

ELABORATO
ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI
DEL PROGETTO STRUTTURALE

RAPPORTO
F.S.

NUMERO
ST01



COMMITTENTE
COMUNE DI TOANO
Corso Trieste 65, 42010 Toano (RE)

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Geometra BONDI ERICA
Corso Trieste 65 42010 Toano (RE)

PROGETTO
RISTRUTTURAZIONE E RIUSO
EX AMBULATORI COMUNALI
(PROGETTO ESECUTIVO)

LUOGO
CORSO TRIESTE, TOANO (F.54, P.793)

PRATICA
195-24

FASE
ESECUTIVA

DATA
6/05/2024

GRUPPO DI LAVORO

TOANO 24

PROGETTO ARCHITETTONICO
E COORDINAMENTO
GRUPPO SPECIALISTI

Architetto
LUIGI MONTI
Via M.K.Gandhi 22
42123 Reggio Emilia
0522 286842

IMPIANTI ELETTRICI

Perito industriale
BAZZOLI CRISTIAN
Via C.Monzani 1
42035 Castelnovo ne'
Monti (RE) 0522 572763

COORDINAMENTO SICUREZZA

Geometra
BELLI SIMONE
Via L'Oca 21/1
42010 Cavola di Toano
(RE) 339 1375517

IMPIANTI TERMIDRAULICI

Perito industriale
CECCARDI CORRADO
Via C.Monzani 1
Via Brigata Reggio 24
42124 Reggio Emilia

STRUTTURE

INGEGNERE
**DEL RIO
SIMONE**
Albo Professionale
di Reggio Emilia n°1885
Via Fontanesi 18/b
42035 Castelnovo ne' Monti (RE)

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

a) Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche del sito oggetto di intervento

Il progetto riguarda la ristrutturazione e riuso degli ex ambulatori comunali ubicati in Corso Trieste nel Comune di Toano (Foglio 54 - mapp. 793) per conto del Comune di Toano.

La presente relazione interessa gli interventi di ristrutturazione ed ottimizzazione delle strutture per la trasformazione in sala polivalente – sala delle associazioni.

Il fabbricato esistente, databile intorno agli anni 70, vedeva la realizzazione di un complesso con dimensioni in pianta inscritto in un rettangolo con lati pari a 11.07x8.73 m. In altezza il fabbricato si presentava con sviluppo su due piani di cui uno seminterrato ed uno al piano primo ad uso ambulatori, con la presenza di un solaio di sottotetto ed una copertura a due falde con altezza massima in gronda pari a 6,44m circa. Ad oggi il fabbricato si presenta in buono stato di manutenzione.

La struttura portante e sismo resistente è costituita da pareti (sul perimetro e di spina) in laterizio pieno con paramenti di spessore totale pari a 25cm. La malta (verosimilmente di calce) risulta compatta e di buona qualità. Sul lato controterra è presente un paramento in cemento di notevole spessore (muro a gravità verosimilmente). Gli orizzontamenti sono del tipo latero cementizi di spessore rispettivamente 24 cm e 15cm (primo solaio e di sottotetto). Non sono stati eseguiti saggi a livello fondale ma verosimilmente si ipotizza un cordolo in c.a. di limitate dimensioni che assolve alle funzioni a cui è demandato data la totale assenza di un quadro fessurativo ascrivibile a cedimenti di tipo differenziale.

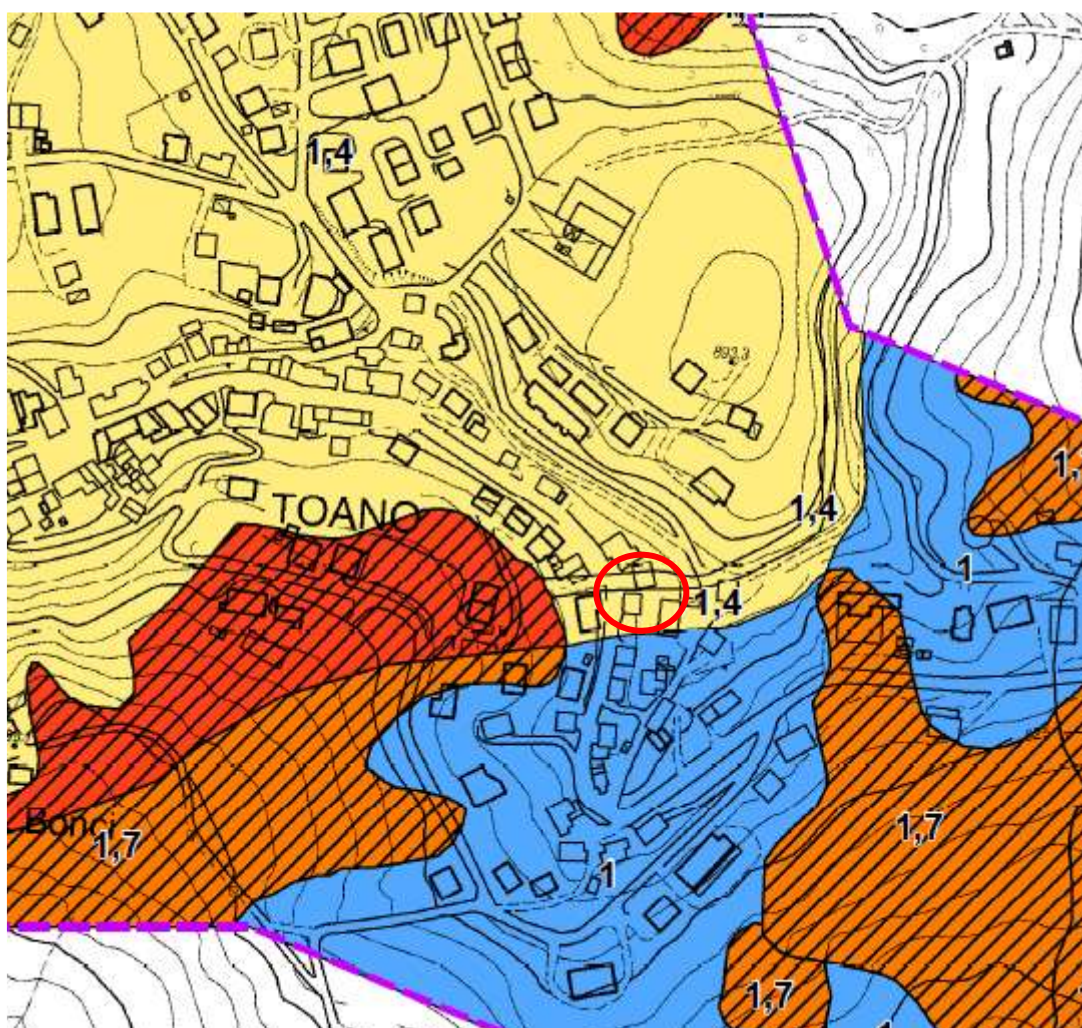
La presente relazione è redatta per giustificare gli interventi di redistribuzione plani volumetrica che vedono la demolizione di tutti gli orizzontamenti e la loro ricostruzione (a meno del solaio di sottotetto) con struttura lignea con cappa collaborante (al primo solaio), affidando interamente i carichi ad una nuova struttura interna con orditure principali e secondarie di tipo metallico. A tali strutture sarà affidato anche il compito di ritegno contro il ribaltamento delle strutture murarie esistenti che verranno declassate a mere strutture di tamponamento.

Schematicamente si illustreranno le caratteristiche dell'intervento, che dal punto di vista strutturale costituisce un adeguamento sismico.

Il terreno in esame è stato oggetto di indagini geognostiche illustrate nella Relazione Geologica, geotecnica e sismica allegata a firma del Geologo Dott. Paolo Calicetti. Per la caratterizzazione dei terreni è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica nonché un'indagine sismica HVSR. Il terreno dell'area in esame è costituito da un primo orizzonte di argille debolmente limose moderatamente consistenti (da p.c. a -1,20m) che diventano molto consistenti con la profondità (da -1,20 a -2,80m) seguite da marne argillose.

Ai fini della classificazione sismica di progetto sono stati esaminati i dati ottenuti dalla indagine HVSR. Da tale analisi è emersa la presenza di un suolo di categoria C *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e*

360 m/s.” e categoria topografica T2. Analizzando gli strumenti di microzonazione sismica del Comune di Toano individuano un fattore di amplificazione pari a 1,4.



Si impiega lo spettro di categoria C e categoria topografica T2.

b) Descrizione generale della struttura

Il fabbricato esistente, databile intorno agli anni 70, vedeva la realizzazione di un complesso con dimensioni in pianta inscritto in un rettangolo con lati pari a 11,07x8,73 m. In altezza il fabbricato si presentava con sviluppo su due piani di cui uno seminterrato ed uno al piano primo ad uso ambulatori, con la presenza di un solaio di sottotetto ed una copertura a due falde con altezza massima in gronda pari a 6,44m circa. Ad oggi il fabbricato si presenta in buono stato di manutenzione.

La struttura portante e sismo resistente è costituita da pareti (sul perimetro e di spina) in laterizio pieno con paramenti di spessore totale pari a 25cm. La malta (verosimilmente di calce) risulta compatta e di buona qualità. Sul lato controterra è presente un paramento in cemento di notevole spessore (muro a gravità verosimilmente). Gli orizzontamenti sono del tipo latero cementizi di spessore rispettivamente 24 cm e 15cm (primo solaio e di sottotetto). Non sono stati eseguiti saggi a livello fondale ma verosimilmente si ipotizza un cordolo in c.a. di limitate dimensioni che assolve alle funzioni a cui è demandato data la totale assenza di un quadro fessurativo ascrivibile a cedimenti di tipo differenziale.

Gli interventi previsti in questa fase progettuale si rendono infatti necessari per ripristinare la funzionalità del fabbricato, al fine di aumentare la capacità strutturale dell'intero corpo di fabbrica.

Il progetto di adeguamento sismico prevede il recupero del fabbricato mediante interventi mirati all'eliminazione delle principali vulnerabilità e al miglioramento funzionale del fabbricato stesso. In particolare gli interventi individuati per macro-voci che consentono di collocare l'intervento ai sensi delle NTC2018, vedono:

- Il cambio d'uso dei locali;
- La diversa distribuzione plani-volumetrica della struttura senza aumento di altezza totale;

Per consentire il raggiungimento di tali livelli di sicurezza sismica, si ipotizza l'inserimento di una nuova struttura metallica a telaio con la funzione di portare tutti i carichi orizzontali e verticali della struttura, "declassando" l'involucro esistente ad un mero tamponamento che dovrà garantire sicurezza nei confronti del peso proprio nonché dei possibili ribaltamenti fuori piano per azioni sismiche.

Schematicamente si prevedono i seguenti gli interventi:

- ✓ realizzazione di nuovo impianto di fondazione, costituito da cordoli in c.a. con sezione 90x50cm con collegamenti diffusi, efficacemente immorsato nel substrato.
- ✓ Inserimento di un telaio metallico spaziale con travi in profili HEA200 e colonne in profili HEB240 con portali a nodi a trasmissione di momento in direzione Y. Ad esso saranno impostati tutti gli orizzontamenti di nuova realizzazione nonché, tramite ritegni, le pareti di tamponamento in laterizio esistenti.
- ✓ Rifacimento completo del primo solaio con l'inserimento di un nuovo solaio misto legno – calcestruzzo (cappa spessore 6cm resa collaborante alle strutture lignee mediante connettori), efficacemente connesso alle strutture metalliche (mediante connettori);
- ✓ Realizzazione di nuova copertura in orditure principali e secondarie del tipo ligneo;

Tutti gli interventi messi in campo consentiranno una ripartizione del tagliante sismico a piano rigido (al primo orizzontamento) e tendente ad ottenere un comportamento regolare delle strutture di nuova realizzazione.

Nel rispetto delle norme sismiche le analisi e le verifiche saranno effettuate con il metodo agli stati limite secondo il D.M. 17 gennaio 2018 N.T.C. e trattandosi di un'opera di carattere ordinario, la classe d'uso considerata è la II (coeff. d'uso 1.0) e vita nominale di 50 anni. Si ipotizza ai soli fini di calcolo di impiegare una classe d'uso III per la definizione dell'azione sismica sulle strutture di nuova realizzazione (anche se non espressamente richiesto per la destinazione d'uso dei locali ai sensi della DGR 1661/2009).

Gli interventi in progetto tendono a migliorare il comportamento della struttura particolarmente rispetto alle azioni sismiche, introducendo nuovi elementi strutturali che comportano una variazione positiva delle condizioni di sicurezza preesistenti; riguardano varie parti della struttura e interessano una porzione estesa del fabbricato, comportando un miglioramento globale delle condizioni di sicurezza dell'intera struttura nel suo insieme, per cui le opere vengono inquadrate come **adeguamento sismico** ai sensi delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" secondo il D.M. 17 gennaio 2018.

In termini di progettazione questo passaggio si traduce nella modellazione globale del fabbricato nella condizione post-intervento.

Poiché il Comune di Toano (RE) risulta classificato a media sismicità ed inserito in “zona 2”, il progetto delle opere risulta pertanto conforme alle “Norme tecniche per le costruzioni” con particolare riferimento alla normativa sismica secondo D.M. 17/01/2018 N.T.C..

La tipologia della costruzione, che è stata definita di tipo ordinario, rientra nelle costruzioni di classe d’uso II e vita nominale pari a 50 anni.

Si rimanda alle successive relazioni ed agli elaborati grafici allegati per una maggiore definizione delle caratteristiche architettoniche e strutturali adottate.

c) Normativa tecnica e riferimenti tecnici utilizzati

Il quadro normativo di riferimento nello svolgimento delle verifiche sismiche ha come base le Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018 “NTC” (e Circolare esplicativa N°7 del 21 Gennaio 2019 nelle parti mancanti) che fornirà i valori delle azioni statiche e sismiche con i livelli di accelerazione al suolo attesi per i vari stati limite considerati nell’analisi statica lineare. Per l’analisi dell’interazione terreno-fondazioni-struttura si è fatto riferimento alle “Linee Guida AGI – Aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche” del 2005.

Per la verifica degli ancoraggi mediante barre filettate innestate a resina nei getti delle travate principali in c.a. si è fatto riferimento alla normativa ETAG, Technical Report TR029/TR045.

Per la verifica degli ancoraggi è fatto riferimento all’EC5 - 1995-1-1_2005 e alla CNR DT 206/2007.

Per la verifica degli ancoraggi delle orditure lignee mediante piastre e barre filettate innestate a resina nei getti delle travate principali in c.a. si è fatto riferimento alla normativa ETAG, Technical Report TR029/TR045.

In linea generale EN 1992-1-1, Eurocodice 2, Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici; EN 1998-1, Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici; L.R. Emilia Romagna n°19 del 30/10/2008 “Norme per la riduzione del rischio sismico”; DGR n° 687/2011 Delibera Giunta della Regione Emilia Romagna; DGR n° 1373/2011 Delibera Giunta della Regione Emilia Romagna; Linee Guida per Riparazione e il Rafforzamento di Elementi Strutturali Tamponature e Partizioni” (dipartimento Protezione Civile e Reluis).

d) Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell’azione sismica di base del sito e delle azioni considerate sulla costruzione

Per quanto riguarda le azioni sismiche il quadro normativo di riferimento nello svolgimento delle verifiche ha come base le Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018, che fornirà i valori dell’azione sismica con i livelli di accelerazione al suolo attesi per i vari stati limite considerati. Dal punto di vista sismico il Comune è appartenente alla 2° categoria, secondo l’O.P.C.M. 3274 del 2003, mentre i parametri richiesti dal D.M. 17/01/18 per quanto riguarda la definizione degli spettri di risposta, per i vari stati limite considerati nelle verifiche del fabbricato sono:

$V_N = 50$ anni = *Vita nominale*.

C_U = classe II = *Classe d'uso*. (nelle calcolazioni si utilizza la classe d'uso III)

$V_R = V_N * C_U = 50$ anni = *Periodo di Riferimento*. (nelle calcolazioni si utilizza 75 anni)

Latitudine = 44.3765° ; Longitudine = 10.5646°

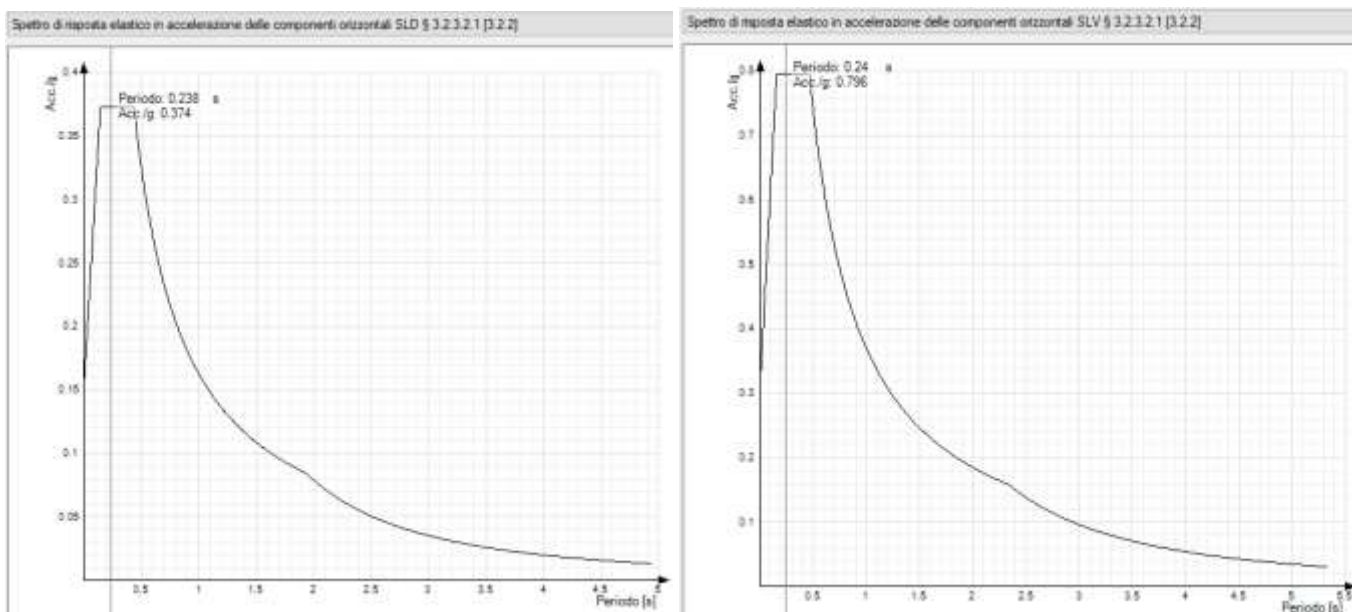
Il manufatto sorge su una zona declive. Non vengono denunciati altri possibili effetti amplificativi dell'azione sismica in quanto, dalle caratteristiche dei suoli della zona, sono trascurabili i fenomeni di liquefazione o di presenza di cavità, pertanto i valori di amplificazione topografica, stratigrafica e di categoria del sottosuolo assumono i seguenti valori per i vari stati limite indagati:

- ✓ $S_T = 1,20$ = *Coefficiente di amplificazione topografica*, categoria topografica T2;
- ✓ $S_S = 1,50/1,41$ = *Coefficiente di amplificazione stratigrafica*
- ✓ $S = S_S * S_T$ = *Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche*.

Per quanto riguarda l'azione sismica, si riporta in seguito i principali parametri che sintetizzano l'azione:

Tipo di costruzione		2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari			
Vn		Default (50)			
Classe d'uso		III			
Località: Reggio Nell'emilia, Toano		Dettagli...			
Latitudine ED50 44,3765° (44° 22' 35")					
Longitudine ED50 10,5646° (10° 33' 52")					
Altitudine s.l.m. 851,23 m					
Vr		Default (75)			
Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0,068)	Default (2,48)	Default (0,258)
SLD	Default (63)	75	Default (0,0836)	Default (2,484)	Default (0,27)
SLV	Default (10)	712	Default (0,184)	Default (2,539)	Default (0,296)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,228)	Default (2,562)	Default (0,308)

Categoria del suolo		C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati	
SLO		SLD	
Ss orizzontale SLO	Default (1.5)	Ss orizzontale SLD	Default (1.5)
Tb orizzontale SLO	s Default (0.141)	Tb orizzontale SLD	s Default (0.146)
Tc orizzontale SLO	s Default (0.424)	Tc orizzontale SLD	s Default (0.437)
Td orizzontale SLO	s Default (1.872)	Td orizzontale SLD	s Default (1.934)
SLV		SLC	
Ss orizzontale SLV	Default (1.4198)	Ss orizzontale SLC	Default (1.3496)
Tb orizzontale SLV	s Default (0.155)	Tb orizzontale SLC	s Default (0.159)
Tc orizzontale SLV	s Default (0.464)	Tc orizzontale SLC	s Default (0.477)
Td orizzontale SLV	s Default (2.336)	Td orizzontale SLC	s Default (2.512)
Verticale			
Ss verticale		Ss verticale	Default (1)
Tb verticale		Tb verticale	s Default (0.05)
Tc verticale		Tc verticale	s Default (0.15)
Td verticale		Td verticale	s Default (1)
Categoria topografica		T2 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	
St		Default (1.2)	



Spetto elastico SLD e SLV

Il fabbricato oggetto delle presenti verifiche tecniche di sicurezza nei confronti delle azioni statiche e sismiche, è ad uso civile abitazione; le Azioni gravitazionale e variabili considerate per gli orizzontamenti e per la copertura corrispondono alle tabelle 2.5.I e 3.1.II del DM 18:

AZIONI PERMANENTI

I valori caratteristici delle azioni gravitazionali di progetto sulla costruzione sono definite nell'analisi dei carichi contenuta nell'allegato 2 "Analisi dei carichi", in cui si definiscono i carichi di piano per unità di superficie, carichi lineari per unità di lunghezza, o carichi concentrati, vengono poi amplificati dei coefficienti moltiplicativi delle azioni e di combinazione a seconda degli stati limite ultimi e di esercizio considerati.

Riepilogo dei carichi permanenti e accidentali dovuti alla destinazione d'uso:

➤ POST-INTERVENTO

1) SOLAIO PRATICABILE – PRIMO SOLAIO

$(G_1 + G_2)$ - Pesi propri + Permanenti portati	140+90 [daN/m ²]
Q_1 - Variabili – Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C3 - $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$)	500 [daN/m ²]
Q_2 - Neve (a quota < 1000 m s.l.m. $\psi_0 = 0,5$; $\psi_1 = 0,2$; $\psi_2 = 0,0$)	0 [daN/m ²]

2) COPERTURA LIGNEA

$(G_1 + G_2)$ - Pesi propri + Permanenti portati	40+80 [daN/m ²]
Q_2 - Neve (a quota < 1000 m s.l.m. $\psi_0 = 0,5$; $\psi_1 = 0,2$; $\psi_2 = 0,0$)	320 [daN/m ²]

3) SCALA RAMPA/PIANEROTTOLI

$(G_1 + G_2)$ - Pesi propri + Permanenti portati	500+150 [daN/m ²]
Q_1 - Variabili – Ambienti suscettibili di affollamento (Cat. C - $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$)	400 [daN/m ²]

4) COPERTURA RAMPA

$(G_1 + G_2)$ - Pesi propri + Permanenti portati	40+70 [daN/m ²]
Q_2 - Neve (a quota < 1000 m s.l.m. $\psi_0 = 0,5$; $\psi_1 = 0,2$; $\psi_2 = 0,0$)	562-702 [daN/m ²]

I carichi lineari da vento sulle colonne e dei pesi dei tamponamenti sono di seguito riportate:

CARICHI LINEARI AD AZIONE VERTICALE

1) TAMPONAMENTO ESTERNO

G_1+G_2 - Pesi strutturali + Permanenti Portati - $\gamma_G = 1,0 \div 1,3$

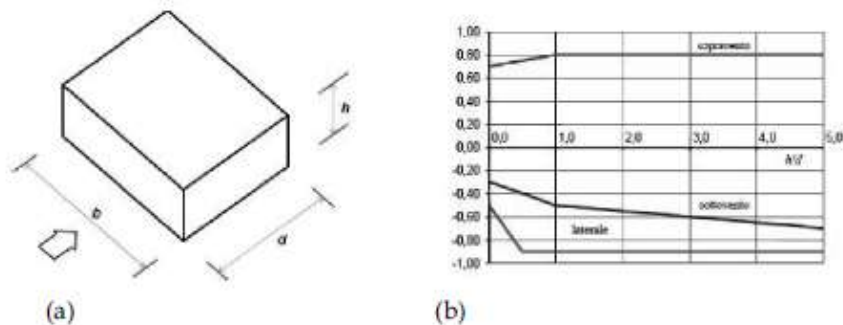
Intonaco esterno	30 [daN/m ²]
Peso Specifico = 2000 [daN/m ³]	
Spessore s = 1.5 [cm]	
γ [daN/m ³] * s [m]	
Muratura in laterizio	300 [daN/m ²]
Peso Specifico = 1200 [daN/m ³]	
Spessore s = 25 [cm]	
γ [daN/m ³] * s [m]	
Isolante	10 [daN/m ²]
Peso Specifico = 35 [daN/m ³]	
Spessore s = 18 [cm]	
γ [daN/m ³] * s [m]	
Lastra di cartongesso + supporti	25 [daN/m ²]
Peso Specifico = 1800 [daN/m ³]	
Spessore s = 1,2 [cm]	
γ [daN/m ³] * s [m]	
Rasatura interno	10 [daN/m ²]
Peso Specifico = 2000 [daN/m ³]	
Spessore s = 0.5 [cm]	
γ [daN/m ³] * s [m]	
Totale	375 [daN/m ²]

2) VENTO SU COLONNE

Q_3 - Vento - $\gamma_Q = 0,0 \div 1,5$ ($\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,2$; $\psi_2 = 0,0$)

VENTO SU FACCIATA

Per quanto riguarda il calcolo del coefficiente c_p sulle facciate si sviluppano le seguenti considerazioni in base a quanto riportato al p.to C3.3.8.1.1. In particolare i coefficienti di pressione per le pareti risultano pari a:



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,

b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Faccia sopravento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

VENTO DIREZIONE Y

AZIONE DEL VENTO - secondo D.M. 17 Gennaio 2018				
	Regione	$v_{ref,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
Emilia Romagna		25	750	0,015
Periodo di ritorno [anni]	50			
Altezza S.L.M. del sito = a_s [m]	850			
Altezza Costruzione = z [m]	7,0			
Inclinazione della Falda sull'Orizzontale = α°	90,000			
Classe di Rugosità	B			
	Categoria	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
Categoria di Esposizione del sito	4	0,22	0,30	8
Coefficiente di Topografia = c_t	1			
Pressione cinetica di riferimento = q_{ref} [daN/m ²]	43,89	$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1,6$		
Velocità di riferimento = v_{ref} [m/sec]	26,50	$v_{ref} = v_{ref,0}$ per $a_s \leq a_0 \leftrightarrow v_{ref} = v_{ref,0} + k_a * (a_s - a_0)$ per $a_s > a_0$		
Coefficiente di Esposizione = c_e	1,63			
Coefficiente Dinamico = c_d	1			
Pressione "Caratteristica" = p_k [daN/m²]	72	$p_k = q_{ref} * c_e * c_d$		
	Sopravento	Sottovento	Laterale	
Coefficiente di Forma = c_p	0,8	0,5	0,9	
Pressione del vento = p [daN/m²]	57	36	65	$p_d = q_{ref} * c_e * c_d * c_p$

Essendo:

$b = 9,93m$

$d = 7,43m$

$h = 7,00m$

$h/d = 0,94$

La faccia sopravento presenta un $c_p = 0,80$; la faccia sottovento un $c_p = -0,4$, mentre la faccia laterale un $c_p = -0,9$.

VENTO SU COPERTURA

Sopravento - Totale (tipo valore: normale alla falda -0,44)

-34 [daN/m²]

Sottovento - Totale (tipo valore: normale alla falda -0,4)

-31 [daN/m²]

VENTO SU COLONNA A1

Direzione X (interasse = $3,94/2 = 1,97m$)

- Sulle colonne in depressione

$q = 65 \times 1,97 = 128$ [daN/m]

Direzione Y (interasse = $3,94/2 = 1,97m$)

- Sulle colonne in pressione

$q = 57 \times 1,97 = 112$ [daN/m]

- Sulle colonne in depressione

$q = 36 \times 1,97 = 70$ [daN/m]

VENTO SU COLONNA A2/E2

Direzione Y (interasse = $3,94m$)

- Sulle colonne in pressione

$q = 57 \times 3,94 = 224$ [daN/m]

- Sulle colonne in depressione

$q = 36 \times 3,94 = 141$ [daN/m]

VENTO SU COLONNA A3/E3

Direzione Y (interasse = $3,94/2 + 2,05/2 = 3,00m$)

- Sulle colonne in pressione

$q = 57 \times 3,00 = 171$ [daN/m]

- Sulle colonne in depressione

$q = 36 \times 3,00 = 108$ [daN/m]

VENTO SU COLONNA A4/E4

Direzione X (interasse = $3,94/2 = 1,97m$)

- Sulle colonne in depressione

$q = 65 \times 1,97 = 128$ [daN/m]

Direzione Y (interasse = $2,05/2 = 1,02m$)

- Sulle colonne in pressione

$q = 57 \times 1,02 = 112$ [daN/m]

- Sulle colonne in depressione

$q = 36 \times 1,02 = 70$ [daN/m]

VENTO SU COLONNA C1

Direzione X (interasse = $3,94/2 + 3,49/2 = 3,72m$)

- Sulle colonne in depressione

$q = 65 \times 3,72 = 242$ [daN/m]

VENTO SU COLONNA E1

Direzione X (interasse = $3,49/2 = 1,75\text{m}$)

- Sulle colonne in depressione

$$q = 65 \times 1,75 = 113 \text{ [daN/m]}$$

Direzione Y (interasse = $3,94/2 = 1,97\text{m}$)

- Sulle colonne in pressione

$$q = 57 \times 1,97 = 112 \text{ [daN/m]}$$

- Sulle colonne in depressione

$$q = 36 \times 1,97 = 70 \text{ [daN/m]}$$

VENTO SU COLONNA B4

Direzione X (interasse = $3,01/2 + 1,18/2 = 2,10\text{m}$)

- Sulle colonne in depressione

$$q = 65 \times 2,10 = 136 \text{ [daN/m]}$$

VENTO SU COLONNA D4

Direzione X (interasse = $3,241/2 + 1,18/2 = 2,21\text{m}$)

- Sulle colonne in depressione

$$q = 65 \times 2,21 = 143 \text{ [daN/m]}$$

VENTO DIREZIONE X

AZIONE DEL VENTO - secondo D.M. 17 Gennaio 2018				
	Regione	$v_{ref,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
Emilia Romagna		25	750	0,015
Periodo di ritorno [anni]	50			
Altezza S.L.M. del sito = a_s [m]	850			
Altezza Costruzione = z [m]	7,0			
Inclinazione della Falda sull'Orizzontale = α°	90,000			
Classe di Rugosità	B			
	Categoria	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
Categoria di Esposizione del sito	4	0,22	0,30	8
Coefficiente di Topografia = c_t	1			
Pressione cinetica di riferimento = q_{ref} [daN/m ²]	43,89	$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1,6$		
Velocità di riferimento = v_{ref} [m/sec]	26,50	$v_{ref} = v_{ref,0}$ per $a_s \leq a_0 \leftrightarrow v_{ref} = v_{ref,0} + k_a * (a_s - a_0)$ per $a_s > a_0$		
Coefficiente di Esposizione = c_e	1,63			
Coefficiente Dinamico = c_d	1			
Pressione "Caratteristica" = p_k [daN/m ²]	72	$p_k = q_{ref} * c_e * c_d$		
	Sopravento	Sottovento	Laterale	
Coefficiente di Forma = c_p	0,8	0,5	0,9	
Pressione del vento = p [daN/m ²]	57	36	65	$p_d = q_{ref} * c_e * c_d * c_p$

Essendo:

$b = 7,43\text{m}$

$d = 9,93\text{m}$

$h = 7,00\text{m}$

$h/d = 0,70$

La faccia sopravento presenta un $c_p = 0,80$; la faccia sottovento un $c_p = -0,4$, mentre la faccia laterale un $c_p = -0,9$.

VENTO SU COLONNA A1

Direzione X (interasse = $3,94/2 = 1,97\text{m}$)

- Sulle colonne in pressione

$$q = 57 \times 1,97 = 112 \text{ [daN/m]}$$

- Sulle colonne in depressione

$$q = 36 \times 1,97 = 71 \text{ [daN/m]}$$

Direzione Y (interasse = $3,94/2 = 1,97\text{m}$)

- Sulle colonne in depressione

$$q = 65 \times 1,97 = 128 \text{ [daN/m]}$$

VENTO SU COLONNA A2/E2

Direzione Y (interasse = $3,94\text{m}$)

- Sulle colonne in depressione

$$q = 65 \times 3,94 = 256 \text{ [daN/m]}$$

VENTO SU COLONNA A3/E3

Direzione Y (interasse = $3,94/2 + 2,05/2 = 3,00\text{m}$)

- Sulle colonne in depressione

$$q = 65 \times 3,00 = 189 \text{ [daN/m]}$$

VENTO SU COLONNA A4

Direzione X (interasse = $3,94/2 = 1,97\text{m}$)

- Sulle colonne in pressione
- Sulle colonne in depressione

$$q = 57 \times 1,97 = 112 \text{ [daN/m]}$$

$$q = 36 \times 1,97 = 70 \text{ [daN/m]}$$

Direzione Y (interasse = $2,05/2 = 1,02\text{m}$)

- Sulle colonne in depressione

$$q = 65 \times 1,02 = 66 \text{ [daN/m]}$$

VENTO SU COLONNA E4

Direzione X (interasse = $3,49/2 = 1,75\text{m}$)

- Sulle colonne in pressione
- Sulle colonne in depressione

$$q = 57 \times 1,75 = 99 \text{ [daN/m]}$$

$$q = 36 \times 1,75 = 63 \text{ [daN/m]}$$

Direzione Y (interasse = $2,05/2 = 1,02\text{m}$)

- Sulle colonne in depressione

$$q = 65 \times 1,02 = 66 \text{ [daN/m]}$$

VENTO SU COLONNA C1

Direzione X (interasse = $3,94/2 + 3,49/2 = 3,72\text{m}$)

- Sulle colonne in pressione
- Sulle colonne in depressione

$$q = 57 \times 3,72 = 212 \text{ [daN/m]}$$

$$q = 36 \times 3,72 = 134 \text{ [daN/m]}$$

VENTO SU COLONNA E1

Direzione X (interasse = $3,49/2 = 1,75\text{m}$)

- Sulle colonne in pressione
- Sulle colonne in depressione

$$q = 57 \times 1,75 = 99 \text{ [daN/m]}$$

$$q = 36 \times 1,75 = 63 \text{ [daN/m]}$$

Direzione Y (interasse = $3,94/2 = 1,97\text{m}$)

- Sulle colonne in depressione

$$q = 65 \times 1,97 = 128 \text{ [daN/m]}$$

VENTO SU COLONNA B4

Direzione X (interasse = $3,01/2 + 1,18/2 = 2,10\text{m}$)

- Sulle colonne in pressione
- Sulle colonne in depressione

$$q = 57 \times 2,10 = 117 \text{ [daN/m]}$$

$$q = 36 \times 2,10 = 75 \text{ [daN/m]}$$

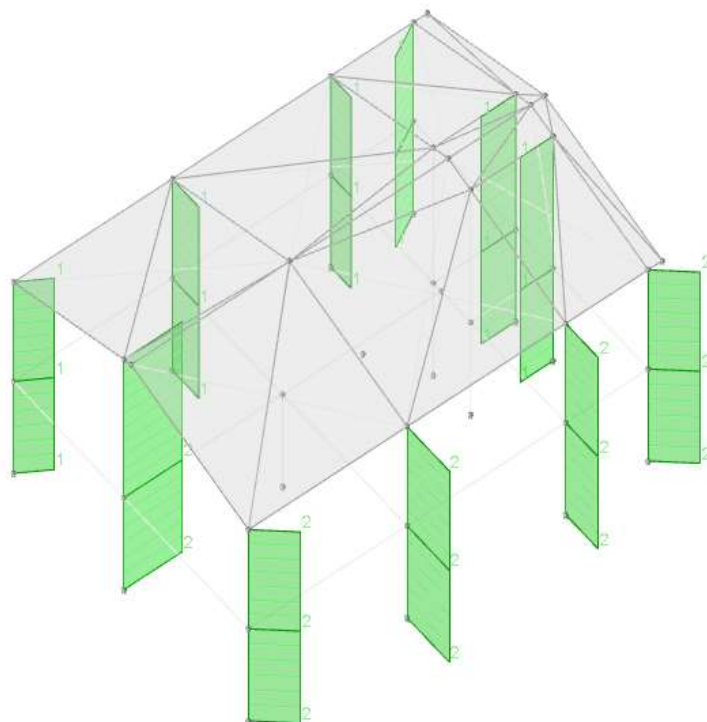
VENTO SU COLONNA D4

Direzione X (interasse = $3,241/2 + 1,18/2 = 2,21\text{m}$)

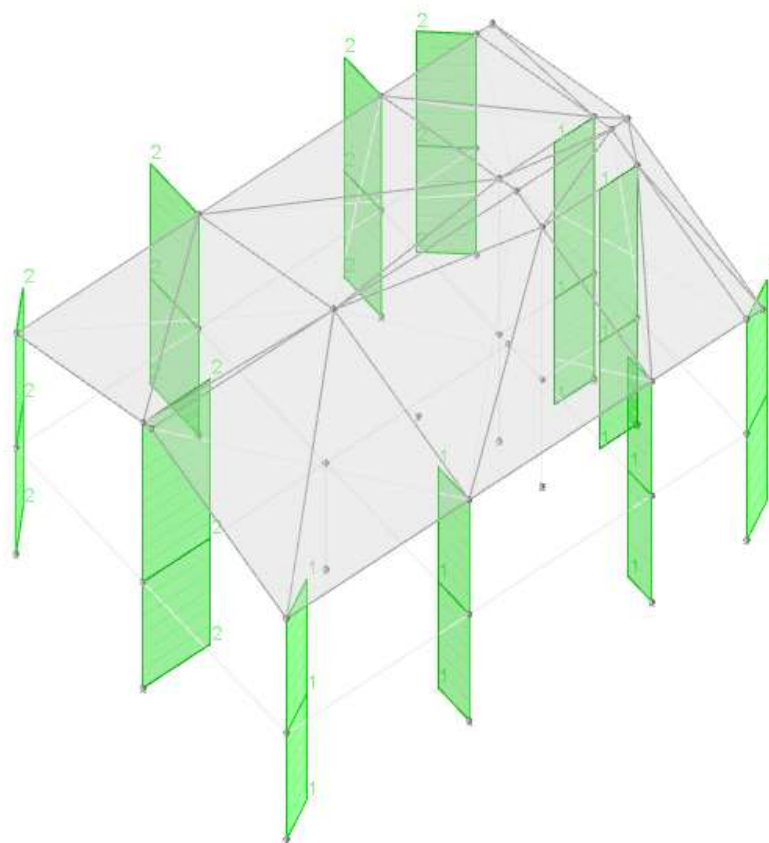
- Sulle colonne in pressione
- Sulle colonne in depressione

$$q = 57 \times 2,21 = 125 \text{ [daN/m]}$$

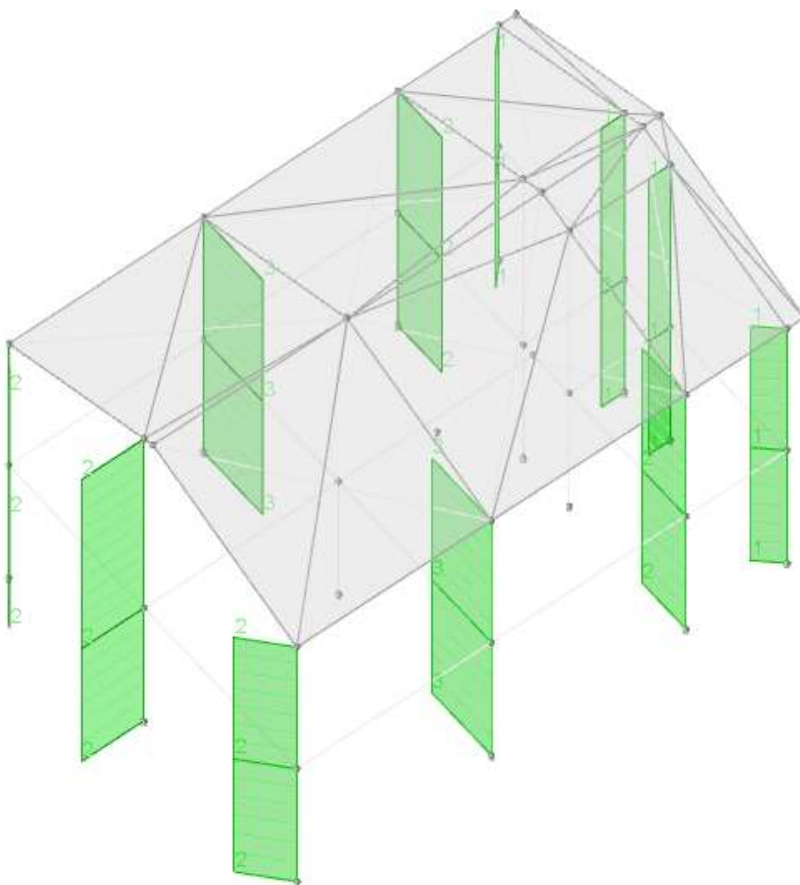
$$q = 36 \times 2,21 = 79 \text{ [daN/m]}$$



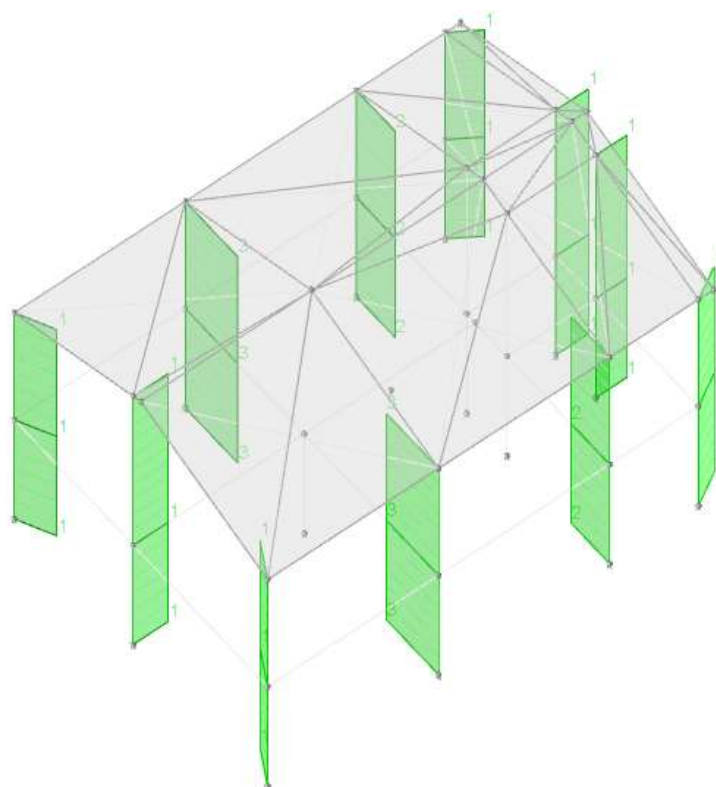
Vento +Y



Vento -Y



Vento +X

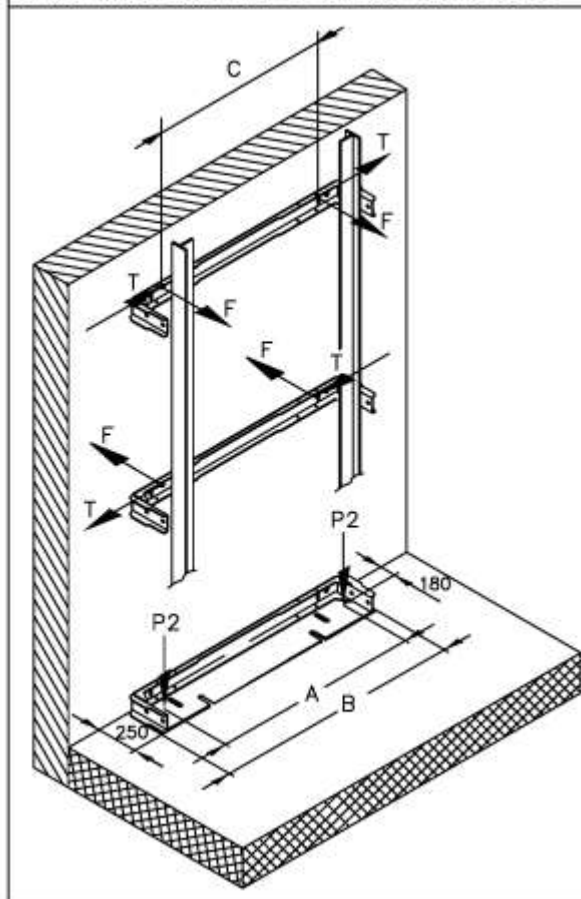


Vento -X

CARICHI CONCENTRATI

Si riporta di seguito i carichi assunti per simulare la piattaforma elevatrice (assunti come permanenti portati):

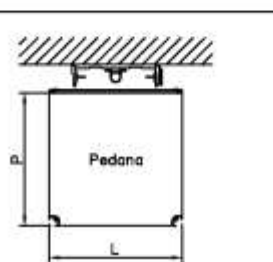
CARICHI SUL BASAMENTO E SUL SUPPORTO GUIDE



DATI DI PROGETTO

Q =	300	kg
L =	1300	mm
P =	1030	mm
A =	550	mm
B =	640	mm
C =	500	mm
D =	3050	mm

Q = Portata
L = Larghezza pedana
P = Profondità pedana
A = Interasse carichi "P2"
B = Larghezza piastre di base
C = Interasse fissaggio collegamento
D = Dislivello



CARICHI VERTICALI, DELLA MACCHINA, AGISCONO SULLA PIASTRA DI BASE

Considerare i carichi massimi e non la somma dei carichi	P1 (kg)	P2 (kg)
CONDIZIONE DI ESERCIZIO	0	372
CON INTERVENTO DISPOSITIVO DI SICUREZZA SULLE GUIDE	0	1340

CARICHI ORIZZONTALI, DELLA MACCHINA, CHE AGISCONO SUGLI ATTACCHI DELLE GUIDE

	Carico centrato	Massimo carico decentrato sulla pedana	
	F(kg)	F(kg)	T(kg)
CONDIZIONI DI ESERCIZIO	165	153	30
CON INTERVENTO DISPOSITIVO DI SICUREZZA SULLE GUIDE	302	280	55

A queste azioni sono state aggiunte quelle del sisma (Azione istantanea) (si rimanda alla relazione di calcolo per la loro definizione).

