATA	SI
-------------------	-----------

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale con contributo cerchiature

	V _t (KN)	δ (mm)
maschio 1	0	0
	189,0	1,20
	189,0	6,40
maschio 2	0	0
	255,2	1,17
	255,2	6,40
maschio 3	0	0
	59,33	1,83
	59,329	6,40
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
maschio 7		
maschio 8		
maschio 9		
maschio 10		

parete	0	0
	476,96	1,17
	503,55	6,40



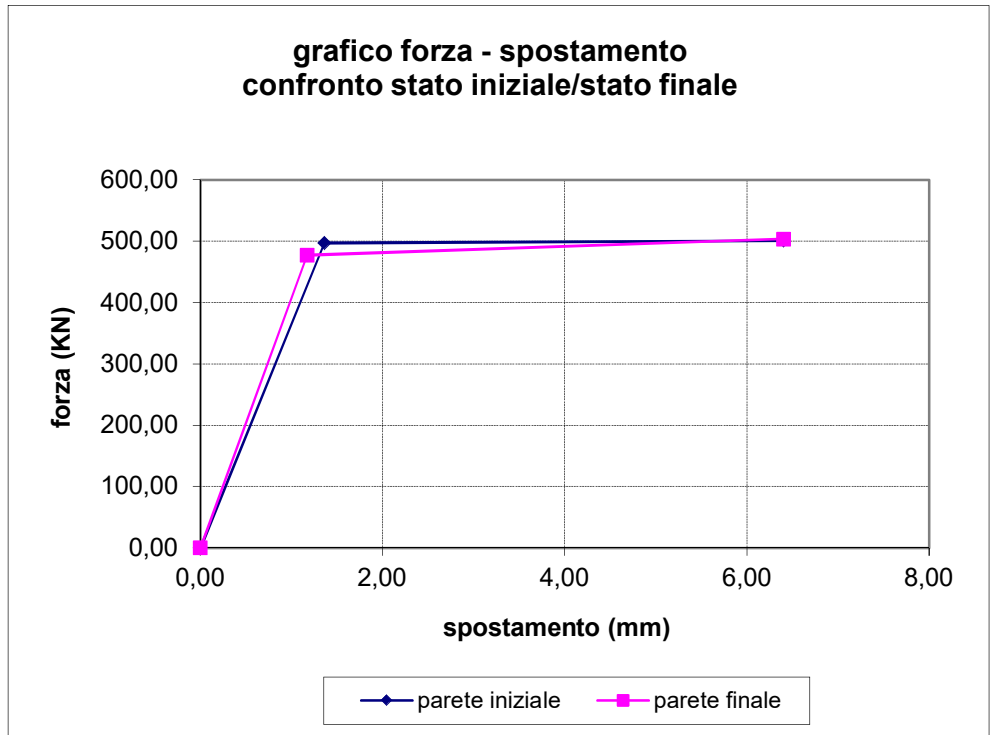
	V _t (KN)	δ (mm)
telaio 1 Acciaio		
telaio 2 Acciaio		
telaio 3 Acciaio		
telaio 4 Acciaio		
telaio 5 Acciaio		
telaio 6 Acciaio		

	V _t (KN)	δ (mm)
telaio 1 C.A.		
telaio 2 C.A.		
telaio 3 C.A.		
telaio 4 C.A.		
telaio 5 C.A.		
telaio 6 C.A.		

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Confronto tra stato iniziale e stato finale

	V_t (KN)	δ (mm)
Parete Iniziale	0,00	0,00
	497,10	1,36
	500,69	6,40
Parete Finale	0,00	0,00
	476,96	1,17
	503,55	6,40



COMUNE DI

FORMIGINE (MO)

LAVORI DI

**VILLA BIANCHI - INTERVENTI STRUTTURALI LOCALI -
piano terra - INTERVENTO A4**

Proprietà

Comune di Formigine

Località

Via Landucci - via Fiori, loc. Casinalbo

Estremi catastali:

Comune di Formigine Foglio 15 part 21

FASCICOLO DEI CALCOLI

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO

APERTURA VANO IN PARETE PORTANTE AL PIANO TERRA

PER PASSAGGI IMPIANTI - locale 05 -prospetto ovest

LUOGO E DATA

20/02/2019

IL TECNICO

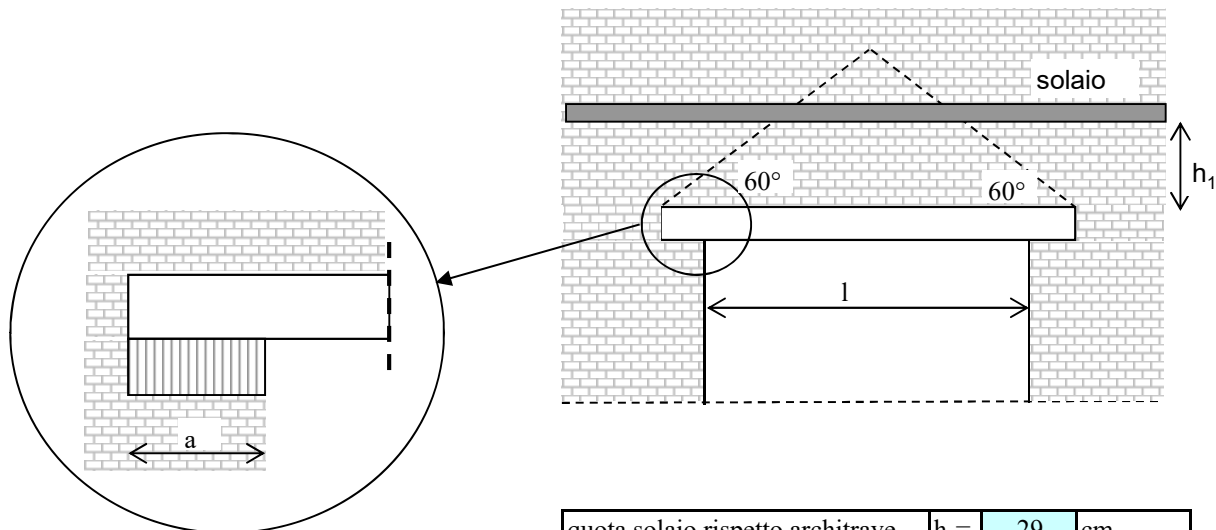
Ing. Francesca Barone, Ing. Marco Fontana

PIANO: TERRA

PARETE N° 4

ARCHITRAVE N° 4

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



quota solaio rispetto architrave $h_1 = 29$ cm

luce architrave "l" 1 m

lunghezza di appoggio $a = 20$ cm

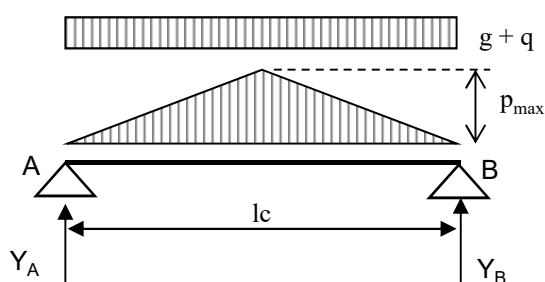
luce di calcolo "lc" 1,2 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	4,15	0	7,05	0	4,5	0

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
11,13	7,104

	spessore	massa vol.	p_{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,45	18	7,01

Schema statico:



Totale carichi permanenti

g =	14,63	KN/m
-----	-------	------

coeff. parziale di sicurezza

$\gamma_G =$	1,5
--------------	-----

Totale carichi variabili

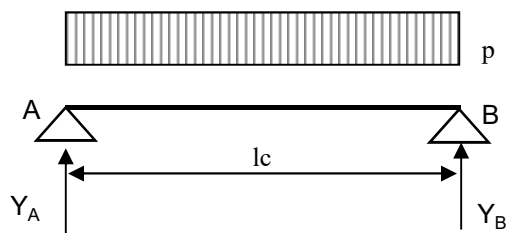
q =	7,104	KN/m
-----	-------	------

coeff. parziale di sicurezza

$\gamma_Q =$	1,5
--------------	-----

Combinazione di carico ($g\gamma_G + q\gamma_Q$) =

32,61	KN/m
-------	------



p (KN/m)	32,61
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,20
--------------------------	------

Y_A (KN)	19,56
------------	-------

Y_B (KN)	19,56
------------	-------

Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	5,87	KNm
----------	------	-----

V_{Ed}	19,56	KN
----------	-------	----

N_{Ed}	0,00	KN
----------	------	----

Profilati

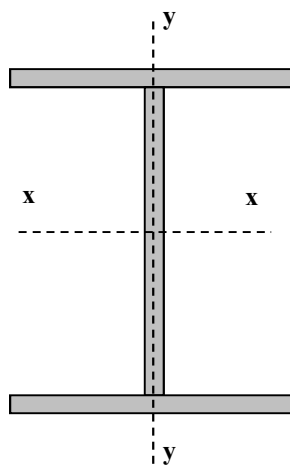
Profilato tipo

HEA

Numero di profili per l'architrave

2

100



valori del singolo profilo	A =	21,24	cm ²	area lorda del profilo
	b =	100	mm	larghezza delle ali
	t _f =	8	mm	spessore delle ali
	t _w =	5	mm	spessore dell'anima
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	96	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	83,01	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	72,76	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	26,76	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	349,2	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	7,56	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **S275**

$f_{yk} =$	275,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo $\varepsilon = 0,9244$ $\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$

Azione di flessione

Ala $c/t = 4,44$ classe 1

Anima $c/t = 11,20$ classe 1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} = 43,481 \text{ KNm}$ Resistenza di calcolo a flessione

$V_{c,Rd} = 228,63 \text{ KN}$ Resistenza di calcolo a taglio

$N_{c,Rd} = 1112,6 \text{ KN}$ Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0856 \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \text{ Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$M_{y,V,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{y,V,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
43,48	5,87	7,41	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

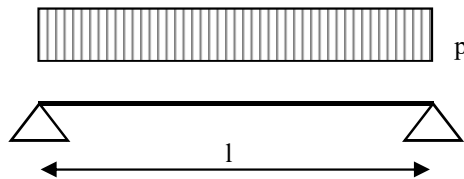
$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

$$(M_{y,V,Rd} = (W_{pl} - r \cdot A_v^2 / (4 \cdot t_w)) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza convenzionale a flessione retta in presenza di taglio non trascurabile

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 32,61 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,2 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 5,87 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 38,112 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 14,63 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 7,104 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 32,61 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,27
δ_2 (mm) =	0,26
δ_{max} (mm) =	0,53

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$\delta_{\max} / L = 1/k$

k =	400
-----	-----

$\delta_2 / L = 1/k$

k =	500
-----	-----

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,000	mm
--------------------------------	-------	----

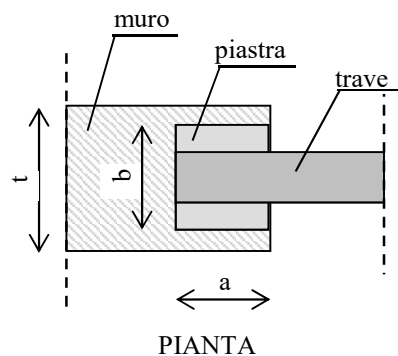
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,400	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO
-----------------	-----------------------------------

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO
------------	-----------------------------------

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	no
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 23
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 40
spessore del muro	t (cm) = 45



Caratteristiche della muratura

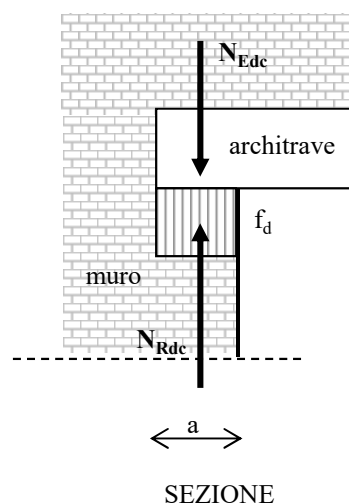
muratura in mattoni pieni e malta a base di calce con malta buona

$f_m = 260 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza **LC1**

Coeff. parziale di sicurezza γ_M **1**

Fattore di confidenza **1,35**



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$$

dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$

A_b = area dell'impronta del carico

f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	20
----------	----

$A_b =$	400	cm^2
---------	-----	---------------

b (cm) =	20
----------	----

$f_d =$	192,59	N/cm^2
---------	--------	-----------------

Resistenza di calcolo a compressione della muratura

$N_{Edc} =$	19,56	KN
-------------	-------	----

Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio

$N_{Rdc} =$	77,04	KN
-------------	-------	----

Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,254	≤ 1 verificato
-----------------------	-------	---------------------------------------

COMUNE DI FORMIGINE

PROVINCIA DI MODENA

CASA DELLA SALUTE “VILLA BIANCHI”

INTERVENTI STRUTTURALI DA ESEGUIRE AL PIANO TERRA

VIA LANDUCCI-VIA FIORI, LOC. CASINALBO, FORMIGINE (MO)

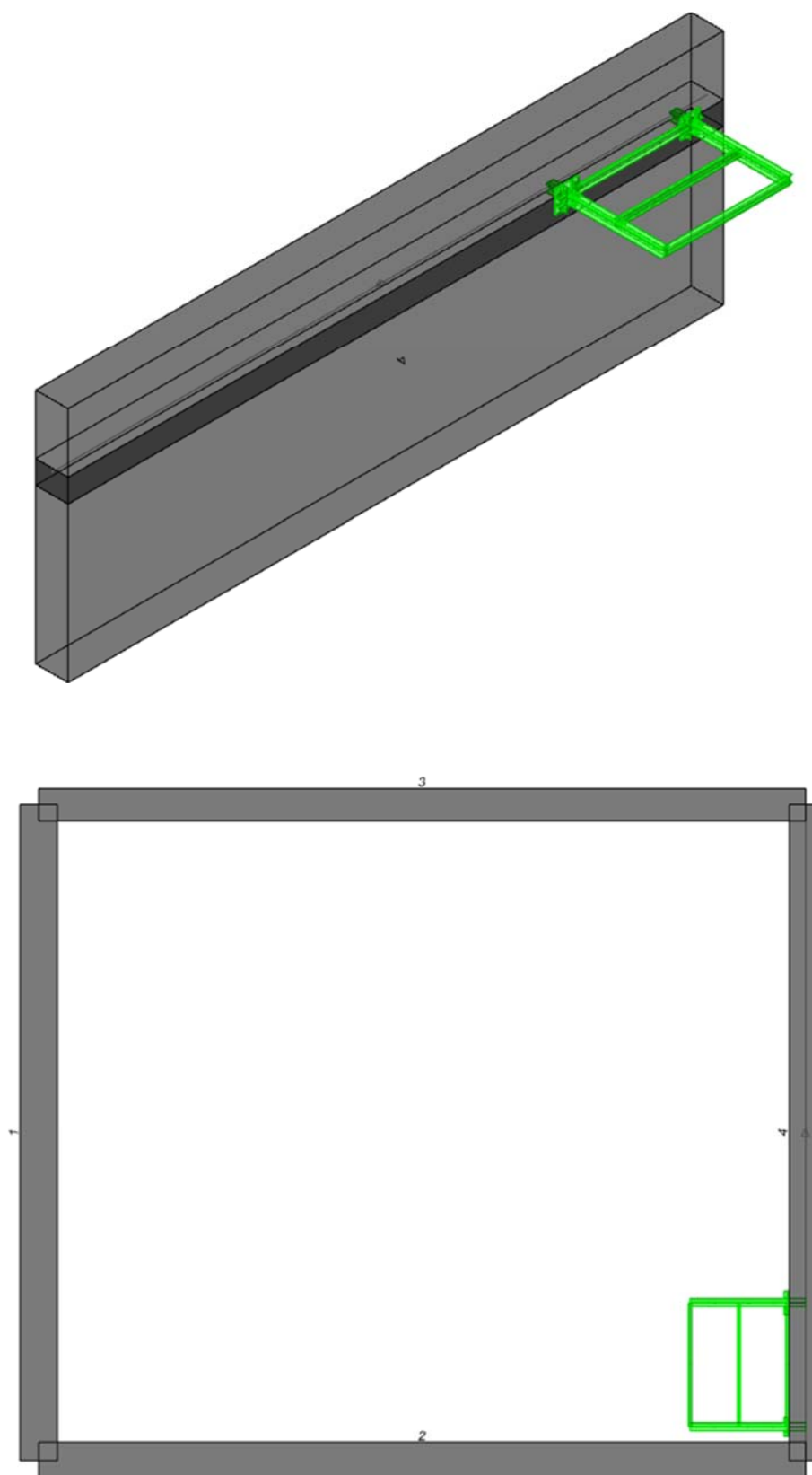
INTERVENTO E:

REALIZZAZIONE DI SUPPORTI METALLICI (PUTRELLE A MENSOLA) PER L’INSTALLAZIONE DI DUE MACCHINE IMPIANTISTICHE UR

DATI DI IMPOSTAZIONE E DEFINIZIONE DELLA STRUTTURA

1 Rappresentazione generale dell'edificio

Struttura
Vista assonometrica dell'edificio nella sua interezza



2 Normative

D.M. LL. PP. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-1:1994, Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-1:2014 Luglio 2014, Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-3:2000, Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-3:2007 Gennaio 2007, Eurocodice 3 EN 1993-1-8:2005

3 Descrizione del software

Descrizione del programma Sismicad

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12.13

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.13

Identificatore licenza: SW-4166626

Intestatario della licenza: Ing. Francesca Barone e Marco Fontana Ingegneri Associati

Versione regolarmente licenziata

Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale. - I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali; - le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale. - La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. -

I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

Verifiche delle membrature in acciaio

Le verifiche delle membrature in acciaio (solo per utenti Sismicad acciaio) possono essere condotte secondo CNR 10011 (stato limite o tensioni ammissibili), CNR 10022, D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o Eurocodice 3. Sono previste verifiche di resistenza e di instabilità. Queste ultime possono interessare superelementi cioè membrature composte di più aste. Le verifiche tengono conto, ove richiesto, della distinzione delle condizioni di carico in normali o eccezionali (I e II) previste dalle normative adottate.

4 Descrizione hardware

Processore	Intel(R) Core(TM) i7-6700HQ CPU @ 2.60GHz
Architettura	AMD64
Frequenza	2592 MHz
Memoria	15,78 GB
Sistema operativo	Microsoft Windows 10 Home (64 bit)

5 Dati generali

5.1 Materiali

5.1.1 Materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm²]

Poisson: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [daN/cm³]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	Rck	E	G	Poisson	γ	α
C25/30	300	306243	Default (139201.36)	0.1	0.0025	0.00001

5.1.2 Curve di materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Curva: curva caratteristica.

Reaz.traz.: reagisce a trazione.

Comp.frag.: ha comportamento fragile.

E.compr.: modulo di elasticità a compressione. [daN/cm²]

Incr.compr.: incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

EpsEc: ε elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

EpsUc: ε ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

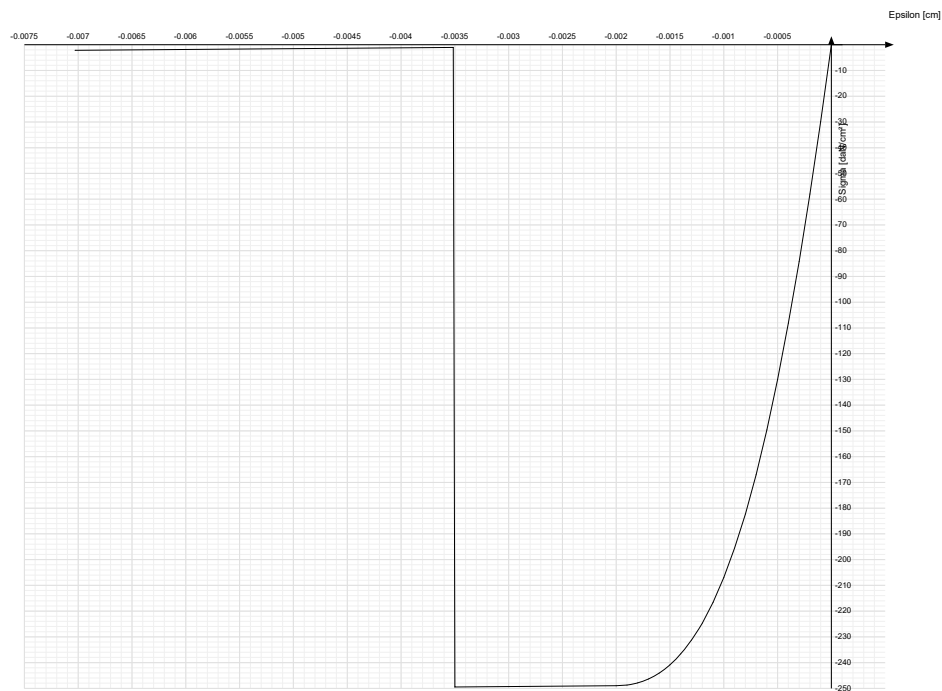
E.traz.: modulo di elasticità a trazione. [daN/cm²]

Incr.traz.: incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

EpsEt: ε elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

EpsUt: ε ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Curva									
	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
C25/30	No	Si	306243	0.001	-0.002	-0.0035	306243	0.001	0.0000585	0.0000643



5.1.3 Materiali muratura

5.1.3.1 Proprietà muratura base

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.
E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]
G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm²]
Poisson: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.
γ: peso specifico del materiale. [daN/cm³]
α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	E	G	Poisson	γ	α
Mattoni pieni e malta di calce LC1	15000	Default (6000)	0.25	0.0018	0.000006

5.1.3.2 Proprietà muratura DM87

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.
Tipo di blocchi: tipo di blocchi (D.M. 87).
fbk: resistenza caratteristica a compressione dell'elemento. [daN/cm²]
fbk_⊥: resistenza caratteristica a compressione dell'elemento in direzione orizzontale nel piano del muro. Dato da richiedere al produttore. [daN/cm²]
Malta: classe della malta.
fk: resistenza caratteristica della muratura a compressione. [daN/cm²]
fvk0: resistenza caratteristica a taglio della muratura. [daN/cm²]

Descrizione	Tipo di blocchi	fbk	fbk _⊥	Malta	fk	fvk0
Mattoni pieni e malta di calce LC1	Laterizio	300	30	M2	100	3

5.1.3.3 Proprietà muratura Circ.81

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.
sigma k: resistenza a compressione σ k per edifici esistenti in muratura. Circ. LL.PP. 30-7-81 n.21745 tabella 1. [daN/cm²]
tau k: resistenza tangenziale per edifici esistenti in muratura. Circ. LL.PP 30-7-81 n.21745 tabella 1. [daN/cm²]
fkt: resistenza caratteristica a trazione della muratura per edifici nuovi. [daN/cm²]
Mu: fattore di duttilità. Circ. LL.PP 30-7-81 n.21745 tabella 2. Il valore è adimensionale.
E plastico: modulo di elasticità longitudinale della muratura per verifiche agli stati limite di plasticizzazione. [daN/cm²]
G plastico: modulo di elasticità tangenziale della muratura per verifiche agli stati limite di plasticizzazione. [daN/cm²]

Descrizione	sigma k	tau k	fkt	Mu	E plastico	G plastico
Mattoni pieni e malta di calce LC1	30	1.2	0	2	7920	1320

5.1.3.4 Proprietà muratura NTC 2008 1

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.
Tipo blocchi: tipo di blocchi (D.M. 14-01-08 11.10.1, 11.10.V, VI).
Cat.blocchi: categoria blocchi (D.M. 14-01-08 4.5.6.1).
fbk: resistenza caratteristica a compressione dell'elemento dichiarata dal produttore (D.M. 14-01-08 11.10.1.1.1). [daN/cm²]
fbk_⊥: resistenza caratteristica a compressione dell'elemento in direzione orizzontale nel piano del muro. Dato da richiedere al produttore (D.M. 14-01-08 11.10.1.1.1). [daN/cm²]
Tipo malta: tipo di malta (D.M. 14-01-08 11.10.2).
Res.compr.malta: resistenza media a compressione della malta (D.M. 14-01-08 11.10.2.1). [daN/cm²]

GammaM: coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura (D.M. 14-01-08 4.5.6.1, 4.5.II). Il valore è adimensionale.

Descrizione	Tipo blocchi	Cat.blocchi	fbk	fbk ₀	Tipo malta	Res.compr.malta	GammaM
Mattoni pieni e malta di calce_LC1	Laterizio	II	300	30	Composizione prescritta	100	3

5.1.3.5 Proprietà muratura NTC 2008 2

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Livello di conoscenza: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ. 02/02/09 n. 617 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.).

Cl.esec.: classe di esecuzione (D.M. 14-01-08 4.5.6.1).

fk: resistenza caratteristica a compressione della muratura (D.M. 14-01-08 4.5.6.1, 11.10.3.1). [daN/cm²]

fk0: resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di tensioni normali (D.M. 14-01-08 4.5.6.1, 11.10.3.2). [daN/cm²]

fhk: resistenza caratteristica della muratura a compressione in direzione orizzontale (nel piano della parete) D.M. 14-01-08. [daN/cm²]

fkt: resistenza caratteristica a trazione (D.M. 14-01-08). [daN/cm²]

f medio: resistenza media a compressione della muratura, per materiale esistente. [daN/cm²]

tau medio: resistenza media a taglio della muratura, per materiale esistente. [daN/cm²]

E medio: valore medio del modulo di elasticità normale utilizzato per materiale esistente in caso di analisi statica non-lineare (pushover). [daN/cm²]

G medio: valore medio del modulo di elasticità tangenziale utilizzato per materiale esistente in caso di analisi statica non-lineare (pushover). [daN/cm²]

Descrizione	Livello di conoscenza	Cl.esec.	fk	fk0	fhk	fkt	f medio	tau medio	E medio	G medio
Mattoni pieni e malta di calce LC1	LC1 (FC = 1,35)	2	100	3	10	0	24	0.6	15000	5000

5.1.3.6 Proprietà muratura Ord.3431

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo blocchi: tipo di blocchi

fbk: resistenza caratteristica a compressione dell'elemento. [daN/cm²]

fbk₀: resistenza caratteristica a compressione dell'elemento in direzione orizzontale nel piano del muro. Dato da richiedere al produttore. [daN/cm²]

Tipo malta: classe della malta.

fk: resistenza caratteristica della muratura a compressione. [daN/cm²]

fk0: resistenza caratteristica a taglio della muratura. [daN/cm²]

fhk: resistenza caratteristica della muratura a compressione in direzione orizzontale (nel piano della parete). [daN/cm²]

fkt: resistenza caratteristica a trazione. [daN/cm²]

f medio: resistenza media a compressione della muratura, per edificio esistente. [daN/cm²]

tau medio: resistenza media a taglio della muratura, per edificio esistente. [daN/cm²]

E medio: valore medio del modulo di elasticità normale utilizzato per edificio esistente in caso di analisi statica non-lineare (pushover). [daN/cm²]

G medio: valore medio del modulo di elasticità tangenziale utilizzato per edificio esistente in caso di analisi statica non-lineare (pushover). [daN/cm²]

Descrizione	Tipo blocchi	fbk	fbk ₀	Tipo malta	fk	fk0	fhk	fkt	f medio	tau medio	E medio	G medio
Mattoni pieni e malta di calce LC1	Laterizio	300	30	M2	100	3	1	0	24	0.6	15000	5000

5.1.4 Armature

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

fyk: resistenza caratteristica. [daN/cm²]

σ amm.: tensione ammissibile. [daN/cm²]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

γ: peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Livello di conoscenza: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ. 02/02/09 n. 617 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	σ amm.	Tipo	E	γ	Poisson	α	Livello di conoscenza
B450C	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	0.000012	Nuovo

5.1.5 Acciai

5.1.5.1 Proprietà acciai base

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm²]

Poisson: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [daN/cm³]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	E	G	Poisson	γ	α
S275	2100000	Default (807692.31)	0.3	0.00785	0.000012

5.1.5.2 Proprietà acciai CNR 10011

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: descrizione per norma.

fy(s<=40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fy(s>40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori >40 mm. [daN/cm²]

fu(s<=40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fu(s>40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori >40 mm. [daN/cm²]

Prosp. Omega: prospetto per coefficienti Omega.

σ amm.(s<=40 mm): σ ammissibile per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

σ amm.(s>40 mm): σ ammissibile per spessori >40 mm. [daN/cm²]

fd(s<=40 mm): resistenza di progetto fd per spessori <=40 mm. [daN/cm²]
fd(s>40 mm): resistenza di progetto fd per spessori >40 mm. [daN/cm²]

Descrizione	Tipo	fy(s<=40 mm)	fy(s>40 mm)	fu(s<=40 mm)	fu(s>40 mm)	Prosp. Omega	σ amm.(s<=40 mm)	σ amm.(s>40 mm)	fd(s<=40 mm)	fd(s>40 mm)
S275	FE430	2750	2550	4300	4100	III	1900	1700	2750	2500

5.1.5.3 Proprietà acciai CNR 10022

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: descrizione per norma.

fy: resistenza di snervamento fy. [daN/cm²]

fu: resistenza di rottura fu. [daN/cm²]

fd: resistenza di progetto fd. [daN/cm²]

Prospetto omega sag.fr.(s<3mm): prospetto coeff. omega per spessori < 3 mm.

Prospetto omega sag.fr.(s>=3mm): prospetto coeff. omega per spessori >= 3 mm.

Prospetti σ crit. Eulero: prospetti σ critiche euleriane.