4.2.1 Condizioni elementari di carico

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Nome breve: Nome breve assegnato alla condizione elementare.

I/II: Descrive la classificazione della condizione (necessario per strutture in acciaio e in legno).

Durata: Descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

Psi0: Coefficiente moltiplicatore Psi0. Il valore è adimensionale.

Psi1: Coefficiente moltiplicatore Psi1. Il valore è adimensionale.

Psi2: Coefficiente moltiplicatore Psi2. Il valore è adimensionale.

Var.segno: Descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

	Descrizione	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2
► 1	Pesi strutturali	Permanente			
2	Permanenti portati	Permanente			
3	Variabile C	Media	0,7	0,7	0,6
4	Neve	Media	0,5	0,2	0
5	Vento	Istantanea	0,6	0,2	0
6	Vento +X	Istantanea	0,6	0,2	0
7	Vento -X	Istantanea	0,6	0,2	0
8	Vento +Y	Istantanea	0,6	0,2	0
9	Vento -Y	Istantanea	0,6	0,2	0

e) Descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale

COSTRUZIONI IN C.A. ORDINARIO

CALCESTRUZZO: impasti e dosaggi in relazione alla prescritta resistenza del calcestruzzo

- fondazioni
C25/30 [R_{ck} 300 daN/cm²] - classe di esposizione XC2 - classe di consistenza S4 (UNI 9858)
- solette
LC30/33 [R_{ck} 330 daN/cm²] - classe di esposizione XC1 - classe di consistenza S4 (UNI 9858)

LEGANTE IDRAULICO: cemento tipo 425 conforme alla UNI EN 197, e comunque con dosaggio minimo di cemento superiore a 300daN/mc

AGGREGATI: conforme alla UNI EN 12620 o UNI EN 13055-1

ACQUA DI IMPASTO: conforme alla norma UNI EN 1008: 2003, e comunque con rapporto max a/c 0,60

INERTI NATURALI ED ACQUA PER IMPASTI: rispondenti ai requisiti di cui alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005

ACCIAIO PER C.A.: B450C - $f_{y, nom} = 4500 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$ - $f_{t, nom} = 5400 \text{ [daN/cm}^2\text{]}$

STRUTTURE IN LEGNO

Il legno, di norma, dovrà essere fornito equilibrato a un'umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita. In casi eccezionali si potrà accettare durante la posa in opera una maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale. In tal caso si dovrà comunque verificare che le conseguenti variazioni dimensionali (ritiro e rigonfiamento) non siano di pregiudizio per l'opera stessa, in relazione a stati di coazione inammissibili per il materiale, e comunque nei confronti delle verifiche di resistenza e delle verifiche di deformabilità. Si dovrà comunque prestare particolare attenzione ad assicurare un rapido asciugamento dell'elemento, anche con riferimento ai problemi di durabilità.

➤ Legno lamellare GL24h; (secondo UNI EN 14080, UNI EN 1194:2000)

Gli elementi strutturali di legno lamellare incollato debbono essere prodotti conformemente alla UNI-EN 14080. L'attribuzione degli elementi strutturali di legno lamellare ad una delle classi di resistenza previste dalla UNI-EN 1194 può essere effettuata sulla base delle proprietà delle lamelle o direttamente sulla base dei risultati di prove sperimentali, secondo le UNI-EN 384, UNI-EN 408 e UNI-EN 1193. Le dimensioni delle singole lamelle dovranno rispettare i limiti per lo spessore e per l'area della sezione trasversale indicati nella UNI-EN 386. I giunti a dita "a tutta sezione" tra due elementi devono essere conformi alla UNI-EN 387. Essi non possono essere usati per elementi strutturali da porre in opera nella Classe di Servizio 3, quando la direzione della fibratura cambi in corrispondenza del giunto.

Tabella 18-4-Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo e combinato(EN1194)

Valori caratteristici di resistenza e modulo elastico		GL24h	GL24c	GL28h	GL28c	GL32h	GL32c	GL36h	GL36c
Resistenze (MPa)									
flessione	$f_{m,g,k}$	24		28		32		36	
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	16.5	14.0	19.5	16.5	22.5	19.5	26	22.5
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.40	0.35	0.45	0.40	0.50	0.45	0.60	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	24.0	21.0	26.5	24.0	29.0	26.5	31.0	29.0
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$	2.7	2.4	3.0	2.7	3.3	3.0	3.6	3.3
taglio	$f_{v,g,k}$	2.7	2.2	3.2	2.7	3.8	3.2	4.3	3.8
Modulo elastico (GPa)									
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	11.6	11.6	12.6	12.6	13.7	13.7	14.7	14.7
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	9.4	9.4	10.2	10.2	11.1	11.1	11.9	11.9
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	0.39	0.32	0.42	0.39	0.46	0.42	0.49	0.46
modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	0.72	0.59	0.78	0.72	0.85	0.78	0.91	0.85
Massa volumica (kg/m³)									
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	380	350	410	380	430	410	450	430

ACCIAIO PER ELEMENTI STRUTTURALI

➤ Acciaio S275/355 (piastrame), secondo UNI EN 10025 – 2

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1. Per gli acciai di cui alle norme armonizzate UNI EN 10025, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali:

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002-1:2004, UNI EN 10045-1:1992

UNIONI

Tutti gli elementi di unione che fanno parte di particolari di collegamento (metallici e non metallici, quali spinotti, chiodi, viti, piastre ecc.) dovranno rispettare le normative vigenti per la categoria di appartenenza.

- Chiodi: gambo ϕ 2,7mm; $f_u = 600 \text{ N/mm}^2$
- Viteria: viti testa svasata ϕ 8/10mm; $f_u = 1000 \text{ N/mm}^2$
- Bullonature: Classe 8.8 o superiore ad alta resistenza
- Tasselli ad espansione Fisher o analoghi.
- Ancoranti chimici: Cat. Sismica C2, tipo VINILPRO, HILTI, FISHER

SALDATURE:

A cordoni d'angolo con processo MAG n°135.

BULLONATURE:

Classe 8.8 - $f_{u,b} = 800 [\text{N/mm}^2]$

f) Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

L'analisi e la verifica nei confronti delle azioni statiche e sismiche della costruzione, è stata condotta considerando meccanismi globali e locali, sia mediante l'ausilio di un programma di calcolo automatico (SismiCAD della Concrete di Padova, licenza d'uso S#8831961) sia con fogli di calcolo manuale, accertandone la compatibilità e la validità degli

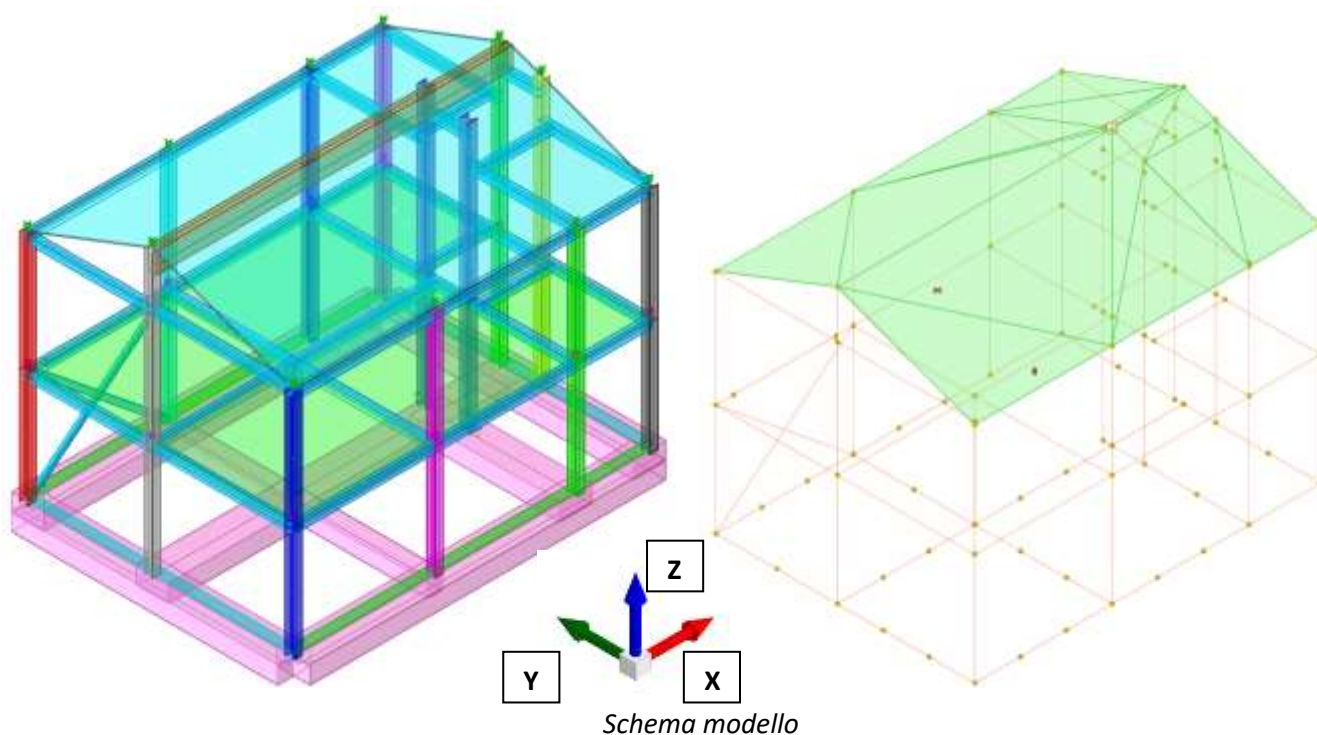
stessi. Trattandosi di una nuova costruzione in acciaio con fondazioni in c.a., per l'analisi del manufatto è stata eseguita una modellazione ad aste degli elementi portanti e sismo resistenti, con suolo di fondazione alla Winkler.

La modellazione della struttura è stata sviluppata impiegando aste per gli elementi portanti e resistenti delle colonne e travi metalliche nonché degli elementi di controvento. Per quanto riguarda le strutture in c.a. si sono impiegate aste per le travi.

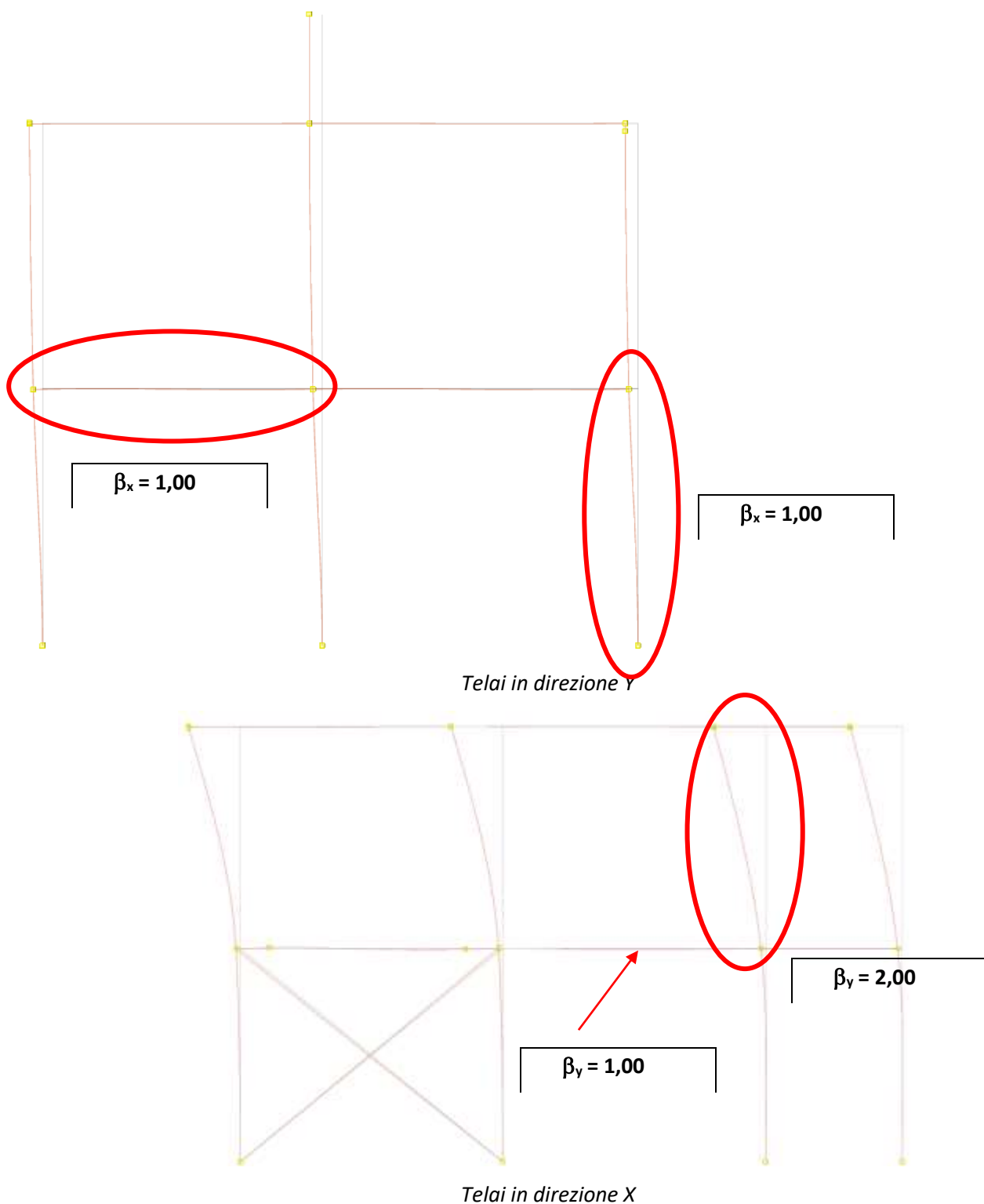
Nell'ambito della modellazione vengono sviluppate due tipologie di modello:

- Una globale in cui sono modellate le strutture in acciaio con fondazioni su suolo alla Winkler;
- Un modello analogo al precedente in cui le strutture vengono incastrate alla base;

Il primo modello verrà sviluppato per analizzare il comportamento globale delle strutture e valutare le pressioni in fondazione nonché la verifica di quest'ultime; il secondo modello verrà sviluppato per analizzare e verificare le sovrastrutture indipendentemente dal valore della costante di Winkler assegnata (in questo modo non si sottostimano le azioni sulle sovrastrutture).



Per quanto concerne la distribuzione delle masse il programma valuta i pesi sismici (pesi permanenti sommati ai pesi variabili moltiplicati per i relativi coefficienti di partecipazione sismica ψ_2) sulla base dei pesi propri degli elementi strutturali e degli schemi di carico su travi e pilastri.



Il peso sismico degli elementi viene suddiviso nei nodi degli elementi finiti che li discretizzano. In direzione X ed Y la stabilità della struttura sarà garantita dalla disposizione dei profili metallici delle colonne nonché dai vincolamenti presenti. Questo consentirà di generare un sistema reticolare spaziale in grado di fornire una notevole rigidezza fuori piano che consentirà una notevole limitazione degli effetti P-Delta derivanti da spostamenti fuori dal piano, rendendoli di fatto trascurabili.

Per quanto sopra esposto verranno impiegati i seguenti coefficienti d'instabilità per le strutture metalliche:

- Colonne in acciaio

$\beta_y = 1,00/2,00$ - (**fuori piano _direzione X**) – Fuori dal piano del portale a nodi fissi/spostabili vengono considerate le colonne come incastrate alla base e con deformata come da immagini sopra;

$\beta_x = 1,00$ - (**nel piano _direzione Y**) – Nel piano del portale a nodi spostabili vengono considerate le colonne come incastrate alla base e con nodi a trasmissione di momento in sommità;

- Travi principali in acciaio

$\beta_x = 1,00$ - (**nel piano _direzione Y**) – Nel piano del portale a nodi spostabili vengono considerate le travi principali come incastrate con lunghezza di libera inflessione pari alla lunghezza totale del profilo;

$\beta_y = 1,00$ - (**fuori piano _direzione X**) – Fuori dal piano del portale a nodi spostabili, vengono considerate le travi principali come incastrate con lunghezza di libera inflessione pari alla metà lunghezza totale del profilo;

Le aste secondarie, come detto in precedenza, saranno posizionate all’estradosso degli elementi principali dei portali, con schema statico di trave su appoggi a cerniera. Data l’esigua rigidezza del profilo, questo schema statico consentirà alle aste in oggetto di contribuire solo marginalmente alla rigidezza fuori piano dei telai principali, garantita integralmente dalla bassa capacità deformativa dei telai, mentre assicureranno efficacemente il trasferimento degli sforzi longitudinali ai portali dovuti all’azione sismica e del vento radente, tramite un meccanismo principalmente dovuto ad un regime di sforzi assiali di compressione/trazione. Il sistema volge di fatto ad una configurazione di reticolare spaziale particolarmente favorevole, tale da consentire l’esplicitarsi del moto sincrono di tutti i telai principali fuori dal proprio piano, evitando comportamenti anomali ed eccessive deformazioni. Nelle pagine successive è riportato uno schema delle deformazioni fuori piano in cui si evidenzia l’entità ridotta degli spostamenti.

Il vincolo delle aste secondarie sarà fornito mediante bulloni passanti, volti sia ad assicurarne la stabilità per azioni di sforzo normale e taglio-torsione, sia a consentirne la rotazione attorno all’asse del bullone.

La foratura per il passaggio del bullone non è tale da provocare effetti apprezzabili di perdita di resistenza degli arcarecci per effetto dei fori, comunque verificati a taglio e rifollamento secondo il punto 4.2.8.1.1.

g) Indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE

Il fabbricato oggetto delle presenti verifiche tecniche di sicurezza nei confronti delle azioni statiche e sismiche, sarà ad uso abitazione. Le Azioni variabili considerate per l’impalcato nonché per la copertura corrispondono alle tabelle 2.5.I e 3.1.II del DM 18:

- **Categoria C3 – Ambienti suscettibili di affollamento**

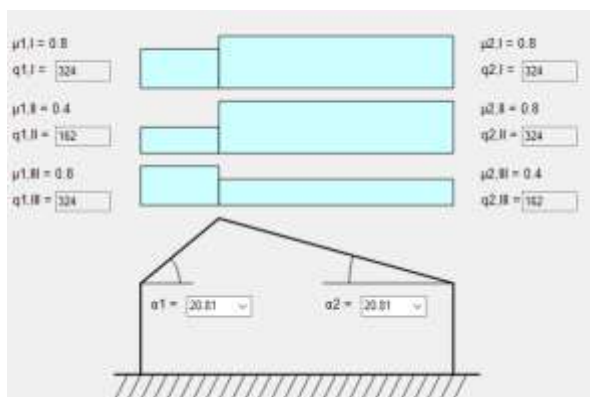
$$\psi_0 = 0,7; \psi_1 = 0,7; \psi_2 = 0,6 \text{ e } q_k = 500 \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,8
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

• **Neve (a quota $851 \leq 1000$ m s.l.m.)**

$\psi_0 = 0,5$; $\psi_1 = 0,2$; $\psi_2 = 0,0$ e $q_k = 320$ [daN/m²]



Dati

Zona [Numero]	1
Altezza S.L.M. del sito = a_s [m]	851
Inclinazione della Falda sull'Orizzontale = α°	20,8

Risultati

Valore del Carico neve al Suolo = q_{sk} [daN/m ²]	400
μ_1	0,80
Valore del Carico neve Sulla Copertura = q_s [daN/m ²]	320

• **Vento**

$\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,2$; $\psi_2 = 0,0$ e $q_k = 72$ [daN/m²]

AZIONE DEL VENTO - secondo D.M. 17 Gennaio 2018				
	Regione	$v_{ref,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
	Emilia Romagna	25	750	0,015
Periodo di ritorno [anni]	50			
Altezza S.L.M. del sito = a_s [m]	850			
Altezza Costruzione = z [m]	7,0			
Inclinazione della Falda sull'Orizzontale = α°	90,000			
Classe di Rugosità	B			
	Categoria	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
Categoria di Esposizione del sito	4	0,22	0,30	8
Coefficiente di Topografia = c_t	1			
Pressione cinetica di riferimento = q_{ref} [daN/m ²]	43,89	$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1,6$		
Velocità di riferimento = v_{ref} [m/sec]	26,50	$v_{ref} = v_{ref,0}$ per $a_s \leq a_0 \leftrightarrow v_{ref} = v_{ref,0} + k_a * (a_s - a_0)$ per $a_s > a_0$		
Coefficiente di Esposizione = c_e	1,63			
Coefficiente Dinamico = c_d	1			
Pressione "Caratteristica" = p_k [daN/m ²]	72	$p_k = q_{ref} * c_e * c_d$		

Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tali azioni variabili sono state combinate con i pesi propri e permanenti portati (G1+G2), con i coefficienti moltiplicativi previsti dalla tab. 2.6.I per le verifiche nei confronti degli stadi limite ultimi strutturali (STR) secondo l'Approccio 2, colonna A1 da cui $\gamma_{G1} = 1,0 \div 1,3$; $\gamma_{G2} = 0,8 \div 1,5$; $\gamma_{Qi} = 0,0 \div 1,5$.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Sono state quindi condotte combinazioni delle azioni come indicato al p.t. 2.5.3 “NTC 18” considerando le seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

h) Indicazione motivata del metodo di analisi seguito

La struttura ad uso civile abitazione è stata modellata con le seguenti analisi:

- Analisi Statica per azioni gravitazionali;
- Analisi Sismica statica lineare;

L'entità della domanda con la quale confrontare la capacità della struttura, secondo i criteri definiti al § 7.3.6, viene valutata utilizzando una modellazione lineare in cui questa viene ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q . I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano. Nel caso in esame sono riportati nella tabella successiva:

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Viene sviluppata anche un'analisi statica lineare tenendo in conto delle non linearità geometriche e di materiale.

REGOLARITA' STRUTTURALE

Si riportano di seguito le condizioni di regolarità di cui al P.to 7.2.1 e C7.2.1.

Regolarità in pianta - SI

L'edificio risulta regolare in pianta, in base alle condizioni indicate in NTC 2018 §7.2.1

N.V. - Criterio A1 (Distribuzione masse) non valutabile al livello Gronda

N.V. - Criterio A2 (Distribuzione rigidezze) non valutabile al livello Gronda

Ok - Criterio A3 (Forma compatta) rispettato, con rapporto massimo 1 (limite=1,05) al livello Gronda

Ok - Criterio B (Rapporto lati) rispettato, con rapporto massimo 1,33 (limite=4) al livello Gronda

N.V. - Criterio C (Rapporto rigidezze piano) non valutabile al livello Gronda

Regolarità in altezza - NO

L'edificio risulta NON regolare in altezza, in base alle condizioni indicate in NTC 2018 §7.2.1

Ok - Criterio D (Altezza elementi sismoresistenti) rispettato, con rapporto massimo 1 (limite=1,01)

No - Criterio E1 (Variazione masse) NON rispettato, con rapporto massimo $98856.3/55926.8=1.8$ (limite=1,25) tra il livello Gronda ed il precedente

N.V. - Criterio E2 (Riduzione rigidezze) non valutabile tra il livello Gronda ed il precedente

N.V. - Criterio E3 (Incremento rigidezze) non valutabile tra il livello Gronda ed il precedente

N.V. - Criterio F (Rapporto Capacità/Domanda) non valutabile tra il livello Gronda ed il precedente

Ok - Criterio G1 (Rastremazione di piano) rispettato, con rapporto massimo 0 (limite=0,1) tra il livello Gronda ed il precedente

Ok - Criterio G2 (Rastremazione totale) rispettato, con rapporto massimo 0 (limite=0,3) tra il livello Gronda ed il precedente

Valori per piano

Verifiche di regolarità in pianta

Livello		A1			A2			A3			B			C		
Descr	Quota	A1n	A1d	A1r	A2n	A2d	A2r	A3n	A3d	A3r	Bn	Bd	Br	Cn	Cd	Cr
Primo Solaio	320	336	763	0.44	68615	59211	1.16	772719	772519	1	1013	763	1.33	0	+	0
Gronda	651							772719	771339	1	1013	763	1.33	-9999	1	-9999

Verifiche di regolarità in elevazione

Rapporto di regolarità per la condizione D (Altezza elementi sismoresistenti): $331/331=1$.

Rapporto di regolarità per la condizione D (velocità elementi sigilloristruttori): 65/65/1/1																				
Livello			E1			E2			E3			F			G1			G2		
Descr	Q	Qinf	E1n	E1d	E1r	E2n	E2d	E2r	E3n	E3d	E3r	Fn	Fd	Fr	G1n	G1d	G1r	G2n	G2d	G2r
Gronda	651	320	98856	55927	1.77										0	763	0	0	763	0

Nell'analisi della struttura si è impiegata una modellazione statica lineare. E' possibile impiegare tale modellazione in quanto da analisi modale preliminare si sono individuati modi principali traslazionali con il primo modo di vibrare risulta (C7.3.2):

$$T_1 = 0,085 \times H^{3/4} = 0,39 \text{ sec} < 2,5 \times T_c = 1,16 \text{ sec} (< T_D = 2,336 \text{ sec})$$

FATTORE DI COMPORTAMENTO

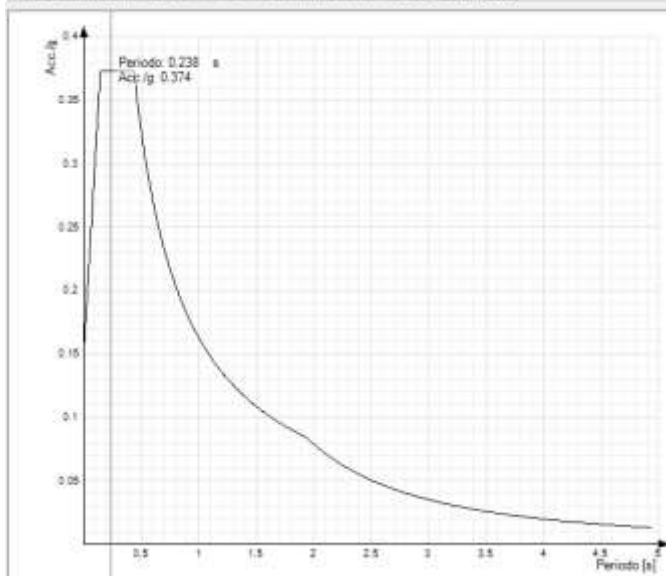
Per lo stato limite di salvaguardia vita è stato scelto un fattore di struttura legato alla tipologia strutturale.

Sviluppando analisi con fattore di struttura q, la normativa indica un fattore di struttura a favore di sicurezza pari a:

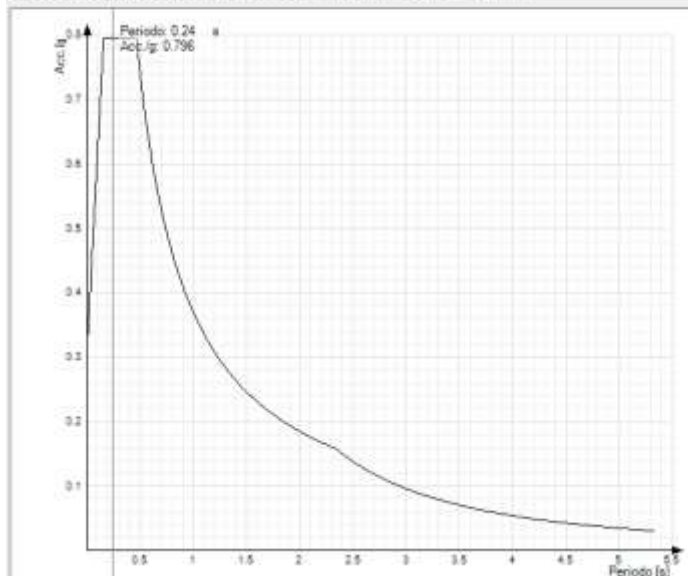
q = 1,50 DIREZIONE X ed Y

Gli spettri di risposta per i periodi propri della struttura portano a:

Spetro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



Spetro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



Spetto elastico SLD e SLV

Le non linearità geometriche vengono prese in considerazione attraverso il fattore:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} = 0.01 \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

d_{ER} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q ;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Essendo il valore $< 0,1$ tali effetti vengono trascurati.

Nel dettaglio si svilupperà un'analisi lineare statica tenendo in conto degli effetti della variabilità spaziale del moto sismico applicando un'eccentricità accidentale tra centro di massa e di rigidità pari al 5% delle dimensioni dell'edificio.

Per quanto concerne la distribuzione delle masse il programma valuta i pesi sismici (pesi permanenti sommati ai pesi variabili moltiplicati per i relativi coefficienti di partecipazione sismica ψ_2) sulla base dei pesi propri degli elementi strutturali e degli schemi di carico su travi e pareti. Il peso sismico degli elementi viene suddiviso nei nodi degli elementi finiti che li discretizzano. In particolare puntualmente in corrispondenza degli elementi di ritegno vengono considerate masse proprie della porzione di muratura ad essa collegate in modo da simulare la reale massa attaccata alla struttura in rapporto alle pareti in laterizio esistenti.

Nella modellazione gli orizzontamenti sono stati introdotti tramite un carico di superficie con comportamento rigido per la presenza di cappa collaborante e con solaio a comportamento membranale per quello di copertura. In questo modo il carico di superficie contribuirà a caricare gli elementi che lo sostengono in base all'area d'influenza,

tenendo in conto dell'effettiva rigidezza nel proprio piano. Le masse di piano sono quindi localizzate ai nodi degli elementi finiti a cui saranno applicati i taglianti sismici e le coppie torcenti dovute alle eccentricità accidentali.

La risposta nelle due direzioni ortogonali orizzontali viene poi combinata con gli effetti pseudo-statici considerando la componente del sisma principale (100%) concomitante a quella in direzione perpendicolare (30%), considerando i pesi strutturali, i carichi variabili e neve fattorizzati per la corrispondente aliquota ψ_2 e le azioni sismiche nelle 4 direzioni principali con le corrispondenti eccentricità del centro di massa pari al 5% della direzione in pianta perpendicolare all'azione considerata (non viene considerata la componente verticale poiché non necessaria ai sensi del p. 7.2.1). Tenendo conto delle precedenti considerazioni si applicheranno un totale di 32 combinazioni allo SLD, SLV e SLV_{fondazioni}.

i) Criteri di verifica agli stati limite indagati in presenza di azione sismica

Le verifiche degli elementi strutturali verranno eseguite in termini di rigidezza, resistenza e duttilità secondo la tabella sotto riportata:

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Essendo nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) saranno eseguite in termini di rigidezza (RIG) e resistenza (RES).

Verifica di rigidezza (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_i \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_i \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{ip} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_i \leq d_{ip} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_i \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_i \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_i < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_i è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutte le tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Il valore dello spostamento d'interpiano d_r viene valutato secondo il p.to 7.3.3.3:

$$d_{ri} = \pm \mu_d \cdot d_{ie} \quad [7.3.8]$$

Dove:

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_i \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_i} & \text{se } T_i < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Il controllo sugli spostamenti d'interpiano ha evidenziato spostamenti relativi $d_r \leq 0,005 \cdot h_{\text{interpiano}}$; tale condizione rappresenta il rispetto dello stato limite di danno SLD previsto nel caso in esame in quanto il manufatto ricade nella classe d'uso II. Si procede anche ad una verifica per spostamento relativi $d_r \leq 2/3 \times 0,005 \cdot h_{\text{interpiano}}$ rappresenta il rispetto dello stato limite di danno SLO.

limite interpiano e monopiano = 0,00333 (1/300); limite complessivo multipiano = 0,002 (1/500)

1 Nodi	2 Comb.	3 Spostamento relativo	4 Altezza	5 Massimo spostamento relativo interpiano	6 Altezza interpiano	7 Nodi massimo spostamento relativo interpiano	8 S.V.
9	10 N.b.	11	12	13	14	15	16
3, 17, 38	SLE RA 1	0.000006113	641.8	0.00000986	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 2	0.000306733	641.8	0.000413368	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 3	0.000635495	641.8	0.000740365	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 4	0.000945584	641.8	0.001328192	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 5	0.00094712	641.8	0.001344544	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 6	0.000006113	641.8	0.00000986	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 7	0.000299645	641.8	0.000400106	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 8	0.000628456	641.8	0.000727898	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 9	0.000936407	641.8	0.001313021	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 10	0.000956332	641.8	0.001359744	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 11	0.000015443	641.8	0.000025121	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 12	0.000024784	641.8	0.000040399	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 13	0.000168277	641.8	0.000218398	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 14	0.000365727	641.8	0.000416629	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 15	0.000546658	641.8	0.000762721	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 16	0.000589069	641.8	0.000841008	321.8	17, 38	si

1 Nodi	2 Comb.	3 Spostamento relativo	4 Altezza	5 Massimo spostamento relativo interpiano	6 Altezza interpiano	7 Nodi massimo spostamento relativo interpiano	8 S.V.
9	10 N.b.	11	12	13	14	15	16
3, 17, 38	SLE RA 17	0.000024784	641.8	0.000040399	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 18	0.000304755	641.8	0.00041025	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 19	0.00063298	641.8	0.000736563	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 20	0.000942599	641.8	0.001324065	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 21	0.000950107	641.8	0.001348665	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 22	0.000009047	641.8	0.000013881	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 23	0.000297712	641.8	0.000397039	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 24	0.000625957	641.8	0.000724115	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 25	0.000933422	641.8	0.001308893	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 26	0.000959319	641.8	0.001363865	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 27	0.000018392	641.8	0.000029164	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 28	0.000027736	641.8	0.000044446	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 29	0.000166492	641.8	0.000215505	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 30	0.000363278	641.8	0.000412912	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 31	0.000543674	641.8	0.000758592	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 32	0.000592057	641.8	0.000845127	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 33	0.000027736	641.8	0.000044446	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 34	0.000010314	641.8	0.000015624	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 35	0.000179257	641.8	0.000240027	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 36	0.000376023	641.8	0.00043578	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 37	0.000560735	641.8	0.000787157	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 38	0.000574904	641.8	0.000816488	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 39	0.000010314	641.8	0.000015624	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 40	0.000019659	641.8	0.000030904	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 41	0.000172376	641.8	0.000227003	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 42	0.000369073	641.8	0.000423452	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 43	0.000551562	641.8	0.000771987	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 44	0.000584119	641.8	0.000831689	321.8	17, 38	si
3, 17, 38	SLE RA 45	0.000019659	641.8	0.000030904	321.8	17, 38	si
4, 18, 39	SLE RA 1	0.000014756	641.8	0.00002833	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 2	0.000341985	641.8	0.000440872	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 3	0.00054401	641.8	0.000667567	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 4	0.000913301	641.8	0.00131377	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 5	0.000923384	641.8	0.001338924	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 6	0.000014756	641.8	0.00002833	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 7	0.000350926	641.8	0.000454925	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 8	0.000522514	641.8	0.000632349	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 9	0.000901257	641.8	0.001295641	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 10	0.000936534	641.8	0.001360602	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 11	0.000039791	641.8	0.000076845	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 12	0.000064835	641.8	0.00012537	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 13	0.000229328	641.8	0.000308557	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 14	0.000279264	641.8	0.000327786	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 15	0.000522478	641.8	0.000752279	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 16	0.000585087	641.8	0.000856166	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 17	0.000064835	641.8	0.00012537	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 18	0.000339868	641.8	0.000437211	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 19	0.000541557	641.8	0.000664068	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 20	0.000910334	641.8	0.00130963	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 21	0.000926344	641.8	0.001343032	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 22	0.000016378	641.8	0.000029828	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 23	0.000348955	641.8	0.000451493	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 24	0.000520021	641.8	0.000628737	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 25	0.000898286	641.8	0.001291484	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 26	0.000939487	641.8	0.001364683	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 27	0.000041205	641.8	0.00007808	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 28	0.000066198	641.8	0.000126544	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 29	0.000227758	641.8	0.000305814	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 30	0.000276656	641.8	0.00032387	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 31	0.000519505	641.8	0.000748099	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 32	0.000588014	641.8	0.000860159	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 33	0.000066198	641.8	0.000126544	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 34	0.000017184	641.8	0.000030623	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 35	0.000203977	641.8	0.000261944	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 36	0.000317654	641.8	0.000386852	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 37	0.000540608	641.8	0.000777593	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 38	0.000561568	641.8	0.000814559	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 39	0.000017184	641.8	0.000030623	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 40	0.000041862	641.8	0.000078672	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 41	0.000214387	641.8	0.000279924	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 42	0.000296287	641.8	0.000352671	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 43	0.000528945	641.8	0.000760564	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 44	0.00057504	641.8	0.000837143	321.8	18, 39	si
4, 18, 39	SLE RA 45	0.000041862	641.8	0.000078672	321.8	18, 39	si
5, 19, 40	SLE RA 1	0.000009206	641.8	0.000016118	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 2	0.000351353	641.8	0.000422723	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 3	0.00047552	641.8	0.000614609	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 4	0.00090977	641.8	0.001309311	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 5	0.000921445	641.8	0.00133928	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 6	0.000009206	641.8	0.000016118	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 7	0.00034367	641.8	0.000405573	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 8	0.000461275	641.8	0.000588719	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 9	0.000895807	641.8	0.001284509	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 10	0.000935439	641.8	0.001364194	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 11	0.000023704	641.8	0.000042012	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 12	0.000038203	641.8	0.00006791	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 13	0.000194885	641.8	0.000218118	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 14	0.000253273	641.8	0.000310554	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 15	0.000514428	641.8	0.000729893	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 16	0.000584471	641.8	0.000859754	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 17	0.000038203	641.8	0.00006791	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 18	0.000349834	641.8	0.000419672	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 19	0.000472456	641.8	0.000610348	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 20	0.000906847	641.8	0.001305157	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 21	0.000924373	641.8	0.001343444	321.8	19, 40	si