Descrizione	Tipo	fy	fu	fd	Prospetto omega sag.fr.(s<3mm)	Prospetto omega sag.fr.(s>=3mm)	Prospetti σ crit. Eulero
S275	FE430	2750	4300	2750	d	e	I

5.1.5.4 Proprietà acciai EC3

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: descrizione per norma.

fy(s<=40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fy(s>40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori >40 mm. [daN/cm²]

fu(s<=40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fu(s>40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori >40 mm. [daN/cm²]

Descrizione	Tipo	fy(s<=40 mm)	fy(s>40 mm)	fu(s<=40 mm)	fu(s>40 mm)
S275	S275	2750	2550	4300	4100

5.2 Sezioni

5.2.1 Sezioni C.A.

5.2.1.1 Sezioni rettangolari C.A.



Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Area Tx FEM: area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [cm²]

Area Ty FEM: area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [cm²]

JxFEM: momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [cm⁴]

JyFEM: momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [cm⁴]

JtFEM: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [cm⁴]

H: altezza della sezione. [cm]

B: larghezza della sezione. [cm]

c.s.: copriferro superiore della sezione. [cm]

c.i.: copriferro inferiore della sezione. [cm]

c.l.: copriferro laterale della sezione. [cm]

Descrizione	Area Tx FEM	Area Ty FEM	JxFEM	JyFEM	JtFEM	H	B	c.s.	c.i.	c.l.
R 42x30	1050	1050	94500	185220	207900	30	42	3	3	3

5.2.1.2 Caratteristiche inerziali sezioni C.A.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Xg: ascissa del baricentro definita rispetto al sistema geometrico in cui sono definiti i vertici del poligono. [cm]

Yg: ordinata del baricentro definita rispetto al sistema geometrico in cui sono definiti i vertici del poligono. [cm]

Area: area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [cm²]

Jx: momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jy: momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jxy: momento centrifugo rispetto al sistema di riferimento baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jm: momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale M. [cm⁴]

Jn: momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale N. [cm⁴]

Alfa: angolo tra gli assi del sistema di riferimento geometrico di definizione e quelli del sistema di riferimento principale. [deg]

Area Tx FEM: area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [cm²]

Area Ty FEM: area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [cm²]

JxFEM: momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [cm⁴]

JyFEM: momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [cm⁴]

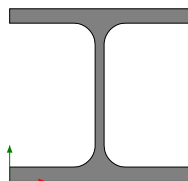
JtFEM: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [cm⁴]

Descrizione	Xg	Yg	Area	Jx	Jy	Jxy	Jm	Jn	Alfa	Area Tx FEM	Area Ty FEM	JxFEM	JyFEM	JtFEM
R 42x30	21	15	1260	94500	185220	0	94500	185220	0	1050	1050	94500	185220	207900

5.2.2 Sezioni in acciaio

5.2.2.1 Profili singoli in acciaio

5.2.2.1.1 HEA - HEM - HEB - IPE



Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Sup.: superficie bagnata per unità di lunghezza. [mm]

Area Tx FEM: area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [mm²]

Area Ty FEM: area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [mm²]

JxFEM: momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [mm⁴]

JyFEM: momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [mm⁴]

JtFEM: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [mm⁴]

b: larghezza dell'ala. [mm]

h: altezza del profilo. [mm]

s: spessore dell'anima. [mm]

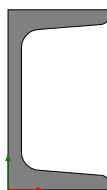
t: spessore delle ali. [mm]

r: raggio del raccordo ala-anima. [mm]

f: truschino. [mm]

Descrizione	Sup.	Area Tx FEM	Area Ty FEM	JxFEM	JyFEM	JtFEM	b	h	s	t	r	f
HEA100	561.3	1333	440	3495974	1338286	37467	100	96	5	8	12	58
IPE80	327.8	399	284	801926	84898	5585	46	80	3.8	5.2	5	25

5.2.2.1.2 UPN



Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Sup.: superficie bagnata per unità di lunghezza. [mm]

Area Tx FEM: area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [mm²]

Area Ty FEM: area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [mm²]

JxFEM: momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [mm⁴]

JyFEM: momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [mm⁴]

JtFEM: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [mm⁴]

b: larghezza dell'ala. [mm]

h: altezza del profilo. [mm]

s: spessore dell'anima. [mm]

t: spessore delle ali. [mm]

r: raggio del raccordo ala-anima. [mm]

f: truschino. [mm]

r1: raggio dello smusso delle ali. [mm]

p%: pendenza delle ali. Il valore è adimensionale.

z: posizione in cui viene misurato lo spessore delle ali. [mm]

Descrizione	Sup.	Area Tx FEM	Area Ty FEM	JxFEM	JyFEM	JtFEM	b	h	s	t	r	f	r1	p%	z
UPN80	313.4	735	480	1.1E6	193485	18477	45	80	6	8	8	27	4	8	22.5

5.2.2.2 Caratteristiche inerziali sezioni in acciaio

5.2.2.2.1 Caratteristiche inerziali principali sezioni in acciaio

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Xg: coordinata X del baricentro. [cm]

Yg: coordinata Y del baricentro. [cm]

Area: area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [cm²]

Jx: momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jy: momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jxy: momento centrifugo rispetto al sistema di riferimento baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jm: momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale M. [cm⁴]

Jn: momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale N. [cm⁴]

α X su M: angolo tra gli assi del sistema di riferimento geometrico di definizione e quelli del sistema di riferimento principale. [deg]

Jt: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma. [cm⁴]

Descrizione	Xg	Yg	Area	Jx	Jy	Jxy	Jm	Jn	α X su M	Jt
HEA100	5	4.8	21.27	349.6	133.83	0	349.6	133.83	0	3.75
UPN80	1.45	4	11.03	105.96	19.35	0	105.96	19.35	0	1.85
IPE80	2.3	4	7.65	80.19	8.49	0	80.19	8.49	0	0.56

5.2.2.2.2 Caratteristiche inerziali momenti sezioni in acciaio

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.
ix: raggio di inerzia relativo all'asse x. [cm]
iy: raggio di inerzia relativo all'asse y. [cm]
im: raggio di inerzia relativo all'asse principale m. [cm]
in: raggio di inerzia relativo all'asse principale n. [cm]
Sx: momento statico relativo all'asse x. [cm³]
Sy: momento statico relativo all'asse y. [cm³]
Wx: modulo di resistenza minimo relativo all'asse x. [cm³]
Wy: modulo di resistenza minimo relativo all'asse y. [cm³]
Wm: modulo di resistenza minimo relativo all'asse principale m. [cm³]
Wn: modulo di resistenza minimo relativo all'asse principale n. [cm³]
Wplx: momento plastico relativo all'asse x. [cm³]
Wply: momento plastico relativo all'asse y. [cm³]

Descrizione	ix	iy	im	in	Sx	Sy	Wx	Wy	Wm	Wn	Wplx	Wply
HEA100	4.05	2.51	4.05	2.51	41.56	20.58	72.83	26.77	72.83	26.77	83.12	41.16
UPN80	3.1	1.32	3.1	1.32	15.95	6.35	26.49	6.35	26.49	6.35	31.91	12.07
IPE80	3.24	1.05	3.24	1.05	11.62	2.91	20.05	3.69	20.05	3.69	23.23	5.82

5.2.2.2.3 Caratteristiche inerziali taglio sezioni in acciaio

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.
Atx: area a taglio lungo x. [cm²]
Aty: area a taglio lungo y. [cm²]

Descrizione	Atx	Aty
HEA100	16	4.8
UPN80	7.35	4.8
IPE80	4.78	3.04

5.3 Terreni

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.
Coesione: coesione del terreno. [daN/cm²]
Coesione non drenata: coesione non drenata (Cu) del terreno. [daN/cm²]
Attrito interno: angolo di attrito interno del terreno. [deg]
δ: angolo di attrito all'interfaccia terreno-cl. [deg]
Adesione: coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cl. Il valore è adimensionale.
K0: coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.
γ naturale: peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/cm³]
γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/cm³]
E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/cm²]
Poisson: coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.
Rqd: rock quality degree. Per roccia assume valori nell'intervallo (0;1]. Il valore convenzionale 0 indica che si tratta di un terreno sciolto. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	δ	Adesione	K0	γ naturale	γ saturo	E	Poisson	Rqd
as.nido CPT1	0	0	0	0	1	1	0.0019	0.00202	60	0.49	0
Bastiglia0-200	0.15	0.68	23	12	1	0.61	0.0019	0.00215	49	0.3	0

6 Dati di definizione

6.1 Preferenze commessa

6.1.1 Preferenze di analisi

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	
Vn	50	
Classe d'uso	III	
Vr	75	
Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Località	Modena, Formigine, Casinalbo; Latitudine ED50 44,597° (44° 35' 49''); Longitudine ED50 10,857° (10° 51' 25''); Altitudine s.l.m. 66,41 m.	
Categoria del suolo	B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti	
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
Ss orizzontale SLO	1.2	
Tb orizzontale SLO	0.127	[s]
Tc orizzontale SLO	0.381	[s]
Td orizzontale SLO	1.842	[s]
Ss orizzontale SLD	1.2	
Tb orizzontale SLD	0.129	[s]
Tc orizzontale SLD	0.387	[s]
Td orizzontale SLD	1.903	[s]
Ss orizzontale SLV	1.2	
Tb orizzontale SLV	0.141	[s]
Tc orizzontale SLV	0.424	[s]
Td orizzontale SLV	2.344	[s]
Ss verticale	1	
Tb verticale	0.05	[s]
Tc verticale	0.15	[s]
Td verticale	1	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	45.16	
Ag/g SLO	0.0605	
Fo SLO	2.494	
Tc* SLO	0.266	[s]
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.0756	
Fo SLD	2.47	
Tc* SLD	0.271	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.1861	
Fo SLV	2.378	
Tc* SLV	0.304	[s]
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	Non dissipativa	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[cm]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	No	
Edificio acciaio	Si	
Edificio muratura	Si	
Edificio esistente	Si	
T1,x	0.05465	[s]
T1,y	0.0643	[s]
λ SLO,x	1	
λ SLO,y	1	
λ SLD,x	1	
λ SLD,y	1	
λ SLV,x	1	
λ SLV,y	1	
Numero modi	30	
Metodo di Ritz	applicato	
Limite spostamenti interpiano	0.0013	
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1	
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1	
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1	
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1	
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3	
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3	
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7	
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15	

Fattore di struttura: $q=1$

6.1.2 Preferenze di verifica

6.1.2.1 Normativa di verifica in uso

Norma di verifica	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Cemento armato	Preferenze analisi di verifica in stato limite
Legno	Preferenze di verifica legno D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Acciaio	Preferenze di verifica acciaio D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Alluminio	Preferenze di verifica alluminio EC9
Pannelli in gessofibra	Preferenze di verifica pannelli gessofibra D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

6.1.2.2 Normativa di verifica C.A.

Coefficiente di omogeneizzazione	15	
ys (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15	
yc (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5	
Limite σ /fck in combinazione rara	0.6	
Limite σ /fck in combinazione quasi permanente	0.45	
Limite σ /fyk in combinazione rara	0.8	
Coefficiente di riduzione della τ per cattiva aderenza	0.7	
Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4	0.02	[cm]
Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4	0.03	[cm]
Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4	0.04	[cm]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	No	
Copriferro secondo EC2	Si	

6.1.2.3 Normativa di verifica legno

y combinazioni fondamentali massiccio	1.5
y combinazioni fondamentali lamellare	1.45
y combinazioni fondamentali unioni	1.5
y combinazioni eccezionali	1
y combinazioni esercizio	1
Kmod durata istantaneo, classe 1	1.1
Kmod durata istantaneo, classe 2	1.1
Kmod durata istantaneo, classe 3	0.9
Kmod durata breve, classe 1	0.9
Kmod durata breve, classe 2	0.9
Kmod durata breve, classe 3	0.7
Kmod durata media, classe 1	0.8
Kmod durata media, classe 2	0.8
Kmod durata media, classe 3	0.65
Kmod durata lunga, classe 1	0.7
Kmod durata lunga, classe 2	0.7
Kmod durata lunga, classe 3	0.55
Kmod durata permanente, classe 1	0.6
Kmod durata permanente, classe 2	0.6
Kmod durata permanente, classe 3	0.5
Kdef classe 1	0.6
Kdef classe 2	0.8
Kdef classe 3	2

6.1.2.4 Normativa di verifica acciaio

ym0	1.05
ym1	1.05
ym2	1.25
Coefficiente riduttivo per effetto vettoriale	0.7
Calcolo coefficienti C1, C2, C3 per Mcr	automatico
Coefficienti α , β per flessione deviata	unitari
Verifica semplificata conservativa	si
L/e0 iniziale per profili accoppiati compressi	500
Metodo semplificato formula (4.2.82)	si
Escludi 6.2.6.7 e 6.2.6.8 in 7.5.4.3 e 7.5.4.5	si
Applica Nota 1 del prospetto 6.2	si
Riduzione fy per tubi tondi di classe 4	no
Effettua la verifica secondo 6.2.8 con irrigidimenti superiori (piastra di base)	si
Limite spostamento relativo interpiano e monopiano colonne	0.00333
Limite spostamento relativo complessivo multipiano colonne	0.002
Considera taglio resistente estremità sagomati	no
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	no

6.1.3 Preferenze FEM

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	80	[cm]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	80	[cm]
Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli	
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento	
Metodo P-Delta	non utilizzato	
Analisi buckling	non utilizzata	
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2	
Spessori membranale e flessionale pareti XLAM da sole tavole verticali	No	
Moltiplicatore rigidezza connettori pannelli pareti legno a diaframma	1	
Tolleranza di parallelismo	4.99	[deg]
Tolleranza di unicità punti	10	[cm]
Tolleranza generazione nodi di aste	1	[cm]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99	[deg]
Tolleranza generazione nodi di gusci	4	[cm]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	100	[cm]
Considera deformazione a taglio delle piastre	No	
Modello elastico pareti in muratura	Gusci	
Concentra masse pareti nei vertici	No	
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica	
Memoria utilizzabile dal solutore	8000000	
Metodo di risoluzione della matrice	AspenTech MA57	

Scrivi commenti nel file di input	No
Scrivi file di output in formato testo	No
Solidi colle e corpi ruvidi (default)	Solidi reali
Moltiplicatore rigidezza molla torsionale applicata ad aste di fondazione	1
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare	Equilibrio elastico

6.1.4 Moltiplicatori inerziali

Tipologia: tipo di entità a cui si riferiscono i moltiplicatori inerziali.
J2: moltiplicatore inerziale di J2. Il valore è adimensionale.
J3: moltiplicatore inerziale di J3. Il valore è adimensionale.
Jt: moltiplicatore inerziale di Jt. Il valore è adimensionale.
A: moltiplicatore dell'area della sezione. Il valore è adimensionale.
A2: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 2. Il valore è adimensionale.
A3: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 3. Il valore è adimensionale.
Conci rigidi: fattore di riduzione dei tronchi rigidi. Il valore è adimensionale.

Tipologia	J2	J3	Jt	A	A2	A3	Conci rigidi
Trave C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Pilastro C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Trave di fondazione	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Palo	1	1	0.01	1	1	1	0
Trave in legno	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in legno	1	1	1	1	1	1	1
Trave in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Trave di reticolare in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Maschio in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di accoppiamento in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di scala C.A. nervata	1	1	1	1	1	1	0.5
Trave tralicciata	1	1	0.01	1	1	1	0.5

6.1.5 Preferenze di analisi non lineare FEM

Metodo iterativo	Secante
Tolleranza iterazione	0.0001
Numero massimo iterazioni	50

6.1.6 Preferenze di analisi carichi superficiali

Detrazione peso proprio solai nelle zone di sovrapposizione	non applicata
Metodo di ripartizione	a zone d'influenza
Percentuale carico calcolato a trave continua	0
Esegui smoothing diagrammi di carico	applicata
Tolleranza smoothing altezza trapezi	0.001 [daN/cm]
Tolleranza smoothing altezza media trapezi	0.001 [daN/cm]

6.1.7 Preferenze del suolo

Fondazioni non modellate e struttura bloccata alla base	si
Fondazioni bloccate orizzontalmente	si
Considera peso sismico delle fondazioni	no
Fondazioni superficiali e profonde su suolo elastoplastico	no
Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)	3 [daN/cm³]
Rapporto di coefficiente sottofondo orizzontale/verticale	0.5
Pressione verticale limite sul terreno per abbassamento (default)	10 [daN/cm²]
Pressione verticale limite sul terreno per innalzamento (default)	0.001 [daN/cm²]
Metodo di calcolo della K verticale	Vesic
Metodo di calcolo della portanza e della pressione limite	Vesic
Terreno laterale di riporto da piano posa fondazioni (default)	Bastiglia0-200
Dimensione massima della discretizzazione del palo (default)	200 [cm]
Moltiplicatore coesione per pressione orizzontale limite nei pali	1
Moltiplicatore spinta passiva per pressione orizzontale pali	1
K punta palo (default)	4 [daN/cm³]
Pressione limite punta palo (default)	10 [daN/cm²]
Pressione per verifica schiacciamento fondazioni superficiali	6 [daN/cm²]
Calcola cedimenti fondazioni superficiali	no
Spessore massimo strato	100 [cm]
Profondità massima	3000 [cm]
Cedimento assoluto ammissibile	5 [cm]
Cedimento differenziale ammissibile	5 [cm]
Cedimento relativo ammissibile	5 [cm]
Rapporto di inflessione F/L ammissibile	0.003333
Rotazione rigida ammissibile	0.191 [deg]
Rotazione assoluta ammissibile	0.191 [deg]
Distorsione positiva ammissibile	0.191 [deg]
Distorsione negativa ammissibile	0.095 [deg]
Considera fondazioni compensate	no
Coefficiente di riduzione della a Max attesa	0.3
Condizione per la valutazione della spinta su pareti	Lungo termine
Considera l'azione sismica del terreno anche su pareti sotto lo zero sismico	no
Calcola cedimenti teorici pali	no
Considera accorciamento del palo	si
Distanza influenza cedimento palo	1000 [cm]
Distribuzione attrito laterale	Attrito laterale uniforme
Ripartizione del carico	Ripartizione come da modello FEM
Scelta terreno laterale	Media pesata degli strati coinvolti
Scelta terreno punta	Media pesata degli strati coinvolti
Cedimento assoluto ammissibile	5 [cm]
Cedimento medio ammissibile	5 [cm]
Cedimento differenziale ammissibile	5 [cm]
Rotazione rigida ammissibile	0.191 [deg]
Trascura la coesione efficace in verifica allo scorrimento	si
Considera inclinazione spinta del terreno contro pareti	no
Esegui verifica a liquefazione	no
Metodo di verifica liquefazione	Seed-Idriss (1982)
Coeff. di sicurezza minimo a liquefazione	1.3

Magnitudo scaling factor per liquefazione	1
---	---

6.1.8 Preferenze progetto muratura

Forza minima aggancio al piano (default)	0	[daN/cm]
Denominatore per momento ortogonale (default)	8	
Minima resistenza trazione travi (default)	30000	[daN]
Angolo cuneo verifica ribaltamento (default)	30	[deg]
Considera d = 0.8 * h nei maschi senza fibre compresse	Si	
Verifica pressoflessione deviata	No	
Considera effetto piastra in presenza di irrigidimenti	Si	

6.2 Azioni e carichi

6.2.1 Azione del vento

Zona	Zona 2	
Rugosità	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m	
Categoria esposizione	V	
Vb	2500	[cm/s]
Tr	50	[cm/s]
Ct	1	[cm/s]
qr	0.00391	[daN/cm²]

6.2.2 Azione della neve

Zona	Zona I mediterranea	
Classe topografica	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a	
causa del terreno, altre costruzioni o alberi		
Ce	1	
Ct	1	
Tr	50	
qsk	0.015	[daN/cm²]

6.2.3 Condizioni elementari di carico

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.
Nome breve: nome breve assegnato alla condizione elementare.
Durata: descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).
Psi0: coefficiente moltiplicatore ψ_0 . Il valore è adimensionale.
Psi1: coefficiente moltiplicatore ψ_1 . Il valore è adimensionale.
Psi2: coefficiente moltiplicatore ψ_2 . Il valore è adimensionale.
Var.segno: descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	Durata	Psi0	Psi1	Psi2	Var.segno
Pesi strutturali	Pesi	Permanente	0	0	0	
Permanenti portati	Port.	Permanente	0	0	0	
Variabili	Variabili	Media	0.7	0.5	0.3	
Neve	Neve	Media	0.7	0.5	0.3	
ΔT	ΔT	Media	0.6	0.5	0	No
Sisma X SLV	X SLV		0	0	0	
Sisma Y SLV	Y SLV		0	0	0	
Sisma Z SLV	Z SLV		0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLV	EY SLV		0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLV	EX SLV		0	0	0	
Sisma X SLD	X SLD		0	0	0	
Sisma Y SLD	Y SLD		0	0	0	
Sisma Z SLD	Z SLD		0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLD	EY SLD		0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLD	EX SLD		0	0	0	
Sisma X SLO	X SLO		0	0	0	
Sisma Y SLO	Y SLO		0	0	0	
Sisma Z SLO	Z SLO		0	0	0	
Eccentricità Y per sisma X SLO	EY SLO		0	0	0	
Eccentricità X per sisma Y SLO	EX SLO		0	0	0	
Terreno sisma X SLV	Tr x SLV		0	0	0	
Terreno sisma Y SLV	Tr y SLV		0	0	0	
Terreno sisma Z SLV	Tr z SLV		0	0	0	
Terreno sisma X SLD	Tr x SLD		0	0	0	
Terreno sisma Y SLD	Tr y SLD		0	0	0	
Terreno sisma Z SLD	Tr z SLD		0	0	0	
Terreno sisma X SLO	Tr x SLO		0	0	0	
Terreno sisma Y SLO	Tr y SLO		0	0	0	
Terreno sisma Z SLO	Tr z SLO		0	0	0	
Rig. Ux	R Ux		0	0	0	
Rig. Uy	R Uy		0	0	0	
Rig. Rz	R Rz		0	0	0	

6.2.4 Combinazioni di carico

Nome: E' il nome esteso che contraddistingue la condizione elementare di carico.
Nome breve: E' il nome compatto della condizione elementare di carico, che viene utilizzato altrove nella relazione.
Pesi: Pesi strutturali
Port.: Permanenti portati

Variabili: Variabili**Neve:** Neve **ΔT :** ΔT **X SLO:** Sisma X SLO**Y SLO:** Sisma Y SLO**Z SLO:** Sisma Z SLO**EY SLO:** Eccentricità Y per sisma X SLO**EX SLO:** Eccentricità X per sisma Y SLO**Tr x SLO:** Terreno sisma X SLO**Tr y SLO:** Terreno sisma Y SLO**Tr z SLO:** Terreno sisma Z SLO**X SLD:** Sisma X SLD**Y SLD:** Sisma Y SLD**Z SLD:** Sisma Z SLD**EY SLD:** Eccentricità Y per sisma X SLD**EX SLD:** Eccentricità X per sisma Y SLD**Tr x SLD:** Terreno sisma X SLD**Tr y SLD:** Terreno sisma Y SLD**Tr z SLD:** Terreno sisma Z SLD**X SLV:** Sisma X SLV**Y SLV:** Sisma Y SLV**Z SLV:** Sisma Z SLV**EY SLV:** Eccentricità Y per sisma X SLV**EX SLV:** Eccentricità X per sisma Y SLV**Tr x SLV:** Terreno sisma X SLV**Tr y SLV:** Terreno sisma Y SLV**Tr z SLV:** Terreno sisma Z SLV**R Ux:** Rig. Ux**R Uy:** Rig. Uy**R Rz:** Rig. Rz

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT
1	SLU 1	1	0.8	0	0	0
2	SLU 2	1	0.8	0	1.5	0
3	SLU 3	1	0.8	1.05	1.5	0
4	SLU 4	1	0.8	1.5	0	0
5	SLU 5	1	0.8	1.5	1.05	0
6	SLU 6	1	1.5	0	0	0
7	SLU 7	1	1.5	0	1.5	0
8	SLU 8	1	1.5	1.05	1.5	0
9	SLU 9	1	1.5	1.5	0	0
10	SLU 10	1	1.5	1.5	1.05	0
11	SLU 11	1.3	0.8	0	0	0
12	SLU 12	1.3	0.8	0	1.5	0
13	SLU 13	1.3	0.8	1.05	1.5	0
14	SLU 14	1.3	0.8	1.5	0	0
15	SLU 15	1.3	0.8	1.5	1.05	0
16	SLU 16	1.3	1.5	0	0	0
17	SLU 17	1.3	1.5	0	1.5	0
18	SLU 18	1.3	1.5	1.05	1.5	0
19	SLU 19	1.3	1.5	1.5	0	0
20	SLU 20	1.3	1.5	1.5	1.05	0

Famiglia SLE rara

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT
1	SLE RA 1	1	1	0	0	0
2	SLE RA 2	1	1	0	1	0
3	SLE RA 3	1	1	0.7	1	0
4	SLE RA 4	1	1	1	0	0
5	SLE RA 5	1	1	1	0.7	0

Famiglia SLE frequente

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0
2	SLE FR 2	1	1	0	0.5	0
3	SLE FR 3	1	1	0.3	0.5	0
4	SLE FR 4	1	1	0.5	0	0
5	SLE FR 5	1	1	0.5	0.3	0

Famiglia SLE quasi permanente

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0
2	SLE QP 2	1	1	0	0.3	0

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT
3	SLE QP 3	1	1	0.3	0	0
4	SLE QP 4	1	1	0.3	0.3	0

Famiglia SLU eccezionale

Il nome compatto della famiglia è SLU EX.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT
------	------------	------	-------	-----------	------	----

Famiglia SLO

Il nome compatto della famiglia è SLO.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT	X SLO	Y SLO
1	SLO 1	1	1	0.3	0.3	0	-1	-0.3
2	SLO 2	1	1	0.3	0.3	0	-1	-0.3
3	SLO 3	1	1	0.3	0.3	0	-1	0.3
4	SLO 4	1	1	0.3	0.3	0	-1	0.3
5	SLO 5	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	-1
6	SLO 6	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	-1
7	SLO 7	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	1
8	SLO 8	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	1
9	SLO 9	1	1	0.3	0.3	0	0.3	-1
10	SLO 10	1	1	0.3	0.3	0	0.3	-1
11	SLO 11	1	1	0.3	0.3	0	0.3	1
12	SLO 12	1	1	0.3	0.3	0	0.3	1
13	SLO 13	1	1	0.3	0.3	0	1	-0.3
14	SLO 14	1	1	0.3	0.3	0	1	-0.3
15	SLO 15	1	1	0.3	0.3	0	1	0.3
16	SLO 16	1	1	0.3	0.3	0	1	0.3

Nome	Nome breve	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
1	SLO 1	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLO 2	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLO 3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLO 4	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLO 5	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLO 6	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLO 7	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLO 8	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLO 9	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLO 10	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLO 11	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLO 12	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLO 13	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLO 14	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLO 15	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLO 16	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLD

Il nome compatto della famiglia è SLD.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT	X SLD	Y SLD
1	SLD 1	1	1	0.3	0.3	0	-1	-0.3
2	SLD 2	1	1	0.3	0.3	0	-1	-0.3
3	SLD 3	1	1	0.3	0.3	0	-1	0.3
4	SLD 4	1	1	0.3	0.3	0	-1	0.3
5	SLD 5	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	-1
6	SLD 6	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	-1
7	SLD 7	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	1
8	SLD 8	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	1
9	SLD 9	1	1	0.3	0.3	0	0.3	-1
10	SLD 10	1	1	0.3	0.3	0	0.3	-1
11	SLD 11	1	1	0.3	0.3	0	0.3	1
12	SLD 12	1	1	0.3	0.3	0	0.3	1
13	SLD 13	1	1	0.3	0.3	0	1	-0.3
14	SLD 14	1	1	0.3	0.3	0	1	-0.3
15	SLD 15	1	1	0.3	0.3	0	1	0.3
16	SLD 16	1	1	0.3	0.3	0	1	0.3

Nome	Nome breve	Z SLD	EY SLD	EX SLD	Tr x SLD	Tr y SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLD 9	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLV

Il nome compatto della famiglia è SLV.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT	X SLV	Y SLV
1	SLV 1	1	1	0.3	0.3	0	-1	-0.3
2	SLV 2	1	1	0.3	0.3	0	-1	-0.3

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabili	Neve	ΔT	X SLV	Y SLV
3	SLV 3	1	1	0.3	0.3	0	-1	0.3
4	SLV 4	1	1	0.3	0.3	0	-1	0.3
5	SLV 5	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	-1
6	SLV 6	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	-1
7	SLV 7	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	1
8	SLV 8	1	1	0.3	0.3	0	-0.3	1
9	SLV 9	1	1	0.3	0.3	0	0.3	-1
10	SLV 10	1	1	0.3	0.3	0	0.3	-1
11	SLV 11	1	1	0.3	0.3	0	0.3	1
12	SLV 12	1	1	0.3	0.3	0	0.3	1
13	SLV 13	1	1	0.3	0.3	0	1	-0.3
14	SLV 14	1	1	0.3	0.3	0	1	-0.3
15	SLV 15	1	1	0.3	0.3	0	1	0.3
16	SLV 16	1	1	0.3	0.3	0	1	0.3

Nome	Nome breve	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLV 1	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLV 10	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLV 16	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia Calcolo rigidezza torsionale/flessionale di piano

Il nome compatto della famiglia è CRTFP.