1 Nodi	2 Comb.	3 Spostamento relativo	4 Altezza	5 Massimo spostamento relativo interpiano	6 Altezza interpiano	7 Nodi massimo spostamento relativo interpiano	8 S.V.
9	10 N.b.	11	12	13	14	15	16
5, 19, 40	SLE RA 22	0.000012288	641.8	0.000020391	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 23	0.000342248	641.8	0.000402666	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 24	0.000458214	641.8	0.000584459	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 25	0.000892889	641.8	0.001280362	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 26	0.000938371	641.8	0.001368363	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 27	0.000026787	641.8	0.000046283	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 28	0.000041286	641.8	0.00007218	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 29	0.000193769	641.8	0.000215726	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 30	0.00025022	641.8	0.000306295	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 31	0.000511524	641.8	0.000725763	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 32	0.000587413	641.8	0.000863936	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 33	0.000041286	641.8	0.00007218	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 34	0.000013609	641.8	0.000022223	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 35	0.000206681	641.8	0.000244895	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 36	0.000277331	641.8	0.000356243	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 37	0.000538126	641.8	0.000773425	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 38	0.000560623	641.8	0.000815771	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 39	0.000013609	641.8	0.000022223	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 40	0.000028108	641.8	0.000048114	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 41	0.000199578	641.8	0.000228841	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 42	0.000263105	641.8	0.000330355	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 43	0.000524187	641.8	0.00074867	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 44	0.000574637	641.8	0.000840722	321.8	19, 40	si
5, 19, 40	SLE RA 45	0.000028108	641.8	0.000048114	321.8	19, 40	si
6, 20, 41	SLE RA 1	0.000009251	641.8	0.000016063	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 2	0.000360831	641.8	0.000420916	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 3	0.000453317	641.8	0.000598821	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 4	0.000918403	641.8	0.001311673	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 5	0.000930683	641.8	0.001342241	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 6	0.000009251	641.8	0.000016063	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 7	0.000349618	641.8	0.000398055	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 8	0.000439785	641.8	0.000574176	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 9	0.000903834	641.8	0.001286066	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 10	0.000945252	641.8	0.001367847	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 11	0.000023819	641.8	0.000041687	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 12	0.000038389	641.8	0.000067311	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 13	0.000192146	641.8	0.000202364	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 14	0.000241671	641.8	0.000304105	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 15	0.000518208	641.8	0.000729369	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 16	0.000591244	641.8	0.000862982	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 17	0.000038389	641.8	0.000067311	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 18	0.00035968	641.8	0.000418238	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 19	0.000450132	641.8	0.000594424	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 20	0.000915635	641.8	0.001307606	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 21	0.000933453	641.8	0.001346312	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 22	0.000012185	641.8	0.000020179	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 23	0.000348548	641.8	0.000395482	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 24	0.000436595	641.8	0.000569769	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 25	0.000901067	641.8	0.001281998	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 26	0.000948022	641.8	0.001371917	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 27	0.000026675	641.8	0.000045736	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 28	0.000041222	641.8	0.000071341	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 29	0.000191339	641.8	0.000200191	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 30	0.000238467	641.8	0.000299668	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 31	0.000515442	641.8	0.000725298	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 32	0.000594017	641.8	0.00086705	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 33	0.000041222	641.8	0.000071341	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 34	0.000013482	641.8	0.000021987	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 35	0.000212134	641.8	0.000243089	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 36	0.000263958	641.8	0.000346804	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 37	0.000543394	641.8	0.000774773	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 38	0.000566067	641.8	0.000817586	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 39	0.000013482	641.8	0.000021987	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 40	0.000027924	641.8	0.000047495	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 41	0.000201321	641.8	0.00022078	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 42	0.000250462	641.8	0.0003222	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 43	0.000528826	641.8	0.000749163	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 44	0.000580637	641.8	0.000843189	321.8	20, 41	si
6, 20, 41	SLE RA 45	0.000027924	641.8	0.000047495	321.8	20, 41	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 1	0.000017473	753.3	0.000296514	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 2	0.000293852	753.3	0.000527074	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 3	0.000310389	753.3	0.000583546	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 4	0.000671578	753.3	0.000962721	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 5	0.000688046	753.3	0.001048085	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 6	0.000017473	753.3	0.000296514	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 7	0.000304306	753.3	0.000912601	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 8	0.000285414	753.3	0.000922256	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 9	0.000658418	753.3	0.001198527	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 10	0.000703061	753.3	0.001313797	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 11	0.000046359	753.3	0.000803234	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 12	0.000075248	753.3	0.001309955	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 13	0.000206185	753.3	0.001334616	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 14	0.000133073	753.3	0.001320388	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 15	0.000376528	753.3	0.001397793	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 16	0.000449128	753.3	0.001474576	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 17	0.000075248	753.3	0.001309955	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 18	0.000293159	753.3	0.000522977	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 19	0.000307948	753.3	0.000579653	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 20	0.000669382	753.3	0.000959189	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 21	0.000690282	753.3	0.001049624	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 22	0.000019562	753.3	0.000293373	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 23	0.000303828	753.3	0.00090848	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 24	0.000282962	753.3	0.000918055	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 25	0.000656266	753.3	0.001194351	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 26	0.000705332	753.3	0.001313806	29.5	61, 65	si

1 Nodi	2 Comb.	3 Spostamento relativo	4 Altezza	5 Massimo spostamento relativo interpiano	6 Altezza interpiano	7 Nodi massimo spostamento relativo interpiano	8 S.V.
9	10 N.b.	11	12	13	14	15	16
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 27	0.000048399	753.3	0.00080008	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 28	0.000077275	753.3	0.001306798	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 29	0.000206231	753.3	0.001330966	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 30	0.000130636	753.3	0.001316647	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 31	0.000374526	753.3	0.001393773	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 32	0.000451473	753.3	0.001472808	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 33	0.000077275	753.3	0.001306798	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 34	0.000020482	753.3	0.000292035	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 35	0.000177661	753.3	0.00038869	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 36	0.000176564	753.3	0.000408796	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 37	0.00039643	753.3	0.000613231	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 38	0.000419758	753.3	0.000680922	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 39	0.000020482	753.3	0.000292035	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 40	0.000049285	753.3	0.000798731	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 41	0.000190312	753.3	0.000838111	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 42	0.000152151	753.3	0.000831542	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 43	0.000384133	753.3	0.000948769	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 44	0.000435468	753.3	0.001028849	29.5	61, 65	si
7, 23, 47, 61, 65	SLE RA 45	0.000049285	753.3	0.000798731	29.5	61, 65	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 1	0.000010774	753.3	0.000023806	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 2	0.000292656	753.3	0.000471668	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 3	0.000289696	753.3	0.000569408	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 4	0.000679959	753.3	0.00091897	331.3	24, 48	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 5	0.00069948	753.3	0.000979792	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 6	0.000010774	753.3	0.000023806	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 7	0.000279882	753.3	0.00043232	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 8	0.000274843	753.3	0.000530903	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 9	0.000662611	753.3	0.000894258	331.3	24, 48	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 10	0.00071683	753.3	0.001018021	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 11	0.000028121	753.3	0.000063305	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 12	0.000045472	753.3	0.000102809	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 13	0.000148731	753.3	0.000194907	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 14	0.000141382	753.3	0.000255837	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 15	0.00036897	753.3	0.000495869	331.3	24, 48	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 16	0.000458697	753.3	0.000673823	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 17	0.000045472	753.3	0.000102809	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 18	0.000291839	753.3	0.000469076	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 19	0.000287304	753.3	0.000566926	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 20	0.000677833	753.3	0.000916549	331.3	24, 48	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 21	0.000701602	753.3	0.000982486	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 22	0.000012964	753.3	0.000026798	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 23	0.000279159	753.3	0.000429734	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 24	0.000272455	753.3	0.000528438	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 25	0.000660484	753.3	0.000891835	331.3	24, 48	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 26	0.000718952	753.3	0.001020749	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 27	0.000030263	753.3	0.000066418	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 28	0.0000476	753.3	0.000106039	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 29	0.000148329	753.3	0.000192344	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 30	0.000139025	753.3	0.000253436	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 31	0.000368443	753.3	0.000493442	331.3	24, 48	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 32	0.000460818	753.3	0.000676632	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 33	0.0000476	753.3	0.000106039	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 34	0.000013923	753.3	0.000028331	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 35	0.000171404	753.3	0.000269795	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 36	0.000166612	753.3	0.000328758	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 37	0.000400632	753.3	0.000541834	331.3	24, 48	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 38	0.00042703	753.3	0.000600962	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 39	0.000013923	753.3	0.000028331	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 40	0.000031192	753.3	0.00006793	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 41	0.000159265	753.3	0.000230481	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 42	0.000151996	753.3	0.000290406	29.5	62, 66	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 43	0.000383282	753.3	0.000517119	331.3	24, 48	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 44	0.000444379	753.3	0.000639329	72.5	48, 62	si
8, 24, 48, 62, 66	SLE RA 45	0.000031192	753.3	0.00006793	72.5	48, 62	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 1	0.000006039	787.8	0.000046217	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 2	0.000225048	787.8	0.000445574	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 3	0.000452581	787.8	0.000656648	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 4	0.000648059	787.8	0.001034605	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 5	0.000655437	787.8	0.001059402	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 6	0.000006039	787.8	0.000046217	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 7	0.000218135	787.8	0.00045721	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 8	0.000447901	787.8	0.000668075	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 9	0.000639507	787.8	0.001048282	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 10	0.000664103	787.8	0.001045706	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 11	0.000015173	787.8	0.000126542	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 12	0.00002431	787.8	0.000206874	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 13	0.00011984	787.8	0.000292993	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 14	0.000261519	787.8	0.000419639	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 15	0.000369577	787.8	0.000650877	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 16	0.000412879	787.8	0.000605503	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 17	0.00002431	787.8	0.000206874	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 18	0.000223846	787.8	0.000442123	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 19	0.00045086	787.8	0.000653145	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 20	0.000645783	787.8	0.001030453	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 21	0.000657715	787.8	0.001063557	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 22	0.000008206	787.8	0.000044381	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 23	0.000216986	787.8	0.000453722	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 24	0.000446207	787.8	0.000664547	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 25	0.000637232	787.8	0.001044129	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 26	0.000666381	787.8	0.001049861	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 27	0.000017341	787.8	0.000124671	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 28	0.000026479	787.8	0.000204995	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 29	0.000118867	787.8	0.00028963	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 30	0.000259906	787.8	0.000416054	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 31	0.000367304	787.8	0.000646724	331.3	25, 49	si

1 Nodi	2 Comb.	3 Spostamento relativo	4 Altezza	5 Massimo spostamento relativo interpiano	6 Altezza interpiano	7 Nodi massimo spostamento relativo interpiano	8 S.V.
9	10 N.b.	11	12	13	14	15	16
9, 25, 49, 69	SLE RA 32	0.000415157	787.8	0.000609658	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 33	0.000026479	787.8	0.000204995	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 34	0.000009151	787.8	0.000043607	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 35	0.000131433	787.8	0.000264434	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 36	0.000267985	787.8	0.000391551	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 37	0.000383375	787.8	0.000617591	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 38	0.000398759	787.8	0.00063883	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 39	0.000009151	787.8	0.000043607	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 40	0.000018279	787.8	0.000123873	136.5	49, 69	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 41	0.000124781	787.8	0.000276072	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 42	0.00026348	787.8	0.000402967	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 43	0.000374838	787.8	0.000631267	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 44	0.000407436	787.8	0.000625134	331.3	25, 49	si
9, 25, 49, 69	SLE RA 45	0.000018279	787.8	0.000123873	136.5	49, 69	si
10, 26	SLE RA 1	0.000001958	320				si
10, 26	SLE RA 2	0.000231393	320				si
10, 26	SLE RA 3	0.000359467	320				si
10, 26	SLE RA 4	0.00032301	320				si
10, 26	SLE RA 5	0.000317289	320				si
10, 26	SLE RA 6	0.000001958	320				si
10, 26	SLE RA 7	0.000230796	320				si
10, 26	SLE RA 8	0.000358367	320				si
10, 26	SLE RA 9	0.000320807	320				si
10, 26	SLE RA 10	0.000319513	320				si
10, 26	SLE RA 11	0.000004258	320				si
10, 26	SLE RA 12	0.000006558	320				si
10, 26	SLE RA 13	0.000137498	320				si
10, 26	SLE RA 14	0.000213157	320				si
10, 26	SLE RA 15	0.000188659	320				si
10, 26	SLE RA 16	0.000195578	320				si
10, 26	SLE RA 17	0.000006558	320				si
10, 26	SLE RA 18	0.000231275	320				si
10, 26	SLE RA 19	0.000358167	320				si
10, 26	SLE RA 20	0.000321009	320				si
10, 26	SLE RA 21	0.000319295	320				si
10, 26	SLE RA 22	0.000003942	320				si
10, 26	SLE RA 23	0.000230698	320				si
10, 26	SLE RA 24	0.000357075	320				si
10, 26	SLE RA 25	0.000318806	320				si
10, 26	SLE RA 26	0.000321518	320				si
10, 26	SLE RA 27	0.000006236	320				si
10, 26	SLE RA 28	0.000008533	320				si
10, 26	SLE RA 29	0.000137462	320				si
10, 26	SLE RA 30	0.000211893	320				si
10, 26	SLE RA 31	0.000186659	320				si
10, 26	SLE RA 32	0.000197584	320				si
10, 26	SLE RA 33	0.000008533	320				si
10, 26	SLE RA 34	0.000004799	320				si
10, 26	SLE RA 35	0.000138482	320				si
10, 26	SLE RA 36	0.000213474	320				si
10, 26	SLE RA 37	0.000190202	320				si
10, 26	SLE RA 38	0.000193992	320				si
10, 26	SLE RA 39	0.000004799	320				si
10, 26	SLE RA 40	0.000007089	320				si
10, 26	SLE RA 41	0.00013795	320				si
10, 26	SLE RA 42	0.000212405	320				si
10, 26	SLE RA 43	0.000188001	320				si
10, 26	SLE RA 44	0.000196217	320				si
10, 26	SLE RA 45	0.000007089	320				si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 1	0.000027203	778.1	0.00036061	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 2	0.000250185	778.1	0.00056893	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 3	0.000296068	778.1	0.000639122	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 4	0.00061158	778.1	0.000897972	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 5	0.000627292	778.1	0.000970141	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 6	0.000027203	778.1	0.00036061	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 7	0.000212213	778.1	0.001057608	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 8	0.000320211	778.1	0.001116369	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 9	0.000603678	778.1	0.001275956	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 10	0.000642881	778.1	0.001341375	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 11	0.00007384	778.1	0.00097654	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 12	0.000120482	778.1	0.00159247	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 13	0.000083047	778.1	0.001602192	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 14	0.000243595	778.1	0.001629449	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 15	0.000359882	778.1	0.001666338	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 16	0.000419915	778.1	0.001695433	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 17	0.000120482	778.1	0.00159247	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 18	0.000249592	778.1	0.000566342	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 19	0.000293656	778.1	0.000636536	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 20	0.000609462	778.1	0.000895474	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 21	0.000629284	778.1	0.000971339	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 22	0.000026613	778.1	0.000358992	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 23	0.000211348	778.1	0.001055269	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 24	0.000317872	778.1	0.001113992	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 25	0.000601473	778.1	0.001273413	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 26	0.000644771	778.1	0.001341495	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 27	0.000073145	778.1	0.000974916	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 28	0.000119764	778.1	0.001590844	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 29	0.000081028	778.1	0.001600244	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 30	0.00024152	778.1	0.001627468	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 31	0.000357505	778.1	0.001664188	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 32	0.000421518	778.1	0.001694524	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 33	0.000119764	778.1	0.001590844	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 34	0.000026425	778.1	0.000358302	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 35	0.000139917	778.1	0.000438641	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 36	0.000179247	778.1	0.000478164	54.3	63, 67	si

1 Nodi	2 Comb.	3 Spostamento relativo	4 Altezza	5 Massimo spostamento relativo interpiano	6 Altezza interpiano	7 Nodi massimo spostamento relativo interpiano	8 S.V.
9	10 N.b.	11	12	13	14	15	16
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 37	0.000361506	778.1	0.000607057	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 38	0.000382853	778.1	0.000654582	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 39	0.000026425	778.1	0.000358302	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 40	0.000072871	778.1	0.000974221	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 41	0.00010405	778.1	0.000997943	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 42	0.000206981	778.1	0.00102854	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 43	0.000355962	778.1	0.001090008	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 44	0.000400303	778.1	0.001126906	54.3	63, 67	si
11, 28, 50, 63, 67	SLE RA 45	0.000072871	778.1	0.000974221	54.3	63, 67	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 1	0.000008027	778.1	0.000020337	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 2	0.000279891	778.1	0.000493244	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 3	0.000249261	778.1	0.000550588	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 4	0.000620966	778.1	0.000860297	331.3	29, 51	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 5	0.000636948	778.1	0.000889328	72.5	51, 64	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 6	0.000008027	778.1	0.000020337	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 7	0.00026997	778.1	0.000460598	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 8	0.000239483	778.1	0.000518646	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 9	0.000608428	778.1	0.000845397	331.3	29, 51	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 10	0.000649497	778.1	0.000919106	72.5	51, 64	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 11	0.000020624	778.1	0.000053306	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 12	0.000033226	778.1	0.000086277	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 13	0.000146447	778.1	0.000222816	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 14	0.000128321	778.1	0.000259129	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 15	0.000344306	778.1	0.000482695	331.3	29, 51	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 16	0.00041048	778.1	0.000600486	72.5	51, 64	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 17	0.000033226	778.1	0.000086277	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 18	0.000279097	778.1	0.000490748	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 19	0.000246961	778.1	0.000548167	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 20	0.0006189	778.1	0.000857896	331.3	29, 51	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 21	0.000639008	778.1	0.000891706	72.5	51, 64	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 22	0.000010101	778.1	0.000022892	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 23	0.000269237	778.1	0.000458107	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 24	0.000237192	778.1	0.000516237	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 25	0.00060636	778.1	0.000842994	331.3	29, 51	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 26	0.000651555	778.1	0.000921485	72.5	51, 64	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 27	0.000022631	778.1	0.000055858	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 28	0.000035214	778.1	0.000088829	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 29	0.000145924	778.1	0.000220349	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 30	0.000126075	778.1	0.000256772	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 31	0.000342232	778.1	0.000480287	331.3	29, 51	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 32	0.000412534	778.1	0.000602868	72.5	51, 64	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 33	0.000035214	778.1	0.000088829	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 34	0.000011019	778.1	0.000023988	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 35	0.000164411	778.1	0.000284358	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 36	0.000143671	778.1	0.000319066	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 37	0.000366423	778.1	0.000508985	331.3	29, 51	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 38	0.00038832	778.1	0.000544333	72.5	51, 64	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 39	0.000011019	778.1	0.000023988	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 40	0.000023508	778.1	0.000056952	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 41	0.00015483	778.1	0.000251768	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 42	0.000134121	778.1	0.000287266	54.3	64, 68	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 43	0.000353881	778.1	0.000494097	331.3	29, 51	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 44	0.000400866	778.1	0.000574113	72.5	51, 64	si
12, 29, 51, 64, 68	SLE RA 45	0.000023508	778.1	0.000056952	54.3	64, 68	si
13, 32, 57	SLE RA 1	0.000004858	652.7	0.000008248	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 2	0.000243864	652.7	0.000360032	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 3	0.000482763	652.7	0.000533666	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 4	0.00064468	652.7	0.001060495	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 5	0.000649535	652.7	0.001082488	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 6	0.000004858	652.7	0.000008248	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 7	0.000239043	652.7	0.000349817	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 8	0.000481968	652.7	0.000530996	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 9	0.000639969	652.7	0.001051539	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 10	0.00065441	652.7	0.001091649	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 11	0.000010667	652.7	0.000018677	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 12	0.00001648	652.7	0.000029111	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 13	0.000135145	652.7	0.000192374	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 14	0.000288176	652.7	0.000314815	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 15	0.000375962	652.7	0.000615733	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 16	0.000401071	652.7	0.000670709	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 17	0.00001648	652.7	0.000029111	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 18	0.000241967	652.7	0.00035666	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 19	0.000481292	652.7	0.000530914	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 20	0.000641624	652.7	0.001056282	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 21	0.000652629	652.7	0.001086712	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 22	0.000007879	652.7	0.000012146	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 23	0.000237181	652.7	0.00034646	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 24	0.000480532	652.7	0.000528306	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 25	0.000636918	652.7	0.001047328	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 26	0.000657507	652.7	0.001095875	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 27	0.000013681	652.7	0.000022542	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 28	0.000019491	652.7	0.000032963	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 29	0.000133402	652.7	0.000189074	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 30	0.000286845	652.7	0.000312318	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 31	0.000372926	652.7	0.000611529	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 32	0.000404178	652.7	0.000674938	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 33	0.000019491	652.7	0.000032963	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 34	0.000009207	652.7	0.000013876	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 35	0.000141972	652.7	0.00020797	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 36	0.000287469	652.7	0.00031563	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 37	0.000380959	652.7	0.000627531	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 38	0.000395691	652.7	0.000658345	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 39	0.000009207	652.7	0.000013876	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 40	0.000014994	652.7	0.000024236	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 41	0.000137277	652.7	0.000197806	332.7	32, 57	si

1 Nodi	2 Comb.	3 Spostamento relativo	4 Altezza	5 Massimo spostamento relativo interpiano	6 Altezza interpiano	7 Nodi massimo spostamento relativo interpiano	8 S.V.
9	10 N.b.	11	12	13	14	15	16
13, 32, 57	SLE RA 42	0.000286818	652.7	0.000313278	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 43	0.000376277	652.7	0.000618605	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 44	0.000400589	652.7	0.000667529	332.7	32, 57	si
13, 32, 57	SLE RA 45	0.000014994	652.7	0.000024236	332.7	32, 57	si
14, 35, 58	SLE RA 1	0.000017289	652.7	0.0000336	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 2	0.000264589	652.7	0.000359405	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 3	0.000377599	652.7	0.000464089	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 4	0.000602997	652.7	0.001048715	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 5	0.000609821	652.7	0.001070714	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 6	0.000017289	652.7	0.0000336	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 7	0.000239265	652.7	0.000323082	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 8	0.000400098	652.7	0.000499785	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 9	0.000602862	652.7	0.001045405	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 10	0.000614234	652.7	0.001082679	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 11	0.000045889	652.7	0.000089602	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 12	0.000074507	652.7	0.000145621	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 13	0.000104854	652.7	0.000156602	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 14	0.000278815	652.7	0.000367454	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 15	0.000365184	652.7	0.00063037	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 16	0.000380116	652.7	0.000677971	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 17	0.000074507	652.7	0.000145621	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 18	0.00026366	652.7	0.000357229	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 19	0.000375293	652.7	0.000460366	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 20	0.00059994	652.7	0.00104486	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 21	0.000612806	652.7	0.001074418	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 22	0.00001731	652.7	0.000033079	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 23	0.000238182	652.7	0.000320495	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 24	0.000397889	652.7	0.000496223	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 25	0.000599782	652.7	0.001041486	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 26	0.000617176	652.7	0.001086294	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 27	0.000045607	652.7	0.000088814	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 28	0.000074155	652.7	0.000144772	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 29	0.000103185	652.7	0.00015285	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 30	0.000276845	652.7	0.000364324	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 31	0.000362077	652.7	0.000626337	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 32	0.000382917	652.7	0.000681312	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 33	0.000074155	652.7	0.000144772	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 34	0.000017489	652.7	0.000033007	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 35	0.000151021	652.7	0.000202802	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 36	0.000228418	652.7	0.00028103	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 37	0.000356827	652.7	0.00062206	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 38	0.000371559	652.7	0.000650944	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 39	0.000017489	652.7	0.000033007	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 40	0.00004555	652.7	0.000088531	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 41	0.000125843	652.7	0.000169892	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 42	0.00025171	652.7	0.000319735	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 43	0.000357648	652.7	0.000620813	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 44	0.000376805	652.7	0.000664678	332.7	35, 58	si
14, 35, 58	SLE RA 45	0.00004555	652.7	0.000088531	332.7	35, 58	si
15, 36, 59	SLE RA 1	0.00000881	652.7	0.000015802	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 2	0.000295376	652.7	0.000368482	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 3	0.000242335	652.7	0.000344537	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 4	0.000590088	652.7	0.001036087	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 5	0.000613939	652.7	0.001077719	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 6	0.00000881	652.7	0.000015802	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 7	0.000282491	652.7	0.000343076	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 8	0.000241303	652.7	0.000335423	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 9	0.00057833	652.7	0.001015422	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 10	0.000625996	652.7	0.001099049	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 11	0.000022499	652.7	0.000041138	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 12	0.000036231	652.7	0.000066528	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 13	0.000148679	652.7	0.000163997	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 14	0.000144999	652.7	0.000190995	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 15	0.000327561	652.7	0.000575448	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 16	0.000395971	652.7	0.000695454	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 17	0.000036231	652.7	0.000066528	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 18	0.000294852	652.7	0.000366575	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 19	0.000239383	652.7	0.000340297	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 20	0.000587286	652.7	0.001032351	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 21	0.000616694	652.7	0.001081391	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 22	0.000011086	652.7	0.000018483	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 23	0.00028202	652.7	0.000341169	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 24	0.000238431	652.7	0.000331211	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 25	0.000575508	652.7	0.001011656	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 26	0.000628733	652.7	0.001102693	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 27	0.000024398	652.7	0.000043365	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 28	0.000038019	652.7	0.000068632	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 29	0.000148409	652.7	0.000164066	320	15, 36	si
15, 36, 59	SLE RA 30	0.000142398	652.7	0.000186992	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 31	0.000324688	652.7	0.000571605	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 32	0.000398663	652.7	0.00069903	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 33	0.000038019	652.7	0.000068632	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 34	0.000012193	652.7	0.0000198	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 35	0.000173456	652.7	0.000212145	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 36	0.000140414	652.7	0.0001976	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 37	0.000346793	652.7	0.000610745	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 38	0.000375593	652.7	0.000657537	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 39	0.000012193	652.7	0.0000198	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 40	0.000025294	652.7	0.000044409	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 41	0.00016079	652.7	0.000186744	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 42	0.000140181	652.7	0.000189846	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 43	0.000335047	652.7	0.000590158	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 44	0.000387652	652.7	0.000678916	332.7	36, 59	si
15, 36, 59	SLE RA 45	0.000025294	652.7	0.000044409	332.7	36, 59	si
16, 37, 60	SLE RA 1	0.000008153	652.7	0.000014393	332.7	37, 60	si

1 Nodi	2 Comb.	3 Spostamento relativo	4 Altezza	5 Massimo spostamento relativo interpiano	6 Altezza interpiano	7 Nodi massimo spostamento relativo interpiano	8 S.V.
9	10 N.b.	11	12	13	14	15	16
16, 37, 60	SLE RA 2	0.000309767	652.7	0.000371322	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 3	0.000191352	652.7	0.000310029	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 4	0.000603746	652.7	0.00103948	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 5	0.000627507	652.7	0.001081603	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 6	0.000008153	652.7	0.000014393	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 7	0.000300387	652.7	0.000350636	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 8	0.00018421	652.7	0.000292427	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 9	0.000591756	652.7	0.001018044	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 10	0.00063951	652.7	0.001103117	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 11	0.000020178	652.7	0.000036329	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 12	0.00003223	652.7	0.000058296	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 13	0.000165522	652.7	0.000180061	320	16, 37	si
16, 37, 60	SLE RA 14	0.000100047	652.7	0.000148026	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 15	0.000335014	652.7	0.000575171	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 16	0.000403775	652.7	0.00069776	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 17	0.00003223	652.7	0.000058296	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 18	0.00030861	652.7	0.000368404	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 19	0.000188636	652.7	0.000306397	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 20	0.000601001	652.7	0.00103574	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 21	0.000630245	652.7	0.001085338	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 22	0.000010969	652.7	0.00001807	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 23	0.000299299	652.7	0.000347769	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 24	0.000181561	652.7	0.000288844	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 25	0.000589009	652.7	0.001014301	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 26	0.000642245	652.7	0.001106849	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 27	0.000022889	652.7	0.000039937	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 28	0.000034906	652.7	0.000061882	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 29	0.000164668	652.7	0.000180702	320	16, 37	si
16, 37, 60	SLE RA 30	0.00009766	652.7	0.000144665	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 31	0.000332262	652.7	0.000571423	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 32	0.000406506	652.7	0.000701487	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 33	0.000034906	652.7	0.000061882	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 34	0.000012198	652.7	0.000019657	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 35	0.000182002	652.7	0.000213463	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 36	0.000108702	652.7	0.000175894	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 37	0.000355068	652.7	0.000612631	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 38	0.000383677	652.7	0.000660018	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 39	0.000012198	652.7	0.000019657	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 40	0.000024069	652.7	0.000041492	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 41	0.000172965	652.7	0.000193064	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 42	0.000102142	652.7	0.000158883	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 43	0.000343073	652.7	0.000591203	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 44	0.000395675	652.7	0.000681537	332.7	37, 60	si
16, 37, 60	SLE RA 45	0.000024069	652.7	0.000041492	332.7	37, 60	si

Verifica di resistenza (RES)

Gli elementi strutturali e la struttura in generale possiedono una capacità in resistenza a soddisfare la domanda allo SLV. La capacità è valutata in accordo con le regole del Cap. 4 e 7. Essendo la struttura non dissipativa, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al comportamento elastico o sostanzialmente elastico. Si rimanda al report di calcolo per la definizione dei risultati in gioco.

Per ogni elemento sono state eseguite le seguenti verifiche ai sensi dei rispettivi punti della normativa o eurocodice elencati in seguito:

1. Resistenza: trazione p. 4.2.4.1.2 (4.2.6) NTC18
2. Resistenza: compressione p. 4.2.4.1.2 (4.2.10) NTC18
3. Resistenza: flessione semplice con forza assiale p. 4.2.4.1.2 NTC108
4. Resistenza: flessione deviata con forza assiale p. 4.2.4.1.2 NTC18
5. Resistenza: taglio X p. 4.2.4.1.2 (4.2.17) NTC18
6. Resistenza: taglio Y p. 4.2.4.1.2 (4.2.17) NTC18
7. Resistenza: torsione p. 4.2.4.1.2 (4.2.29) NTC18
8. Instabilità: compressione semplice p. 4.2.4.1.3.1 (4.2.42) NTC18
9. Instabilità: flessione deviata p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, p. 5.5.4. ENV 1993-1-1:1994
10. Instabilità: flessione deviata con compressione p. 4.2.4.1.3.3 NTC08, p. 5.5.4. ENV 1993-1-1:1994
11. Frecce massime e minime nelle combinazioni (relative alla congiungente nodo iniziale nodo finale)

Verifica effetti secondo ordine

Le non linearità geometriche sono prese in considerazione attraverso il calcolo del fattore θ e possono essere trascurate qualora ad ogni orizzontamento risulti $\theta = P_{dr} / (V h) < 0.1$ (punto 7.3.3 del D.M. 2018)

Il programma di calcolo effettua automaticamente questo controllo e i risultati sono riportati al capitolo “Verifica effetti del secondo ordine” dell’allegata relazione di calcolo dove è possibile riscontrare che θ massimo è pari a 0.05.

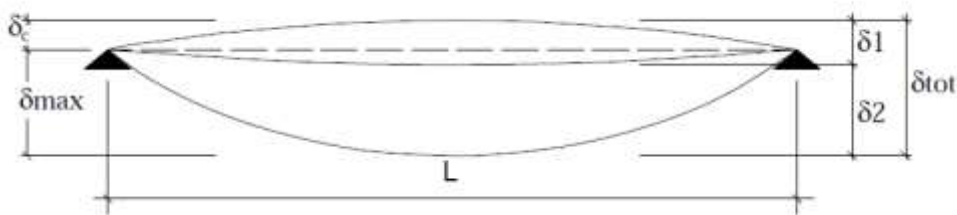
Verifiche agli stati limite di esercizio

Le presenti verifiche riguardano in particolar modo le verifiche di deformabilità delle aste, da valutarsi nelle condizioni di esercizio della struttura, che per quanto riguarda le azioni fondamentali (neve e vento) saranno relative alla condizione quasi permanente e/o rara.

Le presenti verifiche riguardano:

Verifiche agli stati limite di esercizio per spostamenti verticali;

Verifiche agli stati limite di esercizio per carichi orizzontali.



Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

I risultati sono compatibili con la struttura, come dimostrato in precedenza, anche per le combinazioni agli stati limite ultimi statici SLU e dinamici SLV. Per quanto riguarda la famiglia di combinazione SLE_{rara} , tutte le combinazioni di carico rispettano i valori limite di deformazione, nello specifico, sono mediamente inferiori a $\delta/L = 1/350$ per gli elementi principali e pari a $\delta/L = 1/200$ gli elementi in copertura.

Per quanto riguarda le problematiche legate agli aspetti geotecnici inerenti i cedimenti assoluti e differenziali a lungo termine, si rimanda alle considerazioni effettuate nella relazione geotecnica allegata, in cui nell'apposito capitolo si

fa riferimento al bassissimo stato tensionale indotto dai pesi propri strutturali a lungo termine ed parametri di compressibilità dei terreni che costituiscono il piano di posa delle opere di fondazione.

Analisi Statica per azioni gravitazionali

Viene sviluppata un'analisi per azioni gravitazionali per la verifica agli stati limite ultimi e di esercizio degli elementi portanti e resistenti del manufatto. Trattandosi di una nuova costruzione in acciaio, per l'analisi del fabbricato è stata eseguita una modellazione ad aste degli elementi portanti e sismo resistenti, con struttura incastrata alla base.

L'analisi statica per azioni gravitazionali prevede una modellazione con amplificazione delle azioni variabili (indicate sopra) combinate con i pesi propri G_1 , con i coefficienti moltiplicativi previsti dalla tab. 2.6.I per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) secondo l'Approccio 2, colonna A1 da cui $\gamma_{(G1+G2)} = 1,0 \div 1,3$; $\gamma_{Qi} = 0,0 \div 1,5$.

Sono state quindi condotte combinazioni delle azioni come indicato al p.t. 2.5.3 "NTC 18" considerando le seguenti famiglie di combinazioni:

4 Famiglie di Combinazioni di carattere statico per azioni gravitazionali:

SLU - Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi.

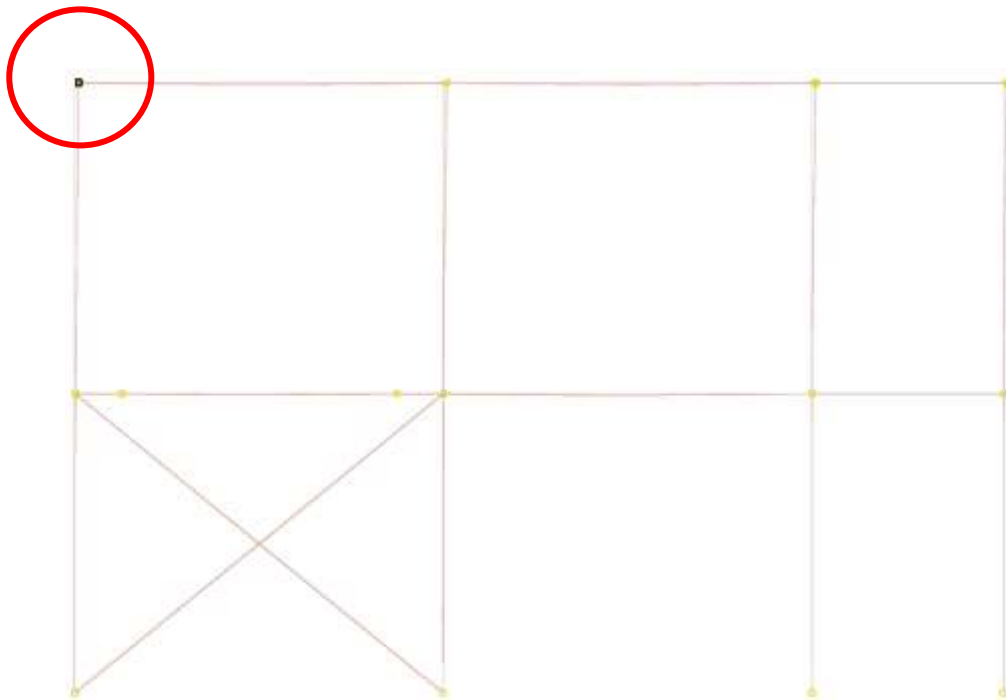
SLE - Combinazione per gli stati limite di esercizio, rara, frequente, quasi permanente.

Gli schemi statici adottati (per gli elementi secondari) sono di seguito riportati:

j) Rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative

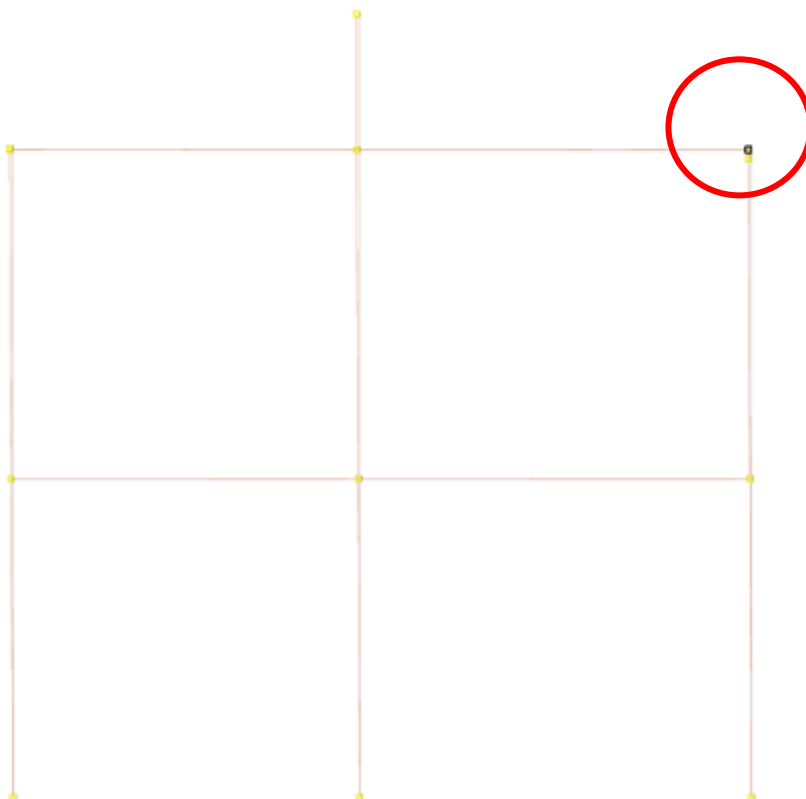
Le considerazioni effettuate ai punti precedenti sono tali da consentire un giudizio sicuramente positivo sull'attendibilità dei risultati, sia dal punto di vista delle azioni statiche gravitazionali in cui l'entità dei momenti agenti risulta confrontabile con quelli attesi, così come per gli sforzi normali.

Si riporta di seguito le configurazioni deformate delle strutture secondo le due direzioni principali.



Contesto	SLE rara 26
Ux	0.4013
Uy	-0.152
Uz	-0.0031

Spostamenti in SLE rara 26 – Filo E



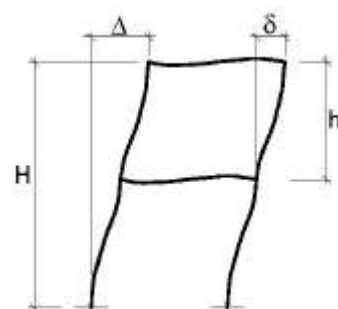
Contesto	SLE rara 3
Ux	-0.2891
Uy	0.2952
Uz	-0.002

Spostamenti in SLE rara 3 – Filo 1

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

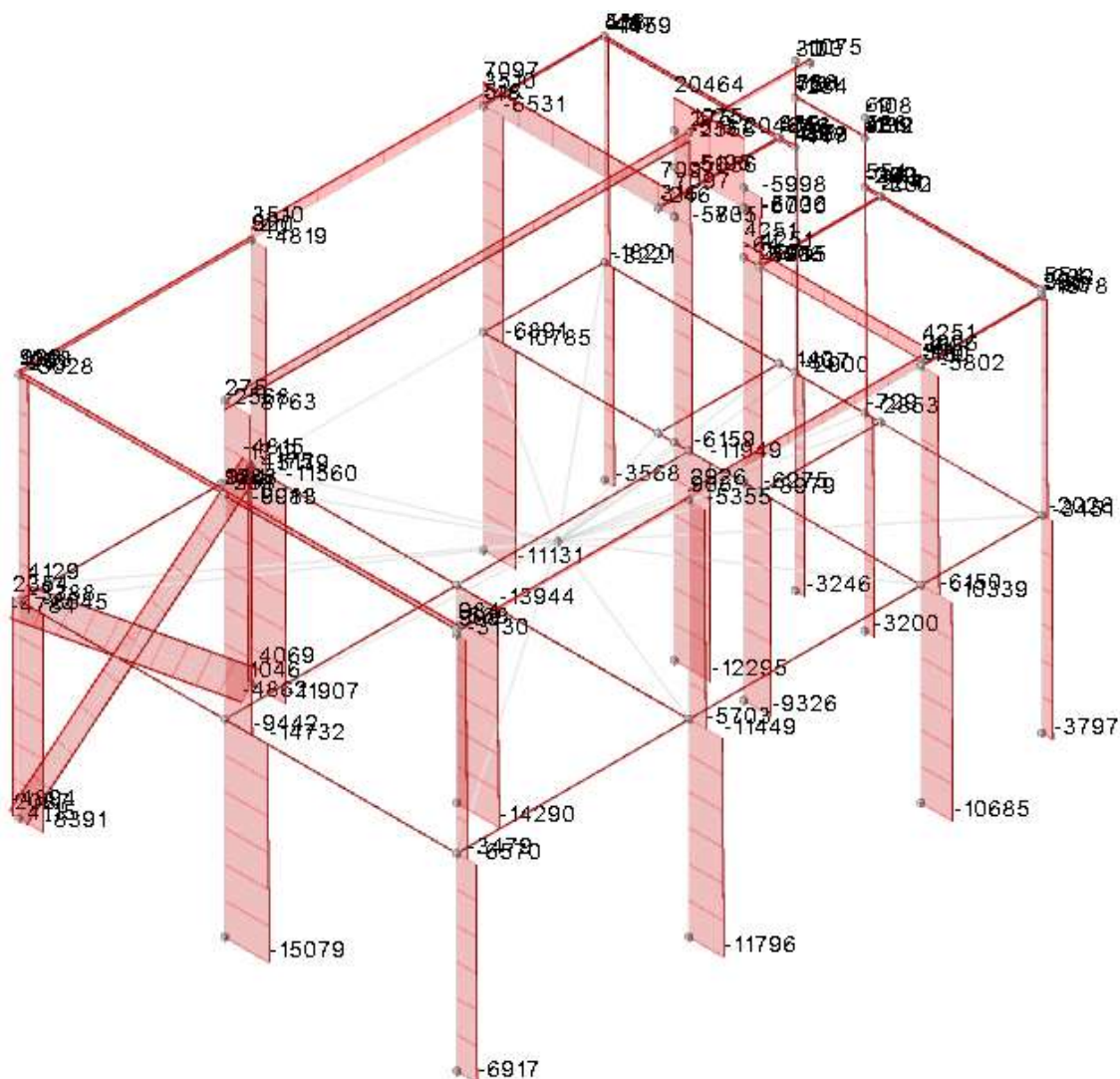
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.



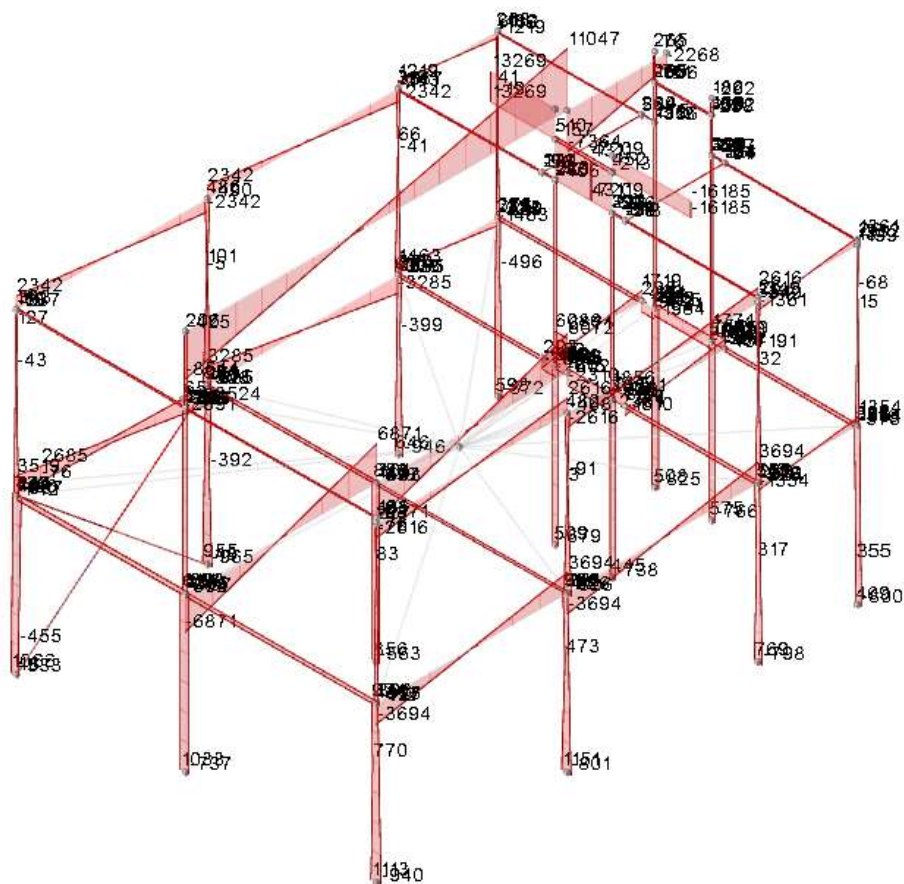
Il rapporto tra spostamento e l'altezza massima della colonna porta a:

$$\delta/h = 1/2205-1627 > 1/150$$

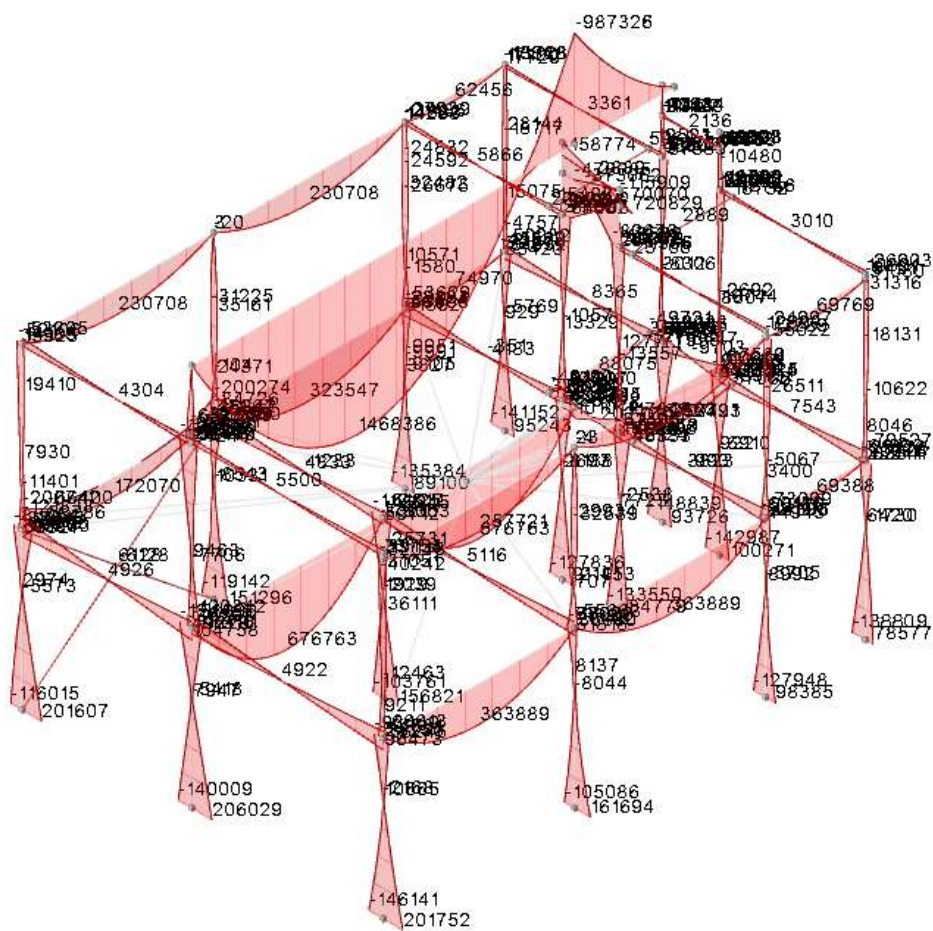
Si riporta di seguito i diagrammi delle sollecitazioni nelle varie combinazioni di carico.



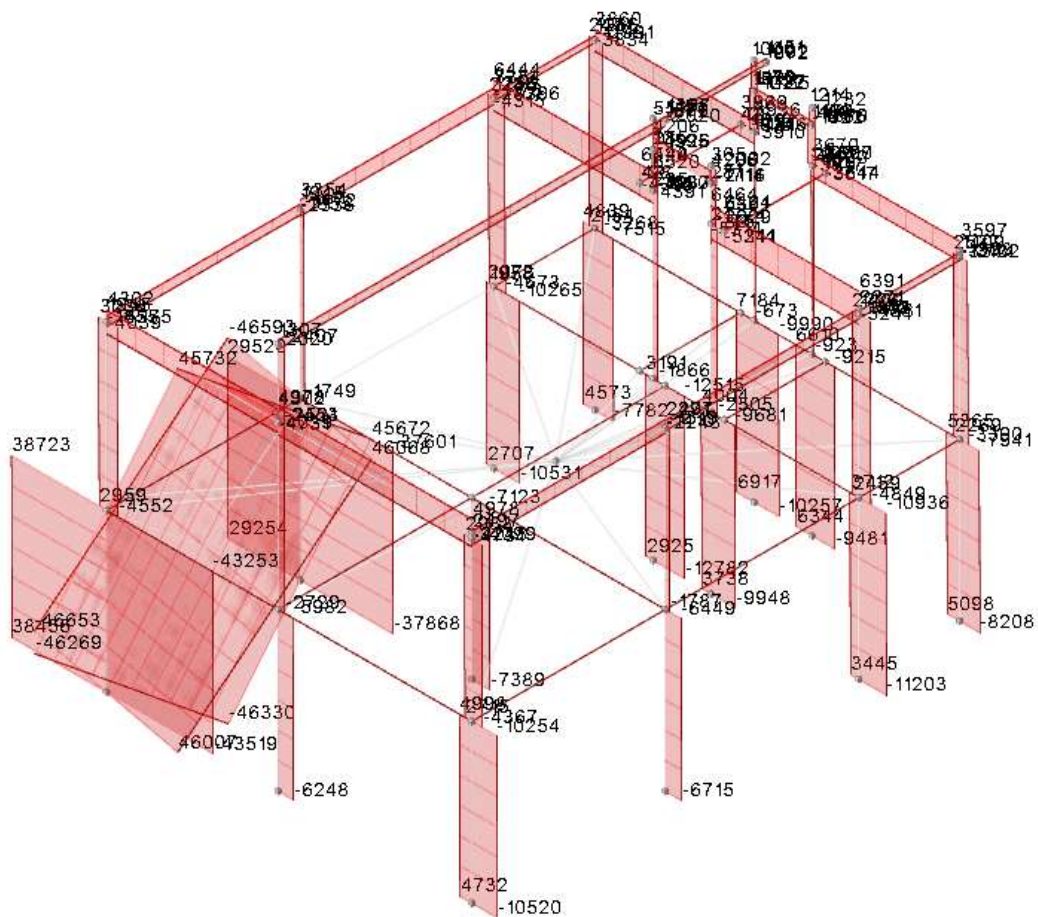
Involuppi sollecitazioni aste F1(N) - SLU



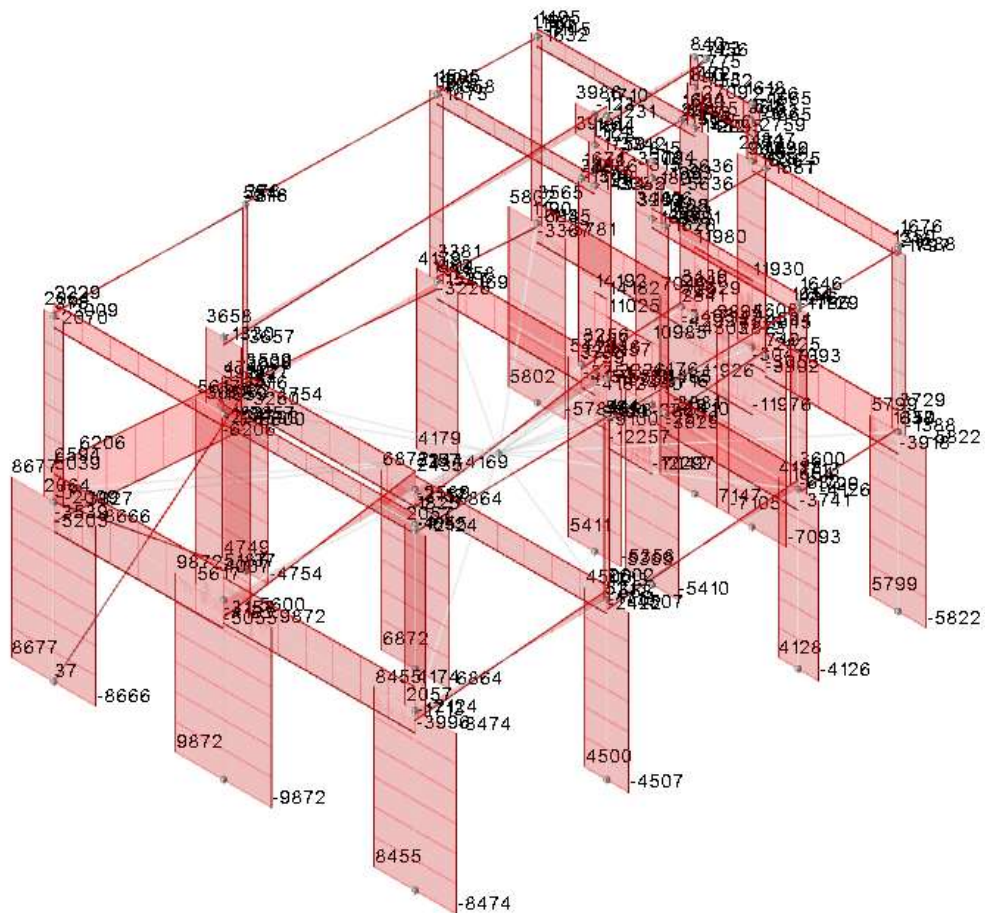
Involuppi sollecitazioni aste F2 - SLU



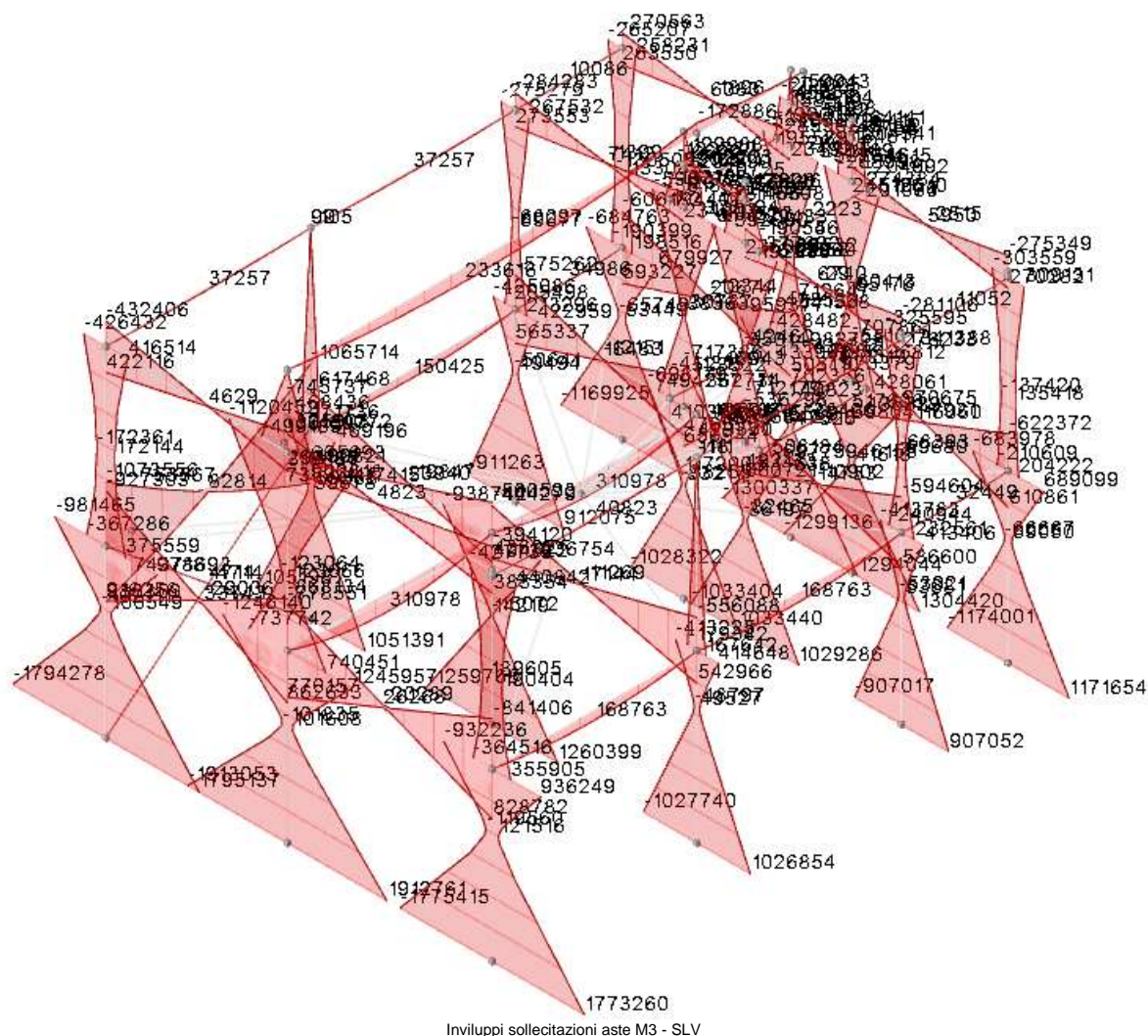
Involuppi sollecitazioni aste M3 - SLU



Involuppi sollecitazioni aste F1(N) - SLV



Involuppi sollecitazioni aste F2(N) - SLV



Si riporta di seguito la verifica degli elementi strutturali maggiormente sollecitati.

IMPALCATI

Si riporta di seguito la verifica degli impalcati di nuova realizzazione (primo solaio copertura). In particolare:

- Il solaio del primo impalcato sarà del tipo legno-cementizio con elementi strutturali di sezione 10x16 in LL, tavolato spessore 2,5cm e cappa collaborante di spessore pari a 6cm adeguatamente immorsati alle travi metalliche mediante connettori a piolo. Si procede di seguito alla verifica del solaio:

SOLAIO COLLABORANTE LEGNO-CALCESTRUZZO CON CONNETTORI CTC



- Connettore per solaio legno-calcestruzzo tipo CTC 7x240 - (cod. CTC7240)
- Numero 28 disposti su 1 file
- Tipo di installazione: Connettori inclinati 45°



Marcatura CE secondo ETA-19/0244

DATI CALCOLO

Classe di servizio	cl	=	2
Luce trave	L	=	4,00 m
Base trave legno	B	=	140 mm
Altezza trave legno	H	=	200 mm
Tipo legno		=	GL24h
Massa volumetrica	pk	=	385 kg/m ³
	γ legno	=	1,45

Assito/Tavolato		=	Tavolato
Spessore assito/tavolato	t	=	21 mm
Massa volumetrica assito/tavolato	pk	=	350 kg/m ³
Presenza lamina SILENT FLOOR		=	NO
Larghezza soletta/interasse travetti	i slab	=	660 mm
Spessore soletta	d slab	=	50 mm
Tipo calcestruzzo		=	C20/25
	γ calcestruzzo	=	1,50

CARICHI:

Carico permanente	Gk	=	0,00 kN/m ²
Peso proprio	p.p.	=	1,00 kN/m
Carico permanente non strutturale	Gk'	=	0,90 kN/m ²
Carico variabile media durata	Qm	=	5,00 kN/m ² (C - Ambienti suscettibili affollamento)

CONNETTORE:

Tipo vite		=	CTC 7x240
Interasse minimo connettori	imin	=	115 mm
Interasse massimo connettori	imax	=	250 mm
Tipo di installazione		=	Connettori inclinati 45°
Numero file connettori per interasse	n	=	1
Profondità di infissione	L _{eff}	=	160 mm

RISULTATI CALCOLO

Classe di servizio	cl	=	2
Luce trave	L	=	4,00 m
Base trave legno	B	=	140 mm
Altezza trave legno	H	=	200 mm
Tipo legno		=	GL24h
Assito/Tavolato	pk	=	385 kg/m ³
Spessore assito/tavolato	t	=	Tavolato
Massa volumetrica	pt	=	21 mm
Presenza lamina SILENT FLOOR		=	350 kg/m ³
Larghezza soletta/interasse travetti		=	NO
Spessore soletta	i slab	=	660 mm
Tipo calcestruzzo	d slab	=	50 mm
		=	C20/25

CARICHI:

Carico permanente	Gk	=	0,00 kN/mq
Peso proprio	p.p.	=	1,00 kN/m
Carico permanente non strutturale	Gk'	=	0,90 kN/mq
Carico variabile media durata	Qm	=	5,00 (C - Ambienti suscettibili affollamento) kN/mq

COMBINAZIONI DI CARICO:

Trave (t=0): verifica taglio 1: 1,3*G1+1,5*G2

Reaz. v. in A (SLU)	RA	=	4,38 kN
Reaz. v. in B (SLU)	RB	=	4,38 kN
Taglio massimo	Vmax	=	4,38 kN
Posizione Vmax		=	0 mm
Momento massimo	Mmax	=	4,38 kNm
Posizione Mmax		=	2000 mm

Trave (t=0): verifica taglio 2: 1,3*G1+1,5*G2+1,5*Q(Qm)

Reaz. v. in A (SLU)	RA	=	14,28 kN
Reaz. v. in B (SLU)	RB	=	14,28 kN
Taglio massimo	Vmax	=	14,28 kN
Posizione Vmax		=	0 mm
Momento massimo	Mmax	=	14,28 kNm
Posizione Mmax		=	2000 mm

CONNETTORE:

Tipo connettori:	=	CTC 7x240
Interasse minimo connettori	=	115 mm
Interasse massimo connettori	=	250 mm
Interasse efficace connettori	=	149 mm
Numero connettori per interasse	=	1
Lunghezza ancoraggio nel c.a.	=	50 mm
Profondità infissione nell'assito/tavolato	=	30 mm
Profondità infissione nel legno (trave)	=	160 mm
Tipo configurazione	=	Connettori inclinati 45°
Resistenza a taglio caratteristica	Rv,k	= 12095 N
Resistenza a taglio di progetto	Rv,d	= 6451 N
Scorrimento connettori	Kser	= 7694 N/mm
Coeff. di attrito	μ	= 0,25

CARATTERISTICHE SEZIONE (t=0)

Area calcestruzzo	Aca	=	33000 mm ²
Area legno	Atimber	=	28000 mm ²
Distanza tra i baricentri trave-soletta	A	=	146,0 mm
Centro rotazione	zg	=	121 mm
Parametro γ_1		=	0,05
Parametro γ_2		=	1,00 mm
Modulo di scorrimento	Kser	=	7694 N/mm
Centro rotazione	zg	=	121 mm
Modulo inerzia efficace	Jyeff	=	195654500,00 mm ⁴
modulo resistente efficace	Wyeff	=	1622166 mm ³
Rigidità flessionale efficace	EJeff	=	2250027000000,00 Nmm ²

CARATTERISTICHE SEZIONE (t=∞)

Area calcestruzzo	Aca	=	33000 mm ²
Area legno	Atimber	=	28000 mm ²
Distanza tra i baricentri trave-soletta	A	=	146,0 mm
Centro rotazione	zg	=	119 mm

Parametro γ_1	=	0,11
Parametro γ_2	=	1,00 mm
Modulo di scorrimento	Kser	= 4954 N/mm
Modulo inerzia efficace	Jyeff	= 195654500 mm ⁴
Rigidità flessionale efficace	EJeff	= 1340500000000 Nmm ²

VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO:

[Combinazione di carico: Trave (t=0): verifica taglio 2: 1,3*G1+1,5*G2+1,5*Q(Qm) (kmod=0,80)]

CALCESTRUZZO**Calcestruzzo (t=0): verifiche di resistenza**

$\sigma_{1c}/f_{c,d}$	=	0,52 VERIFICATA
$\sigma_{1t}/f_{c,t,d}$	=	2,77 (necessaria armatura longitudinale)

Verifica armatura (t=0)

Area calcestruzzo	Aca	=	330 cm ²
Area armatura scelta	As	=	2,51 cm ² /m
Area armatura trasversale necessaria	As, nec	=	0,54 cm ² /m
Area minima da normativa (0,002*Ac)	As, standard	=	0,66 cm ² /m
As ≥ As, standard		=	2,51 ≥ 0,66 VERIFICATA

Calcestruzzo (t=∞): verifiche di resistenza

$\sigma_{1c}/f_{c,d}$	=	0,31 VERIFICATA
$\sigma_{1t}/f_{c,t,d}$	=	0,78 VERIFICATA

Verifica armatura (t=∞)

Area calcestruzzo	Aca	=	330 cm ²
Area armatura scelta	As	=	2,51 cm ² /m
Area armatura trasversale necessaria	As, nec	=	0,09 cm ² /m
Area minima da normativa (0,002*Ac)	As, standard	=	0,66 cm ² /m
As ≥ As, standard		=	2,51 ≥ 0,66 VERIFICATA

LEGNO**Legno (t=0): verifiche di resistenza**

$\sigma_{2c}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,y,d}$	=	0,63 VERIFICATA
--	---	-----------------

Legno (t=∞): verifiche di resistenza

$\sigma_{2c}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,2}/f_{m,y,d}$	=	0,67 VERIFICATA
--	---	-----------------

Trave (t=0): verifica taglio

$\sigma_d/f_{v,d}$	=	0,41 VERIFICATA
--------------------	---	-----------------

Trave (t=∞): verifica taglio

$\sigma_d/f_{v,d}$	=	0,44 VERIFICATA
--------------------	---	-----------------

CONNETTORI**Connettori (t=0):**

Forza su connettore	=	6265 N
Resistenza connettore di progetto	=	6451 N
Fv/Rv,d	=	0,97 VERIFICATA

Connettori (t=∞):

Forza su connettore	=	6404 N
Resistenza connettore di progetto	=	6451 N
Resistenza connettore di progetto	=	0,99 VERIFICATA
Posizione verifica	=	0,00

STATO LIMITE ESERCIZIO:

w inst (combinazione frequente - carichi variabili)

w inst (combinazione rara)

w inst (iniziale)

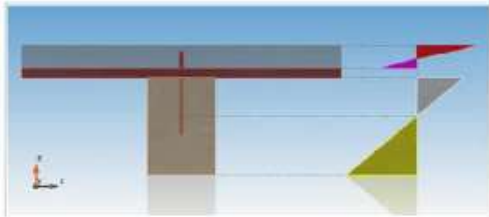
w fin (combinazione quasi permanente - deformazione a lungo termine)

= -4,21 => L/949

= -7,25 => L/552

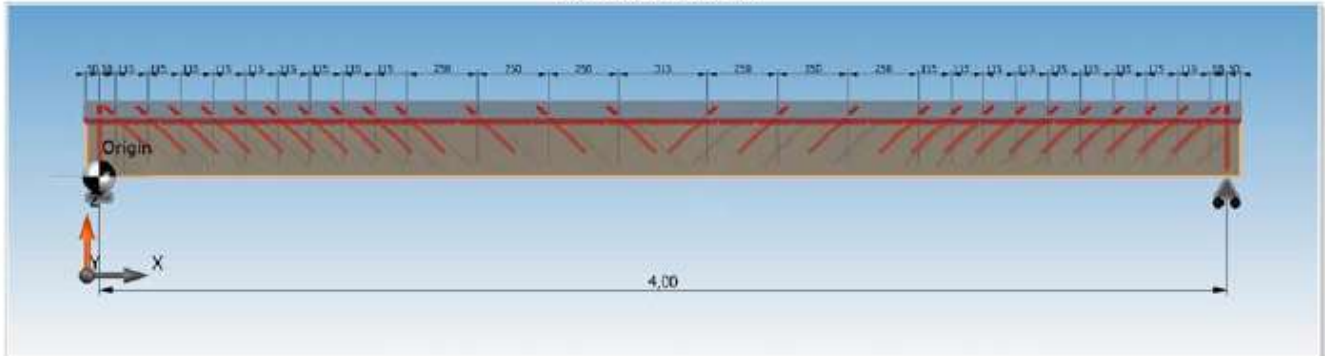
= -6,25 => L/640

= -9,38 => L/426



- Interasse variabile
- Numero 28 disposti su 1 file
- Tipo di installazione: Connettori inclinati 45°

Distribuzione L/4 - L/2



Per la verifica delle piolature sulle travi principali e secondarie metalliche si riporta di seguito il report:

1. Dati di input

Generale

Standard:	Eurocodes
Appendice nazionale:	Italia
Disegno elastico imposto	
Destinazione d'uso:	C1
Fattore di combinazione:	$\psi_0 = 0.70$

Coefficienti parziali

Carichi permanenti:	$\gamma_G = 1.30$
Carichi variabili:	$\gamma_Q = 1.50$
Resistenze della sezione:	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenze dell'elemento:	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza del calcestruzzo:	$\gamma_C = 1.50$
Resistenza dei connettori:	$\gamma_V = 1.25$
Resistenza dell'armatura di rinforzo:	$\gamma_s = 1.15$

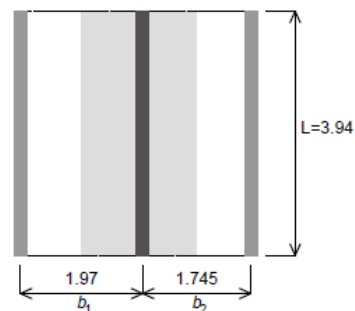
Opzioni per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Tipo di costruzione:	Non puntellato
Freccia massima totale:	$L / 350$
Freccia massima per carichi variabili:	$L / 350$
Controfreccia:	0 mm
Percentuale carichi variabili per il calcolo della frequenza naturale: p_Q	= 20 %
Limite per la frequenza naturale:	$f_{lim} = 3 \text{ Hz}$

2. Geometria

Solella piena senza lamiera grecata

Lunghezza trave:	$L = 3.94 \text{ m}$
Posizione trave:	Trave intermedia
Interasse dalla trave di sinistra:	$b_1 = 1.97 \text{ m}$
Distanza dalla trave di destra:	$b_2 = 1.745 \text{ m}$



3. Materiali

Sezione trave	HE 200 A
Altezza:	$h_t = 190.0 \text{ mm}$
Larghezza delle ali:	$b = 200.0 \text{ mm}$
Spessore delle ali:	$t_f = 10.0 \text{ mm}$
Spessore dell'anima:	$t_w = 6.5 \text{ mm}$
Raggio del raccordo:	$r = 18.0 \text{ mm}$
Resistenza allo snervamento:	$f_y = 355.0 \text{ MPa}$

Soletta di calcestruzzo

Spessore soletta:	$h = 60.0 \text{ mm}$
Altezza del fianco:	$h_n = 0.0 \text{ mm}$
Classe di calcestruzzo:	LC30/33 (Calcestruzzo alleggerito)
Raw density of aggregates:	$\rho_a = 1800.0 \text{ kg/m}^3$
Densità calcestruzzo:	$\rho_c = 1950.0 \text{ kg/m}^3$
Copriferro:	Non richiesto
Classe dell'acciaio dell'armatura di rinforzo:	B500

4. Connettori a taglio

Connettore:	X-HVB 40
Orientamento dei connettori:	Posa inclinata

5. Condizioni di carico

Carico permanente in fase di costruzione (Gc)

Carico superficiale:	1.371 kN/m ²
----------------------	-------------------------

Caso variabile in fase di costruzione (Qc)

Carico superficiale:	0.5 kN/m ²
----------------------	-----------------------

Carico permanente nella fase finale (G)

Peso proprio:	1.371 kN/m ²
Carico superficiale permanente aggiuntivo:	0.9 kN/m ²
Nessun carico puntuale	
Nessun carico lineare	

Carico variabile nella fase finale (Q1)

Carico superficiale:	5 kN/m ²
----------------------	---------------------

Carico variabile aggiuntivo allo stadio finale (Q2)

Carico superficiale:	0 kN/m ²
Nessun carico puntuale	
Nessun carico lineare	

6. Combinazione dei carichi

Combinazioni agli Stati Limite Ultimo (SLU) (Fase di costruzione)

$$ULSc1 = 1.30 G_c + 1.50 Q_c$$

Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio (SLE) (Fase di costruzione)

$$SLSc1 = G_c + Q_c$$

Combinazioni SLU (Fase finale)

$$ULSf1 = 1.30 G + 1.50 Q1 + 1.50 \times 0.70 Q2$$

$$ULSf2 = 1.30 G + 1.50 Q2 + 1.50 \times 0.70 Q1$$

Combinazioni SLE (Fase finale)

$$SLSf1 = G + Q1 + 0.70 Q2$$

$$SLSf2 = G + Q2 + 0.70 Q1$$

7. Risultati di calcolo - Fase di costruzione

Section class: 2

Disegno elastico imposto

Resistenza della sezione - Momento flettente

Momento flettente di progetto: $M_{Ed} = 9.127 \text{ kN.m}$

Sollecitazione normale: $\sigma_{Ed} = 23.48 \text{ MPa}$

Criterio di verifica: $\Gamma_M = 0.0695 < 1$

Resistenza della sezione - Forza di taglio verticale

Forza di taglio di progetto: $V_{Ed} = 9.266 \text{ kN}$

Sollecitazione di taglio: $\tau_{Ed} = 8.386 \text{ MPa}$

Criterio di verifica: $\Gamma_V = 0.043 < 1$

Resistenza all'instabilità per taglio dell'anima

Nessuna verifica necessaria

Resistenza all'instabilità per taglio dell'anima - Interazione momento flettente-taglio

Nessuna verifica necessaria

Resistenza della sezione - Interazione momento flettente-taglio

Momento flettente di progetto: $M_{Ed} = 9.127 \text{ kN.m}$

Forza di taglio di progetto: $V_{Ed} = 0 \text{ kN}$

Sollecitazione equivalente di von Mises: $\sigma_{eq,Ed} = 23.48 \text{ MPa}$

Criterio di verifica: $\Gamma_{MV} = 0.0695 < 1$

Resistenza per instabilità flessione-torsionale

Nessuna verifica necessaria (EN 1993-1-1 § 6.3.2.2(4))

Deformazioni

Freccia totale: $w_{max} = 1 \text{ mm}$

Freccia da carichi variabili: $w_{3,max} = 0 \text{ mm}$

8. Risultati di calcolo - Fase finale

Section class: 1

Disegno elastico imposto

Resistenza della sezione - Momento flettente

Sollecitazione normale (Sezione trave): $\sigma_{s,Ed} = 76.94 \text{ MPa}$

Criterio di verifica (Sezione trave): $\Gamma_{M,s} = 0.2276 < 1$

Sollecitazione normale (Soletta di calcestruzzo): $\sigma_{c,Ed} = 3.484 \text{ MPa}$

Criterio di verifica (Soletta di calcestruzzo): $\Gamma_{M,c} = 0.1742 < 1$

Resistenza della sezione - Forza di taglio verticale

Sollecitazione di taglio: $\tau_{Ed} = 34.61 \text{ MPa}$

Criterio di verifica: $\Gamma_V = 0.1773 < 1$

Resistenza all'instabilità per taglio dell'anima

Nessuna verifica necessaria

Resistenza all'instabilità per taglio dell'anima - Interazione momento flettente-taglio

Nessuna verifica necessaria

Resistenza della sezione - Interazione momento flettente-taglio

Sollecitazione equivalente di von Mises: $\sigma_{eq,Ed} = 76.94 \text{ MPa}$

Criterio di verifica: $\Gamma_{MV} = 0.2276 < 1$

Frequenza naturale

Frequenza naturale: $f_{nH} = 17.44 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz}$

Deformazioni

Freccia totale: $w_{max} = 3 \text{ mm} < 11 \text{ mm (L/350)}$

Freccia da carichi variabili: $w_{3,max} = 2 \text{ mm} < 11 \text{ mm (L/350)}$

9. Connessione a taglio

Posizionamento dei connettori:

Numero di connettori:

Resistenza di design dei connettori per lastre solide:

Numero di righe di connettori:

Interasse dei connettori:

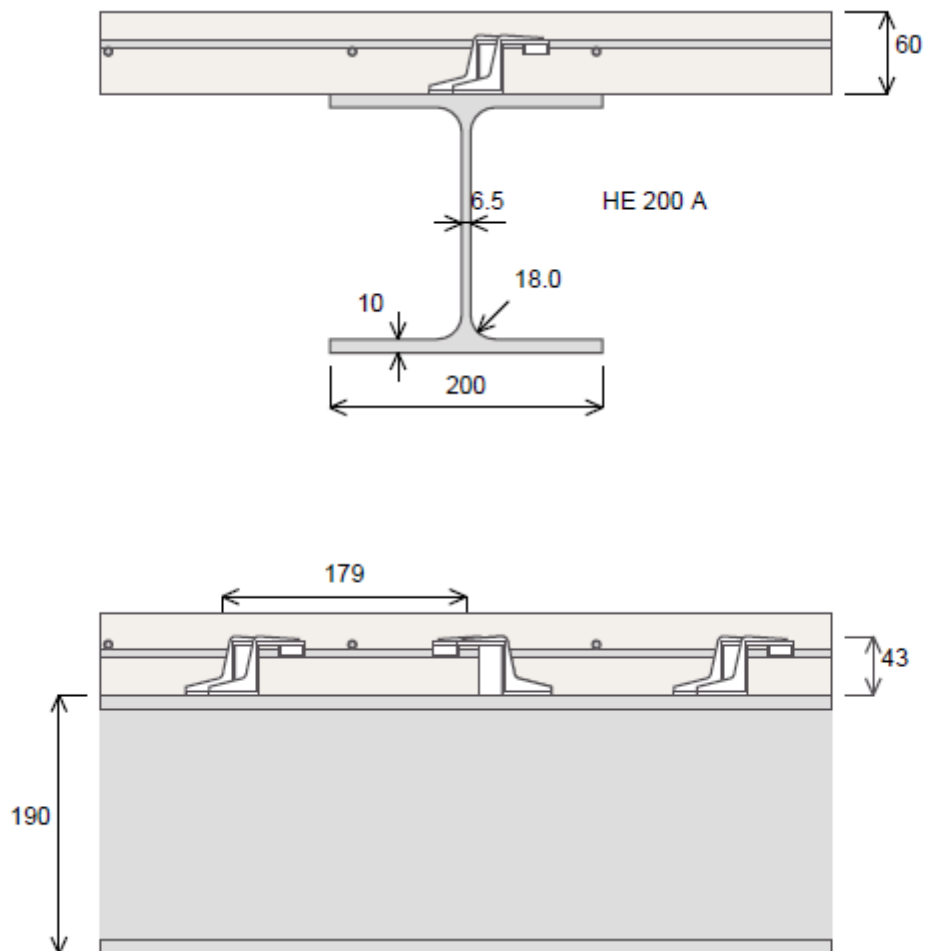
Distribuzione uniforme

$$n = 22$$

$$P_{Rd} = 23.2 \text{ kN}$$

$$n_r = 1$$

$$s_e = 179 \text{ mm}$$



10. Armatura trasversale

Sollecitazione di taglio longitudinale:

Resistenza a taglio longitudinale:

Criterio di verifica:

Area dell'armatura superiore:

$$v_{Ed} = 1.062 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd} = 4.224 \text{ MPa}$$

$$\Gamma_{calcol} = 0.2513 < 1$$

$$A_{t,min} = 0.7325 \text{ cm}^2/\text{m}$$

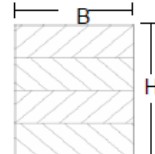
- Il solaio di copertura sarà del tipo ligneo con travetti in legno lamellare di dimensione 10x20 posti ad interasse pari a 73cm con tavolato di spessore pari a 2cm e nastri forati posti su trave di colmo con sezione LL 24x60.