Nome	Nome breve	R Ux	R Uy	R Rz
Rig. Ux+	CRTFP Ux+	1	0	0
Rig. Ux-	CRTFP Ux-	-1	0	0
Rig. Uy+	CRTFP Uy+	0	1	0
Rig. Uy-	CRTFP Uy-	0	-1	0
Rig. Rz+	CRTFP Rz+	0	0	1
Rig. Rz-	CRTFP Rz-	0	0	-1

6.2.5 Definizioni di carichi lineari

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Fx i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [daN/cm]

Fx f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [daN/cm]

Fy i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [daN/cm]

Fy f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [daN/cm]

Fz i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [daN/cm]

Fz f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [daN/cm]

Mx i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [daN]

Mx f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [daN]

My i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [daN]

My f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [daN]

Mz i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [daN]

Mz f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [daN]

Nome	Condizione	Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
	Descrizione												
carico macchina UR	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0	-0.9	-0.9	0	0	0	0	0	0
	Variabili	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
carico muro soprastante	Neve	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Pesi strutturali	0	0	0	0	-56	-56	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabili	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Neve	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

6.2.6 Definizioni di carichi superficiali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [daN/cm²]

Applicazione: modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
solaio pl	Pesi strutturali	0.024	Verticale
	Permanenti portati	0.025	Verticale
	Variabili	0.03	Verticale
	Neve	0	Verticale

6.3 Quote

6.3.1 Livelli

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.
Descrizione: nome assegnato al livello.
Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [cm]
Spessore: spessore del livello. [cm]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Piano 0	0	20
L2	Piano travi	220	10
L3	Piano 1	309	24

6.3.2 Tronchi

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al tronco.
Descrizione: nome assegnato al tronco.
Quota 1: riferimento della prima quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]
Quota 2: riferimento della seconda quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Descrizione breve	Descrizione	Quota 1	Quota 2
T1	Piano 0 - Piano travi	Piano 0	Piano travi
T2	Piano 0 - Piano 1	Piano 0	Piano 1
T3	Piano travi - Piano 1	Piano travi	Piano 1

6.4 Sondaggi del sito

Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.
Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio
Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0
Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 10000
I valori sono espressi in cm

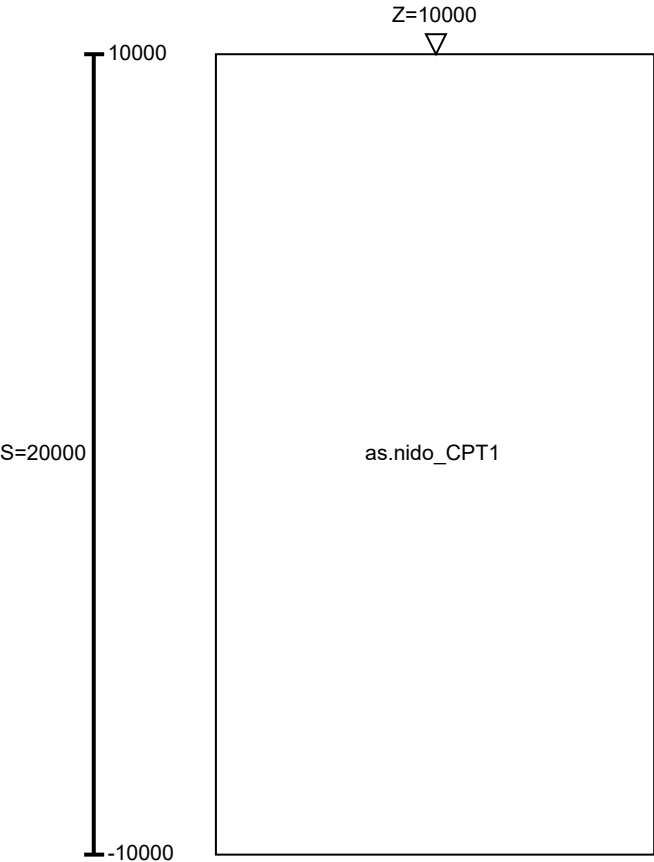


Immagine: Sondaggio



Stratigrafie

Terreno: terreno mediamente uniforme presente nello strato.

Sp.: spessore dello strato. [cm]

Liqf: indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

Kor,i: coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

CC,s: coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CC,i: coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,s: coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

CR,i: coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

E0,s: indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

E0,i: indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

OCR,s: indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

OCR,i: indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
as.nido CPT1	20000	No	1.5	1	1	1	60	60	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1

6.5 Elementi di input

6.5.1 Fili fissi

6.5.1.1 Fili fissi di piano

Livello: quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Punto: punto di inserimento.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Estradosso: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

Angolo: angolo misurato dal semiasse positivo delle ascisse in verso antiorario. [deg]

Tipo: tipo di simbolo.

T.c.: testo completo visualizzato accanto al filo fisso, costituito dalla concatenazione del prefisso e del testo.

Livello	Punto		Estradosso	Angolo	Tipo	T.c.	Livello	Punto		Estradosso	Angolo	Tipo	T.c.
	X	Y						X	Y				
L1	0	-24	0	90	Piano	1	L1	-3	180	0	180	Croce	18
L1	-3	20	0	180	Croce	17	L1	82	179.8	0	270	Croce	16
L1	82	20	0	270	Croce	15	L1	168	825	0	180	Piano	14
L1	147	180	0	180	Croce	13	L1	72	20	0	270	Croce	19
L1	147	20	0	180	Croce	12	L1	17	20	0	180	Croce	10
L1	-824	825	0	0	Piano	9	L1	-824	-24	0	90	Piano	8
L1	168	166	0	0	Croce	7	L1	168	0	0	0	Croce	6
L1	168	-24	0	180	Piano	5	L1	17	180	0	180	Croce	11
L1	72	180	0	270	Croce	20							

6.5.2 Travi C.A.

6.5.2.1 Travi C.A. di piano

Sezione: riferimento ad una definizione di sezione C.A..

P.i.: posizione dei punti d'inserimento rispetto alla geometria della sezione. SA=Sinistra anima, CA=Centro anima, DA=Destra anima

Liv.: quota del punto di inserimento iniziale. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Punto i.: punto di inserimento iniziale.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Punto f.: punto di inserimento finale.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Estr.: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

Mat.: riferimento ad una definizione di materiale calcestruzzo.

Car.lin.: riferimento alla definizione di un carico lineare. L: valori del carico espressi nel sistema locale dell'elemento. G: valori del carico espressi nel sistema globale.

DeltaT: riferimento alla definizione di una variazione termica. Accetta anche il valore "Nessuno".

Sovr.: aliquota di sovrarresistenza da assicurare in verifica.

S.Z: indica se l'elemento deve essere verificato considerando il sisma verticale.

C.i.: svincolo o cerniera da applicare al relativo estremo dell'asta nel modello.

C.f.: svincolo o cerniera da applicare al relativo estremo dell'asta nel modello.

P.lin.: peso per unità di lunghezza. [daN/cm]

Sezione	P.i.	Liv.	Punto i.		Punto f.		Estr.	Mat.	Car.lin.	DeltaT	Sovr.	S.Z	C.i.	C.f.	P.lin.
			X	Y	X	Y									
R 42x30	CA	L2	168	-24	168	825	0	C25/30	Nessuno; G		0	No	No	No	3.15

6.5.3 Travi in acciaio

6.5.3.1 Travi in acciaio di piano

Sezione: sezione in acciaio.

P.i.: posizione dei punti d'inserimento rispetto alla geometria della sezione. S=Sinistra, C=Centro, D=Destra

Liv.: quota del punto di inserimento iniziale. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Punto i.: punto di inserimento iniziale.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Punto f.: punto di inserimento finale.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Estr.: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

Mat.: riferimento ad una definizione di materiale in acciaio.

Car.lin.: riferimento alla definizione di un carico lineare.L: valori del carico espressi nel sistema locale dell'elemento.G: valori del carico espressi nel sistema globale.

DeltaT: riferimento alla definizione di una variazione termica. Accetta anche il valore "Nessuno".

Sovr.: aliquota di sovrarresistenza da assicurare in verifica.

S.Z: indica se l'elemento deve essere verificato considerando il sisma verticale.

C.i.: svincolo o cerniera da applicare al relativo estremo dell'asta nel modello.

C.f.: svincolo o cerniera da applicare al relativo estremo dell'asta nel modello.

P.lin.: peso per unità di lunghezza. [daN/cm]

Cal.: descrizione sintetica dell'eventuale calastrello della sezione accoppiata o composta.

Sezione	P.i.	Liv.	Punto i.		Punto f.		Estr.	Mat.	Car.lin.	DeltaT	Sovr.	S.Z	C.i.	C.f.	P.lin.	Cal.
			X	Y	X	Y										
HEA100	C	L2	147	180	-3	180	0	S275	carico macchina UR; G		0	No	No	No	0.17	
HEA100	C	L2	147	20	-3	20	0	S275	carico macchina UR; G		0	No	No	No	0.17	
UPN80	C	L2	144.8	180	144.8	20	0	S275	Nessuno; G		0	No	No	No	0.09	
UPN80	C	L2	-0.8	20.3	-0.7	180.3	0	S275	Nessuno; G		0	No	No	No	0.09	
IPE80	C	L2	72	180	72	20	0	S275	Nessuno; G		0	No	No	No	0.06	

6.5.4 Pareti in muratura

Tr.: riferimento al tronco indicante la quota inferiore e superiore.

Sp.: spessore misurato in direzione ortogonale al piano medio dell'elemento. [cm]

P.i.: posizione del punto di inserimento rispetto ad una sezione verticale, vista dal punto iniziale verso il punto finale.

Punto i.: punto iniziale in pianta.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Punto f.: punto finale in pianta.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Materiale: riferimento ad una definizione di materiale muratura.

Car.pot.: riferimento alla definizione di un carico potenziale. Accetta anche il valore "Nessuno".

DeltaT: riferimento alla definizione di una variazione termica. Accetta anche il valore "Nessuno".

Sovr.: aliquota di sovrarresistenza da assicurare in verifica.

S.Z: indica se l'elemento deve essere verificato considerando il sisma verticale.

P.sup.: peso per unità di superficie. [daN/cm²]

Aperture: riferimenti a tutti gli elementi che forano la parete.

Tr.	Sp.	P.i.	Punto i.		Punto f.		Materiale	Car.pot.	DeltaT	Sovr.	S.Z	P.sup.	Aperture
			X	Y	X	Y							
T1	42	Centro	168	825	168	-24	Mattoni pieni e malta di calce LC1			0	No	0.0756	
T2	48	Centro	168	-24	-824	-24	Mattoni pieni e malta di calce LC1			0	No	0.0864	
T2	48	Centro	-824	-24	-824	825	Mattoni pieni e malta di calce LC1			0	No	0.0864	
T2	42	Centro	-824	825	168	825	Mattoni pieni e malta di calce LC1			0	No	0.0756	
T3	42	Centro	168	825	168	-24	Mattoni pieni e malta di calce LC1			0	No	0.0756	

6.5.5 Carichi lineari

6.5.5.1 Carichi lineari di piano

Carico: riferimento alla definizione di un carico lineare.

Livello: quota del punto di inserimento iniziale. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Punto i.: punto di inserimento iniziale.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Punto f.: punto di inserimento finale.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Estr.: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

Carico	Livello	Punto i.		Punto f.		Estr.
		X	Y	X	Y	
carico muro soprastante	Piano 1	168	-24	168	825	0

6.5.6 Carichi superficiali

6.5.6.1 Carichi superficiali di piano

Carico: riferimento alla definizione di un carico di superficie.

Solaio: caratteristiche dell'eventuale solaio in latero-cemento.

Liv.: quota di inserimento espressa con notazione breve esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [cm]

Punti: punti di definizione in pianta.

Indice: indice del punto corrente nell'insieme dei punti di definizione dell'elemento.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Estr.: distanza dalla quota di inserimento misurata in direzione ortogonale al piano della quota e con verso positivo verso l'alto. [cm]

Angolo: direzione delle nervature che trasmettono il carico. Angolo misurato dal semiasse positivo delle ascisse in verso antiorario. [deg]

Comp.: descrizione sintetica del comportamento del carico superficiale o, nel caso di comportamento membranale, riferimento alla descrizione analitica della membrana.

Fori: riferimenti a tutti gli elementi che forano il carico superficiale.

Carico	Solaio	Liv.	Punti			Estr.	Angolo	Comp.	Fori
			Indice	X	Y				
solaio p1		L3	1	-824	0	0	90	Rigido	
			2	168	0				
			3	168	825				
			4	-824	825				

COMUNE DI FORMIGINE

PROVINCIA DI MODENA

CASA DELLA SALUTE “VILLA BIANCHI”

INTERVENTI STRUTTURALI DA ESEGUIRE AL PIANO TERRA

VIA LANDUCCI-VIA FIORI, LOC. CASINALBO, FORMIGINE (MO)

INTERVENTO E:

REALIZZAZIONE DI SUPPORTI METALLICI (PUTRELLE A MENSOLA) PER L’INSTALLAZIONE DI DUE MACCHINE IMPIANTISTICHE UR

VERIFICHE STRUTTURALI

1 Verifiche superelementi aste acciaio laminate

Sezione: sezione in acciaio

Rotazione: rotazione della sezione [deg]

Area: area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [cm²]

Jx: momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jy: momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

ix: raggio di inerzia relativo all'asse x. [cm]

iy: raggio di inerzia relativo all'asse y. [cm]

Wx: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse x. [cm³]

Wy: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse y. [cm³]

Wplx: modulo di resistenza plastico relativo all'asse x. [cm³]

Wply: modulo di resistenza plastico relativo all'asse y. [cm³]

X: distanza dal nodo iniziale. [cm]

Comb.: combinazione di verifica.

Sfruttamento: rapporto di sfruttamento per la verifica in esame, inverso del coefficiente di sicurezza. Verificato se minore o uguale di 1.

Classe: classe della sezione.

NEd: sollecitazione assiale. [daN]

Nc,Rd: resistenza assiale a compressione ridotta per taglio. [daN]

Nt,Rd: resistenza assiale a trazione ridotta per taglio. [daN]

Riduzione da taglio: rapporto tra la resistenza assiale ridotta per taglio e la resistenza assiale.

px: coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione x.

py: coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione y.

Verifica: stato di verifica

VEd: sollecitazione di taglio. [daN]

Vc,Rd: resistenza a taglio. [daN]

Av: area resistenza a taglio. [cm²]

Interazione taglio-torsione: indica se è possibile ridurre il taglio resistente per presenza di torsione

Riduzione torsione: coefficiente riduttivo della resistenza a taglio per presenza di torsione.

Sfruttamento torsione: rapporto tra TEd e TRd.

TEd: sollecitazione torcente. [daN*cm]

TRd: resistenza a torsione. [daN*cm]

Riduzione taglio resistente: indica se è possibile ridurre il taglio resistente per presenza di torsione

Sfruttamento taglio-torsione: $\tau_{Ed,totale} / (0.5 * \tau_{Rd})$. Non verificato se maggiore di 1.

$\tau_{Ed,totale}$: somma delle tensioni tangenziali totale derivanti da taglio e torsione. [daN/cm²]

τ_{Rd} : tensione tangenziale resistente. [daN/cm²]

Mx,Ed: sollecitazione flettente attorno x-x. [daN*cm]

Mx,Rd: resistenza a flessione attorno x-x ridotta per taglio. [daN*cm]

My,Ed: sollecitazione flettente attorno y-y. [daN*cm]

My,Rd: resistenza a flessione attorno y-y ridotta per taglio. [daN*cm]

Rid. Mx,Rd da VEd: rapporto tra la resistenza flettente ridotta per taglio e la resistenza flettente attorno x-x.