VERIFICA TAVOLATO

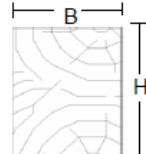
PARAMETRI DI RESISTENZA DEI MATERIALI

Legno: Lamellare	Cat: GL24h	Conifere
$f_{m,k}$	240	[daN/cm ²] Tensione di Trazione caratteristica
$f_{c,0,k}$	240	[daN/cm ²] Tensione di Compressione Caratteristica
$f_{v,k}$	27	[daN/cm ²] Tensione Tangenziale Caratteristica
$E_{0,m}$	116000	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità a t_0
$E_{0,m,\infty}$	64444	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità a $t_\infty = E_{0,m}/(1+k_{def})$
$E_{0,05}$	94000	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità a al frattile 5%
r_k	380	[daN/m ³] Massa volumica caratteristica
r_m	380	[daN/m ³] Massa volumica media
γ_{pp}	600	[daN/m ³] Peso Specifico
γ_M	1,50	Coefficiente di sicurezza sul materiale
K_{def}	0,8	Classe di servizio 2

L.L. - Legno Lamellare

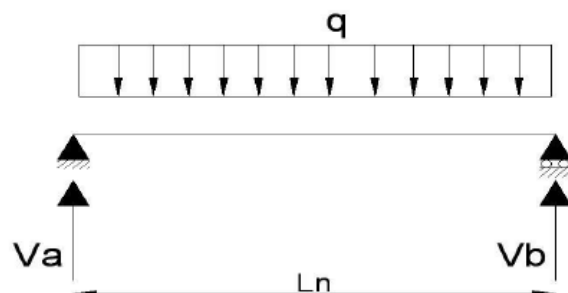


L.M. - Legno Massello



PARAMETRI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

B	20	[cm] Base tavolo
H	2,1	[cm] Altezza tavolo
i	20	[cm] Interasse tavolo
L_n	73	[cm] Luce netta (di calcolo) tavolo
L_g	0	[cm] Sporto
p_p	2	[daN] Peso proprio tavolo
α	0,0	[°] Inclinazione copertura sull'orizzontale



SOLLECITAZIONE - SLU

$\gamma_{G1} \cdot G_1$	104	[daN/m ²] Sovraccarico Permanente
$\gamma_{Q1} \cdot Q_1$	486	[daN/m ²] Sovraccarico Accidentale
G_2	10	[daN/m ²] Peso proprio tavolo al metro quadrato
q_{SLU}	121	[daN/m] Carico al metro lineare = $(\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2) \cdot i$
x_0	37	[cm] Distanza di $T \approx 0$ da $A = V_A/q_{SLU}$
M_{MAX}^+	8	[daN*m] = $q_{SLU} \cdot L_n^2 / 8$
M_{MAX}^-	0	[daN*m]
V_A	44	[daN] = $q_{SLU} \cdot L_n / 2$
V_B	44	[daN] = $q_{SLU} \cdot L_n / 2$
V_{MAX}	44	[daN] = $\max\{V_A, V_B\}$
M_{MAX}	8	[daN*m] = $\max\{M_{MAX}^+, M_{MAX}^-\}$

SOLLECITAZIONE - SLE - Rara

G_1	80	[daN/m ²] G Permanente
G_2	10	[daN/m ²] G Peso proprio
Q_1	324	[daN/m ²] Q Accidentale
q_{rara}	83	[daN/m] = $(G_1 + G_2 + Q_1) \cdot i$

SOLLECITAZIONE - SLE - Quasi permanente

G_1	80	[daN/m ²] G Permanente
G_2	10	[daN/m ²] G Peso proprio
Q_1	324	[daN/m ²] Q Accidentale
q_{qp}	18	[daN/m] = $(G_1 + G_2 + Q_1 \cdot \psi_{21}) \cdot i$

PARAMETRI MECCANICI DELLA SEZIONE

J	15	[cm ⁴] Momento d'Inerzia della sezione
W	15	[cm ³] Modulo di Resistenza della sezione
K_h	1,10	Coefficiente moltiplicativo della resistenza a flessione e trazione (11.7.1 e 11.7.2)

VERIFICA A FLESSIONE RETTA - SLU

$\sigma_{m,y,d}$	55,0	[daN/cm ²] Tensione Max Legno = M_{MAX}/W
$f_{m,y,d}$	158,4	[daN/cm ²] Resistenza di calcolo a flessione = $K_{mod,max} \cdot f_{m,k} \cdot K_h / \gamma_M$
	0,35	$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} \leq 1 \Rightarrow$ SEZIONE VERIFICATA

VERIFICA A TAGLIO - SLU

τ_d	1,6	[daN/cm ²] Tensione Max Legno = $3/2 \cdot V_{MAX}/BH$
$f_{v,d}$	16,2	[daN/cm ²] Resistenza di calcolo a taglio = $K_{mod,max} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$
	0,10	$\tau_d / f_{v,d} \leq 1 \Rightarrow$ SEZIONE VERIFICATA

DEFORMAZIONE ISTANTANEA - SLE - RARA

f_{rara}	0,17	[cm] Deformazione = $5qL_n^4/384E_{0,m}J$
f_{max}	1/ 423	[Luce] \Rightarrow SEZIONE VERIFICATA

DEFORMAZIONE A LUNGO TERMINE - SLE - QUASI PERMANENTE

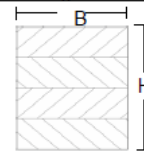
f_{qp}	0,23	[cm] Deformazione = $f_{rara} + k_{def} \cdot 5qL_n^4/384E_{0,m,\infty}J$
f_{max}	1/ 322	[Luce] \Rightarrow SEZIONE VERIFICATA

VERIFICA TRAVETTO

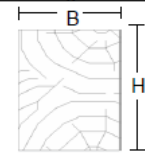
PARAMETRI DI RESISTENZA DEI MATERIALI

Legno: Lamellare	Cat: GL24h	Conifere
$f_{m,k}$	240	[daN/cm ²] Tensione di Trazione caratteristica
$f_{c,0,k}$	240	[daN/cm ²] Tensione di Compressione Caratteristica
$f_{v,k}$	27	[daN/cm ²] Tensione Tangenziale Caratteristica
$E_{0,m}$	116000	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità a t_0
$E_{0,m,\infty}$	64444	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità a $t_\infty = E_{0,m}/(1+k_{def})$
$E_{0,05}$	94000	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità a al frattile 5%
ρ_k	380	[daN/m ³] Massa volumica caratteristica
ρ_m	380	[daN/m ³] Massa volumica media
γ_{pp}	450	[daN/m ³] Peso Specifico
γ_M	1,45	Coefficiente di sicurezza sul materiale
K_{def}	0,8	Classe di servizio 2

L.L. - Legno Lamellare

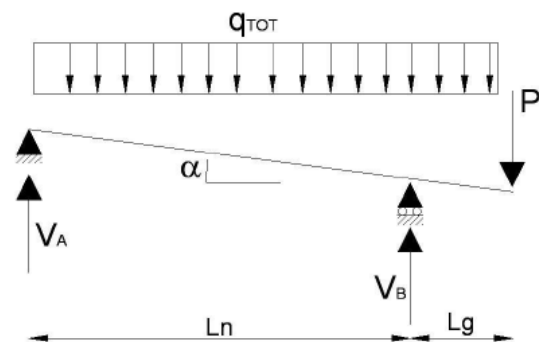


L.M. - Legno Massello



PARAMETRI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

B	10	[cm] Base Travetto
H	20	[cm] Altezza Travetto
i	73	[cm] Interasse Travetti
L_n	394	[cm] Luce netta (di calcolo) Travetti
L_g	0	[cm] Sporto
p_p	38	[daN] Peso proprio travetto
α	20,8	[°] Inclinazione copertura sull'orizzontale



SOLLECITAZIONE - SLU

$\gamma_{G1} * G_1$	104	[daN/m ²] Sovraccarico Permanente
$\gamma_{Q1} * Q_1$	486	[daN/m ²] Sovraccarico Accidentale
G_2	40	[daN/m ²] Peso proprio tavolato+travetto al metro quadrato
q_{SLU}	470	[daN/m] Carico al metro lineare = $(\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{Q1} * Q_1 + \gamma_{G2} * G_2) * i$
P	0	[daN] Carico Concentrato
x_0	197	[cm] Distanza di $T \approx 0$ da $A = V_A / q_{SLU}$
V_A	926	[daN] = $q_{SLU} / 2 * L_n * (L_n^2 - L_g^2) - P * L_g / L_n$
$V_{B SX}$	-926	[daN] = $-V_B + (q_{SLU} * L_g + P)$
$V_{B DX}$	0	[daN] = $q_{SLU} * L_g + P$
V_C	0	[daN] C (estremità sporto) = P
V_A	926	[daN] = $q_{SLU} / 2 * L_n * (L_n^2 - L_g^2) - P * L_g / L_n$
V_B	926	[daN] = $(L_n + L_g) * (q_{SLU} / 2 + q_{SLU} * L_g / 2 * L_n + P / L_g)$
$M_{(x0)}$	912	[daN*m] = $V_A * x_0 - q_{SLU} * x_0^2 / 2$
M_{MAX}	912	[daN*m] = $q_{SLU} * L_n^2 / 8$
M_{MAX}	0	[daN*m] = $-P * L_g - q_{SLU} * L_g^2 / 2$
V_{MAX}	926	[daN] = $\max\{V_A; V_{B SX/DX}; V_C\}$
M_{MAX}	912	[daN*m] = $\max\{M^+; M^-\}$

SOLLECITAZIONE - SLE - Rara

G_1	80	[daN/m ²] G Permanente
G_2	40	[daN/m ²] G Peso proprio
Q_1	324	[daN/m ²] Q Accidentale
q_{rara}	325	[daN/m] = $(G_1 + G_2 + Q_1) * i$

SOLLECITAZIONE - SLE - Quasi permanente

G_1	80	[daN/m ²] G Permanente
G_2	40	[daN/m ²] G Peso proprio
Q_1	324	[daN/m ²] Q Accidentale
q_{qp}	88	[daN/m] = $(G_1 + G_2 + Q_1 * \psi_{21}) * i$

PARAMETRI MECCANICI DELLA SEZIONE

J	6667	[cm ⁴] Momento d'Inerzia della sezione
W	667	[cm ³] Modulo di Resistenza della sezione
K_h	1,10	Coefficiente moltiplicativo della resistenza a flessione e trazione (11.7.1 e 11.7.2)

VERIFICA A FLESSIONE RETTA - SLU

$\sigma_{m,y,d}$	136,8	[daN/cm ²] Tensione Max Legno = M_{MAX} / W
$f_{m,y,d}$	163,9	[daN/cm ²] Resistenza di calcolo a flessione = $K_{mod,max} * f_{m,k} * K_h / \gamma_M$
	0,83	$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} \leq 1 \Rightarrow$ SEZIONE VERIFICATA

VERIFICA A TAGLIO - SLU

τ_d	6,9	[daN/cm ²] Tensione Max Legno = $3/2 * V_{MAX} / BH$
$f_{v,d}$	16,8	[daN/cm ²] Resistenza di calcolo a taglio = $K_{mod,max} * f_{v,k} / \gamma_M$
	0,41	$\tau_d / f_{v,d} \leq 1 \Rightarrow$ SEZIONE VERIFICATA

DEFORMAZIONE ISTANTANEA - SLE - RARA

f_{rara}	1,32	[cm] Deformazione = $\max\{5qL_n^4/384E_{0,m}J; (P/E_{0,m}J)*(L_n+L_g)L_g^2/3\}$
f_{max}	1/ 299	[Luce] \Rightarrow SEZIONE VERIFICATA

DEFORMAZIONE A LUNGO TERMINE - SLE - QUASI PERMANENTE

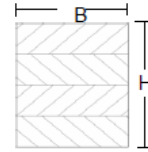
f_{qp}	1,83	[cm] Deformazione = $f_{rara} + K_{def} * \max\{5qL_n^4/384E_{0,m,\infty}J; (P/E_{0,m,\infty}J)*(L_n+L_g)L_g^2/3\}$
f_{max}	1/ 215	[Luce] \Rightarrow SEZIONE VERIFICATA

COLMO

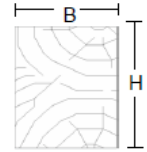
PARAMETRI DI RESISTENZA DEI MATERIALI

Legno: Lamellare	Cat: GL24h	Conifere
$f_{m,k}$	240	[daN/cm ²] Tensione di Trazione caratteristica
$f_{c,0,k}$	240	[daN/cm ²] Tensione di Compressione Caratteristica
$f_{v,k}$	27	[daN/cm ²] Tensione Tangenziale Caratteristica
$E_{0,m}$	116000	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità a t_0
$E_{0,m,\infty}$	64444	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità a $t_\infty = E_{0,m}/(1+k_{def})$
$E_{0,05}$	94000	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità a al frattile 5%
ρ_k	380	[daN/m ³] Massa volumica caratteristica
ρ_m	380	[daN/m ³] Massa volumica media
γ_{pp}	450	[daN/m ³] Peso Specifico
γ_M	1,45	Coefficiente di sicurezza sul materiale
K_{def}	0,8	Classe di servizio 2

L.L. - Legno Lamellare

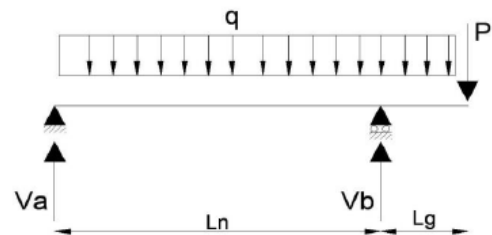


L.M. - Legno Massello



PARAMETRI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

B	24	[cm] Base Trave
H	60	[cm] Altezza Trave
L_n	788	[cm] Luce netta (di calcolo) Trave
L_g	0	[cm] Sporto
$G_2 = p_p$	511	[daN] Peso proprio trave



SOLLECITAZIONE - SLU

$G_2 = p_p$	65	[daN/m] Peso proprio al metro lineare
$L_{Tr.tti\ SX}$	394	[cm] Luce dei travetti a Destra dell'asse della trave
$L_{Tr.tti\ DX}$	349	[cm] Luce dei travetti a Destra dell'asse della trave
$i_{Tr.tti}$	73	[cm] Interasse Travetti
$q_{SLU,Tr.tti}$	470	[daN/m] Carico al metro lineare travetti
q_{SLU}	2468	[daN/m] Carico al metro lineare = $\gamma_{G2} \cdot G_2 + q_{SLU,Tr.tti} / i_{Tr.tti} \cdot (L_{Tr.tti\ SX} + L_{Tr.tti\ DX})/2$
P	0	[daN] Carico Concentrato
x_0	394	[cm] Distanza di T=0 da A
T_A	9725	[daN] Taglio in A
$T_{B\ SX}$	-9725	[daN] Taglio a sinistra di B
$T_{B\ DX}$	0	[daN] Taglio a destra di B
T_C	0	[daN] Taglio in C (estremità sporto)
V_A	9725	[daN]
V_B	9725	[daN]
M_{MAX}^+	19158	[daN*m]
M_{MAX}^-	0	[daN*m]
V_{MAX}	9725	[daN] Taglio massimo
M_{MAX}	19158	[daN*m] Momento massimo

SOLLECITAZIONE - SLE - Rara

$q_{Tr.tti,rara}$	325	[daN/m]
G_2	65	[daN/m] G peso proprio
q_{rara}	1714	[daN/m] = $G_2 + q_{rara,Tr.tti} / i_{Tr.tti} \cdot (L_{Tr.tti\ SX} + L_{Tr.tti\ DX})/2$

SOLLECITAZIONE - SLE - Quasi permanente

$q_{Tr.tti,qp}$	88	[daN/m]
G_2	65	[daN/m] G peso proprio
q_{qp}	511	[daN/m] = $G_2 + q_{qp,Tr.tti} / i_{Tr.tti} \cdot (L_{Tr.tti\ SX} + L_{Tr.tti\ DX})/2$

PARAMETRI MECCANICI DELLA SEZIONE

J	432000	[cm ⁴] Momento d'Inerzia della sezione
W	14400	[cm ³] Modulo di Resistenza della sezione
K_h	1,00	Coefficiente moltiplicativo della resistenza a flessione e trazione

VERIFICA A FLESSIONE RETTA - SLU

$\sigma_{m,y,d}$	133,0	[daN/cm ²] Tensione Max Legno = M/W
$f_{m,y,d}$	149,0	[daN/cm ²] Resistenza di calcolo a flessione = $K_{mod,max} \cdot f_{m,k} \cdot K_h / \gamma_M$
	0,89	$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} \leq 1 \Rightarrow$ SEZIONE VERIFICATA

VERIFICA A TAGLIO - SLU

τ_d	10,1	[daN/cm ²] Tensione Max Legno = $3/2 \cdot T_{MAX}/BH$
$f_{v,d}$	16,8	[daN/cm ²] Resistenza di calcolo a taglio = $K_{mod,max} \cdot f_{v,k} / \gamma_M$
	0,60	$\tau_d / f_{v,d} \leq 1 \Rightarrow$ SEZIONE VERIFICATA

DEFORMAZIONE ISTANTANEA - SLE - RARA

f_{rara}	1,72	[cm] Def = $\text{Max} \{ 5qL_n^4/384E_{0,m}J - (P/E_{0,m}J) \cdot L_n^2L_g/9\sqrt{3} ; (P/E_{0,m}J) \cdot (L_n+L_g)L_g^2/3 \}$
f_{max}	1/ 459	[Luce] \Rightarrow SEZIONE VERIFICATA

DEFORMAZIONE A LUNGO TERMINE - SLE - QUASI PERMANENTE

f_{qp}	2,45	[cm] Def = $f_{rara} + K_{def} \cdot \text{Max} \{ 5qL_n^4/384E_{0,m,\infty}J - (P/E_{0,m,\infty}J) \cdot L_n^2L_g/9\sqrt{3} ; (P/E_{0,m,\infty}J) \cdot (L_n+L_g)L_g^2/3 \}$
f_{max}	1/ 321	[Luce] \Rightarrow SEZIONE VERIFICATA

Per il calcolo delle unioni in copertura viene sviluppata una analisi statica lineare per elementi secondari in cui:

2) ANALISI DEI CARICHI (SLV)

α	21	[°] Inclinazione copertura sull'orizzontale							
A	95	[m ²] Area copertura							
G - Permanenti	$K_{mod} = 0,6$	$\gamma_G = 1,0$					120	[daN/m ²]	
Totale Permanenti (A*G)							11400	[daN]	
Q - Neve	$K_{mod} = 0,9$	$\gamma_Q = 1,0$		$\Psi_2 = 0,0$			324	[daN/m ²]	
				$\Psi_0 = 0,5$					
Totale Variabili (A*G* Ψ_2)							0	[daN/m]	
E - Azione sismica									
$a_g/g_{SLV} =$	0,184	[#] Accelerazione di picco al suolo per lo stato limite di salvaguardia vita							
$F_{0,SLV} =$	2,539	[#] Massimo fattore di amplificazione spettro orizzontale per lo stato limite di salvaguardia vita							
SUOLO	C	Categoria del suolo di fondazione	A	B	C	D	E		
$S_s =$	1,420	[#] Coef. di amplificazione stratigrafica	0	0	1,419694	0	0		
Cat. Top.	T2	Categoria topografica							
$S_T =$	1,2	[#] Coefficiente di amplificazione topografica							
$S =$	1,70	[#] $S_s * S_T$							
$\alpha =$	0,184	[#] Accelerazione di picco al suolo per lo stato limite di salvaguardia vita = a_g/g_{SLV}							
$h =$	787	[cm] Altezza dell'elemento non strutturale							
$Z =$	787	[cm] Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione							
$C_1 =$	0,050	0,085 per ACCIAIO ; 0,075 per C.A. ; 0,050 per MURATURA e LEGNO							
$T_a =$	0,235	[sec] Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale = $C_1 * h^{3/4}$							
$H =$	787	[cm] Altezza totale della costruzione							
$C_1 =$	0,085	0,085 per ACCIAIO ; 0,075 per C.A. ; 0,050 per MURATURA e LEGNO							
$T_1 =$	0,399	[sec] Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata = $C_1 * H^{3/4}$							
$S_a =$	1,451	[#] Accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma = $\alpha S [3(1+Z/H)/(1+(1-T_a/T_1)^2-0,5)]$							
$W_a =$	11400	[daN] Peso dell'intera copertura							
$q_a =$	1	[#] Fattore di struttura dell'elemento (Tabella 7.2.I)							
$F_a =$	16546	[daN] Forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale (Globale Copertu							

Di seguito è riportata:

- unione tavolato-travetto

3) CALCOLO E VERIFICHE UNIONI

VERIFICA UNIONE TAVOLATO/TRAVETTO

SOLLECITAZIONE - SLV

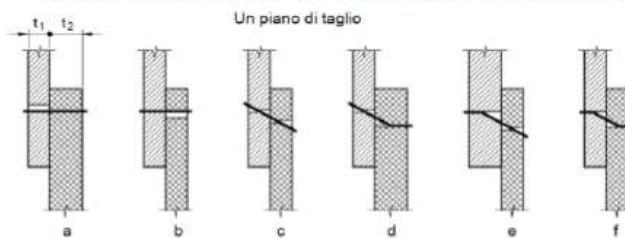
Il tavolato verrà ancorato al travetto mediante chiodi metallici a gambo liscio (o equivalentemente ad aderenza migliorata)

F_h	16546	[daN] Tagliante Totale (da analisi statica linare) = F_a
A_t	95	[m ²] Area totale
L_n	73	[cm] Luce netta di influenza elemento ligneo
i	20	[cm] Interasse elemento ligneo
V_{SLV}	26	[daN] Taglio di progetto unione = $F_h * L_n * i / A_t$

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE UNIONE LEGNO-LEGNO

UNIONE A UN PIANO DI TAGLIO CON MEZZI METALLICI A GAMBO CILINDRICO

$d = \varnothing_b$	2,7	[mm] Diametro del mezzo di unione metallico a gambo cilindrico
l	60	[mm] Lunghezza
$f_{u,k}$	600	[N/mm ²] Tensione caratteristica di rottura a Trazione del mezzo di unione
A	0,06	[cm ²] Sezione trasversale del mezzo di unione
$F_{v,0,k}$	26	[daN] Taglio agente parallelo alla fibratura ($\alpha=0^\circ$) = V_{SLU}
$F_{v,90,k}$	8	[daN] Taglio agente perp. alla fibra ($\alpha=90^\circ$) = $V_{SLU} * 0,3$ (a favore di sicurezza $\geq 30\%$ sisma dir. Princ.)
R	27	[daN] Risultante dello sforzo di taglio = $\sqrt{(F_{v,0,k})^2 + (F_{v,90,k})^2}$
α	17	[°] Inclinazione dello sforzo tagliante rispetto alla fibratura
t_1	21	[mm] Spessore dell'elemento resistente ligneo 1
t_2	39	[mm] Spessore dell'elemento resistente ligneo 2 = $l_{connettore} - t_1$
ζ_b	1,21	Fattore riduttivo del momento plastico della barra = $1,8/d^{0,4}$
$M_{y,Rk}$	2381	[N*mm] Momento plastico di snervamento della barra = $\zeta_b * f_{u,k} * d^3/6$
$r_{k,1}$	380	[daN/m ³] Massa volumica caratteristica dell'elemento ligneo 1
$r_{k,2}$	380	[daN/m ³] Massa volumica caratteristica dell'elemento ligneo 2
$f_{h,1,0,k}$	30,32	[N/mm ²] Resistenza a rifollamento del legno per ($\alpha=0^\circ$) = $0,082(1-0,01*d)*r_k$
$f_{h,2,0,k}$	30,32	[N/mm ²] Resistenza a rifollamento del legno per ($\alpha=0^\circ$) = $0,082(1-0,01*d)*r_k$
K_{90}	1,39	Coefficiente correttivo per legno di conifere massiccio e lamellare = $1,35+0,015*d$
$f_{h,1,k}=f_{h,1,\alpha,k}$	29,37	[N/mm ²] Resistenza a rifollamento dell'elemento ligneo 1 = $f_{h,0,k}/(K_{90}*\sin^2\alpha+\cos^2\alpha)$
$f_{h,2,k}=f_{h,2,\alpha,k}$	29,37	[N/mm ²] Resistenza a rifollamento dell'elemento ligneo 2 = $f_{h,0,k}/(K_{90}*\sin^2\alpha+\cos^2\alpha)$
β	1	[#] Rapporto fra le resistenze a rifollamento dei due elementi lignei = $f_{h,2,k}/f_{h,1,k}$



TEORIA DI JOHANSEN

Valori di resistenza nei vari modi di rottura: Singolo piano di taglio

a	167	[daN]
b	309	[daN]
c	69	[daN]
d	70	[daN]
e	115	[daN]
f	71	[daN]

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1k} t_1 d}{1 + \beta} \quad (a) \\ \frac{f_{h,2k} t_2 d}{1 + \beta} \quad (b) \\ \frac{f_{h,1k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,k}}{f_{h,1k} d t_1^2} - \beta} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (d) \\ 1,05 \frac{f_{h,1k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta) M_{y,k}}{f_{h,1k} d t_2^2} - \beta} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (f) \end{array} \right.$$

Valori ottenuti trascurando, a favore di sicurezza, la resistenza ad estrazione degli spinotti $F_{ax,Rk}$ per azione assiale, dovuta alla deformazione flessionale della barra (effetto spinotto - dowel action).

$V_{R,k}$ 69 [daN] Resistenza di calcolo a taglio (Valori da formule di Johansen) = $\min(a; b; c; d; e; f)$

$n^\circ_{connettori}$	2	[#] numero di connettori che compongono l'unione
	1	[#] 1 se singola sezione resistente ; 2 se doppia sezione resistente
n°_v	2	[#] numero di sezioni resistenti a taglio
n°_{ef}	1	[#] numero effettivo di sezioni resistenti a taglio (dipendente dall'interasse delle unioni)

VERIFICA A TAGLIO - SLV

γ_m	1,0	[#] Coefficiente di sicurezza per unioni (Tab. 4.4.III - DM08)
γ_{rd}	1,3	[#] Coefficiente di sovraresistenza per unioni (P.to 7.7.6 - DM08)
k_{mod}	1,0	[#] Coefficiente per azioni istantanee (Tab. 4.4.IV - DM08)
$V_{S,d}$	26,6	[daN] Taglio di progetto unione = R
$V_{R,d}$	106,6	[daN] Resistenza di calcolo a taglio = $(V_{R,k} * K_{mod}) * (n^\circ_v * n^\circ_{ef}) / (\gamma_m * \gamma_{rd})$
	0,25	$V_{S,d} / V_{R,d} \leq 1 \Rightarrow$ SEZIONE VERIFICATA

- Unione travetto-colmo:

VERIFICA UNIONE TRAVETTO/COLMO				
SOLLECITAZIONE - SLV				
Il travetto verrà ancorato alla trave di colmo mediante vite/viti da legno.				
F_h	16546	[daN]	Tagliante Totale (da analisi statica lineare) = F_d	
A_t	95	[m ²]	Area totale	
L_n	394	[cm]	Luce netta di influenza elemento ligneo	
i	73	[cm]	Interasse elemento ligneo	
V_{SLV}	503	[daN]	Taglio di progetto unione = $F_h \cdot L_n / A_t$	
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE UNIONE LEGNO-LEGNO				
UNIONE A UN PIANO DI TAGLIO CON MEZZI METALLICI A GAMBO CILINDRICO				
Tabella riassuntiva delle caratteristiche geometriche della vite HBS				
	$d_{gamb.vite}$	$d_{testa.vite}$	$d_{gamb.vite}$	lunghezza filetto
HBS Ø6 mm	4,3	11,5	4	36-40-50-75
HBS Ø8 mm	5,85	15	5,4	52-80
HBS Ø10 mm	7,06	18	6,4	52-80
HBS Ø12 mm	8	21	7	80
$d = \Phi_s$	7,06	[mm]	Diametro del mezzo di unione metallico a gambo cilindrico	
l	320	[mm]	Lunghezza	
$f_{u,k}$	1000	[N/mm ²]	Tensione caratteristica di rottura a Trazione del mezzo di unione	
A	0,39	[cm ²]	Sezione trasversale del mezzo di unione	
$F_{u,0,k}$	503	[daN]	Taglio agente parallelo alla fibratura ($\alpha=0^\circ$) = V_{SLV}	
$F_{u,90,k}$	151	[daN]	Taglio agente perp. alla fibra ($\alpha=90^\circ$) = $V_{SLV} \cdot 0,3$ (a favore di sicurezza $\geq 30\%$ sisma dir. Princ.)	
R	525	[daN]	Risultante dello sforzo di taglio = $\sqrt{(F_{u,0,k})^2 + (F_{u,90,k})^2}$	
α	17	[°]	Inclinazione dello sforzo tagliante rispetto alla fibratura	
t_1	200	[mm]	Spessore dell'elemento resistente ligneo 1	
t_2	120	[mm]	Spessore dell'elemento resistente ligneo 2 = $l_{connettore} - t_1$	
ζ_k	0,82		Fattore riduttivo del momento plastico della barra = $1,8/d^{0,4}$	
$M_{p,Rk}$	48307	[N*mm]	Momento plastico di snervamento della barra = $\zeta_k \cdot f_{u,k} \cdot d^3 / 6$	
$\rho_{k,1}$	380	[daN/m ³]	Massa volumica caratteristica dell'elemento ligneo 1	
$\rho_{k,2}$	380	[daN/m ³]	Massa volumica caratteristica dell'elemento ligneo 2	
$f_{h,1,k}$	28,96	[N/mm ²]	Resistenza a rifollamento del legno per ($\alpha=0^\circ$) = $0,082(1-0,01 \cdot d) \cdot \rho_{k,1}$	
$f_{h,2,k}$	28,96	[N/mm ²]	Resistenza a rifollamento del legno per ($\alpha=0^\circ$) = $0,082(1-0,01 \cdot d) \cdot \rho_{k,2}$	
K_{90}	1,46		Coefficiente correttivo per legno di conifere massiccio e lamellare = $1,35+0,015 \cdot d$	
$f_{h,1,k} = f_{h,1,k}$	27,91	[N/mm ²]	Resistenza a rifollamento dell'elemento ligneo 1 = $f_{h,1,k} / (K_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)$	
$f_{h,2,k} = f_{h,2,k}$	27,91	[N/mm ²]	Resistenza a rifollamento dell'elemento ligneo 2 = $f_{h,2,k} / (K_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)$	
β	1		Rapporto fra le resistenze a rifollamento dei due elementi lignei = $f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$	
TEORIA DI JOHANSEN				
Valori di resistenza nei vari modi di rottura: Singolo piano di taglio				
a	3941	[daN]	(a)	
b	2364	[daN]	(b)	
c	1218	[daN]	(c)	
d	1405	[daN]	(d)	
e	869	[daN]	(e)	
f	502	[daN]	(f)	
Valori ottenuti trascurando, a favore di sicurezza, la resistenza ad estrazione degli spinotti $F_{ax,Rk}$ per azione assiale, dovuta alla deformazione flessionale della barra (effetto spinotto - dowel action).				
$V_{R,k}$	502	[daN]	Resistenza di calcolo a taglio (Valori da formule di Johansen) = $\min(a; b; c; d; e; f)$	
$n^*_{connettore}$	2	[#]	numero di connettori che compongono l'unione	
n^*_v	1	[#]	1 se singola sezione resistente; 2 se doppia sezione resistente	
n^*_s	2	[#]	numero di sezioni resistenti a taglio	
n^*_{eff}	1	[#]	numero effettivo di sezioni resistenti a taglio (dipendente dall'interasse delle unioni)	
VERIFICA A TAGLIO - SLV				
γ_m	1,0	[#]	Coefficiente di sicurezza per unioni (Tab. 4.4.III - DM08)	
γ_{rd}	1,3	[#]	Coefficiente di sovrarresistenza per unioni (P.to 7.7.6 - DM08)	
k_{mod}	1,0	[#]	Coefficiente per azioni istantanee (Tab. 4.4.IV - DM08)	
$V_{0,d}$	524,8	[daN]	Taglio di progetto unione = R	
$V_{R,d}$	771,9	[daN]	Resistenza di calcolo a taglio = $(V_{R,k} \cdot K_{mod}) \cdot (n^*_v \cdot n^*_{eff}) / (l \cdot (\gamma_m \cdot \gamma_{rd}))$	
	0,68	$V_{0,d} / V_{R,d} \leq 1$	SEZIONE VERIFICATA	

- Unione travetto-trave di bordo HEA200:

VERIFICA UNIONE TRAVETTI/CORDOLO

SOLLECITAZIONE SLV

Si determina lo stato tensionale nell'unione indotto dal sisma, proporzionalmente all'area d'influenza dell'elemento da ancorare.

F_h	16546	[daN] Tagliante Totale (da analisi statica lineare) = F_a
A_t	95	[m ²] Area totale
L_i	394	[cm] Luce netta di influenza elemento ligneo = $L / 2$
i	73	[cm] Interasse elemento ligneo
V_{SLV}	503	[daN] Taglio di progetto unione = $F_h \cdot L_n \cdot i / A_t$

MEZZI DI UNIONE

SQUADRETTA A TAGLIO ANGOLARE

Produttore: ROTHOBLAAS

Modello: WB ANGOLARE 100 CON RINFORZO

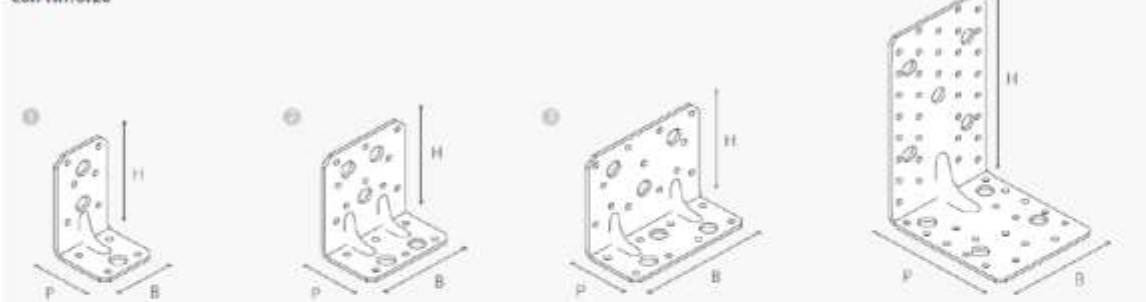
Materiale: Acciaio per carpenteria

Classe di resistenza: S235 JR

f_{yk}	2350	[daN/cm ²] Resistenza caratteristica di snervamento a trazione
E	2100000	[daN/cm ²] Modulo di Elasticità
γ_{M0}	1,05	Coefficiente di sicurezza sul materiale
γ	7850	[daN/m ³] Peso Specifico
H	100	[mm] Altezza
L	100	[mm] Lunghezza
B	90	[mm] Base
S	3	[mm] Spessore
ϕ_F	5,0	[mm] Diametro dei fori su piastra d'acciaio per chiodatura lato legno
A	270	[mm ²] Area nominale della squadretta angolare = $B \cdot S$
$\%Foratura$	0,07	[#] Rapporto di foratura su una faccia = $A_{Foratura} / A_{TOT(H \cdot B)}$
A_u	252	[mm ²] Area resistente a taglio al netto delle forature = $A \cdot (1 - \%Foratura)$

WVS 9050 + WBR 170

Con rinforzo



codice	tipo	B [mm]	P [mm]	H [mm]	s [mm]	n Ø5 [pz]	n Ø11 [pz]	n Ø13 [pz]			pz/conf
① PF101050	WVS90050	50	50	90	3,0	10	-	3	•	•	100
② PF101055	WVS90080	80	50	90	3,0	16	-	5	•	•	100
③ PF101060	WVS90110	110	50	90	3,0	21	-	6	•	•	50
④ PF100125	WBR170	95	110	170	3,0	53	-	9	•	•	25

MEZZO DI UNIONE - LATO LEGNO

La squadretta sarà ancorata alla parete portante mediante chiodatura al cordolo sommitale.

Le piastre saranno presenti su entrambi i lati degli elementi da unire ed in grado di resistere a sforzi di trazione e compressione (bilateri).

La capacità portante di progetto per ogni singolo mezzo d'unione, si configura quindi come unione acciaio-legno con singolo piano di taglio,

con piastra d'acciaio sottile o spesso a seconda del rapporto tra lo spessore della piastra, il diametro del gambo del mezzo d'unione ed il gioco tra il foro.

Si rimanda al EC5 pt. 8.2.3 per la determinazione della capacità portante, in cui lo sforzo di sollecitazione tagliante delle chiodature avrà inclinazione rispetto alla fibratura pari a 90° gradi, a favore di sicurezza si assume l'angolo che produce il valore di resistenza minimo esplicitabile dall'unione.

CHIODO ANKER

chiodo ad adherenza migliorata

codice	Ø x lunghezza	pezzi/confessione
PF003440	4,0 x 40	250
PF003450	4,0 x 50	250
PF003460	4,0 x 60	250
PF003475	4,0 x 75	250
PF003410	4,0 x 100	250
PF003500	6,0 x 60	250
PF003580	6,0 x 80	250
PF003610	6,0 x 100	250

$F_u = 600 \text{ N/mm}^2$

VITE PER PIASTRE

con testa tonda e sottotesta cilindrico

codice	Ø x lunghezza	inserti	pezzi/confessione
PF003525	5,0 x 25	TC00	500
PF003540	5,0 x 40	TC00	500
PF003550	5,0 x 50	TC00	200
PF003560	5,0 x 60	TC00	200
PF003570	5,0 x 70	TC00	200

$F_u = 600 \text{ N/mm}^2$

CHIODO SFUSO

Liscio grezzo

codice	Ø x lunghezza
① F610010	2,7 x 60
② F610020	3,0 x 70
③ F610030	3,4 x 80
④ F610040	4,0 x 90
⑤ F610050	4,4 x 100
⑥ F610060	5,0 x 120
⑦ F610070	6,0 x 150
⑧ F610080	6,0 x 180
⑨ F610090	6,3 x 200
⑩ F610100	6,3 x 220
⑪ F610110	7,0 x 250
⑫ F610120	7,9 x 280
⑬ F610130	8,0 x 300

$f_u = 600 \text{ N/mm}^2$

CALCOLO DEL VALORE DI PROGETTO DELLA CAPACITA' LATERALE DI UN SINGOLO MEZZO DI UNIONE (PIASTRA FORATA) = $F_{l,Rd}$

CNR-DT 206/2007 pt. 7.8.2.3 - Capacità portante di unioni acciaio-legno / EC5 pt. 8.2.3

Tipo	1	1 = Chiodo ad aderenza migliorata; 2 = Chiodo a gambo liscio; 3 = Vite da legno
$d = \phi_b$	4,0	[mm] Diametro del mezzo di unione metallico a gambo cilindrico
l	60	[mm] Lunghezza
$f_{u,k}$	600	[N/mm ²] Resist. caratt. di rottura a trazione del mezzo di unione
A	0,13	[cm ²] Sezione trasversale del mezzo di unione
α	90	[°] Inclinazione dello sforzo tagliante rispetto alla fibratura dell'elemento ligneo del telaio (a favore di sicurezza)
ϕ_F	5	[mm] Diametro dei fori su piastra d'acciaio per chiodatura lato legno
g	1,00	[mm] Gioco tra foro piastra di acciaio ed il gambo del mezzo di unione = $\phi_F - d$
t	3,0	[mm] Spessore piastra d'acciaio $u/d = 0,75$
Se $g > 0,1d$ = Piastra sottile; se $g \leq 0,1d$ e $t \leq 0,5d$ = Piastra sottile; se $g \leq 0,1d$ e $t \geq d$ = Piastra spessa; Interpolazione per situazione intermedia		
Piastra tipo:	1	1 = Sottile; 2 = Spessa; 3 = Interpolazione
t_1	57	[mm] Spessore netto dell'elemento resistente ligneo = $t_{overlapp} - t$ (profondità di infissione $\geq 12d$)
ζ_d	1,03	Fattore riduttivo del momento plastico dell'unione = $1,8/d^{2,4}$
$M_{p,Rk}$	6617	[N*mm] Momento plastico di snervamento del mezzo d'unione $1=2=3 = \zeta_d \cdot f_{u,k} \cdot d^3/6$
ρ_k	380	[daN/m ³] Massa volumica caratteristica dell'elemento ligneo (telaio interno)
$f_{u,k}$	20,56	[N/mm ²] Resistenza a rifollamento del legno (per $\alpha=0^\circ$) senza preforo per = $0,062 \cdot \rho_k \cdot d^{2,5}$

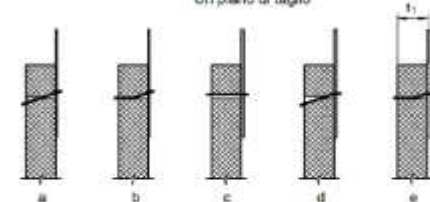
Sollecitazione assiale massima per chiodi tipo 1 e 2

$f_{u,k}$	2,9	[N/mm ²] = $20 \cdot 10^{-6} \cdot f_k^2$
$f_{u,ed,k}$	10,1	[N/mm ²] = $70 \cdot 10^{-6} \cdot f_k^2$
$\%_{MO}$	0,50	[#] = massima percentuale attribuibile al contributo della resistenza a trazione dell'unione: tipo 1 = 0,5; tipo 2 = 0,15
$F_{u,Rk}$	32	[daN] = $\%_{MO} \cdot \min [f_{u,k} \cdot d \cdot t_{per} ; f_{u,k} \cdot d \cdot t + f_{u,ed,k} \cdot d \cdot t_1 ; f_{u,ed,k} \cdot d \cdot t_1^2]$ con $t_{per}=t_2$; $t=t_1$; $d_k=2d$ 18,48 32,35

Sollecitazione assiale massima per viti da legno tipo 3

n	6	[#] Numero di connettori che compongono l'unione
n_{eff}	5,0	[#] Numero effettivo di connettori che compongono l'unione = $n^{0,5}$
l_{ef}	0,0	[mm] Profondità di infissione della parte filettata = t_1 (profondità di infissione $\geq 6d$)
$f_{u,k}$	26,7	[N/mm ²] = $3,6 \cdot 10^{-3} \cdot f_k^{1,5}$
α	90	[°] Inclinazione dello sforzo tagliante rispetto alla fibratura dell'elemento ligneo del telaio (a favore di sicurezza)
$f_{u,k}$	26,7	[N/mm ²] = $f_{u,k} / (\sin^2 \alpha + 1,5 \cos^2 \alpha)$
$F_{u,Rk}$	0	[daN] Resistenza di calcolo ad estrazione di una singola vite = $n_{eff}/n \cdot (d/l_{ef})^{0,6} \cdot f_{u,k}$

Un piano di taglio



A) per unioni a singolo piano di taglio con piastra di acciaio sottile:

$$F_{u,Rk} = \min \left[\frac{0,4 f_{u,k} l_{ef} d}{1,15 \sqrt{2 M_{p,Rk} f_{u,k} d}} + \frac{F_{u,Rk}}{4} \right] \quad (a) \quad (7.10)$$

B) per unioni a singolo piano di taglio con piastra di acciaio spessa:

$$F_{u,Rk} = \min \left[\frac{f_{u,k} l_{ef} d}{f_{u,k} l_{ef} d \left(\sqrt{2 + \frac{4 M_{p,Rk}}{f_{u,k} l_{ef} d}} - 1 \right)} + \frac{F_{u,Rk}}{4} \right] \quad (b) \quad (7.11)$$

TEORIA DI JOHANSEN

Valori di resistenza nei vari modi di rottura

a	167	[daN]	1 Piastra sottile = $\min (a ; b) =$	121
b	121	[daN]		
c	469	[daN]	2 Piastra spessa = $\min (c ; d ; e) =$	170
d	211	[daN]		
e	170	[daN]	3 Interpolazione =	0

Valori ottenuti trascurando, a favore di sicurezza, la resistenza ad estrazione degli spinotti $F_{u,Rk}$ per azione assiale, dovuta alla deformazione flessionale della barra (effetto spinotto - dowel action).

V_{Rk}	121	[daN] Resistenza di calcolo a taglio per	PIASTRA SOTTILE	
$n^*_{connettori}$	6	[#] numero di connettori che compongono l'unione		
n^*_{lati}	2	n^* lati con squadrette: 2 = disposizione da ambo i lati; 1 = disposizione solo su un lato		
n^*_s	12	[#] numero di sezioni resistenti a taglio		
n_l	3	[#] numero di file parallele alla fibratura		
l_p	20	[mm] interasse tra le file misurato perpendicolarmente alla fibratura (a_2 da scheda tecnica produttore) $\geq 5d$		
$n_{u,1}$	2	[#] numero unioni su una fila parallela alla fibratura		
$l_{u,1}$	40	[mm] interasse unioni su una fila = interasse fori su squadretta (a_1 da scheda tecnica produttore)	$u/d =$	10
k_{ed}	0,76	Tab. 7-1 CNR-DT 206/2007 nel caso di elementi di connessione di tipo 1 e 2		
n^*_{ed}	0,85	[#] numero effettivo di sezioni resistenti a taglio = n^*_{ed}/n per unioni tipo 1e2; $n^{0,5}/n$ per unioni tipo 3		

VERIFICA DI RESISTENZA COMPLESSIVA DELL'UNIONE (COMPOSTA DA PIU' MEZZI DI UNIONE)

Combinazioni eccezionali - SLV_{SISMA}

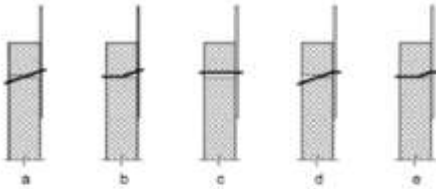
γ_M	1,0	[#] Coefficiente di sicurezza per unioni (Tab. 4.4.III - DM08)
γ_{Rd}	1,3	[#] Coefficiente di sovraresistenza per unioni (P.to 7.7.6 - DM08)
k_{mod}	1,0	[#] Coefficiente per azioni istantanee sismiche con comportamento dissipativo (Tab. 4.4.IV - DM08)
V_{Ed}	503	[daN] Taglio di progetto unione = $V_{Ed,V} = F_y \cdot L_n \cdot u/A_k$
V_{Rd}	944	[daN] Resistenza di calcolo a taglio = $(V_{Rk} \cdot k_{mod}) \cdot (n^*_{lati} \cdot n^*_{connettori}) / (\gamma_M \cdot \gamma_{Rd})$
	0,53	$V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1 \Rightarrow$ SEZIONE VERIFICATA

VERIFICA DI RESISTENZA A TRAZIONE DELLA PIASTRA FORATA LATO ACCIAIO (EC5 pt. 9.2.4.2(9))

DM 2008 - 4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature - Verifica a trazione sezione rettangolare al netto dei fori

A_n	2,52	[cm ²] Area resistente a trazione al netto delle forature = $A \cdot (1 - \%_{foratura})$
f_{yk}	2350	[daN/cm ²] Resistenza caratteristica di snervamento a trazione
γ_{M0}	1,05	[#] Coefficiente di sicurezza lato acciaio (Tab. 4.2.V - DM08)
γ_{Rd}	1,30	[#] Coefficiente di sovraresistenza per unioni (P.to 7.7.6 - DM08)
V_{Ed}	503	[daN] Taglio di progetto unione = $V_{Ed,V} / 2 = F_y \cdot 2 \cdot L_n \cdot u/A_k$
V_{Rd}	4340	[daN] Resistenza di calcolo a trazione = $A_n \cdot f_{yk} / (\gamma_{M0} \cdot \gamma_{Rd})$
	0,12	$V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1 \Rightarrow$ VERIFICA SODDISFATTA

- L'unione colmo-colonna/trave acciaio:

VERIFICA UNIONE TRAVETTO/TRAVE o CORDOLO IN C.A.		
SOLLECITAZIONE - SLV		
Il travetto verrà ancorato al cordolo in c.a. mediante una o più barre passanti ad aderenza migliorata.		
F_h	16546	[daN] Tagliante Totale (da analisi statica lineare) = F_a
A_t	95	[m ²] Area totale
L_n	460	[cm] Luce netta (di calcolo) elemento ligneo
i	372	[cm] Interasse elemento ligneo
V_{SLV}	2976	[daN] Taglio di progetto unione = $F_h \cdot L_n \cdot i / A_t$
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE UNIONE LEGNO-ACCIAIO (O C.A. O MATERIALE DI MAGGIOR RIGIDEZZA) UNIONE A SINGOLO PIANO DI TAGLIO CON MEZZI METALLICI A GAMBO CILINDRICO		
$d = \varnothing_b$	10	[mm] Diametro del mezzo di unione metallico a gambo cilindrico
l	320	[mm] Lunghezza
$f_{u,k}$	8800	[N/mm ²] Tensione caratteristica di rottura a Trazione del mezzo di unione
A	0,79	[cm ²] Sezione trasversale del mezzo di unione
$F_{v,0,k}$	2976	[daN] Taglio agente parallelo alla fibratura ($\alpha=0^\circ$) = V_{SLV}
$F_{v,90,k}$	893	[daN] Taglio agente perp. alla fibra ($\alpha=90^\circ$) = $V_{SLV} \cdot 0,3$ (a favore di sicurezza $\geq 30\%$ sisma dir. Princ.)
R	3107	[daN] Risultante dello sforzo di taglio = $\sqrt{(F_{v,0,k})^2 + (F_{v,90,k})^2}$
α	17	[°] Inclinazione dello sforzo tagliante rispetto alla fibratura
s	15	[mm] Spessore lama d'acciaio (o elemento rigido in c.a. posto esternamente)
S_{DADO}	0	[mm] Spessore dado di fissaggio
$S_{RONDELLA}$	0	[mm] Spessore rondella
$S_{TOLLERANZA}$	5	[mm] Tolleranza minima esecutiva
H	20	[cm] Altezza sezione in legno
t_1	195	[mm] Spessore netto dell'elemento resistente ligneo = $H - S_{DADO} - S_{RONDELLA} - S_{TOLLERANZA}$
ζ_b	0,72	Fattore riduttivo del momento plastico della barra = $1,8/d^{0,4}$
$M_{y,pl}$	1051003	[N*mm] Momento plastico di snervamento della barra = $\zeta_b \cdot f_{u,k} \cdot d^3/6$
ρ_s	380	[daN/m ³] Massa volumica caratteristica
$f_{h,0,k}$	28,04	[N/mm ²] Resistenza a rifollamento del legno per ($\alpha=0^\circ$) = $0,082(1-0,01 \cdot d) \cdot \rho_s$
K_{90}	1,50	Coefficiente correttivo per legno di conifere massiccio e lamellare = $1,35+0,015 \cdot d$
$f_{h,1,k}=f_{h,2,k}$	26,93	[N/mm ²] Resistenza a rifollamento del legno = $f_{h,0,k} / (K_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)$
$F_{v,R,k}$	<div> <div> <div>(a) $0,4 \cdot f_{u,k} \cdot t_1 \cdot d$</div> <div>(b) $1,15 \sqrt{2 M_{y,pl} \cdot f_{u,k} \cdot d} + \frac{F_{v,0,k}}{4}$</div> <div>(c) $f_{u,k} \cdot t_1 \cdot d$</div> <div>(d) $f_{u,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,pl}}{f_{u,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{v,0,k}}{4}$</div> <div>(e) $2,3 \cdot \sqrt{M_{y,pl} \cdot f_{u,k} \cdot d} + \frac{F_{v,0,k}}{4}$</div> </div> <div> <div>Un piano di taglio</div>  </div> </div>	
a	2101	[daN]
b	2879	[daN]
c	5252	[daN]
d	3475	[daN]
e	4013	[daN]
$f_{c,90,k}$	2,7	[N/mm ²] Resistenza caratteristica a compressione perp. alla fibratura
$F_{a,R,k}$	573	[daN] = $\min \{ 3 f_{c,90,k} (3 \pi \varnothing^2/4 - \pi \varnothing^2/4) ; A f_{u,k} \}$
Valori ottenuti considerando la resistenza ad estrazione del connettore $F_{a,R,k}$ per azione assiale, dovuta alla deformazione flessionale della barra (effetto spinotto - dowel action) per la presenza di dado e rondella.		
$V_{R,k}$	2101	[daN] Resistenza di calcolo a taglio (Valori da formule di Johansen) = $\min \{ j; k; m \}$
$n^{\text{connettori}}$	6	[#] numero di connettori che compongono l'unione
	1	[#] 1 se singola sezione resistente ; 2 se doppia sezione resistente
n^{v}	6	[#] numero di sezioni resistenti a taglio
n^{ef}	1	[#] numero effettivo di sezioni resistenti a taglio (dipendente dall'interasse delle unioni)
VERIFICA A TAGLIO - SLV		
γ_m	1,0	[#] Coefficiente di sicurezza per unioni (Tab. 4.4.III - DM08)
γ_{rd}	1,3	[#] Coefficiente di sovraresistenza per unioni (P.to 7.7.6 - DM08)
k_{mod}	1,0	[#] Coefficiente per azioni istantanee (Tab. 4.4.IV - DM08)
$V_{S,d}$	3107,4	[daN] Taglio di progetto unione = R
$V_{R,d}$	9695,6	[daN] Resistenza di calcolo a taglio = $(V_{R,k} \cdot K_{mod}) \cdot (n^{\text{v}} \cdot n^{\text{ef}}) / (\gamma_m \cdot \gamma_{rd})$
	0,32	$V_{S,d} / V_{R,d} \leq 1 \Rightarrow$ SEZIONE VERIFICATA

Per quanto riguarda le strutture metalliche si riporta un report delle verifiche:

17	Verifica	18	Sicurezza minima	19	Mini mo trazione	20	Mini mo compressione	21	Mini mo taglio	22	Mini mo torsione	23	Mini mo flessione semplice	24	Mini mo flessione deviata	25	Mini mo flessione semplice + N	26	Mini mo flessione deviata + N
	"Primo Solaio" 4-3	1.352				6.792	65.762	1.568											
	"Primo Solaio" 1-5	1.867				9.588	178.402	3.995											
	"Primo Solaio" 5-9	1.867				9.588	179.96	3.995											
	"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 7	1.531			19.441	7.319	123.678									2.74		1.531	
	"Primo Solaio" 13-8	1.867				10.784	191.087	4.493											
	"Falda 2" 13-8	2.121	40.217	60.424	11.715	269.157										4.353			
	"Falda 2" 8-4	2.121	72.577	76.095	11.715	617.524	20.761									4.731			
	"Falda 1" 1-5	2.121	56.534	62.792	10.487	595.06	30.633									4.25			
	"Falda 1" 5-9	2.121	48.238	100.076	10.487	243.245	27.587									4.007			
	"Primo Solaio" 3-1	1.42				8.475	129.908	1.728											
	"Primo Solaio" 9-14	1.867				26.163	185.946	20.952											
	"Primo Solaio" 15-17	1.867				2.955	126.612	2.04											
	"Primo Solaio" 18-13	1.867				24.215	184.872	19.392											
	"Primo Solaio" 7-5	1.867				13.58	60.214	2.614											
	"Primo Solaio" 3-7	1.867				5.156	182.301	2.148											
	"Primo Solaio" 7-11	1.867				5.156	316.118	2.148											
	"Primo Solaio" 8-7	1.867				10.858	208.193	2.354											
	"Falda 2" 18-13	2.121	109.772	120.068	22.516	586.422	76.691									16.913			
	"Falda 1" 9-14	2.121	100.194	107.886	20.156	667.942	26.22									15.606			
	"Primo Solaio" 10-12	1.867				2.494	125.715	2.027											
	"Fondazione"- "Primo Solaio" 4-8	1.122	1.763	1.741	495.608	301.568										1.712			
	"Fondazione"- "Primo Solaio" 8-4	1.123	1.776	1.753	495.608	338.658	75.906									1.723			
	"Fondazione"- "Falda 1" filo 5	1.117		23.552	11.16	26.322										3.041		1.603	
	"Fondazione"- "Falda 1" filo 9	1.157	74.848	24.798	12.197	27.735								1.648		5.43		1.583	
	"Primo Solaio" 14-15	1.867				7.682	79.02	2.336											
	"Primo Solaio" 17-18	1.867				8.228	647.862	2.398											
	"Gronda" 3-1	1.908	28.358	29.834	14.993	55.936	15.139	7.606								16.643		2.097	
	"Gronda" 3-4	1.776	32.813	34.947	12.282	51.696	2785.417	43.763								5.481		1.782	
	"Primo Solaio" 9-10	1.867				7.905	79.23	2.445											
	"Primo Solaio" 12-13	1.867				8.508	655.943	2.527											
	"Gronda" 9-10	2.121	21.838	26.564	15.086	61.747	64.235	11.928								20.59		2.992	
	"Gronda" 13-12	2.121	19.89	32.145	16.249	81.324								10.154		14.448		2.887	
	"Appoggio colmo" 10-12	2.121	6.898		15.115	133.796										3.53		3.496	
	"Gronda" 18-17	2.121	35.86	36.101	16.353	81.842	99.072	49.127								11.565		3.21	
	"Gronda" 14-15	2.121	38.465	39.028	14.836	62.238	14.574	6.927								25.869		3.409	
	"Appoggio colmo" 15-17	2.121	120.659	138.064	9.882	129.096	607.997	15.716								34.184		6.314	
	"Gronda" 10-15	2.121	529.47	614.69	486.719	1225.505	389.778									224.505			
	"Gronda" 12-17	2.121	446.942	574.933	486.719		389.778									208.204			
	"Primo Solaio" 10-15	2.121			17.047	754.426	13.652												
	"Primo Solaio" 12-17	2.121			15.967	669.982	12.787												
	"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 4	1.088	7.174	6.384	5.787	123.678								8.705		2.86		1.182	

17	Verifica	18 Sicurezza minima	19 Mini mo trazione	20 Mini mo compressione	21 Mini mo taglio	22 Mini mo torsione	23 Mini mo flessione semplice	24 Mini mo flessione deviata	25 Mini mo flessione semplice + N	26 Mini mo flessione deviata + N
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 8		1.815	9.411	7.336	10.582	123.678	94.928	43.69	2.957	2.16
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 13		1.27	93.436	24.958	12.048	123.678			3.926	1.27
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 18		1.117	57.41	35.701	8.656	123.678		10.853	2.998	1.117
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 5		1.42		23.552	11.16	123.678			15.649	1.603
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 9		1.508	74.848	24.798	12.197	123.678		1.648	5.43	1.583
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 14		1.194	51.783	33.848	8.626	123.678			2.475	1.35
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 17		1.368	38.672	27.086	7.069	123.678	69.401	5.331	10.329	1.524
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 10		1.815	69.38	27.927	9.305	123.678		5.782	7.943	1.983
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 12		1.849	87.053	21.735	9.303	123.678		2.161	8.545	1.949
"Fondazione"- "Primo Solaio" filo 15		1.328	42.027	29.302	7.027	123.678		4.17	9.497	1.438
"Primo Solaio"- "Falda 2" filo 13		1.468	124.324	40.316	35.801	42.222		1.568	7.537	1.468
"Primo Solaio"- "Falda 2" filo 18		1.44	114.257	85.02	42.253	42.638		1.476	6.466	1.44
"Primo Solaio"- "Falda 2" filo 3		1.357		29.424	8.956	173.784			1.357	1.372
"Primo Solaio"- "Falda 2" filo 17		2.655	176.676	153.018	17.371	5.209	35.098	10.867	10.146	2.87
"Primo Solaio"- "Falda 2" filo 12		2.655	974.448	45.106	3.777	5.081	743.19	6.909	10.238	2.965
"Primo Solaio"- "Falda 1" filo 1		1.727	93.126	63.616	23.634	27.611		45.467	7	1.727
"Primo Solaio"- "Falda 1" filo 5		1.956		48.712	60.905	26.322			3.041	1.956
"Primo Solaio"- "Falda 1" filo 9		1.849	101.894	45.173	28.973	27.735			7.496	1.849
"Primo Solaio"- "Falda 1" filo 14		1.819	109.51	81.952	36.1	28.209		8.343	19.157	1.819
"Primo Solaio"- "Falda 1" filo 10		2.692	909.466	44.274	3.102	7.628	202.843	4.142	5.204	2.848
"Primo Solaio"- "Falda 1" filo 15		2.692	189.066	170.412	17.5	8.079	182.275	2.904	10.189	2.838
"Primo Solaio" 8-8		1.364			5.362	177.389	1.364			
"Primo Solaio" 8-4		1.8			5.696	177.389	1.929			
"Primo Solaio" 4-4		1.354			5.362	177.389	1.354			

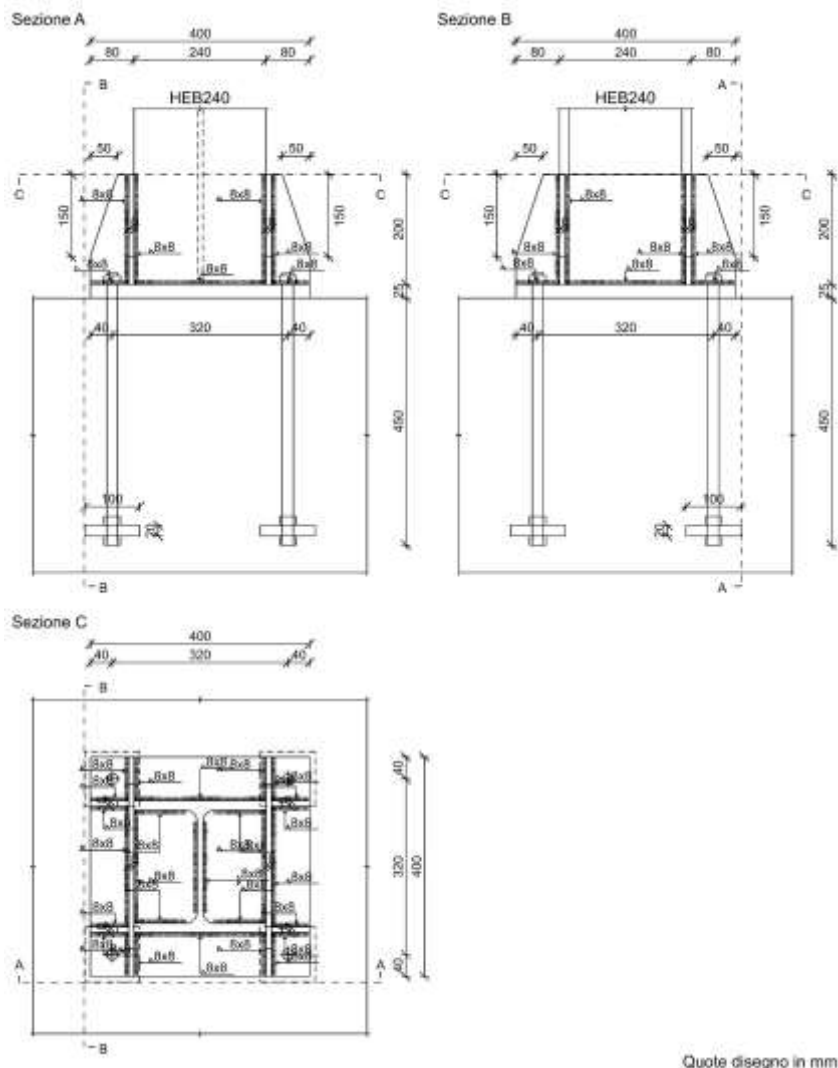
Verifica connessioni

Di seguito si riportano le verifiche delle principali connessioni presenti per le strutture in oggetto. Nel dettaglio verranno analizzate:

1. Collegamento di base HEB240 (Part.1 – Tavole strutturali);
2. Collegamento Trave HEA200 – colonna HEB240 (Part. 2 – Tavole strutturali);
3. Collegamento Trave HEA200 – colonna HEB240 (Part. 3 – Tavole strutturali);
4. Collegamento Trave HEA200 – colonna HEB240 (Part. 4 – Tavole strutturali);
5. Collegamento Trave HEA200 – colonna HEB240, collegamento controvento di parete (Part. 5 – Tavole strutturali);
6. Collegamento nodo di controvento (Part. 6 – Tavole strutturali);

Part. 1

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Dati generali

Piastre e ancoranti

Piastra materiale S275 ($f_y = 2750$; $f_u = 4300$) spessore: 2.5

Irrigidimenti superiori materiale S275 ($f_y = 2750$; $f_u = 4300$) spessore: 1

Ancoranti di tipo Tirafondo barre alta resistenza M2 classe EC 8.8 ($f_{ub} = 8000$) attivi solo a trazione sollecitati sul filetto

Diametro fori 2.1
Ancoraggio con rosette materiale S275 (fy = 2750; fu = 4300) spessore: 2
N° tirafondi: 4

Computo dei pesi

Piastra: 31.4
Irrigidimento superiore: 7.3
Rosette: 6.28
Tirafondi: 5.65
Peso totale della connessione: 50.63

Esposizione a fenomeni corrosivi o ambientali

Collegamento non esposto a fenomeni corrosivi o ambientali

Riferimenti per le verifiche

Direzione X: direzione ortogonale all'asse dell'elemento portato e giacente nel piano delle ali dell'elemento portato.
Direzione Y: direzione ortogonale all'asse dell'elemento portato e giacente nel piano dell'anima dell'elemento portato.
Indici degli ancoranti: l'ancorante con indice 1 è quello con coordinata x minima e y massima,
gli indici aumentano progressivamente con le colonne e successivamente con le righe di ancoranti.

Caratteristiche elementi collegati

Col l.	Elemento portato			Elemento portante		Aste collegate
	Descrizione	Profilo	Materiale	Descrizione	Materiale	
1	Colonna in acciaio tronco Fondazione - Primo Solaio filo 9	HEB240	S275	Trave C.A. livello Fondazione fili 1-14	C25/30	

Sollecitazioni di verifica nelle combinazioni

Coll.	Comb.	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLV 2	-7510	-3300	-911	-568	-319712	-676325
1	SLV 6	-11203	-4126	-339	-122	-63046	-907017
1	SLV 11	3445	4128	342	123	63038	907052
1	SLV 16	-389	3091	1100	514	271903	635383

Verifiche delle distanze dai bordi degli ancoranti Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	Y	4	2.52	Si				4	2.52	Si			
1	X	4	2.52	Si				4	2.52	Si			

Verifiche degli interassi degli ancoranti Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	Y	32	4.62	Si				32	5.04	Si			
1	X	32	4.62	Si				32	5.04	Si			

Verifiche degli ancoranti

Verifica a taglio degli ancoranti §4.2.8.1.1 NTC18

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	ftbk	ab	fyb	F1,vb, Rd	F2,vb, Rd	Tipo collegamento	βLf	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1036	3845	0.6	2.45	8000	0.25	6400	9408	3888. 64	Lungo	0.99	SLV 11	1	0.2696	Si

Verifiche a rifollamento §4.2.8.1.1 NTC18

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	266	27302	2.5	0.635	4300	2.5	2	-16	16	SLV 16	1	0.0097	Si
Y	1033	27302	2.5	0.635	4300	2.5	2	16	16	SLV 11	1	0.0378	Si

Verifica a block tearing § 3.10.2 EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
342	153940	89.5	0	-4128	135334	0	89.5	1;2;3;4	CE	4300	2750	1	SLV 11	1	0.0327	Si

Verifica a punzonamento §4.2.8.1.1 NTC18

Ft,Ed	Bp,Rd	dm	tp	ftk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
15727	48632	3	2.5	4300	SLV 11	1	0.3234	Si

Verifiche di resistenza

Piatto della rosetta

Verifica a taglio in direzione X/M §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
8119	23891	15.8	SLV 11	1	0.3398	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

Cl	Sforzo normale			Momento My				px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd						
1				20297	20690	1	1	0	0	SLV 11	1	0.981	Si

Irrigidimento superiore

Verifica a taglio in direzione Y/N §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-15727	27218	18	SLV 11	1	0.5778	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

CI	Sforzo normale			Momento Mx				px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd						
4				-59515	253902	0.98	1	0	0.02	SLV 6	1	0.2344	Si

Verifica delle saldature

Caratteristiche delle saldature

Tipo di saldatura: Cordone d'angolo

Lato cordone saldature anima: 0.8; Lato cordone saldature ali: 0.8; Lato cordone irrigidimento superiore: 0.8

Verifica delle saldature (criterio semplificato) §4.2.8.2.4 NTC18

Asta portata

Fw,Ed	Fw,Rd	ftk	β	X	Y	Saldatura lunga	βL_f	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
536.68	1321.76	4300	0.85	-13	-20	No	1	SLV 6	1	0.406	Si

Irrigidimenti superiori

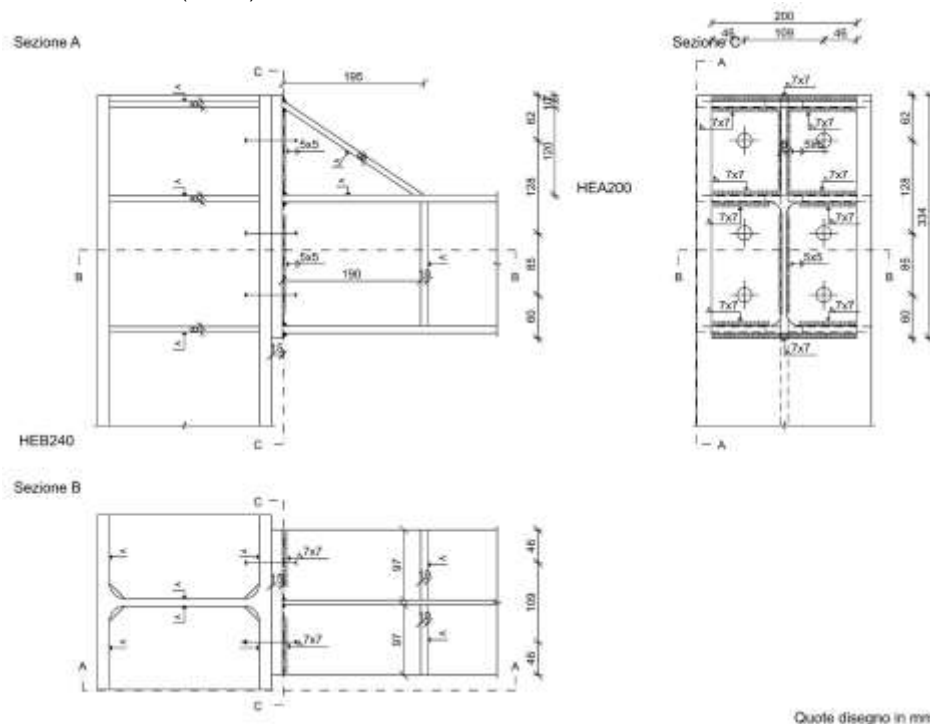
Fw,Ed	Fw,Rd	ftk	β	X	Y	Saldatura lunga	βL_f	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
652.56	1321.76	4300	0.85	-1.56	16.82	No	1	SLV 2	1	0.4937	Si

Verifica pressione della piastra sul calcestruzzo § 6.2.5 (7) EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

$\sigma_{c,Ed}$	c	fjd	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-203.41	4.4	211.76	SLV 2	1	0.9606	Si

Part. 2

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Dati generali

Piastre e bulloni

Materiale della piastra: S355 ($f_y = 3550$; $f_u = 5100$)

Spessore della piastra: 1.5

Spessore costola inferiore: 0.8

Spessore costola superiore: 0.8

Spessore mensola costola superiore: 0.8

Spessore irrigidimento anima asta: 1

Spessore ala mensola superiore: 0.8

Spessore anima mensola superiore: 0.8

Bulloni: diametro 2, diametro fori 2.1, classe EC 8.8 ($f_{tb} = 8000$), sollecitati sul filetto

n° bulloni: 6

Computo dei pesi

Piastra: 7.87

Costola anima portata: 2.53
Costole: 8.76
Bulloni (peso forfettariamente pari al 20% del peso della connessione): 3.83
Peso totale della connessione: 22.99

Esposizione a fenomeni corrosivi o ambientali

Collegamento non esposto a fenomeni corrosivi o ambientali

Riferimenti per le verifiche

Direzione X: direzione ortogonale all'asse dell'elemento portato e giacente nel piano delle ali dell'elemento portato.
Direzione Y: direzione ortogonale all'asse dell'elemento portato e giacente nel piano dell'anima dell'elemento portato.
Numerazione degli elementi in corrispondenza dell'asta portata: 1: piastra di estremità; 2: piatto sulla portante.
Indici dei bulloni: il bullone con indice 1 è quello con coordinata x minima e y massima,
gli indici aumentano progressivamente con le colonne e successivamente con le righe di bulloni.
Righe di bulloni: la riga con indice 1 è quello con coordinata y massima,
gli indici aumentano progressivamente con le righe di bulloni.

Caratteristiche elementi collegati

Coll.	Elemento portato			Elemento portante		
	Descrizione	Profilo	Materiale	Descrizione	Profilo	Materiale
1	Trave in acciaio livello Primo Solaio fili 7-5	HEA200	TR HEA160+s oletta6_L=2 41cm	Colonna in acciaio tronco Fondazione - Primo Solaio filo 5	HEB240	S275

Sollecitazioni di verifica nelle combinazioni

Coll.	Comb.	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLV 9	0	2602	0	-180	0	-556088
1	SLU 172	0	72	0	21	0	656

Verifiche delle distanze dai bordi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	Y	5.95	2.52	Si				4.55	2.52	Si			
2	Y	6.2	2.52	Si				6.55	2.52	Si			
1	X	4.55	2.52	Si				5.95	2.52	Si			
2	X	6.55	2.52	Si				6.2	2.52	Si			

Verifiche degli interassi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	Y	8.5	4.62	Si	12.75	20	Si	10.9	5.04	Si	10.9	20	Si
2	Y	8.5	4.62	Si	12.75	20	Si	10.9	5.04	Si	10.9	20	Si
1	X	10.9	4.62	Si	10.9	20	Si	8.5	5.04	Si	12.75	20	Si
2	X	10.9	4.62	Si	10.9	20	Si	8.5	5.04	Si	12.75	20	Si

Verifiche dei collegamenti bullonati

Verifica a taglio dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
435	9408	0.6	2.45	Non lungo	1	8000	SLV 9	1	0.0463	Si

Verifiche a trazione dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	ftbk	A,res.t	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
9108.9	14112	0.9	8000	2.45	SLV 9	1	0.6455	Si

Verifiche a trazione e taglio dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	Fv,Ed	Fv,Rd	av	ftbk	A,res.t	A,res.v	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
9108.9	14112	0.9	435.2	9408	0.6	8000	2.45	2.45	SLV 9	1	0.5073	Si

Verifiche a rifollamento §4.2.8.1.1 NTC18

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	9	22100	2.5	0.722	5100	1.5	2	-5.45	11.33	1	SLV 13	1	0.0004	Si
Y	435	28776	2.5	0.984	4300	1.7	2	5.45	11.33	2	SLV 9	1	0.0151	Si

Verifica a block tearing § 3.10.2 EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
				2602	48348	23.7	0	1;2;3;4 ;5;6	CE	5100	3550	1	SLV 9	1	0.0538	Si

Verifica a punzonamento §4.2.8.1.1 NTC18

Ft,Ed	Bp,Rd	dm	tp	ftk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
9109	33070	3	1.7	4300	SLV 9	1	0.2754	Si

Verifica delle saldature

Caratteristiche delle saldature

Tipo di saldatura: Cordone d'angolo; Tipo di cordone sulle ali: Cordone doppio
Materiale considerato per la verifica delle saldature:
Mensola superiore: S355; Lato cordone saldature ala-piatto d'estremità: 0.7
Mensola superiore: S355; Lato cordone saldature anima-piatto d'estremità: 0.5

Verifica delle saldature (criterio semplificato) §4.2.8.2.4 NTC18

Fw,Ed	Fw,Rd	ftk	β	X	Y	Saldatura lunga	β_{Lf}	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
462.36	1295.51	5100	0.9	-10	-16.84	No	1	SLV 9	1	0.3569	Si

Verifica collegamento sezioni I o H § 6 EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

Riferimento	MjEd	MjRd	NjEd	NjRd	zc	NEd > 0.05 NjRd	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1	556088	1006998	0	69891	-9	No	SLV 9	1	0.5522	Si

Riferimento	β	Vwp,Rd	Fwp,Rd	Fc,wc,Rd (M)	Fc,fb,Rd	Fc,wb,Rd (M)	Fc,min (M)	File a trazione (M)	F,b,Rd	Fc,wc,Rd (N)	File a trazione (N)	Mj,w,Rd	Nj,w,Rd
1	1	51766	51766	109415	87522		51766	Si	279825		Si	1551132	98132

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori della verifica più gravosa - prima riga delle due tabelle precedenti

Resistenza delle righe di bulloni tese nel calcolo di MjRd

Riferimento	Indice riga	F,T,min,Rd	z riga	Componente	Ridotta gruppo	Ridotta da compressione	Ridotta da resistenza trazione bulloni
1	1	25601	17	Piastra di estremità portata inflessa	No	No	No
1	2	25540	4.25	Piastra di estremità portata inflessa	No	No	No
1	3	625	-4.25	Piastra di estremità portata inflessa	Si	Si	No

Resistenza delle righe di bulloni tese nel calcolo di NjRd

Riferimento	Indice riga	F,T,min,Rd	Componente	Ridotta gruppo
1	3	22145	Piastra di estremità portata inflessa	Si
1	2	22145	Piastra di estremità portata inflessa	Si
1	1	25601	Piastra di estremità portata inflessa	No

Verifica di sovraresistenza delle saldature

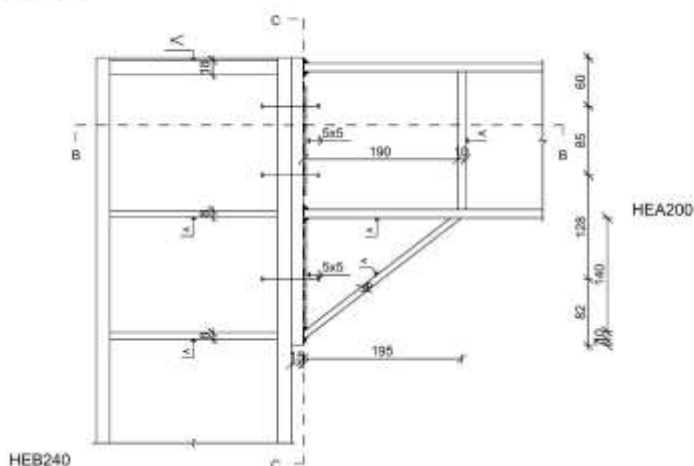
Verifica delle saldature (criterio semplificato) §4.2.8.2.4 NTC18

Fw,Ed	Fw,Rd	ftk	β	X	Y	Saldatura lunga	β_{Lf}	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
872.26	1295.51	5100	0.9	10	-16.84	No	1	SLV 172	1	0.6733	Si

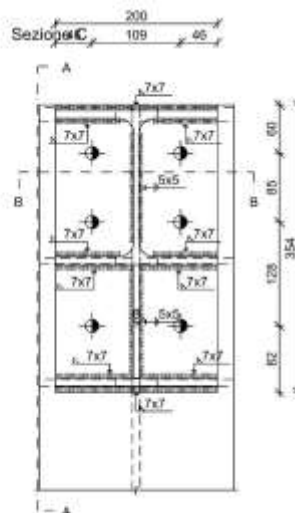
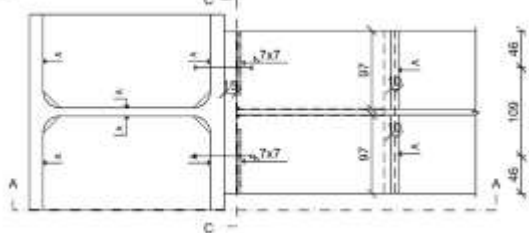
Part. 3

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Sezione A



Sezione B



Quote disegno in mm

Dati generali

Piastre e bulloni

Materiale della piastra: S355 ($f_y = 3550$; $f_u = 5100$)

Spessore della piastra: 1.5

Spessore costola inferiore: 0.8

Spessore costola superiore: 1.8

Spessore mensola costola inferiore: 0.8

Spessore ala mensola inferiore: 0.8

Spessore anima mensola inferiore: 0.8

Spessore irrigidimento anima asta: 1

Bulloni: diametro 1.6, diametro fori 1.7, classe EC 8.8 (ftb = 8000), sollecitati sul filetto
n° bulloni: 6

Computo dei pesi

Piastra: 8.34
Costola anima portata: 2.53
Costole: 12.41
Bulloni (peso forfettariamente pari al 20% del peso della connessione): 4.66
Peso totale della connessione: 27.93

Esposizione a fenomeni corrosivi o ambientali

Collegamento non esposto a fenomeni corrosivi o ambientali

Riferimenti per le verifiche

Direzione X: direzione ortogonale all'asse dell'elemento portato e giacente nel piano delle ali dell'elemento portato.
Direzione Y: direzione ortogonale all'asse dell'elemento portato e giacente nel piano dell'anima dell'elemento portato.
Numerazione degli elementi in corrispondenza dell'asta portata: 1: piastra di estremità; 2: piatto sulla portata.
Indici dei bulloni: il bullone con indice 1 è quello con coordinata x minima e y massima, gli indici aumentano progressivamente con le colonne e successivamente con le righe di bulloni.
Righe di bulloni: la riga con indice 1 è quello con coordinata y massima, gli indici aumentano progressivamente con le righe di bulloni.

Caratteristiche elementi collegati

Coll.	Elemento portato			Elemento portante		
	Descrizione	Profilo	Materiale	Descrizione	Profilo	Materiale
1	Trave in acciaio livello Primo Solaio fili 7-5	HEA200	TR HEA160+s oletta6_L=2 41cm	Colonna in acciaio tronco Fondazione - Primo Solaio filo 7	HEB240	S275

Sollecitazioni di verifica nelle combinazioni

Coll.	Comb.	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLV 9	0	2435	0	-180	0	436221
1	SLV 8	0	-2589	0	179	0	-444279
1	SLV 73	0	-61	0	-1	0	-2352

Verifiche delle distanze dai bordi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	Y	5.95	2.04	Si				4.55	2.04	Si			
2	Y	5.95	2.04	Si				6.55	2.04	Si			
1	X	4.55	2.04	Si				5.95	2.04	Si			
2	X	6.55	2.04	Si				5.95	2.04	Si			

Verifiche degli interassi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	Y	8.5	3.74	Si	12.75	20	Si	10.9	4.08	Si	10.9	20	Si
2	Y	8.5	3.74	Si	12.75	20	Si	10.9	4.08	Si	10.9	20	Si
1	X	10.9	3.74	Si	10.9	20	Si	8.5	4.08	Si	12.75	20	Si
2	X	10.9	3.74	Si	10.9	20	Si	8.5	4.08	Si	12.75	20	Si

Verifiche dei collegamenti bullonati

Verifica a taglio dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
433	6029	0.6	1.57	Non lungo	1	8000	SLV 8	1	0.0718	Si

Verifiche a trazione dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	ftbk	A,res.t	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
6964.2	9043.2	0.9	8000	1.57	SLV 9	1	0.7701	Si

Verifiche a trazione e taglio dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	Fv,Ed	Fv,Rd	av	ftbk	A,res.t	A,res.v	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
6964.2	9043.2	0.9	407.4	6028.8	0.6	8000	1.57	1.57	SLV 9	1	0.6177	Si

Verifiche a rifollamento §4.2.8.1.1 NTC18

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	9	21840	2.5	0.892	5100	1.5	1.6	-5.45	-11.33	1	SLV 13	1	0.0004	Si
Y	433	23392	2.5	1	4300	1.7	1.6	-5.45	9.92	2	SLV 8	1	0.0185	Si

Verifica a block tearing § 3.10.2 EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
				2589	50796	24.9	0	1;2;3;4 5;6	CE	5100	3550	1	SLV 8	1	0.051	Si

Verifica a punzonamento §4.2.8.1.1 NTC18

Ft,Ed	Bp,Rd	dm	tp	ftk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
6964	26456	2.4	1.7	4300	SLV 9	1	0.2632	Si

Verifica delle saldature

Caratteristiche delle saldature

Tipo di saldatura: Cordone d'angolo; Tipo di cordone sulle ali: Cordone doppio

Mensola inferiore: S355; Lato cordone saldature anima-piatto d'estremità: 0.5

Verifica collegamento sezioni I o H § 6 EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

Fw,Ed	Fw,Rd	ftk	β	X	Y	Saldatura lunga	β Lf	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
340.01	1295.51	5100	0.9	-10	17.57	No	1	SLV 8	1	0.2624	Si

Riferimento	MJEd	MJRd	NJEd	NJRd	zc	NEd > 0.05 NJRd	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1	-436221	573551	0	52430	9	No	SLV 9	1	0.7606	Si

Riferimento	β	Vwp,Rd	Fwp,Rd	Fc,wc,Rd (M)	Fc,fb,Rd	Fc,wb,Rd (M)	Fc,min (M)	File a trazione (M)	F,b,Rd	Fc,wc,Rd (N)	File a trazione (N)	Mj,w,Rd	Nj,w,Rd
1	2	51766	25883	232205	89817		25883	Si	288304		Si	1681741	98379

Resistenza delle righe di bulloni tese nel calcolo di $MjRd$

Riferimento	Indice riga	F,T,min,Rd	z riga	Componente	Ridotta gruppo	Ridotta da compressione	Ridotta da resistenza trazione bulloni
1	3	18086	-17	Flangia colonna inflessa	No	No	No
1	2	7797	-4.25	Flangia colonna inflessa	No	Si	Si

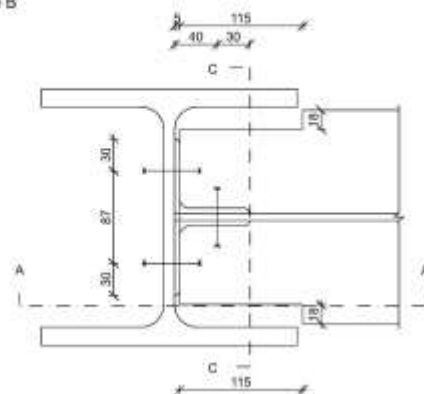
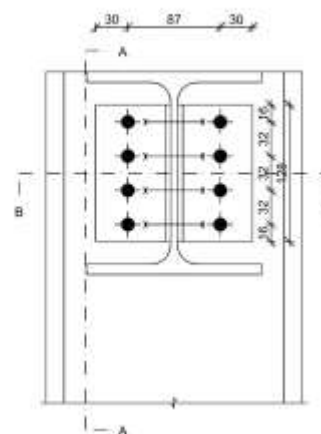
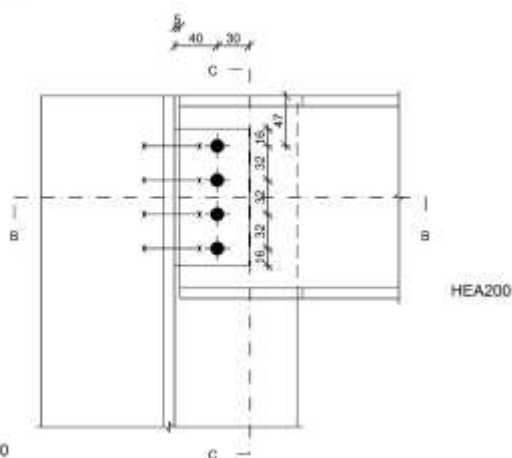
1	2	1191	3
Resistenza delle righe di bulloni tese nel calcolo di $N_j R_d$			

Riferimento	Indice riga	F,T,min,Rd	Componente	Ridotta gruppo
1	3	18086	Flangia colonna inflessa	No
1	2	17172	Flangia colonna inflessa	Si
1	1	17172	Flangia colonna inflessa	Si

Verifica delle saldature (criterio semplificato) §4.2.8.2.4 NTC18

Fw,Ed	Fw,Rd	ftk	β	X	Y	Saldatura lunga	β Lf	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
611.27	1295.51	5100	0.9	-10	17.57	No	1	SIU 73	1	0.4718	Si

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Dati generali

Profilo squadretta e bulloni

Materiale della squadretta: S355 (fy = 3550; fu = 5100)
Profilo della squadretta: L70*5
Bulloni: diametro 1.2, diametro fori 1.3, classe EC 8.8 (per bulloni portata ftb = 8000; per bulloni portante ftb = 8000), sollecitati sul filetto
n° 4 bulloni sulla portata e n° 4 bulloni sulla portante per ogni squadretta.