Rid. My,Rd da VEd: rapporto tra la resistenza flettente ridotta per taglio e la resistenza flettente attorno y-y.

α : esponente α per flessione deviata.

β : esponente β per flessione deviata.

NRd: resistenza assiale ridotta per taglio. [daN]

Rid. NRd da VEd: rapporto tra la resistenza assiale ridotta per taglio e la resistenza assiale.

Mx,Rd: resistenza a flessione attorno x-x ridotta [daN*cm]

Rid. Mx,Rd da NEd: rapporto tra la resistenza flettente ridotta per sforzo normale e taglio e la resistenza flettente ridotta per taglio attorno x-x.

My,Rd: resistenza a flessione attorno y-y ridotta [daN*cm]

Rid. My,Rd da NEd: rapporto tra la resistenza flettente ridotta per sforzo normale e taglio e la resistenza flettente ridotta per taglio attorno y-y.

Numero rit.: numero del ritegno

Presente: indica se il ritegno è presente o meno

Ascissa: ascissa del ritegno rispetto al nodo iniziale del superelemento o ascissa iniziale e finale della campata [cm]

Campata: campata tra i ritegni

$\beta x/m$: coefficiente di lunghezza efficace per rotazione attorno a x/m

Vincolo a entrambi estremi: indica se il tratto è vincolato a entrambi gli estremi

$\lambda x/m$: snellezza attorno a x/m del tratto tra i due ritegni

λVer : snellezza accettabile

$\beta y/n$: coefficiente di lunghezza efficace per rotazione attorno a y/n

k,LT : coefficiente di lunghezza efficace per rotazione nel calcolo del momento critico ENV1993-1-1 F 1.2(3)

k_w,LT : coefficiente di lunghezza efficace per ingobbamento nel calcolo del momento critico ENV1993-1-1 F 1.2(4)

$M_{xEd,Ed}$: momento sollecitante equivalente attorno l'asse x-x tra due ritegni all'inflessione attorno x-x. [daN*cm]

$M_{yEd,Ed}$: momento sollecitante massimo attorno l'asse y-y tra due ritegni all'inflessione attorno y-y. [daN*cm]

Area: area della sezione. [cm²]

Wx: modulo resistente della sezione per inflessione attorno all'asse x-x. [cm³]

Wy: modulo resistente della sezione per inflessione attorno all'asse y-y. [cm³]

χ_{min} : coefficiente di riduzione minimo.

$\lambda_{adim. x/m}$: snellezza adimensionale per inflessione attorno l'asse x-x / m-m.

$\lambda_{adim. y/n}$: snellezza adimensionale per inflessione attorno l'asse y-y / n-n.

$N_{crit x/m}$: carico critico per inflessione attorno all'asse x-x / m-m. [daN]

$N_{crit y/n}$: carico critico per inflessione attorno all'asse y-y / n-n. [daN]

η : valore di η .

hw: altezza dell'anima. [cm]

tw: spessore dell'anima. [cm]

hw/tw max: rapporto tra hw e tw massimo.

Ascissa freccia: ascissa della massima freccia. [cm]

Combinazione: combinazione di verifica in cui è ricavata la freccia.

Freccia: massima freccia. [cm]

Luce: luce di verifica. [cm]

L/f: rapporto luce su freccia.
L/f,min: minimo rapporto luce su freccia consentito.
Tipo: freccia calcolata considerando le sole condizioni variabili o tutte le condizioni (totale) all'interno della combinazione di verifica.
Ay/n: snellezza attorno a y/n del tratto tra i due ritegni
Obblig.: indica se la verifica è obbligatoria da norma.
Mx,Ed,Ed: momento interno efficace di verifica attorno x-x secondo ENV1993-1-1 §5.5.3. [daN*cm]
Mb,Rd,x: momento resistente di progetto per l'instabilità per sollecitazione flettente attorno l'asse x-x. [daN*cm]
χ,LT: coefficiente di riduzione per instabilità flessione-torsionale.
λ adim. LT: snellezza adimensionale per instabilità flessione-torsionale.
L,LT: distanza tra due ritegni torsionali. [cm]
M,critico: momento critico. [daN*cm]
kLT: valore di kLT.
ky: valore di ky.
NRk: resistenza caratteristica assiale. [daN]
Mx,Ed max: momento sollecitante massimo attorno l'asse x-x tra due ritegni all'inflessione attorno x-x. [daN*cm]
Mx,Rk: resistenza caratteristica a flessione attorno l'asse x-x. [daN*cm]
My,Ed max: momento sollecitante massimo attorno l'asse y-y tra due ritegni all'inflessione attorno y-y. [daN*cm]
My,Rk: resistenza caratteristica a flessione attorno l'asse y-y. [daN*cm]
χ,x: coefficiente di riduzione per inflessione attorno l'asse x-x.
χ,y: coefficiente di riduzione per inflessione attorno l'asse y-y.
kxx: valore di kxx.
kxy: valore di kxy.
kyy: valore di kyy.

Le unità di misura delle verifiche elencate nel capitolo sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

PUTRELLE A MENSOLA- PROFILATO HEA100

Superelemento in acciaio composto da 2 aste: 1, 2

Caratteristiche del materiale

Acciaio: S275, fyk = 2750

Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 168.8
Nodo iniziale: 151 Nodo finale: 148
Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No
Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
HEA100	0	21.27	349.6	133.83	4.05	2.51	72.83	26.77	83.12	41.16

Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
0	SLV 1	0.002		86.5		55694.4	1	0	0	Si

Verifiche a forza assiale SLD §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
0	SLD 1	0.001		36.8		55694.4	1	0	0	Si

Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLV 12	0.004	-116.5	26051.6	17.27	Considerata	1	Si

Verifica a taglio X SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLD 1	0.002	46.9	26081.9	17.27	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLU 17	0.024	279.4	11457.3	7.59	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLD 1	0.017	192	11458.6	7.59	Considerata	1	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	$\tau_{Ed,totale}$	τ_{Rd}	Verifica
168.8	SLV 13	0.012	83.6	7081.7	Considerata				Si

Verifica a torsione SLD §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	$\tau_{Ed,totale}$	τ_{Rd}	Verifica
0	SLD 1	0.002	-16.8	7081.7	Considerata				Si

Verifica a flessione semplice X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	px	py	Verifica
67.2	SLU 9	0.04	1	8626.3	217686	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice X SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	px	py	Verifica
122.7	SLD 7	0.007	1	1447.5	217686	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	px	py	Verifica
168.8	SLV 9	0.024	1	2581.7	107800.8	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice Y SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	px	py	Verifica
163.9	SLD 1	0.002	1	-236.9	107800.8	1	0	0	Si

Verifica a flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLU 17	0.113	1	24374	217686	95	107801	1	1			0	0	Si

Verifica a flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	α	β	px	py	Verifica
96	SLD 1	0.016	1	3348	217686	101	107801	1	1			0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	px	py	Verifica
161.5	SLV 11	0.021	1	-37.5	55694.4	1	-2182	107801	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLV 12	0.183	1	-70.3	55694.4	1	16735	217686	11269	107801	1		1				0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLD 1	0.118	1	36.8	55694.4	1	16861	217686	-4324	107801	1		1				0	0	Si

Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;

Curva X: b; Curva Y: c; Svergolamento: Carico all'estradosso; Curva svergolamento: b;

Dati per instabilità attorno a x

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta x/m$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda x/m$	λ_{Ver}
1	Si	0					
			1-2		2	83.2	Si, (<200)
2	No	168.8					

Dati per instabilità attorno a y

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta y/n$	k,LT	kw,LT	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda y/n$	λ_{Ver}
1	Si	0							
			1-2		2	1	No	134.5	Si, (<200)
2	No	168.8							

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata §5.5.3 - §5.5.4 ENV 1993-1-1:1994

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	My,Ed	χ_{LT}	kLT	ky	M,critico	Wx	Wy	Verifica
0	SLV 5	0.187	1	70.3	16829	16660.3	-11142.7	0.92	1	1	649692.2	83.1	41.2	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata SLD §5.5.3 - §5.5.4 ENV 1993-1-1:1994

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	My,Ed	χ_{LT}	kLT	ky	M,critico	Wx	Wy	Verifica
0	SLD 1	0.124	1	36.8	16861	16772.6	-4323.6	0.92	1	1	649528	83.1	41.2	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	χ_x	χ_y	kxx	kxy	kyy	χ_{LT}	Verifica
89.6	SLV 12	0.194	1	-70.3	58479.1	16735.3	228570.3	11268.7	113190.8	0.623	0.299	0.901	0.543	0.997	0.803	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	X,x	X,y	kxx	kxy	kyy	kyy	X,LT	Verifica
96	SLD 1	0.12	1	0	58479.1	16861	228570.3	4323.6	113190.8	0.623	0.299	0.9	0.54	1	0.9	0.92	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	8	0.5	55.46	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y SLD §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	8	0.5	55.46	Si

Verifiche a deformabilità

Mensola X: Finale; Mensola Y: Finale.

Frecce lungo X

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
168.8	SLE RA 1	0.006	337.5	10000	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 2	0.006	337.5	10000	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 3	0.006	337.5	10000	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 4	0.006	337.5	10000	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 5	0.006	337.5	10000	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 3	0	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 4	0	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 5	0	337.5	10000	350	Variabile	Si

Frecce lungo Y

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
168.8	SLE RA 4	-0.551	337.5	612.1	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 5	-0.551	337.5	612.1	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 3	-0.551	337.5	612.4	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 1	-0.55	337.5	613.2	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 2	-0.55	337.5	613.2	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 3	-0.001	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 4	-0.001	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 5	-0.001	337.5	10000	350	Variabile	Si

PUTRELLE A MENSOLA- PROFILATO HEA100

Superelemento in acciaio composto da 2 aste: 3, 4

Caratteristiche del materiale

Acciaio: S275, fyk = 2750

Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 168.8

Nodo iniziale: 145 Nodo finale: 142

Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No

Sovreresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
HEA100	0	21.27	349.6	133.83	4.05	2.51	72.83	26.77	83.12	41.16

Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
3.2	SLV 9	0.001	1	-58	55694.4		1	0	0	Si

Verifiche a forza assiale SLD §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
0	SLD 3	0		24		55694.4	1	0	0	Si

Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio- torsione	Riduzione torsione	Verifica
89.6	SLV 10	0.004	103.4	26047.7	17.27	Considerata	1	Si

Verifica a taglio X SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio- torsione	Riduzione torsione	Verifica
96	SLD 1	0.001	21.1	26085.8	17.27	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLU 20	0.024	279.9	11455.1	7.59	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLD 1	0.017	191.6	11460.9	7.59	Considerata	1	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	rEd,totale	rRd	Verifica
96	SLV 13	0.012	85.8	7081.7	Considerata				Si

Verifica a torsione SLD §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	rEd,totale	rRd	Verifica
0	SLD 1	0.002	-13.4	7081.7	Considerata				Si

Verifica a flessione semplice X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	px	py	Verifica
60.8	SLU 8	0.045	1	9793.8	217686	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice X SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	px	py	Verifica
122.7	SLD 5	0.007	1	1459	217686	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	px	py	Verifica
168.8	SLV 15	0.006	1	608.1	107800.8	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice Y SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	px	py	Verifica
161.5	SLD 1	0.002	1	-201	107800.8	1	0	0	Si

Verifica a flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLU 16	0.113	1	24487	217686	-89	107801	1	1			0	0	Si

Verifica a flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLD 1	0.083	1	16781	217686	626	107801	1	1			0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	px	py	Verifica
122.7	SLV 11	0.007	1	23.3	55694.4	1	1485	217686	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	px	py	Verifica
168.8	SLV 9	0.025	1	-34.2	55694.4	1	2587	107801	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLV 10	0.174	1	-58	55694.4	1	16927	217686	-10224	107801	1		1				0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLD 3	0.105	1	24	55694.4	1	16778	217686	2965	107801	1		1				0	0	Si

Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;

Curva X: b; Curva Y: c; Svergolamento: Carico all'estradosso; Curva svergolamento: b;

Dati per instabilità attorno a x

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta x/m$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda x/m$	λVer
1	Si	0					
			1-2	2	No	83.2	Si, (<200)
2	No	168.8					

Dati per instabilità attorno a y

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta y/n$	k,LT	kw,LT	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda y/n$	λVer
1	Si	0							
			1-2	2	2	1	No	134.5	Si, (<200)
2	No	168.8							

Verifica a svergolamento con trazione §4.2.4.1.3.2 NTC18 - §5.5.3 ENV 1993-1-1:1994

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Obblig.	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	Mb,Rd,x	χ_x,LT	$\lambda adim. LT$	L,LT	M,critico	Verifica
122.7	SLV 11	0.007	1	Si	23.3	1484.9	1429	200296.2	0.92	0.593	168.8	649292.3	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata §5.5.3 - §5.5.4 ENV 1993-1-1:1994

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	My,Ed	χ_x,LT	kLT	ky	M,critico	Wx	Wy	Verifica
0		0.189	1	58	16792.9	16654	10106.1	0.803	1	1	335175.4	83.1	41.2	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata SLD §5.5.3 - §5.5.4 ENV 1993-1-1:1994

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	My,Ed	χ_x,LT	kLT	ky	M,critico	Wx	Wy	Verifica
0	SLD 3	0.123	1	24	16778.5	16720.9	2965.1	0.803	1	1	335175.4	83.1	41.2	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	χ_x,x	χ_x,y	kxx	kxy	kyy	χ_x,LT	Verifica	
92.8	SLV 10	0.174	1	-58	58479.1	16926.9	228570.3	10224.1	113190.8	0.623	0.299	0.901	0.543	0.998	0.904	0.92	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	χ_x	χ_y	kxx	kxy	kyy	χ_{LT}	Verifica	
0	SLD 1	0.103	1	0	58479.1	16781.1	228570.3	791.7	113190.8	0.623	0.299	0.9	0.54	1	0.9	0.803	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	8	0.5	55.46	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y SLD §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	8	0.5	55.46	Si

Verifiche a deformabilità

Mensola X: Finale; Mensola Y: Finale.