Computo dei pesi

Squadrette: 1.37
Bulloni (peso forfettariamente pari al 20% del peso della connessione): 0.27
Peso totale della connessione: 1.65

Esposizione a fenomeni corrosivi o ambientali

Collegamento non esposto a fenomeni corrosivi o ambientali

Riferimenti per le verifiche dei bulloni in corrispondenza dell'asta portata

Direzione X: direzione ortogonale alla base delle squadrette.
Direzione Y: direzione parallela all'asse delle squadrette.
Numerazione degli elementi: 1 squadretta a sx dell'anima della portata; 2 anima della portata; 3 squadretta a dx dell'anima della portata.
Indici dei bulloni: il bullone con indice 1 è quello più vicino all'elemento portante e più vicino all'estradosso della portata, gli indici aumentano progressivamente con le righe e successivamente con le colonne di bulloni

Riferimenti per le verifiche dei bulloni in corrispondenza dell'asta portante (dx e sx)

Direzione X: direzione ortogonale all'altezza delle squadrette.
Direzione Y: direzione parallela all'asse delle squadrette, positiva se concorde all'asse 2 dell'elemento portato.
Numerazione degli elementi: 1 squadretta; 2 ala o anima portante.
Indici dei bulloni: il bullone con indice 1 è quello con coordinata x minima e y massima, gli indici aumentano progressivamente con le righe e successivamente con le colonne di bulloni

Caratteristiche elementi collegati

Coll.	Elemento portato			Elemento portante		
	Descrizione	Profilo	Materiale	Descrizione	Profilo	Materiale
1	Trave in acciaio livello Primo Solaio fili 13-8	HEA200	TR_HEA160+s oletta6_L=5 42cm	Colonna in acciaio tronco Fondazione - Primo Solaio filo 8	HEB240	S275

Sollecitazioni di verifica nelle combinazioni

Coll.	Comb.	F1	F2	F3
1	SLU 173	0	3285	0
1	SLU 178	0	3285	0

Verifiche delle distanze dai bordi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Asta portata

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	3	1.56	Si				1.6	1.56	Si			
1	Y	1.6	1.56	Si				3	1.56	Si			
2	X	3.5	1.56	Si				4.7	1.56	Si			
2	Y	4.7	1.56	Si				3.5	1.56	Si			
3	X	3	1.56	Si				1.6	1.56	Si			
3	Y	1.6	1.56	Si				3	1.56	Si			

Asta portante - lato sinistro

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	3	1.56	Si				1.6	1.56	Si			
1	Y	1.6	1.56	Si				3	1.56	Si			
2	X	7.68	1.56	Si				4.7	1.56	Si			
2	Y	4.7	1.56	Si				7.68	1.56	Si			

Asta portante - lato destro

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	3	1.56	Si				1.6	1.56	Si			
1	Y	1.6	1.56	Si				3	1.56	Si			
2	X	7.68	1.56	Si				4.7	1.56	Si			
2	Y	4.7	1.56	Si				7.68	1.56	Si			

Verifiche degli interassi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Asta portata

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X							3.2	3.12	Si	3.2	7	Si
1	Y	3.2	2.86	Si	3.2	7	Si						
2	X							3.2	3.12	Si	3.2	7	Si
2	Y	3.2	2.86	Si	3.2	7	Si						
3	X							3.2	3.12	Si	3.2	7	Si
3	Y	3.2	2.86	Si	3.2	7	Si						

Asta portante - lato sinistro

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X							3.2	3.12	Si	3.2	7	Si
1	Y	3.2	2.86	Si	3.2	7	Si						
2	X	8.65	2.86	Si				3.2	3.12	Si	3.2	7	Si

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
2	Y	3.2	2.86	Si	3.2	7	Si	8.65	3.12	Si			

Asta portante - lato destro

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X							3.2	3.12	Si	3.2	7	Si
1	Y	3.2	2.86	Si	3.2	7	Si						
2	X	8.65	2.86	Si				3.2	3.12	Si	3.2	7	Si
2	Y	3.2	2.86	Si	3.2	7	Si	8.65	3.12	Si			

Verifiche dei collegamenti bullonati

Verifica a taglio dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Asta portata

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
805	3226	0.6	0.84	Non lungo	1	8000	SLU 178	1	0.2497	Si

Asta portante - lato sinistro

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
782	3226	0.6	0.84	Non lungo	1	8000	SLU 178	1	0.2425	Si

Asta portante - lato destro

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
782	3226	0.6	0.84	Non lungo	1	8000	SLU 178	1	0.2425	Si

Verifiche a trazione dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Asta portante - lato sinistro

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	ftbk	A,res.t	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
49.4	4838.4	0.9	8000	0.84	SLU 178	1	0.0102	Si

Asta portante - lato destro

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	ftbk	A,res.t	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
49.4	4838.4	0.9	8000	0.84	SLU 178	1	0.0102	Si

Verifiche a trazione e taglio dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Asta portante - lato sinistro

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	Fv,Ed	Fv,Rd	av	ftbk	A,res.t	A,res.v	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
49.4	4838.4	0.9	782.3	3225.6	0.6	8000	0.84	0.84	SLU 178	1	0.2498	Si

Asta portante - lato destro

Ft,Ed	Ft,Rd	k2	Fv,Ed	Fv,Rd	av	ftbk	A,res.t	A,res.v	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
49.4	4838.4	0.9	782.3	3225.6	0.6	8000	0.84	0.84	SLU 178	1	0.2498	Si

Verifiche a rifollamento §4.2.8.1.1 NTC18

Asta portata

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	1386	4987	1.746	0.897	5100	0.65	1.2	0	-4.8	2	SLU 178	1	0.2779	Si
Y	821	4539	2.5	0.571	5100	0.65	1.2	0	4.8	2	SLU 178	1	0.1809	Si

Asta portante - lato sinistro

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	666	3288	1.746	0.769	5100	0.5	1.2	0	4.8	1	SLU 178	1	0.2025	Si
Y	411	2511	2.5	0.41	5100	0.5	1.2	0	4.8	1	SLU 178	1	0.1635	Si

Asta portante - lato destro

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	666	3288	1.746	0.769	5100	0.5	1.2	0	-4.8	1	SLU 178	1	0.2025	Si
Y	411	2511	2.5	0.41	5100	0.5	1.2	0	4.8	1	SLU 178	1	0.1635	Si

Verifica a block tearing § 3.10.2 EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

Asta portata

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
924	5201	1.425	1.175	-821	5179	1.175	1.425	3;4	CE	5100	3550	1	SLU 178	1	0.3362	Si

Asta portante - lato sinistro

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-888	5201	1.425	1.175	821	5179	1.175	1.425	1;2	CE	5100	3550	1	SLU 178	1	0.3293	Si

Asta portante - lato destro

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
888	5201	1.425	1.175	821	5179	1.175	1.425	1;2	CE	5100	3550	1	SLU 178	1	0.3293	Si

Asta portante

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
				-3285	112049	14.375	57.75	1;2;3;4;5;6;7;8	CE	4300	2750	2	SLU 178	1	0.0293	Si

Verifica a punzonamento §4.2.8.1.1 NTC18

Asta portante - lato sinistro

Ft,Ed	Bp,Rd	dm	tp	ftk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
49	6922	1.8	0.5	5100	SLU 178	1	0.0071	Si

Asta portante - lato destro

Ft,Ed	Bp,Rd	dm	tp	ftk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
49	6922	1.8	0.5	5100	SLU 178	1	0.0071	Si

Verifiche di resistenza in corrispondenza dell'asta portata**Sezione intagliata non forata****Verifica a taglio in direzione parallela all'anima §4.2.4.1.2.4 NTC18**

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-3285	35422	18.15	SLU 178	1	0.0927	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1				-41059	1234713	1	1							0	0	SLU 173	1	0.0333	Si

Sezione intagliata forata**Verifica a taglio in direzione parallela all'anima §4.2.4.1.2.4 NTC18**

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-3285	28824	14.77	SLU 178	1	0.114	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1				-14781	1198145	1	1							0	0	SLU 178	1	0.0123	Si

Sezione forata della squadretta**Verifica a taglio in direzione parallela all'anima dell'asta portata §4.2.4.1.2.4 NTC18**

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-1642	7418	3.8	SLU 178	1	0.2214	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1				-7391	41112	1	1							0	0	SLU 178	1	0.1798	Si

Verifiche di resistenza in corrispondenza dell'asta portante**Sezione forata della squadretta - lato sinistro****Verifica a taglio in direzione Y/N §4.2.4.1.2.4 NTC18**

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-1642	7418	3.8	SLU 178	1	0.2214	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1				7103	41112	1	1							0	0	SLU 178	1	0.1728	Si

Sezione forata della squadretta - lato destro**Verifica a taglio in direzione Y/N §4.2.4.1.2.4 NTC18**

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-1642	7418	3.8	SLU 178	1	0.2214	Si

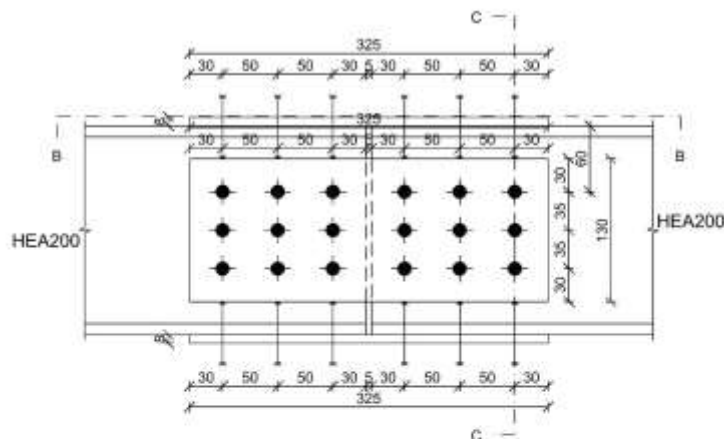
Verifica a presso/tenso flessione §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1				7103	41112	1	1							0	0	SLU 178	1	0.1728	Si

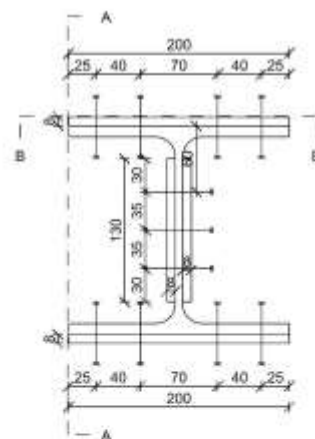
Part. 5

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

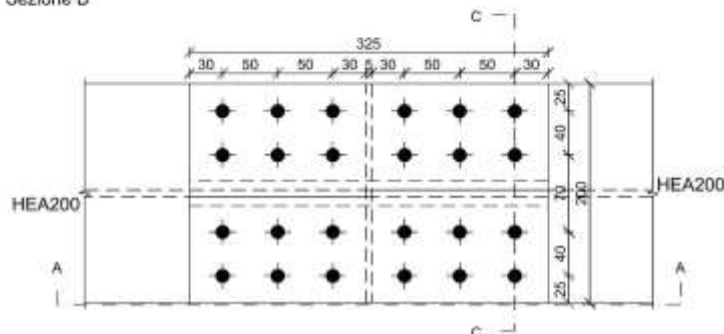
Sezione A



Sezione C



Sezione B



Quote disegno in mm

Dati generali

Caratteristiche delle piastre

Materiale delle piastre: S355, $f_y = 3550$; $f_u = 5100$

Caratteristiche dei bulloni

Coprigiunto	\emptyset	\emptyset fori	n°	Classe	Elemento portato		Elemento portante		Tipo lavoro
					ftb	FC	ftb	FC	
ala superiore	12	13	24	EC 8.8	8000		8000		sollecitati sul filetto
ala inferiore	12	13	24	EC 8.8	8000		8000		sollecitati sul filetto
anima	12	13	18	EC 8.8	8000		8000		sollecitati sul filetto

Computo dei pesi

Piastre superiori: 4.08

Piastre inferiori: 4.08

Piastre di anima: 5.31

Bulloni (peso forfettariamente pari al 20% del peso della connessione): 2.69

Peso totale della connessione: 16.16

Esposizione a fenomeni corrosivi o ambientali

Collegamento non esposto a fenomeni corrosivi o ambientali

Riferimenti per le verifiche dei bulloni in corrispondenza dei coprigiunti d'ala

Direzione X: direzione parallela all'asse delle aste.

Direzione Y: direzione ortogonale all'asse delle aste nel piano delle flange.

Numerazione degli elementi

Posizione coprigiunto	Ind. cop. esterno	Ind. imb. cop. esterno	Ind. ala	Ind. imb. cop. interno	Ind. cop. interno
ala superiore portata	1		2		
ala superiore portante	1		2		
ala inferiore portata	1		2		
ala inferiore portante	1		2		

Indici dei bulloni: il bullone con indice 1 è quello più lontano dall'elemento portato e più a sinistra dell'anima, gli indici aumentano progressivamente con le colonne e successivamente con le righe di bulloni

Riferimenti per le verifiche dei bulloni in corrispondenza dei coprigiunti d'anima

Direzione X: direzione parallela all'asse delle aste.

Direzione Y: direzione ortogonale all'asse delle aste nel piano delle anime.

Numerazione degli elementi

Posizione coprigiunto	Ind. cop. sinistro	Ind. imb. cop. sinistro	Ind. anima	Ind. imb. cop. destro	Ind. cop. destro
anima portata	1		2		3
anima portante	1		2		3

Indici dei bulloni: il bullone con indice 1 è quello più lontano dall'elemento portato e più lontano dall'estradosso della trave portata, gli indici aumentano progressivamente con le colonne e successivamente con le righe di bulloni

Caratteristiche elementi collegati

Coll.	Elemento portato			Elemento portante		
	Descrizione	Profilo	Materiale	Descrizione	Profilo	Materiale
1	Trave in acciaio livello Primo Solaio fili 4-4	HEA200	TR_HEA160+s oletta6_L=5 42cm	Trave in acciaio livello Primo Solaio fili 8-4	HEA200	TR_HEA160+s oletta6_L=5 42cm

Sollecitazioni di verifica nelle combinazioni

Coll.	Comb.	F1	F2	F3	M1	M2	M3
1	SLV 2	0	6206	0	143	0	-753567
1	SLV 13	0	-3902	0	-164	0	740150
1	SLV 15	0	-3927	0	-144	0	743718

Verifiche delle distanze dai bordi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Coprigiunto d'ala superiore dell'asta portata

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	3	1.56	Si				2.5	1.56	Si			
2	X	3	1.56	Si				2.5	1.56	Si			
1	Y	2.5	1.56	Si				3	1.56	Si			

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portata

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	3	1.56	Si				2.5	1.56	Si			
2	X	3	1.56	Si				2.5	1.56	Si			
1	Y	2.5	1.56	Si				3	1.56	Si			

Coprigiunto d'anima dell'asta portata

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	3	1.56	Si				3	1.56	Si			
1	Y	3	1.56	Si				3	1.56	Si			
2	X	3	1.56	Si				6	1.56	Si			
2	Y	6	1.56	Si				3	1.56	Si			
3	X	3	1.56	Si				3	1.56	Si			
3	Y	3	1.56	Si				3	1.56	Si			

Coprigiunto d'ala superiore dell'asta portante

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	3	1.56	Si				2.5	1.56	Si			
2	X	3	1.56	Si				2.5	1.56	Si			
1	Y	2.5	1.56	Si				3	1.56	Si			

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portante

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	3	1.56	Si				2.5	1.56	Si			
2	X	3	1.56	Si				2.5	1.56	Si			
1	Y	2.5	1.56	Si				3	1.56	Si			

Coprigiunto d'anima dell'asta portante

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	3	1.56	Si				3	1.56	Si			
1	Y	3	1.56	Si				3	1.56	Si			
2	X	3	1.56	Si				6	1.56	Si			
2	Y	6	1.56	Si				3	1.56	Si			
3	X	3	1.56	Si				3	1.56	Si			
3	Y	3	1.56	Si				3	1.56	Si			

Verifiche degli interassi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Coprigiunto d'ala superiore dell'asta portata

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X	5	2.86	Si	5	11.2	Si	4	3.12	Si	4	11.2	Si
2	X	5	2.86	Si	5	11.2	Si	4	3.12	Si	4	11.2	Si
1	Y	4	2.86	Si	4	11.2	Si	5	3.12	Si	5	11.2	Si

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portata

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X	5	2.86	Si	5	11.2	Si	4	3.12	Si	4	11.2	Si
2	X	5	2.86	Si	5	11.2	Si	4	3.12	Si	4	11.2	Si
1	Y	4	2.86	Si	4	11.2	Si	5	3.12	Si	5	11.2	Si

Coprigiunto d'anima dell'asta portata

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X	5	2.86	Si	5	9.1	Si	3.5	3.12	Si	3.5	9.1	Si
1	Y	3.5	2.86	Si	3.5	9.1	Si	5	3.12	Si	5	9.1	Si
2	X	5	2.86	Si	5	9.1	Si	3.5	3.12	Si	3.5	9.1	Si
2	Y	3.5	2.86	Si	3.5	9.1	Si	5	3.12	Si	5	9.1	Si
3	X	5	2.86	Si	5	9.1	Si	3.5	3.12	Si	3.5	9.1	Si
3	Y	3.5	2.86	Si	3.5	9.1	Si	5	3.12	Si	5	9.1	Si

Coprigiunto d'ala superiore dell'asta portante

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X	5	2.86	Si	5	11.2	Si	4	3.12	Si	4	11.2	Si
2	X	5	2.86	Si	5	11.2	Si	4	3.12	Si	4	11.2	Si
1	Y	4	2.86	Si	4	11.2	Si	5	3.12	Si	5	11.2	Si

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portante

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X	5	2.86	Si	5	11.2	Si	4	3.12	Si	4	11.2	Si
2	X	5	2.86	Si	5	11.2	Si	4	3.12	Si	4	11.2	Si
1	Y	4	2.86	Si	4	11.2	Si	5	3.12	Si	5	11.2	Si

Coprigiunto d'anima dell'asta portante

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X	5	2.86	Si	5	9.1	Si	3.5	3.12	Si	3.5	9.1	Si
1	Y	3.5	2.86	Si	3.5	9.1	Si	5	3.12	Si	5	9.1	Si
2	X	5	2.86	Si	5	9.1	Si	3.5	3.12	Si	3.5	9.1	Si
2	Y	3.5	2.86	Si	3.5	9.1	Si	5	3.12	Si	5	9.1	Si
3	X	5	2.86	Si	5	9.1	Si	3.5	3.12	Si	3.5	9.1	Si
3	Y	3.5	2.86	Si	3.5	9.1	Si	5	3.12	Si	5	9.1	Si

Verifiche dei collegamenti bullonati

Verifica a taglio dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Coprigiunto d'ala superiore dell'asta portata

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
3059	3226	0.6	0.84	Non lungo	1	8000	SLV 2	1	0.9483	Si

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portata

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
3059	3226	0.6	0.84	Non lungo	1	8000	SLV 2	1	0.9483	Si

Coprigiunto d'anima dell'asta portata

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
2281	3226	0.6	0.84	Non lungo	1	8000	SLV 2	1	0.7072	Si

Coprigiunto d'ala superiore dell'asta portante

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
3059	3226	0.6	0.84	Non lungo	1	8000	SLV 2	1	0.9483	Si

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portante

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
3059	3226	0.6	0.84	Non lungo	1	8000	SLV 2	1	0.9483	Si

Coprigiunto d'anima dell'asta portante

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1011	3226	0.6	0.84	Non lungo	1	8000	SLV 15	1	0.3134	Si

Verifiche a rifollamento §4.2.8.1.1 NTC18

Coprigiunto d'ala superiore dell'asta portata

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	3059	7532	2.5	0.769	5100	0.8	1.2	5	-7.5	1	SLV 2	1	0.4061	Si
Y	1	6277	2.5	0.641	5100	0.8	1.2	-5	-7.5	1	SLV 13	1	0.0002	Si

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portata

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	3059	7532	2.5	0.769	5100	0.8	1.2	5	-7.5	1	SLV 2	1	0.4061	Si
Y	1	6277	2.5	0.641	5100	0.8	1.2	-5	-7.5	1	SLV 13	1	0.0002	Si

Coprigiunto d'anima dell'asta portata

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	2283	5065	2.069	0.769	5100	0.65	1.2	-5	-3.5	2	SLV 2	1	0.4506	Si
Y	3950	5151	2.5	0.647	5100	0.65	1.2	-5	-3.5	2	SLV 2	1	0.7669	Si

Coprigiunto d'ala superiore dell'asta portante

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	3059	7532	2.5	0.769	5100	0.8	1.2	-5	7.5	1	SLV 2	1	0.4061	Si
Y	1	6277	2.5	0.641	5100	0.8	1.2	5	-7.5	1	SLV 13	1	0.0002	Si

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portante

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	3059	7532	2.5	0.769	5100	0.8	1.2	-5	7.5	1	SLV 2	1	0.4061	Si
Y	1	6277	2.5	0.641	5100	0.8	1.2	5	-7.5	1	SLV 13	1	0.0002	Si

Coprigiunto d'anima dell'asta portante

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	946	5065	2.069	0.769	5100	0.65	1.2	5	-3.5	2	SLV 15	1	0.1867	Si
Y	1787	5151	2.5	0.647	5100	0.65	1.2	-5	-3.5	2	SLV 15	1	0.3469	Si

Verifica a block tearing § 3.10.2 EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portata

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-------	----------	-------	-------	-------	----------	-------	-------	----------------	------------------	----	----	----------	-------	-------	---------	----------

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
36218	36360	10.36	7.8					1;2;3;4;5;6;7;8;9;10. ..	CE	5100	3550	1	SLV 15	1	0.9961	Si

Coprigiunto d'anima dell'asta portata

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
				-11851	15487	1.527	6.337	1;4;7	CE	5100	3550	2	SLV 2	1	0.7652	Si

Coprigiunto d'ala inferiore dell'asta portante

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-36218	36360	10.36	7.8					1;2;3;4;5;6;7;8;9;10. ..	CE	5100	3550	1	SLV 15	1	0.9961	Si

Coprigiunto d'anima dell'asta portante

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
2037	22382	4.907	6.337	4137	22508	6.337	4.907	4;5;6;7;8;9	CE	5100	3550	2	SLV 2	1	0.2748	Si

Verifiche di resistenza delle aste

Sezione forata dell'asta portata

Verifica a taglio in direzione parallela all'anima §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
6206	30393	15.61	SLV 2	1	0.2042	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
2				837348	1116415	1	1							0	0	SLV 2	1	0.75	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

TEd	TRd	Sfruttamento torsione	Riduzione taglio resistente	τEd,totale	τRd	Sfruttamento taglio-torsione	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-164	21600	0.0076	Considerata				SLV 13	1	0.0076	Si

Sezione forata dell'asta portante

Verifica a taglio in direzione parallela all'anima §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
6206	30393	15.61	SLV 2	1	0.2042	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
2				734949	1116415	1	1							0	0	SLV 2	1	0.6583	Si

Verifica a torsione §4.2.4.1.2.5 NTC18

TEd	TRd	Sfruttamento torsione	Riduzione taglio resistente	τEd,totale	τRd	Sfruttamento taglio-torsione	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-164	21600	0.0076	Considerata				SLV 13	1	0.0076	Si

Verifiche di resistenza dei coprigiunti

Ala superiore - sezione forata del coprigiunto esterno

Verifica a sforzo assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1	36698		43476	1	0	0	SLV 2	1	0.8441	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1	36698	43476	1	-108	193120	1	1							0	0	SLV 2	1	0.8446	Si

Ala inferiore - sezione forata del coprigiunto esterno

Verifica a sforzo assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1	36218		43476	1	0	0	SLV 15	1	0.8331	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-----	----------------	--	--	------------	--	--	--	------------	--	--	--	---	---	----	----	-------	-------	---------	----------

	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1	36218	43476	1	-108	193120	1	1							0	0	SLV 15	1	0.8336	Si

Coprigiunto d'anima

Verifica a taglio in direzione Y/N §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
3103	14211	7.28	SLV 2	1	0.2184	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1				88394	88520	1	1							0	0	SLV 2	1	0.9986	Si

Part. 6

Dati generali

Caratteristiche della piastra

Materiale: S355, fy = 3550; fu = 5100; spessore: 1.05

Computo dei pesi

Piastra: 10.26

Bulloni (peso forfettariamente pari al 20% del peso della connessione): 2.05

Peso totale della connessione: 12.32

Esposizione a fenomeni corrosivi o ambientali

Collegamento non esposto a fenomeni corrosivi o ambientali

Riferimenti per le verifiche

Numerazione degli elementi: 1: asta; 2: piatto.

Caratteristiche elementi collegati

Co II.	Elemento portato			Primo elemento portante			Secondo elemento portante		
	Descrizione	Profilo	Materiale	Descrizione	Profilo	Materiale	Descrizione	Profilo	Materiale
1	Trave in acciaio (livello Fondazione filo 4) (livello Primo Solaio filo 8)	UPN160	S355	Colonna in acciaio tronco Fondazione - Primo Solaio filo 8	HEB240	S275			

Sollecitazioni di verifica nelle combinazioni

Coll.	Comb.	F1	F,orto	M
1	SLU 94	-4420	-48	0
1	SLU 95	4159	-48	0
1	SLU 160	-4815	-48	0
1	SLV 1	-46593	-37	0
1	SLV 16	46068	-37	0

Caratteristiche dei bulloni

diametro 2, diametro fori 2.1, classe EC 8.8 (ftb = 8000, sollecitati sul filetto), n° 6 bulloni

Verifiche delle distanze dai bordi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica e1 minima			Verifica e1 massima			Verifica e2 minima			Verifica e2 massima		
		e1,min.	e1,min,lim.	Verifica	e1,max.	e1,max,lim.	Verifica	e2,min.	e2,min,lim.	Verifica	e2,max.	e2,max,lim.	Verifica
1	X	5	2.52	Si				8	2.52	Si			
1	Y	8	2.52	Si				5	2.52	Si			
2	X	5	2.52	Si				8.46	2.52	Si			
2	Y	8.46	2.52	Si				5	2.52	Si			

Verifiche degli interassi dei bulloni Tab.4.2.XVIII NTC18

Piatto	Direzione della forza	Verifica p1 minimo			Verifica p1 massimo			Verifica p2 minimo			Verifica p2 massimo		
		p1,min.	p1,min,lim.	Verifica	p1,max.	p1,max,lim.	Verifica	p2,min.	p2,min,lim.	Verifica	p2,max.	p2,max,lim.	Verifica
1	X	7.5	4.62	Si	7.5	10.5	Si						
1	Y							7.5	5.04	Si	7.5	10.5	Si
2	X	7.5	4.62	Si	7.5	10.5	Si						
2	Y							7.5	5.04	Si	7.5	10.5	Si

Verifiche dei collegamenti bullonati

Verifica a taglio dei bulloni §4.2.8.1.1 NTC18

Fv,Ed	Fv,Rd	av	Area resistente	Tipo collegamento	βLf	ftbk	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
7766	9232	0.6	2.45	Lungo	0.98	8000	SLV 1	1	0.8412	Si

Verifiche a rifollamento §4.2.8.1.1 NTC18

Dir.	Fv,Ed	Fb,Rd	k	α	ftk	t	d	X	Y	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
X	7765	12143	2.5	0.794	5100	0.75	2	-18.75	0	1	SLV 1	1	0.6395	Si
Y	39	9180	1.5	1	5100	0.75	2	-18.75	0	1	SLU 95	1	0.0042	Si

Verifica a block tearing § 3.10.2 EN 1993-1-8:2005 + AC:2009

FvEdX	Veff,RdX	Ant,X	Anv,X	FvEdY	Veff,RdY	Ant,Y	Anv,Y	Indici bulloni	Tipo di verifica	fu	fy	Elemento	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
46068	49393	24.212	0	-37	47262	0	24.212	1;2;3;4;5;6	CE	5100	3550	2	SLV 16	1	0.9335	Si

Verifiche di resistenza del profilo

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
48	20859	10.69	SLU 160	1	0.0023	Si

Verifica a sforzo assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1	46068		74150	1	0	0	SLV 16	1	0.6213	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1	46068	74150	1	1941	462355	1	1							0	0	SLV 16	1	0.6255	Si

Verifiche di resistenza della piastra

Verifiche di resistenza della sezione di Withmore della piastra

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-48	47262	24.21	SLU 94	1	0.001	Si

Verifica a sforzo assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1	-46593	89315		1	0	0	SLV 1	1	0.5217	Si

Verifica a presso/tenso flessione §§ 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

Cl.	Sforzo normale			Momento Mx				Momento My				α	β	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
	NEd	NRd	Rid. NRd da VEd	Mx,Ed	Mx,Rd	Rid. Mx,Rd da VEd	Rid. Mx,Rd da NEd	My,Ed	My,Rd	Rid. My,Rd da VEd	Rid. My,Rd da NEd								
1	-46593	89315	1	-32519	553169	1	1							0	0	SLV 1	1	0.5805	Si

Verifiche di resistenza della sezione totale della piastra

Verifica a taglio Y §4.2.4.1.2.4 NTC18

VEd	Vc,Rd	Av	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
-29345	71736	36.75	SLV 1	1	0.4091	Si

Verifica a sforzo assiale §4.2.4.1.2.1 - §4.2.4.1.2.2 NTC18

Classe	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd	Riduzione da taglio	px	py	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
1	-36190	124250		1	0	0	SLV 1	1	0.2913	Si

Verifica delle saldature

Caratteristiche delle saldature

Materiale considerato per la verifica delle saldature: S275.
Lato cordone saldature: 1.

Verifica delle saldature (criterio semplificato) §4.2.8.2.4 NTC18

Asta portante

Fw,Ed	Fw,Rd	ftk	β	X	Y	Saldatura lunga	βLf	Comb.	Coll.	Sfrutt.	Verifica
665.66	1652.2	4300	0.85	-11.03	13.58	No	1	SLV 1	1	0.4029	Si

TAMPONAMENTI

Si riporta di seguito la verifica dei tamponamenti:

Tamponamento Fondazione - Primo Solaio fili 1-9

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1
Em (modulo di elasticità della muratura): 12000
γ (peso specifico della muratura): 0.0018
Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 290
l (lunghezza del pannello): 824

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

fm (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 145

sa [7.2.2]: 0.298

wa: 0.105

qa (Tab.7.2.I): 2

fa [7.2.1]: 0.0157

Sforzo normale = 18.17 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 234.31 (valore per unità di lunghezza della parete)

M ultimo = 433.97 (valore per unità di lunghezza della parete)

M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Fondazione - Primo Solaio fili 1-66

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1

Em (modulo di elasticità della muratura): 12000

γ (peso specifico della muratura): 0.0018

Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 290

l (lunghezza del pannello): 1077

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

fm (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 145

sa [7.2.2]: 0.298

wa: 0.105

qa (Tab.7.2.I): 2

fa [7.2.1]: 0.0157

Sforzo normale = 18.17 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 234.31 (valore per unità di lunghezza della parete)

M ultimo = 433.97 (valore per unità di lunghezza della parete)

M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Fondazione - Primo Solaio fili 66-74

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1

Em (modulo di elasticità della muratura): 12000

γ (peso specifico della muratura): 0.0018

Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 290

l (lunghezza del pannello): 824

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

fm (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 145

sa [7.2.2]: 0.298

wa: 0.105

qa (Tab.7.2.I): 2

fa [7.2.1]: 0.0157

Sforzo normale = 18.17 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 234.31 (valore per unità di lunghezza della parete)

M ultimo = 433.97 (valore per unità di lunghezza della parete)

M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Primo Solaio - Secondo Solaio fili 1-9

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1

Em (modulo di elasticità della muratura): 12000

γ (peso specifico della muratura): 0.0018

Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 310

l (lunghezza del pannello): 824

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

f_m (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 445

sa [7.2.2]: 0.422

wa: 0.105

qa (Tab.7.2.I): 2

fa [7.2.1]: 0.0221

Sforzo normale = 16.28 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 266.06 (valore per unità di lunghezza della parete)

M ultimo = 390.69 (valore per unità di lunghezza della parete)

M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Primo Solaio - Secondo Solaio fili 1-66

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1

Em (modulo di elasticità della muratura): 12000

γ (peso specifico della muratura): 0.0018

Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 310

l (lunghezza del pannello): 1077

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

f_m (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 445

sa [7.2.2]: 0.422

wa: 0.105

qa (Tab.7.2.I): 2

fa [7.2.1]: 0.0221

Sforzo normale = 16.28 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 266.06 (valore per unità di lunghezza della parete)

M ultimo = 390.69 (valore per unità di lunghezza della parete)

M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Primo Solaio - Secondo Solaio fili 9-74

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1

Em (modulo di elasticità della muratura): 12000

γ (peso specifico della muratura): 0.0018

Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 310

l (lunghezza del pannello): 1077

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

fm (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 445

sa [7.2.2]: 0.422

wa: 0.105

qa (Tab.7.2.I): 2

fa [7.2.1]: 0.0221

Sforzo normale = 16.28 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 266.06 (valore per unità di lunghezza della parete)

M ultimo = 390.69 (valore per unità di lunghezza della parete)

M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Primo Solaio - Secondo Solaio fili 66-74

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1

Em (modulo di elasticità della muratura): 12000

γ (peso specifico della muratura): 0.0018

Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 310

l (lunghezza del pannello): 824

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

fm (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 445

sa [7.2.2]: 0.422

wa: 0.105

qa (Tab.7.2.I): 2

fa [7.2.1]: 0.0221

Sforzo normale = 16.28 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 266.06 (valore per unità di lunghezza della parete)

M ultimo = 390.69 (valore per unità di lunghezza della parete)

M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Le considerazioni effettuate ai punti precedenti sono tali da consentire un giudizio sicuramente positivo sull'attendibilità dei risultati, sia dal punto di vista delle azioni statiche gravitazionali in cui l'entità dei momenti agenti risulta confrontabile con quelli attesi, così come per gli sforzi normali. I diagrammi dei momenti flettenti dei tagli e degli sforzi normali corrispondono con gli stati delle deformazioni nelle varie condizioni e combinazioni come riportato negli schemi allegati alla relazione di calcolo. Le pagine della relazione di calcolo automatico (con le

TRAVI IN C.A.								
PIANO 1								
Nome	Numero Travi Uguali (#)	Base (m)	Altezza (m)	Area (m ²)	Peso Specifico Travi (daN/m ³)	Peso Per Unità Di Lunghezza (daN/m)	Sviluppo (m)	Peso (daN)
X	1			0,000	7800	42	31,84	1347
Y	1			0,000	7800	42	29,72	1257
Y				0,000		0		0
Y				0,000		0		0
Y				0,000		0		0
						$\Sigma W_{T1^{\circ}} =$		2604
PIANO 2								
Nome	Numero Travi Uguali (#)	Base (m)	Altezza (m)	Area (m ²)	Peso Specifico Travi (daN/m ³)	Peso Per Unità Di Lunghezza (daN/m)	Sviluppo (m)	Peso (daN)
X	1			0,000	7800	42	23,96	1014
X	1			0,000	7800	42	22,29	943
Y				0,000		0		0
Y				0,000		0		0
Y				0,000		0		0
						$\Sigma W_{T2^{\circ}} =$		1956

PILASTRI IN C.A.								
TRONCO 1 (PIANO TERRA - PIANO 1°)								
Nome	Numero Pilastri Uguali (#)	Base (m)	Altezza (m)	Area (m ²)	Peso Specifico Pilastri (daN/m ³)	Peso Per Unità Di Lunghezza a (daN/m)	Altezza di Interpiano (m)	Peso (daN)
P1	14			0,000	7800	83	3,30	3844
P2				0,000		83		0
P3				0,000		0		0
P4				0,000		0		0
P5				0,000		0		0
						$\Sigma W_{P1^{\circ}} =$		3844

TRONCO 2 (PIANO 1° - PIANO 2°)								
Nome	Numero Pilastri Uguali (#)	Base (m)	Altezza (m)	Area (m ²)	Peso Specifico Pilastri (daN/m ³)	Peso Per Unità Di Lunghezza a (daN/m)	Altezza di Interpiano (m)	Peso (daN)
P1	4			0,000	7800	83	3,10	1032
P2	4			0,000	7800	83	3,10	1032
P3	5			0,000	7800	83	4,10	1706
P4				0,000		0		0
P5				0,000		0		0
						ΣW_{P2°} =		3769

SOLAI								
PIANO 1								
Nome	Numero Solai Uguali (#)	Lunghezza (m)	Larghezza (m)	Area (m ²)	Carico Perm.te Solaio (daN/m ²)	Carico Var.le Solaio (daN/m ²)	Peso Permanente (daN)	Peso Accidentale (daN)
S1	1			73,78	230	500	16969	36890
S2				0,00			0	0
S3				0,00			0	0
					$\Sigma W_{s1^*} =$		16969	36890

PIANO 2								
Nome	Numero Solai Uguali (#)	Lunghezza (m)	Larghezza (m)	Area (m ²)	Carico Perm.te Solaio (daN/m ²)	Carico Var.le Solaio (daN/m ²)	Peso Permanente (daN)	Peso Accidentale (daN)
S1				84,85	120	320	10182	27151
S2				0,00			0	0
S3				0,00			0	0
					$\Sigma W_{S2^{\circ}} =$		10182	27151

TAMPONAMENTI								
TRONCO 1 (PIANO TERRA - PIANO 1°)								
Nome	Numero Tamponamenti Uguali (#)	Spessore dei Muri (m)	Sviluppo dei Muri (m)	Area (m ²)	Peso Specifico Travi (daN/m ³)	Peso Per Unità Di Lunghezza (daN/m)	Altezza di Interpiano (m)	Peso Per Unità Di Lunghezza (daN)
M1	1	0,25	27,10	6,775	1000	6775	3,30	22358
M2				0,000		0		0
M3				0,000		0		0
M4				0,000		0		0
M5				0,000		0		0
						ΣW _{M1°} =		22358
TRONCO 2 (PIANO 1° - PIANO 2°)								
Nome	Numero Tamponamenti Uguali (#)	Spessore dei Muri (m)	Sviluppo dei Muri (m)	Area (m ²)	Peso Specifico Travi (daN/m ³)	Peso Per Unità Di Lunghezza (daN/m)	Altezza di Interpiano (m)	Peso Per Unità Di Lunghezza (daN)
M1	1	0,25	37,80	9,450	1000	9450	3,20	30240
M2				0,000		0		0
M3				0,000		0		0
M4				0,000		0		0
M5				0,000		0		0
						ΣW _{M2°} =		30240

ANALISI STATICA LINEARE																							
NORMA DI RIFERIMENTO: DM 17.01.2018																							
Non conoscendo il periodo proprio della struttura in quanto non è stata effettuata una analisi dinamica si assume l'ordinata massima dello spettro di risposta																							
Il valore del taglio sismico si ottiene dalla seguente espressione :						$F_b = S_d(T_1) \times W \times \lambda$																	
$a_{g,SLV} =$		0,184		$F_{0,SLV} =$		2,539		$T_c^* =$		0,296		$S_s =$		1,420		$S_T =$		1,2					
Categoria del Suolo:				C		Altezza edificio =				7,87 m		$T_1 =$				0,23 s		$S_d(T_1) =$				0,530	
$\lambda =$		1		$q =$		1,50																	

Calcolo il peso sismico $W : \sum G_{kj} + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$						
RIEPILOGO						
	Peso Travi (daN)	Peso Pilastri (daN)	Peso Pareti in muratura (daN)	Peso Tampona menti (daN)	Peso Perm.te Solaio (daN)	Peso Var.le Solaio (daN)
PIANO 1	2604	3806	0	26299	16969	36890
PIANO 2	1956	1884	0	15120	10182	27151

Da cui il tagliante alla base è pari a

Calcolo il peso sismico $W : \sum G_{kj} + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$							
	Pesi Perm.ti (daN)	ψ_{2j}	Pesi Variabili (daN)	W_i	F_h (daN)	z_i	F_i (daN)
Piano 1	49679	0,60	36890	71812	57823	3,30	25833
Piano 2	29142	0,30	27151	37288		7,87	31990
Piano 3	0		0	0			0
Piano 4	0		0	0			0
Copertura	0		0	0			0
			$\sum W_i =$	109100		$\sum F_i =$	57823

Confrontando con il valore ottenuto da analisi con elaboratore ottengo:

Bilancio in condizione di carico: Sisma X SLV

Contributo	Fx	Fy
Forze applicate	56753.451	0
Reazioni	-56753.451	0
P-Delta	0	0
Totale	0	0

Valore del tutto confrontabile con quanto ottenuto manualmente.

I) Risultanze inerenti le strutture di fondazione

Il terreno in esame è stato oggetto di indagini geognostiche illustrate nella Relazione Geologica, geotecnica e sismica allegata a firma del Geologo Dott. Paolo Calicetti. Per la caratterizzazione dei terreni è stata eseguita una prova penetrometrica dinamica nonché un'indagine sismica HVSr. Il terreno dell'area in esame è costituito da un primo orizzonte di argille debolmente limose moderatamente consistenti (da p.c. a -1,20m) che diventano molto consistenti con la profondità (da -1,20 a -2,80m) seguite da marne argillose.

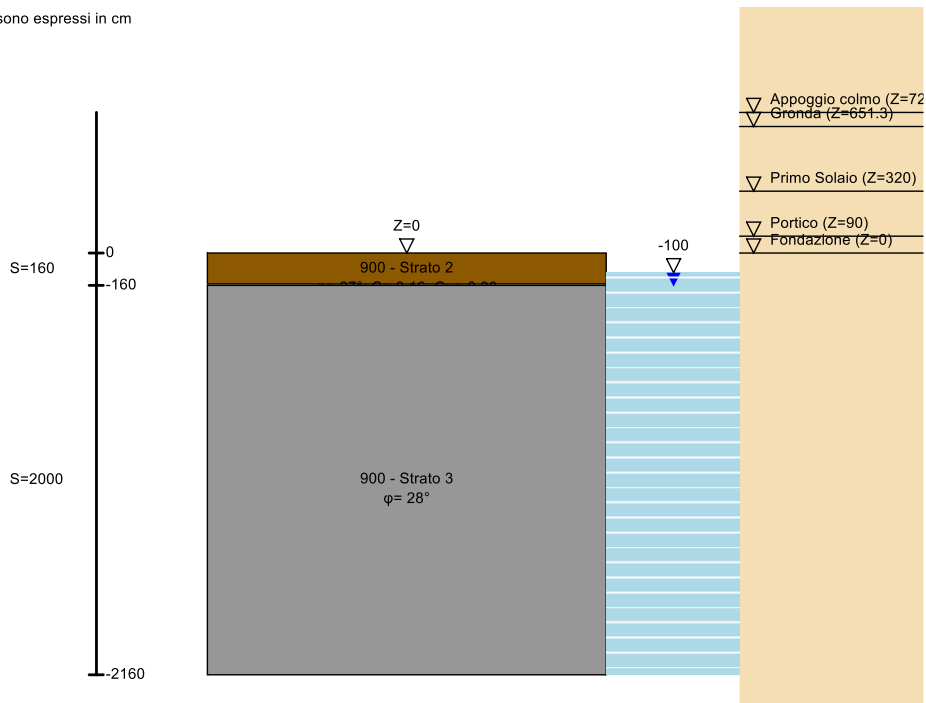


Il modello geotecnico impiegato per le calcolazioni vede impiegate la seguente stratigrafia:

<u>Profondità da P.C. (m)</u>	<u>Descrizione materiale</u>	<u>Parametri</u>	
P.C- 0,2	Pavimentazione	<u>z</u>	-
<u>STRATO 1</u> 0,2-1,2 m	Argille debolmente limose moderatamente consistenti	<u>RD</u>	33,1 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	0,48 kg/cm ²
		<u>Cu_u</u>	0,27 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	24,6°
		<u>Ang. Attrito_u</u>	24°
		<u>C'</u>	0,5 kg/cm ²
		<u>NSPT</u>	4,9
		<u>ME</u>	51,7 Kg/cm ²
		<u>ME_u</u>	46,6 Kg/cm ²
		<u>Mod. young</u>	36 Kg/cm ²
		<u>γd</u>	20 kN/m ³ = 2039 kg/m ³
		<u>γs</u>	22 kN/m ³ = 2243 kg/m ³
		<u>Mod. Poisson</u>	0,30
		<u>Kh</u>	2 kg/cm ³
		<u>Ko</u>	4 kg/cm ³
<u>STRATO 2</u> -1,2-2,8 m	Argille limose molto consistenti	<u>RD</u>	97,8 kg/cm ²
		<u>Cu</u>	1,6 kg/cm ²
		<u>Cu_u</u>	0,88 kg/cm ²
		<u>Ang. attrito</u>	28,1°
		<u>Ang. Attrito terra/muro</u>	23,4°
		<u>Ang. Attrito_u</u>	27°
		<u>C'</u>	0,16 kg/cm ²

		<u>NSPT</u>	16,1
		<u>ME</u>	166 Kg/cm²
		<u>ME_s</u>	106 Kg/cm²
		<u>Mod. young</u>	165 Kg/cm²
		<u>γ_d</u>	20 kN/m³ = 2039 kg/m³
		<u>γ_s</u>	22 kN/m³ = 2243 kg/m³
		<u>Mod. Poisson</u>	0,29
		<u>Kh</u>	4 kg/cm³
		<u>Ko</u>	8 kg/cm³
<u>STRATO 3</u> -2,8- 3,2 m	Marne Argillose	<u>RD</u>	340 kg/cm²
		<u>Cu</u>	-
		<u>Ang. attrito</u>	33°
		<u>Ang. Attrito_s</u>	28°
		<u>C'</u>	-
		<u>NSPT</u>	60,3
		<u>ME</u>	616 Kg/cm²
		<u>ME_s</u>	106 Kg/cm²
		<u>Mod. young</u>	672 Kg/cm²
		<u>γ_d</u>	22 kN/m³ = 2243 kg/m³
		<u>γ_s</u>	24 kN/m³ = 2449 kg/m³
		<u>Mod. Poisson</u>	0,28
		<u>Kh</u>	10 kg/cm³
		<u>Ko</u>	12 kg/cm³
<u>Legenda:</u>		γ _s , γ _d - Peso specifico saturo e drenato; RD- Resistenza dinamica; Cu, C'- coesione non drenata e drenata (Schmertmanni); Angolo d'attrito (De Mello); ME- Modulo edometrico (Sanglerat); Mod. Young (Apollonia); Kh, Ko coefficiente Winkler verticale e orizzontale (Pozzati e Bowles); k indica il valore caratteristi del parametro dove è stato possibile calcolarlo.	

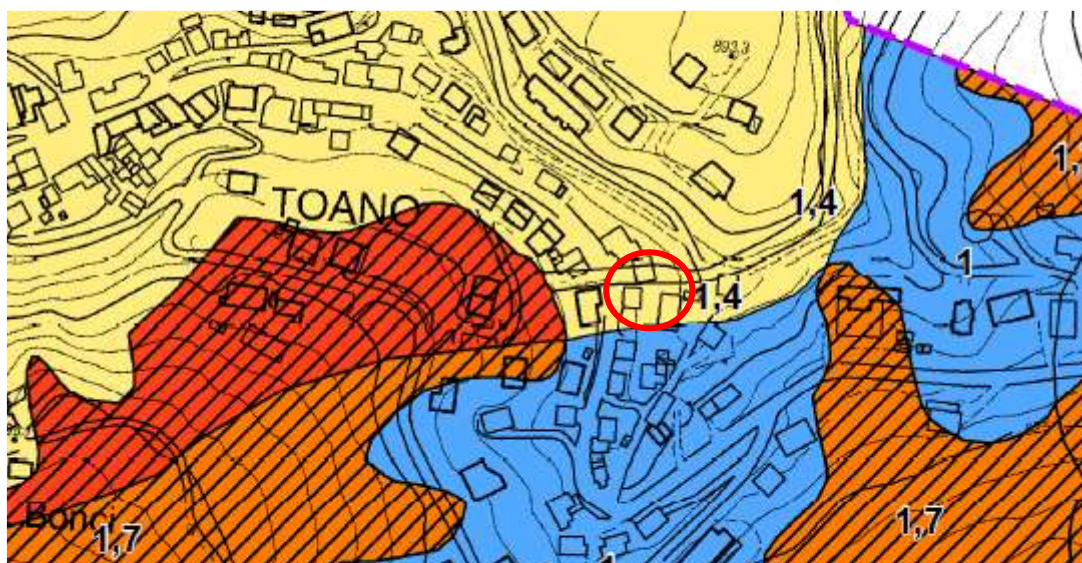
I valori sono espressi in cm



Nella modellazione delle fondazioni si è ipotizzata una costante di Winkler congruente alla posizione delle fondazioni rispetto ai sondaggi eseguiti. In particolare si è impiegata una costante di 4,00 daN/cmc.

Analizzando le sezioni competenti in funzione della geologia riscontrata e sulla base della totale assenza di un quadro fessurativo imputabile ad un cedimento fondale, fanno ipotizzare che l'intero piano fondale esistente poggi su unità geotecniche dalle buone caratteristiche di portanza nonché di stabilità.

Ai fini della classificazione sismica di progetto sono stati esaminati i dati ottenuti dalla indagine HVSr. Da tale analisi è emersa la presenza di un suolo di categoria C *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”* e categoria topografica T2. Analizzando gli strumenti di microzonazione sismica del Comune di Toano individuano un fattore di amplificazione pari a 1,4.



Si impiega lo spettro di categoria C e categoria topografica T2.

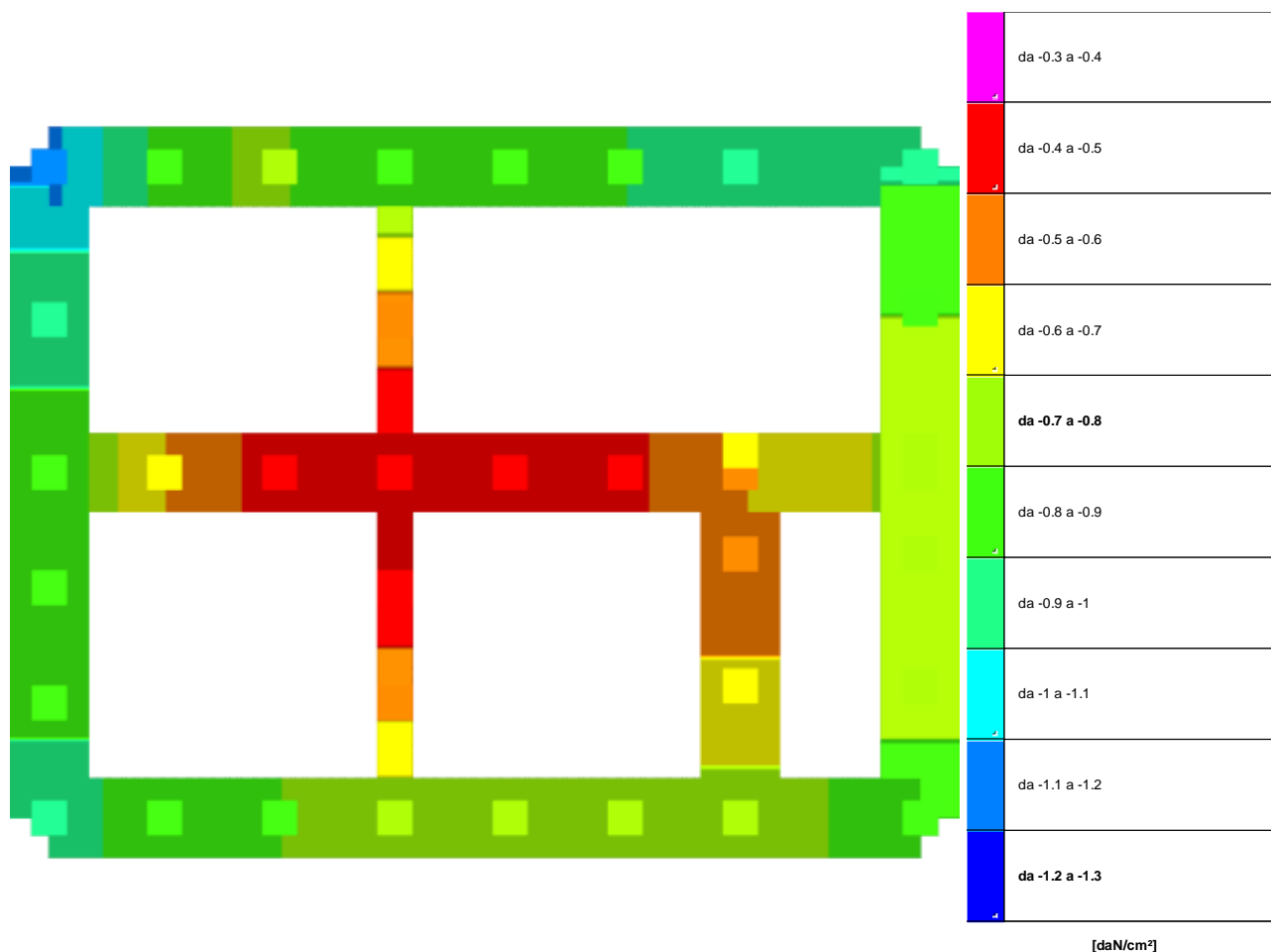
Ai fini degli effetti in fondazione è da rilevare che gli interventi strutturali di progetto sull'edificio risultano finalizzati a migliorare il comportamento della struttura in elevazione, perseguendo un comportamento "scatolare" dell'insieme tendente a ripartire in modo efficace ed uniforme le masse sulle murature esistenti e di nuovo impianto, migliorando quindi la risposta nei confronti delle forze statiche verticali e sismico inerziali mediante un efficace immorsamento delle orditure di piano in progetto alle murature portanti. Il quadro di riferimento antropico presenta fabbricati di antico impianto simili a quello in esame privi di caratterizzazioni strutturali irrigidenti in elevazione. L'indagine visiva, estesa alle altre infrastrutture presenti (strade, muri ecc.) non ha comunque evidenziato lesioni imputabili a cedimenti del piano di posa delle fondazioni, globali e/o differenziali, od a movimenti gravitativi in atto superficialmente, segni induttivi delle discrete caratteristiche del terreno. Non sono stati eseguiti saggi a livello fondale ma verosimilmente si ipotizza un cordolo in c.a. di limitate dimensioni che assolve alle funzioni a cui è demandato data la totale assenza di un quadro fessurativo ascrivibile a cedimenti di tipo differenziale.

Per quanto riguarda le nuove strutture, viene progettato un nuovo sistema fondale costituito da cordoli in c.a. con sezione 90x50cm posti nelle due direzioni principali.

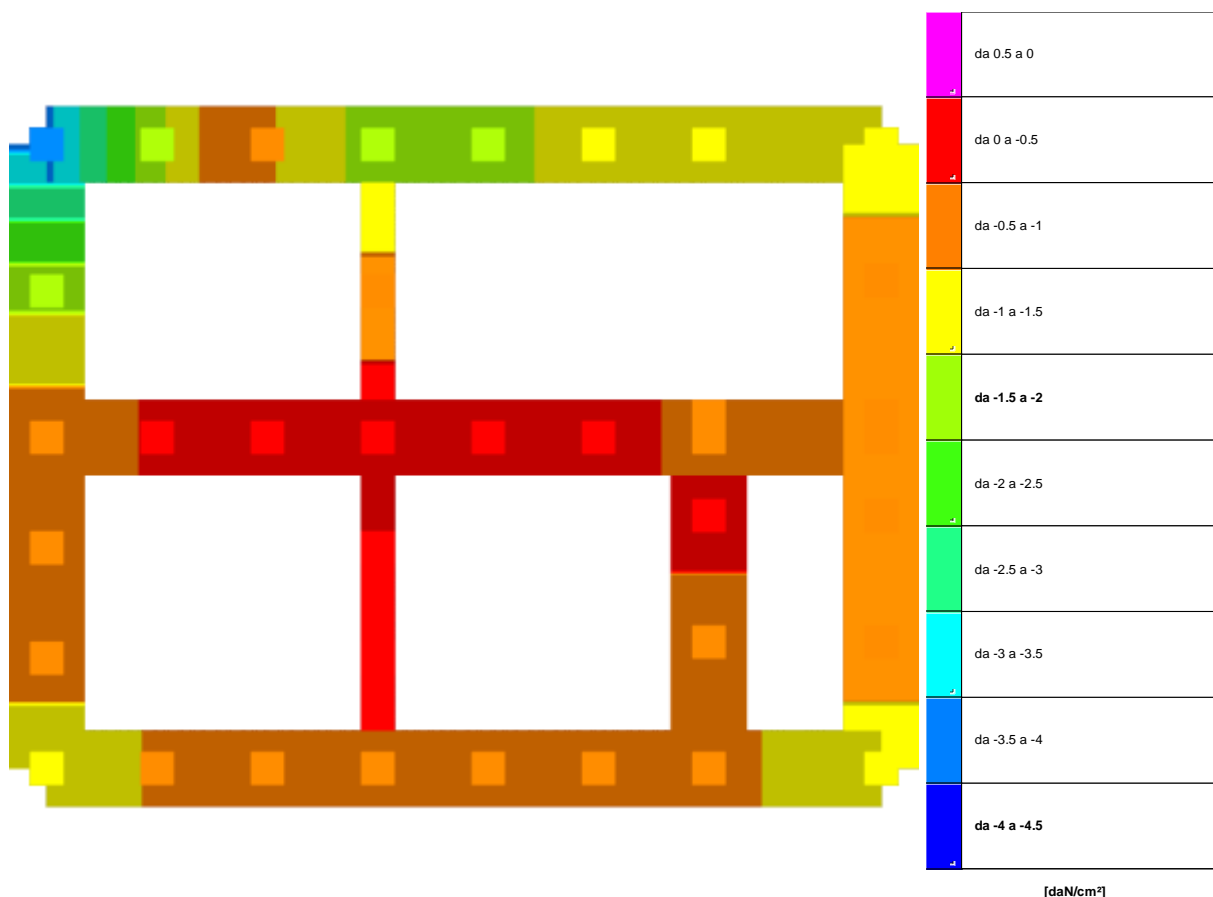
FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per fondazioni a trave incastrate ad una profondità di -0,76m dal p.c., previo getto di magrone ad intercettare il substrato in posto (posto a -1,20m da pc), si è ipotizzata una resistenza di progetto pari a $q_d = 2,25 \text{ daN/cm}^2$ determinata con fattore di sicurezza pari a $f_s = 2,3$ secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3), ampiamente a favore di sicurezza rispetto sia alle tensioni di contatto raggiunte nello stato limite SLU per azioni gravitazionali $\sigma_{\max} = 1,13 \text{ daN/cm}^2$, che allo stato limite SLV_{fondazioni} per azioni sismiche $\sigma_{\max} = 3,62 \text{ daN/cm}^2$ sia rispetto alle valutazioni presenti nella Relazione Geologica allegata.

Nelle illustrazioni successive vengono rappresentate le pressioni di contatto negli stati limite SLE_{qp}, SLU e SLV_{fondazioni} nelle condizioni post interventi:



Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU.



Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLV/SLVr/SLUEcc.

Nello schema le fondazioni sono considerate bloccate orizzontalmente, mentre verticalmente il terreno è stato considerato alla Winkler con coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali calcolato secondo la formulazione di Vesic. Per il terreno in esame la formulazione conduce ad un valore pari a $4,00 \text{ daN/cm}^3$.

La pressione limite di rottura delle fondazioni superficiali è stata determinata col metodo del Vesic, con valori delle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno indicate nella citata Relazione Geotecnica (o Geologica) e dedotte da altri interventi realizzati in zone limitrofe.

Sono state condotte:

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

SLU di tipo geotecnico (GEO) - Collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione;

SLU di tipo strutturale (STR) - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Tali verifiche verranno eseguite, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del DM18, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV)

SLV di tipo geotecnico (GEO) - Collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione; Collasso per scorrimento del piano di posa;

Tali verifiche verranno eseguite, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in tabella 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del DM18, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

VALUTAZIONE DI RESISTENZA

Resistenza per le fondazioni – Le fondazioni sono del tipo superficiale a trave con sezione 90x50cm risultano armate con 5+5 ϕ 16 e staffe ϕ 10/15. I copriferri sono determinati a partire da una condizione ambientale ordinaria XC2; per calcestruzzo C25/30 il valore minimo è pari a 25 mm (Tab. C4.1.IV). Nelle sezioni di fondazione il copriferro si considera pari a 25 mm in verticale (non a contatto con il terreno) e 50 mm in orizzontale (a contatto con il terreno).

Per quanto riguarda i requisiti strutturali degli elementi di fondazione in termini di gerarchia delle resistenze (pt. 7.2.5), tali elementi sono dotati di una sovra resistenza rispetto alla struttura in elevazione, ottenuta attraverso un'analisi globale elastica con spettro di progetto all'SLV e fattore di struttura pari a $q=1$.

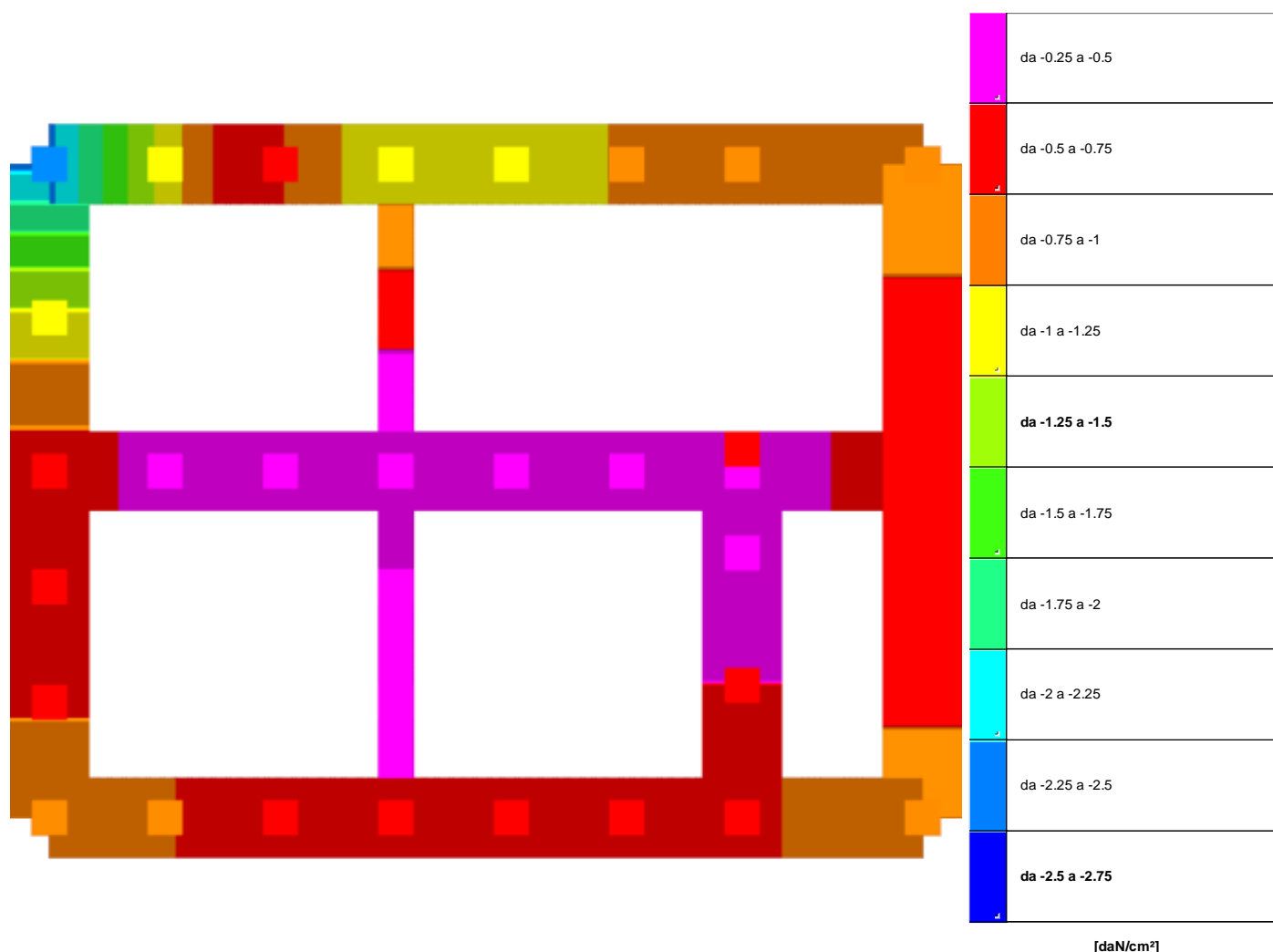
Le verifiche di resistenza vengono sviluppate, sia in condizioni statiche allo stato limite ultimo "SLU" che in condizioni sismiche-dinamiche; quest'ultime valutate per lo stato limite di salvaguardia vita con spettro elastico e $q=1$ come riportato in precedenza.

Le verifiche in esercizio sono condotte allo "SLE" in combinazione quasi permanente per un controllo tensionale sul piano d'imposta fondale. Come sopra riportato la tensione è decisamente bassa e compensata dalla profondità del piano di posa; i cedimenti di conseguenza sono trascurabili. Si riporta di seguito un report sintetico di verifica:

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	Verifica di portanza	Verifica di scorrimento
Trave di fondazione a "Fondazione" 4-18	1.458	1.679	1.844	1.458	2.106
Trave di fondazione a "Fondazione" 1-14	0.556	2.495	1.833	1.137	2.556
Trave di fondazione a "Fondazione" 3-16	1.61	2.644	2.698	1.426	3.61
Trave di fondazione a "Fondazione" 1-4	1.044	1.684	1.044	2.231	2.011
Trave di fondazione a "Fondazione" 9-12	1.291	1.988	1.639	3.251	2.291
Trave di fondazione a "Fondazione" 14-18	1.455	1.251	1.773	2.442	2.455
Trave di fondazione a "Fondazione" 5-8	1.796	1.796	1.57	4.120	2.181

Il dimensionamento delle fondazioni è stato progettato anche al fine di ottenere una sostanziale uniformità nella pressione di contatto sul terreno, sia in condizioni statiche che dinamiche, come risulta dalle immagini allegate, minimizzando quindi la possibilità di cedimenti di tipo differenziale dei piani fondali.

Le verifiche in esercizio sono condotte allo "SLE" in combinazione quasi permanente per un controllo tensionale sul piano d'imposta fondale.



Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLE/SLD.

Come sopra riportato la tensione è contenuta in rapporto alla profondità del piano di posa.

m) Indicazione della categoria di intervento previsto

L'intervento si configura a tutti gli effetti come adeguamento sismico ai sensi delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" secondo il D.M. 17 gennaio 2018 (e Circolare esplicativa N°7 del 21 Gennaio 2019 nelle parti mancanti).

Gli interventi in progetto tendono a migliorare il comportamento della struttura particolarmente rispetto alle azioni sismiche, introducendo nuovi elementi strutturali che comportano una variazione positiva delle condizioni di sicurezza preesistenti; riguardano varie parti della struttura e interessano una porzione estesa del fabbricato, comportando un miglioramento globale delle condizioni di sicurezza dell'intera struttura nel suo insieme, per cui le opere vengono inquadrare come **adeguamento sismico** ai sensi delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" secondo il D.M. 17 gennaio 2018.

n) Descrizione della struttura esistente

Il fabbricato è stato oggetto di una serie d'indagini e sopralluoghi, da un rilievo geometrico strutturale e da un'indagine storico-critica, in cui si evidenzia come l'edificio sia corrispondente alla configurazione di 1° impianto.

Il fabbricato esistente, databile intorno agli anni 70, vedeva la realizzazione di un complesso con dimensioni in pianta inscritto in un rettangolo con lati pari a 11.07x8.73 m. In altezza il fabbricato si presentava con sviluppo su due piani di cui uno seminterrato ed uno al piano primo ad uso ambulatori, con la presenza di un solaio di sottotetto ed una copertura a due falde con altezza massima in gronda pari a 6,44m circa. Ad oggi il fabbricato si presenta in buono stato di manutenzione.

La struttura portante e sismo resistente è costituita da pareti (sul perimetro e di spina) in laterizio pieno con paramenti di spessore totale pari a 25cm. La malta (verosimilmente di calce) risulta compatta e di buona qualità. Sul lato controterra è presente un paramento in cemento di notevole spessore (muro a gravità verosimilmente). Gli orizzontamenti sono del tipo latero cementizi di spessore rispettivamente 24 cm e 15cm (primo solaio e di sottotetto). Non sono stati eseguiti saggi a livello fondale ma verosimilmente si ipotizza un cordolo in c.a. di limitate dimensioni che assolve alle funzioni a cui è demandato data la totale assenza di un quadro fessurativo ascrivibile a cedimenti di tipo differenziale.

o) Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Per la determinazione del livello di conoscenza e del relativo fattore di confidenza si sono usate le specifiche di cui al P.to C.8.5 della Circolare esplicativa N°7 del 21 Gennaio 2019. In particolare le fonti per l'acquisizione dei dati necessari alle verifiche eseguite sono:

- La documentazione di progetto, comprensiva degli elaborati grafici e di dettaglio;
- Della relazione geologica e geotecnica eseguita ad hoc;
- I saggi e il rilievo geometrico strutturale sugli orizzontamenti, sulle pareti e sulle fondazioni.

Queste hanno consentito la determinazione:

- l'organismo strutturale e i requisiti di regolarità;
- l'identificazione delle strutture di fondazione;
- l'identificazione della categoria di suolo;
- l'identificazione delle geometrie strutturali;
- informazioni su possibili difetti nei dettagli costruttivi e locali dei materiali;
- informazioni sulle normative impiegate per il calcolo delle strutture (sulla base del periodo di costruzione);
- classe d'uso, categoria e vita nominale dell'opera;
- informazioni sui carichi presenti;

Da ciò si deduce che:

- La geometria della struttura è nota sulla base di un rilievo in situ;
- I dettagli costruttivi sono noti da verifica in situ limitate;
- Le Proprietà dei materiali sono noti dai valori di riferimento della tabella C8.5.I e C8.5.II.

Sulla base di tutte le considerazioni fatte si è impiegato un livello di conoscenza LC1 e un relativo fattore di confidenza pari a 1,35.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, si sono impiegate le seguenti caratteristiche:

Descrizione						[(Circolare 7 21-01-19 C8.5.I) Muratura in mattoni pieni e malta di calce LC1					
E	daN/cm ²	32000	v	0.25	α	°C ⁻¹	0.000006	γ	daN/cm ³	0.0018	
D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (N.T.C.)											
Livello di conoscenza				LC1 (FC = 1,35)		Fonte					
D.M. 20/11/1987		CIRC. 21745 30/07/1981		OPCM 3431 / N.T.C. 2005		D.M. 14-01-08		D.M. 17-01-18			
Blocchi						Malta					
Tipo di blocchi						Laterizio					
Categoria blocchi						II					
fbk_						daN/cm ² 12					
fbk						daN/cm ² 60					
fm						daN/cm ² 25					
Tipo malta						Composizione prescritta					
Tipo di malta per fvk0						Ordinaria					
Giunti verticali a secco						<input type="checkbox"/>					
Classe di esecuzione				2		γM,SLU		3		Curva Bilineare (4 punti)	
										Modifica	
Muratura											
Tessitura				Regolare		μ̄		0.4		φ	
										Default (0.767)	
										μ	
										Default (0.577)	
Nuovo Esistente											
Tipologia di muratura											
Muratura in mattoni pieni e malta di calce											
Tipologia di miglioramento											
<input type="checkbox"/> Malta buona <input type="checkbox"/> Connessione trasversale <input type="checkbox"/> Iniezione di miscele leganti <input type="checkbox"/> Intonaco armato <input type="checkbox"/> Ristilatura armata con connessione dei paramer <input type="checkbox"/> Giunti con spessore maggiore di 13 mm											
Esistente											
f medio		daN/cm ²		Default (26)							
τ0 medio		daN/cm ²		Default (0.5)							
fv0 medio		daN/cm ²		Default (1.3)							
fh medio		daN/cm ²		Default (13)							
Pushover											
E medio		daN/cm ²		Default (15000)							
G medio		daN/cm ²		Default (5000)							

Muratura esistente con laterizi pieni e malta di calce

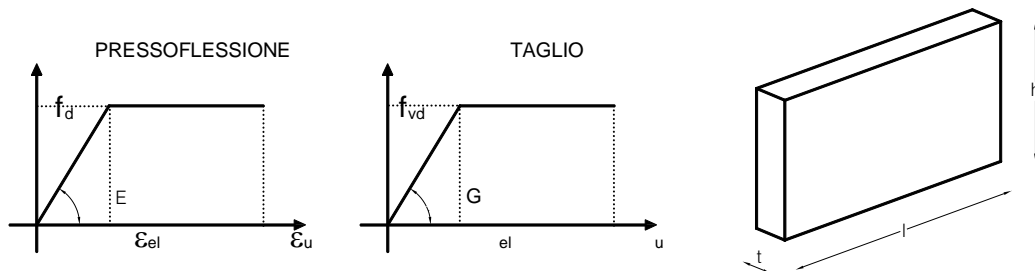
I pannelli murari sono caratterizzati da un comportamento lineare elastico, nel caso di analisi elastica con il fattore q (analisi dinamica modale con coefficiente di struttura), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali.

- ✓ 7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano - In caso di analisi statica lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura divisa per i coefficienti anzi descritti, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% e 0,6% dell'altezza del pannello rispettivamente per edifici di nuova costruzione o esistenti.
- ✓ 7.8.2.2.2 Taglio - In caso di analisi statica lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata con valori di f_{vd} in analogia alla pressoflessione, considerando, cautelativamente ed a favore di

sicurezza, il minimo valore di taglio resistente ottenuto dai due criteri possibili di rottura, per fessurazione diagonale o per scorrimento; lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello sia in presenza di edifici di nuova costruzione che per quelli esistenti.

Per quanto riguarda i coefficienti di sicurezza sui materiali nell'analisi sismica per il comportamento nel piano (statica lineare), il γ_M è assunto pari a 2 e il fattore di confidenza è assunto pari a F.C.=1,35 corrispondente ad un livello di conoscenza LC1.

Schema riassuntivo dei legami costitutivi



$$f_d = f_m / (\gamma_M * F.C.)$$

$$f_d = f_m / (\gamma_M * F.C.)$$

$$\epsilon_{el} = f_d / E$$

$$\epsilon_u = 0,6\% h \text{ o } 0,8\% h$$

PER SOLAI RIGIDI

$$K = \frac{GA}{1,2h \left[1 + \frac{1}{1,2} \frac{E}{G} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]}$$

PER SOLAI FLESSIBILI

$$K = \frac{GA}{1,2h \left[1 + \frac{4}{1,2} \frac{E}{G} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right]}$$

$$f_{vd} = \tau_0 / (\gamma_M * F.C.)$$

$$f_{vd} = \tau_0 / (\gamma_M * F.C.)$$

$$\epsilon_{el} = f_{vd} / K$$

$$\epsilon_u = 0,4\% h$$

Nuove costruzioni: Rapporto tra valori caratteristici e valori medi = $f_k/f_m = \tau_k/\tau_m = 0,7$

Costruzioni Esistenti: Tab. C8.A.1 e 2 dipendenti dai Livelli di conoscenza

- Analisi statica per azioni gravitazionali (comportamento statico nel piano) F.C. = 1,35 ; $\gamma_M = 3$
- Analisi lineare statica o dinamica (comportamento sismico nel piano e fuori piano) F.C. = 1,35 ; $\gamma_M = 2$
- Analisi non lineare statica - Pushover (comportamento sismico nel piano)

$\gamma_M = 1$ - Analisi a rottura in condizioni ultime

$$f_d = f_m = f_k/0.7$$

$$E_d = E_m$$

$$f_{vd} = \tau_m = \tau_k/0.7$$

$$G_d = G_m$$

p) Risultati post intervento

Il progetto vede la realizzazione di un telaio metallico interno alla struttura con funzione di portare i carichi di tutti gli orizzontamenti nonché fungere da elemento di presidio per le pareti in pietra che assumono una funzione di meri tamponamenti.

Gli interventi previsti in questa fase progettuale si rendono infatti necessari per ripristinare la funzionalità del fabbricato, al fine di aumentare la capacità strutturale dell'intero corpo di fabbrica.

Il progetto di adeguamento sismico prevede il recupero del fabbricato mediante interventi mirati all'eliminazione delle principali vulnerabilità e al miglioramento funzionale del fabbricato stesso. In particolare gli interventi individuati per macro-voci che consentono di collocare l'intervento ai sensi delle NTC2018, vedono:

- Il cambio d'uso dei locali;
- La diversa distribuzione plani-volumetrica della struttura senza aumento di altezza totale;

Per consentire il raggiungimento di tali livelli di sicurezza sismica, si ipotizza l'inserimento di una nuova struttura metallica a telaio con la funzione di portare tutti i carichi orizzontali e verticali della struttura, "declassando" l'involucro esistente ad un mero tamponamento che dovrà garantire sicurezza nei confronti del peso proprio nonché dei possibili ribaltamenti fuori piano per azioni sismiche.

Schematicamente si prevedono i seguenti gli interventi:

- ✓ realizzazione di nuovo impianto di fondazione, costituito da cordoli in c.a. con sezione 90x50cm con collegamenti diffusi, efficacemente immorsato nel substrato.
- ✓ Inserimento di un telaio metallico spaziale con travi in profili HEA200 e colonne in profili HEB240 con portali a nodi a trasmissione di momento in direzione Y. Ad esso saranno impostati tutti gli orizzontamenti di nuova realizzazione nonché, tramite ritegni, le pareti di tamponamento in laterizio esistenti.
- ✓ Rifacimento completo del primo solaio con l'inserimento di un nuovo solaio misto legno – calcestruzzo (cappa spessore 6cm resa collaborante alle strutture lignee mediante connettori), efficacemente connesso alle strutture metalliche (mediante connettori);
- ✓ Realizzazione di nuova copertura in orditure principali e secondarie del tipo ligneo;

Tutti gli interventi messi in campo consentiranno una ripartizione del tagliante sismico a piano rigido (al primo orizzontamento) e tendente ad ottenere un comportamento regolare delle strutture di nuova realizzazione.

Le nuove strutture rispondono a tutti gli effetti alle norme tecniche essendo concepite come nuove strutture, mentre per i tamponamenti esistenti si riportano di seguito le verifiche di ribaltamento che risultano tutte soddisfatte andando a configurare l'intervento come adeguamento sismico.

TAMPONAMENTI

Si riporta di seguito la verifica dei tamponamenti:

Tamponamento Fondazione - Primo Solaio fili 1-9

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1

Em (modulo di elasticità della muratura): 12000

γ (peso specifico della muratura): 0.0018

Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 290

l (lunghezza del pannello): 824

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

f_m (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 145

sa [7.2.2]: 0.298
wa: 0.105
qa (Tab.7.2.I): 2
fa [7.2.1]: 0.0157
Sforzo normale = 18.17 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 234.31 (valore per unità di lunghezza della parete)
M ultimo = 433.97 (valore per unità di lunghezza della parete)
M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Fondazione - Primo Solaio fili 1-66

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1
Em (modulo di elasticità della muratura): 12000
γ (peso specifico della muratura): 0.0018
Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 290
l (lunghezza del pannello): 1077
t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

f_m (resistenza media a compressione del materiale): 19.26
FC (fattore di confidenza): 1.35
γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2
z (quota sezione di verifica): 145
sa [7.2.2]: 0.298
wa: 0.105
qa (Tab.7.2.I): 2
fa [7.2.1]: 0.0157
Sforzo normale = 18.17 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 234.31 (valore per unità di lunghezza della parete)
M ultimo = 433.97 (valore per unità di lunghezza della parete)
M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Fondazione - Primo Solaio fili 66-74

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1
Em (modulo di elasticità della muratura): 12000
γ (peso specifico della muratura): 0.0018
Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 290
l (lunghezza del pannello): 824
t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

f_m (resistenza media a compressione del materiale): 19.26
FC (fattore di confidenza): 1.35
γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2
z (quota sezione di verifica): 145
sa [7.2.2]: 0.298
wa: 0.105
qa (Tab.7.2.I): 2
fa [7.2.1]: 0.0157
Sforzo normale = 18.17 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 234.31 (valore per unità di lunghezza della parete)
M ultimo = 433.97 (valore per unità di lunghezza della parete)
M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Primo Solaio - Secondo Solaio fili 1-9

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1
Em (modulo di elasticità della muratura): 12000
 γ (peso specifico della muratura): 0.0018
Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 310
l (lunghezza del pannello): 824
t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

f_m (resistenza media a compressione del materiale): 19.26
FC (fattore di confidenza): 1.35
 γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2
z (quota sezione di verifica): 445
s_a [7.2.2]: 0.422
w_a: 0.105
q_a (Tab.7.2.I): 2
f_a [7.2.1]: 0.0221
Sforzo normale = 16.28 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 266.06 (valore per unità di lunghezza della parete)
M ultimo = 390.69 (valore per unità di lunghezza della parete)
M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Primo Solaio - Secondo Solaio fili 1-66

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1
Em (modulo di elasticità della muratura): 12000
 γ (peso specifico della muratura): 0.0018
Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 310
l (lunghezza del pannello): 1077
t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

f_m (resistenza media a compressione del materiale): 19.26
FC (fattore di confidenza): 1.35
 γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2
z (quota sezione di verifica): 445
s_a [7.2.2]: 0.422
w_a: 0.105
q_a (Tab.7.2.I): 2
f_a [7.2.1]: 0.0221
Sforzo normale = 16.28 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 266.06 (valore per unità di lunghezza della parete)
M ultimo = 390.69 (valore per unità di lunghezza della parete)
M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Primo Solaio - Secondo Solaio fili 9-74

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1
Em (modulo di elasticità della muratura): 12000
 γ (peso specifico della muratura): 0.0018

Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 310

l (lunghezza del pannello): 1077

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

fm (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 445

sa [7.2.2]: 0.422

wa: 0.105

qa (Tab.7.2.I): 2

fa [7.2.1]: 0.0221

Sforzo normale = 16.28 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 266.06 (valore per unità di lunghezza della parete)

M ultimo = 390.69 (valore per unità di lunghezza della parete)

M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.

Tamponamento Primo Solaio - Secondo Solaio fili 66-74

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche del materiale

(circ.NTC18 C8.5.I) Muratura mattoni pieni e malta di calce LC1

Em (modulo di elasticità della muratura): 12000

γ (peso specifico della muratura): 0.0018

Finitura (peso per unità di superficie della finitura): 0

Caratteristiche geometriche

h (altezza del pannello): 310

l (lunghezza del pannello): 824

t (spessore del pannello): 25

Verifica come elemento secondario secondo § 7.2.3 D.M. 17-01-2018

fm (resistenza media a compressione del materiale): 19.26

FC (fattore di confidenza): 1.35

γ_M (fattore parziale di sicurezza del materiale): 2

z (quota sezione di verifica): 445

sa [7.2.2]: 0.422

wa: 0.105

qa (Tab.7.2.I): 2

fa [7.2.1]: 0.0221

Sforzo normale = 16.28 (valore per unità di lunghezza della parete)

Verifica a pressoflessione fuori piano del tamponamento

M agente = 266.06 (valore per unità di lunghezza della parete)

M ultimo = 390.69 (valore per unità di lunghezza della parete)

M agente <= M ultimo - SODDISFATTA

Riepilogo delle verifiche

Verifica come elemento secondario: - SODDISFATTA.