Frecce lungo X

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
168.8	SLE RA 1	0.007	337.5	10000	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 2	0.007	337.5	10000	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 3	0.007	337.5	10000	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 4	0.007	337.5	10000	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 5	0.007	337.5	10000	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 3	0	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 4	0	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 5	0	337.5	10000	350	Variabile	Si

Frecce lungo Y

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
168.8	SLE RA 4	-0.425	337.5	794.7	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 5	-0.425	337.5	794.7	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 3	-0.424	337.5	795.4	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 1	-0.423	337.5	797	250	Totale	Si
168.8	SLE RA 2	-0.423	337.5	797	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 3	-0.001	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 4	-0.001	337.5	10000	350	Variabile	Si
168.8	SLE RA 5	-0.001	337.5	10000	350	Variabile	Si

PROFILATI UPN80

Superelemento in acciaio composto da 2 aste: 6, 7

Caratteristiche del materiale

Acciaio: S275, fyk = 2750

Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 160

Nodo iniziale: 150 Nodo finale: 144

Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No

Sovreresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
UPN80	0	11.03	105.96	19.35	3.1	1.32	26.49	6.35	31.91	12.07

Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
80	SLV 2	0.087		2508.2		28881.7	1	0	0	Si

Verifiche a forza assiale SLD §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
0	SLD 1	0.037		1072.5		28881.7	1	0	0	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
80	SLV 14	0.038	-281.8	7440.2	4.95	Considerata	0.99	Si

Verifica a taglio Y SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLD 1	0.001	-5.3	7481.2	4.95	Considerata	1	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd,totale	τRd	Verifica
80	SLV 13	0.014	-47.8	3492.4	Considerata				Si

Verifica a torsione SLD §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd,totale	τRd	Verifica
80	SLD 1	0.005	16.6	3492.4	Considerata				Si

Verifica a flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLV 6	0.058	1	-4791	83571	11	31619	1	1			0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	px	py	Verifica
160	SLV 3	0.15	1	1226.3	28881.7	1	-8983	83571	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	px	py	Verifica
154.7	SLD 1	0.06	1	597.6	28881.7	1	-3276	83571	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	px	py	Verifica
122.7	SLV 11	0.021	1	-568.5	28881.7	1	49	31619	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	px	py	Verifica
45.3	SLD 1	0.039	1	1072.5	28881.7	1	-72	31619	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLV 16	0.224	1	-2464.1	28881.7	1	-10841	83571	294	31619	1		1				0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLD 1	0.045	1	1072.5	28881.7	1	-347	83571	-112	31619	1		1				0	0	Si

Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;

Curva X: c; Curva Y: c;

Svergolamento: Nessuno; la verifica a instabilità flesso-torsionale (svergolamento) non verrà eseguita.

Dati per instabilità attorno a x

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta x/m$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda x/m$	λVer
1	Si	0					
			1-2	1	Si	51.6	Si, (<200)
2	Si	160					

Dati per instabilità attorno a y

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta y/n$	k,LT	kw,LT	Vincolo a entrambi estremi
1	Si	0					
			1-2	1	Si	120.8	Si, (<200)
2	Si	160					

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.1 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	MxEq,Ed	MyEq,Ed	Area	Wx	Wy	χ_{min}	$\lambda_{adim. x/m}$	$\lambda_{adim. y/n}$	N,crit x/m	N,crit y/n	Verifica
58.7	SLV 16	0.351	1	-2464.1	-8131	220	11.03	31.9	12.1	0.352	0.595	1.391	85784.9	15664.9	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD §C.4.2.4.1.3.3.1 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	MxEq,Ed	MyEq,Ed	Area	Wx	Wy	χ_{min}	$\lambda_{adim. x/m}$	$\lambda_{adim. y/n}$	N,crit x/m	N,crit y/n	Verifica
0	SLD 9	0.056	1	-141.5	3471	22	11.03	31.9	12.1	0.352	0.595	1.391	85784.9	15664.9	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	6.1	0.6	55.46	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y SLD §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	6.1	0.6	55.46	Si

Verifiche a deformabilità

Mensola X: No; Mensola Y: No.

Frecce lungo X

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
77.3	SLE RA 1	0	160	10000	250	Totale	Si
77.3	SLE RA 2	0	160	10000	250	Totale	Si
77.3	SLE RA 3	0	160	10000	250	Totale	Si
77.3	SLE RA 4	0	160	10000	250	Totale	Si
77.3	SLE RA 5	0	160	10000	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	160	10000	350	Variabile	Si
74.7	SLE RA 3	0	160	10000	350	Variabile	Si
74.7	SLE RA 4	0	160	10000	350	Variabile	Si
74.7	SLE RA 5	0	160	10000	350	Variabile	Si

Frecce lungo Y

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
74.7	SLE RA 1	0.009	160	10000	250	Totale	Si
74.7	SLE RA 2	0.009	160	10000	250	Totale	Si
74.7	SLE RA 3	0.009	160	10000	250	Totale	Si
74.7	SLE RA 4	0.009	160	10000	250	Totale	Si
74.7	SLE RA 5	0.009	160	10000	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	160	10000	350	Variabile	Si
85.3	SLE RA 3	0	160	10000	350	Variabile	Si
85.3	SLE RA 4	0	160	10000	350	Variabile	Si
85.3	SLE RA 5	0	160	10000	350	Variabile	Si

PROFILATI UPN80

Superelemento in acciaio composto dall'asta 8

Caratteristiche del materiale

Acciaio: S275, fyk = 2750

Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 160

Nodo iniziale: 142 Nodo finale: 148

Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No

Sovraresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
UPN80	0	11.03	105.96	19.35	3.1	1.32	26.49	6.35	31.91	12.07

Verifiche di resistenza

Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
5.3	SLV 9	0.003	-32.3	11083.7	7.35	Considerata	1	Si

Verifica a taglio X SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLD 3	0.001	10.4	11098.2	7.35	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLU 16	0.001	9.3	7472.5	4.95	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLD 1	0.001	6.7	7475.1	4.95	Considerata	1	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd,totale	τRd	Verifica
154.7	SLV 13	0.012	-41.5	3492.4	Considerata				Si

Verifica a torsione SLD §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	τEd,totale	τRd	Verifica
0	SLD 1	0.002	7.1	3492.4	Considerata				Si

Verifica a flessione semplice X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	px	py	Verifica
80	SLU 11	0.004	1	-359.8	83571.4	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice X SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	px	py	Verifica
80	SLD 1	0.003	1	-276.8	83571.4	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	px	py	Verifica
0	SLV 8	0.082	1	-2583.9	31619.1	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice Y SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	px	py	Verifica
0	SLD 1	0.008	1	-257.5	31619.1	1	0	0	Si

Verifica a flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	α	β	px	py	Verifica
0	SLV 9	0.082	1	39	83571	2587	31619	1	1			0	0	Si

Verifica a flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	α	β	px	py	Verifica
5.3	SLD 1	0.008	1	-49	83571	-241	31619	1	1			0	0	Si

Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;

Curva X: c; Curva Y: c;

Svergolamento: Nessuno; la verifica a instabilità flessio-torsionale (svergolamento) non verrà eseguita.

Dati per instabilità attorno a x

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βx/m	Vincolo a entrambi estremi	λx/m	λVer
1	Si		0				
			1-2		1	51.6	Si, (<200)
2	Si		160				

Dati per instabilità attorno a y

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	βy/n	k,LT	kw,LT	Vincolo a entrambi estremi
1	Si		0				
			1-2		1	120.8	Si, (<200)
2	Si		160				

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.1 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	MxEq,Ed	MyEq,Ed	Area	Wx	Wy	χ,min	λ adim. x/m	λ adim. y/n	N,crit x/m	N,crit y/n	Verifica
5.3	SLV 9	0.064	1	0	-239	1940	11.03	31.9	12.1	0.352	0.595	1.391	85784.9	15664.9	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD §C.4.2.4.1.3.3.1 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	MxEq,Ed	MyEq,Ed	Area	Wx	Wy	x,min	λ adim. x/m	λ adim. y/n	N,crit x/m	N,crit y/n	Verifica
0	SLD 1	0.009	1	0	-239	-193	11.03	31.9	12.1	0.352	0.595	1.391	85784.9	15664.9	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	6.1	0.6	55.46	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y SLD §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	6.1	0.6	55.46	Si

Verifiche a deformabilità

Mensola X: No; Mensola Y: No.

Frecce lungo X

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
37.3	SLE RA 1	0	160	10000	250	Totale	Si
37.3	SLE RA 2	0	160	10000	250	Totale	Si
37.3	SLE RA 3	0	160	10000	250	Totale	Si
37.3	SLE RA 4	0	160	10000	250	Totale	Si
37.3	SLE RA 5	0	160	10000	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	160	10000	350	Variabile	Si
58.7	SLE RA 3	0	160	10000	350	Variabile	Si
58.7	SLE RA 4	0	160	10000	350	Variabile	Si
58.7	SLE RA 5	0	160	10000	350	Variabile	Si

Frecce lungo Y

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
80	SLE RA 1	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
80	SLE RA 2	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
80	SLE RA 3	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
80	SLE RA 4	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
80	SLE RA 5	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	160	10000	350	Variabile	Si
122.7	SLE RA 3	0	160	10000	350	Variabile	Si
122.7	SLE RA 4	0	160	10000	350	Variabile	Si
122.7	SLE RA 5	0	160	10000	350	Variabile	Si

PROFILATO IPE80

Superelemento in acciaio composto dall'asta 19

Caratteristiche del materiale

Acciaio: S275, fyk = 2750

Caratteristiche geometriche

Lunghezza: 160

Nodo iniziale: 149 Nodo finale: 143

Cerniera iniziale: No Cerniera finale: No

Sovreresistenza: 0% Sisma Z: No

Caratteristiche della sezione

Sezione	Rotazione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wplx	Wply
IPE80	0	7.65	80.19	8.49	3.24	1.05	20.05	3.69	23.23	5.82

ATTENZIONE

Alcune parti del profilo hanno spessore pari a 0.38<0.4.

Si verifichi che il profilo rispetti quanto previsto in §4.2.9.1 NTC18. Il mancato rispetto non determina una non verifica.

Verifiche di resistenza

Verifiche a forza assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
160	SLV 16	0.002	1	-49.5	20031.6		1	0	0	Si

Verifiche a forza assiale SLD §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Verifica
0	SLD 1	0.001		20.1		20031.6	1	0	0	Si

Verifica a taglio X §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
160	SLV 9	0.002	-15.3	7555.3		5 Considerata	1	Si

Verifica a taglio X SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLD 7	0.001	6.7	7566	5	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
160	SLU 16	0.001	-6.2	5412.3	3.58	Considerata	1	Si

Verifica a taglio Y SLD §4.2.4.1.2.4 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	VEd	Vc,Rd	Av	Interazione taglio-torsione	Riduzione torsione	Verifica
0	SLD 1	0.001	4.8	5413.5	3.58	Considerata	1	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	rEd,totale	rRd	Verifica
154.7	SLV 13	0.008	-12.6	1624.1	Considerata				Si

Verifica a torsione SLD §4.2.4.1.2.5 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento torsione	TEd	TRd	Riduzione taglio resistente	Sfruttamento taglio-torsione	rEd,totale	rRd	Verifica
0	SLD 1	0.001	2.2	1624.1	Considerata				Si

Verifica a flessione semplice X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	px	py	Verifica
80	SLU 11	0.004	1	-248.5	60849.8	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice X SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	px	py	Verifica
80	SLD 7	0.003	1	-191.3	60849.8	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	px	py	Verifica
0	SLV 8	0.081	1	-1227.5	15241.5	1	0	0	Si

Verifica a flessione semplice Y SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	px	py	Verifica
0	SLD 7	0.035	1	-536.3	15241.5	1	0	0	Si

Verifica a flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	α	β	px	py	Verifica
5.3	SLV 8	0.076	1	-24	60850	-1146	15241	1	1			0	0	Si

Verifica a flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. My,Rd da VEd	α	β	px	py	Verifica
5.3	SLD 7	0.033	1	-24	60850	-501	15241	1	1			0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	px	py	Verifica
80	SLV 9	0.004	1	-7.7	20031.6	1	-191	60850	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta X SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	px	py	Verifica
80	SLD 5	0.004	1	8.3	20031.6	1	-191	60850	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	px	py	Verifica
0	SLV 10	0.081	1	-7.7	20031.6	1	1229	15241	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione retta Y SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	px	py	Verifica
0	SLD 1	0.009	1	20.1	20031.6	1	-125	15241	1		0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	α	β	px	py	Verifica
5.3	SLV 10	0.076	1	-7.7	20031.6	1	-24	60850	1147	15241	1		1				0	0	Si

Verifica a presso/tenso flessione deviata SLD §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Verifiche eseguite utilizzando la formula conservativa (6.2) §6.2.1 EN 1993-1-1:2005.

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	My,Ed	My,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd	α	β	px	py	Verifica
5.3	SLD 1	0.009	1	20.1	20031.6	1	-24	60850	-117	15241	1		1				0	0	Si

Verifiche ad instabilità

Caratteristiche iniziali

Membratura principale per controllo snellezza; Calcolo di snellezze ed N critici condotti secondo gli assi principali;
Curva X: a; Curva Y: b; Svergolamento: Carico all'estradosso; Curva svergolamento: b;

Dati per instabilità attorno a x

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta x/m$	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda x/m$	λVer
1	Si	0					
2	Si	160	1-2	1	Si	49.4	Si, (<200)

Dati per instabilità attorno a y

Numero rit.	Presente	Ascissa	Campata	$\beta y/n$	k,LT	kw,LT	Vincolo a entrambi estremi	$\lambda y/n$	λVer
1	Si	0							
2	Si	160	1-2	1	1	1	Si	151.9	Si, (<200)

Verifica a svergolamento §4.2.4.1.3.2 NTC18

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Obblig.	Mx,Ed	Mb,Rd,x	χ_{LT}	λ adim. LT	L,LT	M,critico	Verifica
80	SLU 12	0.006	1	Si	-248.5	40232.7	0.661	1.063	160	56557.3	Si

Verifica a svergolamento con trazione SLD §4.2.4.1.3.2 NTC18 - §5.5.3 ENV 1993-1-1:1994

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	Obblig.	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	Mb,Rd,x	χ_{LT}	λ adim. LT	L,LT	M,critico	Verifica
80	SLD 5	0.004	1	Si	8.3	-191	-175.7	40232.7	0.661	1.063	160	56557.3	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata §5.5.3 - §5.5.4 ENV 1993-1-1:1994

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	My,Ed	χ_{LT}	kLT	ky	M,critico	Wx	Wy	Verifica
149.3	SLV 5	0.05	1	20.4	-46.3	-8.9	-752.9	0.661	1	1	56557.3	23.2	5.8	Si

Verifica di stabilità per tenso-flessione deviata SLD §5.5.3 - §5.5.4 ENV 1993-1-1:1994

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	Mx,Ed	Mx,Eff,Ed	My,Ed	χ_{LT}	kLT	ky	M,critico	Wx	Wy	Verifica
10.7	SLD 1	0.007	1	20.1	-47.2	-10.4	-109	0.661	1	1	56557.3	23.2	5.8	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	χ_x	χ_y	kxx	kxy	kyy	χ_{LT}	Verifica	
160	SLV 9	0.039	1	-7.7	21033.2	190.7	63892.3	1229.1	16003.5	0.901	0.265	0.95	0.24	1	0.401	0.661	Si

Verifica di stabilità per pressoflessione SLD §C.4.2.4.1.3.3.2 NTC08

X	Comb.	Sfruttamento	Classe	NEd	NRk	Mx,Ed max	Mx,Rk	My,Ed max	My,Rk	χ_x	χ_y	kxx	kxy	kyy	χ_{LT}	Verifica	
0	SLD 7	0.019	1	0	21033.2	191.3	63892.3	536.3	16003.5	0.901	0.265	0.95	0.24	1	0.4	0.661	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	7	0.4	55.46	Si

Verifica di stabilità a taglio anima Y SLD §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	7	0.4	55.46	Si

Verifiche a deformabilità

Mensola X: No; Mensola Y: No.

Frecce lungo X

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
37.3	SLE RA 1	0	160	10000	250	Totale	Si
37.3	SLE RA 2	0	160	10000	250	Totale	Si
37.3	SLE RA 3	0	160	10000	250	Totale	Si
37.3	SLE RA 4	0	160	10000	250	Totale	Si
37.3	SLE RA 5	0	160	10000	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	160	10000	350	Variabile	Si
64	SLE RA 3	0	160	10000	350	Variabile	Si
64	SLE RA 4	0	160	10000	350	Variabile	Si
64	SLE RA 5	0	160	10000	350	Variabile	Si

Frecce lungo Y

Ascissa freccia	Combinazione	Freccia	Luce	L/f	L/f,min	Tipo	Verifica
80	SLE RA 1	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
80	SLE RA 2	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
80	SLE RA 3	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
80	SLE RA 4	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
80	SLE RA 5	-0.003	160	10000	250	Totale	Si
0	SLE RA 2	0	160	10000	350	Variabile	Si
74.7	SLE RA 3	0	160	10000	350	Variabile	Si
74.7	SLE RA 4	0	160	10000	350	Variabile	Si
74.7	SLE RA 5	0	160	10000	350	Variabile	Si

ANCORAGGI

2 Connessioni aste in acciaio

2.1 Verifiche nodi in acciaio

Piastra di base Asta 1 Nodo 151

Normativa di calcolo: D.M. 17-01-18 (NTC)

Elemento in calcestruzzo: Rck = 300
Colonna: HEA100 materiale S275

Elemento in cls: Asta 0 (Trave C.A. livello Piano travi fili 5-14)
Colonna: Asta 1 (Trave in acciaio livello Piano travi fili 13-18)

Materiale piastra S275
Tirafondi sollecitati nelle sezioni non filettate
Numero di tirafondi di spigolo: 4
Numero di tirafondi di anima: 0
Numero di tirafondi di ala: 0
Tirafondi diametro nominale 16 mm materiale S275; non resistenti a compressione
Lunghezza dei tirafondi 350 mm
Diametro dei fori sulla piastra 20.0 mm
Saldature a completa penetrazione dei profili classe 1
Cordoncini di saldatura per gli irrigidimenti superiori lato 8.0 mm
Tipo di ancoraggio: aderenza
Materiale rosette S275
Cordoncini di saldatura delle rosette lato 35.0 mm
Tirafondi non resistenti a compressione
Spessore piastra 1.6 cm

Legenda dei simboli utilizzati:

Asse X	asse locale baricentrico dell'asta portata parallelo alle ali del profilo
Asse Y	asse locale baricentrico dell'asta portata parallelo all'anima del profilo
N	sforzo normale
Tx	taglio secondo l'asse X
Ty	taglio secondo l'asse Y
Mx	momento flettente attorno all'asse X
My	momento flettente attorno all'asse Y
Mt	momento torcente
FvEd	taglio massimo per i tirafondi
FvRd	resistenza di calcolo di taglio per i tirafondi
FtEd	trazione massima per i tirafondi
FtRd	resistenza di calcolo a trazione per i tirafondi
MjEd	momento flettente agente
NjEd	sforzo normale agente
MjRd	momento resistente del giunto
NjRd	sforzo normale resistente del giunto
fad.max	tensione di aderenza massima
fbd	tensione ultima di aderenza
sc.max	tensione massima sul calcestruzzo
fcd	resistenza a compressione del calcestruzzo
R	rapporto di verifica tra azione agente e azione resistente
VEd	taglio massimo sui profili
VcRd	resistenza a taglio dei profili
MEd	momento massimo sui profili
McRd	resistenza flessionale dei profili
FwEd	forza di progetto per unità di lunghezza della saldatura
FwRd	resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura
fris	resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura
sigma ort	tensione agente sulla saldatura
ftk	resistenza a rottura per trazione della saldatura
beta	coefficiente di correlazione
gammaM2	coefficiente parziale di sicurezza per collegamenti saldati

Verifica dei tirafondi

trazione:

FtEd = 559.3 daN < FtRd = 6224.9 daN

SLV 5 N 7.0000E+01 daN Tx 1.1500E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.683E+04 daN*cm My -1.114E+04 daN*cm Mt 1.2000E+01 daN*cm

Taglio assorbito dall'attrito fondazione-piastra

Verifica di resistenza della piastra

taglio:

Rapporto = 0.129 < 1

SLV 11 N -7.0000E+01 daN Tx -1.160E+02 daN Ty 1.9100E+02 daN Mx -1.674E+04 daN*cm My 1.1269E+04 daN*cm Mt -3.700E+01 daN*cm

flessione:

R = 0.196 < 1

SLV 11 N -7.0000E+01 daN Tx -1.160E+02 daN Ty 1.9100E+02 daN Mx -1.674E+04 daN*cm My 1.1269E+04 daN*cm Mt -3.700E+01 daN*cm

Verifica del giunto(p. 6.2 EN 1993-1-8:2005)

coeff = 0.14 < 1 MjRdx = -179276.5 daN*cm MEdx = -24374.0 daN*cm

Resistenza di progetto delle componenti di base:

FcplRd (calcestruzzo compresso) = 86927 daN

FcfcRd (flangia ed anima della colonna soggette a compressione) = 23357 daN

FtplRd (piastra inflessa) = 24900 daN

FtwbRd (anima della colonna soggetta a trazione) = 11043 daN

SLU 16 N 0.0000E+00 daN Tx -1.000E+00 daN Ty 2.7900E+02 daN Mx -2.437E+04 daN*cm My 9.5000E+01 daN*cm Mt -1.900E+01 daN*cm

Verifica dell'ancoraggio: aderenza e rosette

aderenza:

fad.max = 0.00 daN/cm² < fbd = 26.86 daN/cm²
SLV 1 N 0.0000E+00 daN Tx 0.0000E+00 daN Ty 1.6100E+02 daN Mx -1.423E+04 daN*cm My 5.1000E+01 daN*cm Mt -1.100E+01 daN*cm
Verifica locale del calcestruzzo:
FtEd = 559.28 daN < FtRd = 56156.30 daN
SLV 5 N 7.0000E+01 daN Tx 1.1500E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.683E+04 daN*cm My -1.114E+04 daN*cm Mt 1.2000E+01 daN*cm
Verifica di resistenza delle rosette
taglio:
R = 0.003 < 1 VEd = 281.1 daN VcRd = 105847.6 daN
SLV 5 N 7.0000E+01 daN Tx 1.1500E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.683E+04 daN*cm My -1.114E+04 daN*cm Mt 1.2000E+01 daN*cm
flessione:
R = 0.010 < 1 MED = 1405.3 daN*cm McRd = 147583.3 daN*cm
SLV 5 N 7.0000E+01 daN Tx 1.1500E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.683E+04 daN*cm My -1.114E+04 daN*cm Mt 1.2000E+01 daN*cm
Verifica di resistenza delle saldature delle rosette
a cordoni d'angolo:
Fw.sd = 55.6 daN/cm < Fw.Rd = 5782.7 daN/cm
SLV 5 N 7.0000E+01 daN Tx 1.1500E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.683E+04 daN*cm My -1.114E+04 daN*cm Mt 1.2000E+01 daN*cm

Piastra di base Asta 3 Nodo 145

Normativa di calcolo: D.M. 17-01-18 (NTC)

Elemento in calcestruzzo: Rck = 300
Colonna: HEA100 materiale S275

Elemento in cls: Asta 0 (Trave C.A. livello Piano travi fili 5-14)
Colonna: Asta 3 (Trave in acciaio livello Piano travi fili 12-17)

Materiale piastra S275
Tirafondi sollecitati nelle sezioni non filettate
Numero di tirafondi di spigolo: 4
Numero di tirafondi di anima: 0
Numero di tirafondi di ala: 0
Tirafondi diametro nominale 16 mm materiale S275; non resistenti a compressione
Lunghezza dei tirafondi 350 mm
Diametro dei fori sulla piastra 20.0 mm
Cordoni di saldatura sulle ali della colonna lato 8.0 mm
Cordoni di saldatura sull'anima della colonna lato 8.0 mm
Cordoni di saldatura per gli irrigidimenti superiori lato 8.0 mm
Tipo di ancoraggio: aderenza e rosette
Materiale rosette S275
Cordoni di saldatura delle rosette lato 10.0 mm
Tirafondi non resistenti a compressione
Spessore piastra 1.6 cm

Legenda dei simboli utilizzati:

Asse X	asse locale baricentrico dell'asta portata parallelo alle ali del profilo
Asse Y	asse locale baricentrico dell'asta portata parallelo all'anima del profilo
N	sforzo normale
Tx	taglio secondo l'asse X
Ty	taglio secondo l'asse Y
Mx	momento flettente attorno all'asse X
My	momento flettente attorno all'asse Y
Mt	momento torcente
FvEd	taglio massimo per i tirafondi
FvRd	resistenza di calcolo di taglio per i tirafondi
FtEd	trazione massima per i tirafondi
FtRd	resistenza di calcolo a trazione per i tirafondi
MjEd	momento flettente agente
NjEd	sforzo normale agente
MjRd	momento resistente del giunto
NjRd	sforzo normale resistente del giunto
fad.max	tensione di aderenza massima
fbd	tensione ultima di aderenza
sc.max	tensione massima sul calcestruzzo
fcd	resistenza a compressione del calcestruzzo
R	rapporto di verifica tra azione agente e azione resistente
VEd	taglio massimo sui profili
VcRd	resistenza a taglio dei profili
MEd	momento massimo sui profili
McRd	resistenza flessionale dei profili
FwEd	forza di progetto per unità di lunghezza della saldatura
FwRd	resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura
fris	resistenza di progetto per unità di lunghezza della saldatura
sigma ort	tensione agente sulla saldatura
ftk	resistenza a rottura per trazione della saldatura
beta	coefficiente di correlazione
gammaM2	coefficiente parziale di sicurezza per collegamenti saldati

Verifica dei tirafondi

trazione:
FtEd = 651.3 daN < FtRd = 4860.7 daN
SLV 7 N 5.8000E+01 daN Tx -1.020E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.679E+04 daN*cm My 1.0106E+04 daN*cm Mt 9.0000E+00 daN*cm
Taglio assorbito dall'attrito fondazione-piastra

Verifica di resistenza della piastra

taglio:
Rapporto = 0.177 < 1
SLV 9 N -5.800E+01 daN Tx 1.0300E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.693E+04 daN*cm My -1.022E+04 daN*cm Mt -4.000E+01 daN*cm

flessione:

R = 0.207 < 1

SLV 9 N -5.800E+01 daN Tx 1.0300E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.693E+04 daN*cm My -1.022E+04 daN*cm Mt -4.000E+01 daN*cm

Verifica del giunto(p. 6.2 EN 1993-1-8:2005)

coeff = 0.17 < 1 MjRdx = -139988.8 daN*cm MEDx = -24487.0 daN*cm

Resistenza di progetto delle componenti di base:

FcplRd (calcestruzzo compresso) = 66292 daN

FcfcRd (flangia ed anima della colonna soggette a compressione) = 20624 daN

FtplRd (piastra inflessa) = 19443 daN

FtwbRd (anima della colonna soggetta a trazione) = 9049 daN

SLU 16 N 0.0000E+00 daN Tx 1.0000E+00 daN Ty 2.8000E+02 daN Mx -2.449E+04 daN*cm My -8.900E+01 daN*cm Mt -2.200E+01 daN*cm

Verifica dell'ancoraggio: aderenza e rosette

aderenza:

fad.max = 0.00 daN/cm² < fbd = 11.98 daN/cm²

SLU 1 N 0.0000E+00 daN Tx 0.0000E+00 daN Ty 1.6200E+02 daN Mx -1.429E+04 daN*cm My -4.700E+01 daN*cm Mt -1.300E+01 daN*cm

Verifica locale del calcestruzzo:

FtEd = 651.29 daN < FtRd = 56156.30 daN

SLV 7 N 5.8000E+01 daN Tx -1.020E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.679E+04 daN*cm My 1.0106E+04 daN*cm Mt 9.0000E+00 daN*cm

Verifica di resistenza delle rosette

taglio:

R = 0.012 < 1 VEd = 327.3 daN VcRd = 27362.5 daN

SLV 7 N 5.8000E+01 daN Tx -1.020E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.679E+04 daN*cm My 1.0106E+04 daN*cm Mt 9.0000E+00 daN*cm

flessione:

R = 0.053 < 1 MED = 1636.4 daN*cm McRd = 30841.9 daN*cm

SLV 7 N 5.8000E+01 daN Tx -1.020E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.679E+04 daN*cm My 1.0106E+04 daN*cm Mt 9.0000E+00 daN*cm

Verifica di resistenza delle saldature delle rosette

a cordoni d'angolo:

Fw.sd = 64.8 daN/cm < Fw.Rd = 1652.2 daN/cm

SLV 7 N 5.8000E+01 daN Tx -1.020E+02 daN Ty 1.9200E+02 daN Mx -1.679E+04 daN*cm My 1.0106E+04 daN*cm Mt 9.0000E+00 daN*cm

3 Verifiche consuntive superelementi in acciaio

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.**Sicurezza minima:** Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.**Minimo trazione:** Minimo coefficiente di sicurezza a trazione. Il valore è adimensionale.**Minimo compressione:** Minimo coefficiente di sicurezza a compressione. Il valore è adimensionale.**Minimo taglio:** Minimo coefficiente di sicurezza a taglio. Il valore è adimensionale.**Minimo torsione:** Minimo coefficiente di sicurezza a torsione. Il valore è adimensionale.**Minimo flessione semplice:** Minimo coefficiente di sicurezza a flessione semplice. Il valore è adimensionale.**Minimo flessione deviata:** Minimo coefficiente di sicurezza a flessione deviata. Il valore è adimensionale.**Minimo flessione semplice + N:** Minimo coefficiente di sicurezza a flessione semplice con sforzo normale. Il valore è adimensionale.**Minimo flessione deviata + N:** Minimo coefficiente di sicurezza a flessione deviata con sforzo normale. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Minimo trazione	Minimo compressione	Minimo taglio	Minimo torsione	Minimo flessione semplice	Minimo flessione deviata	Minimo flessione semplice + N	Minimo flessione deviata + N
Superelemento in acciaio composto da 2 aste: 1, 2	1.487	644.2	644.578	41.003	84.74	25.235	8.862	47.817	5.474
Superelemento in acciaio composto da 2 aste: 3, 4	1.487	960.954	960.112	40.921	82.514	22.227	8.825	40.636	5.759
Superelemento in acciaio composto dall'asta 7	1.656			343.137	84.178	12.237	12.156		
Superelemento in acciaio composto da 2 aste: 5, 6	1.656	11.515	11.721	26.406	73.073		17.341	6.669	4.458
Superelemento in acciaio composto dall'asta 19	1.267	414.95	404.991	492.901	129.048	12.417	13.232	12.342	13.15