

CITTÀ DI TORTONA

Provincia di Alessandria



Corso Alessandria, n.62 - 15057 - Tortona (AL)

“Adeguamento sismico Scuola primaria “Salvo D’Acquisto” di Viale Kennedy: nuova costruzione per sostituzione degli edifici esistenti” PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO	RELAZIONE DI CALCOLO ELEMENTI NON STRUTTURALI E IMPIANTI							
DATA	22/01/2023	RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Laura Lucotti						
CODICE FILE		<p>RTP:</p> <p>PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA: COLUCCI&PARTNERS Architettura Arch. Giuseppe Colucci Arch. Giulio Colucci Arch. Matteo Becucci</p> <p>STUDIO VOARINO CAIRO - Ingegneri Associati Ing. Daniele Voarino</p> <p>COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA: Ing. Arch. Federico Benvenuti Arch. Martina Fadanelli Arch. Giada Fiumanò Arch. Elia Zoppi</p> <p>PROGETTAZIONE STRUTTURALE: H.S. INGEGNERIA srl Ing. Paolo Pucci</p> <p>PROGETTAZIONE IMPIANTI : M.P.S. Studio Associato P.I. Luca Pollari P.I. Yuri Demi P.I. Ignazio Pollari</p> <p>CONSULENTE REQUISITI ACUSTICI PASSIVI: Studio Silence Project Agr. Dott.ssa Irene Menichini</p>						
L010_PE_STR_06_R_R01								
SPAZIO RISERVATO AGLI ATTI D'UFFICIO								
CODICE FILE INIZIALE: L010_PE_STR_06_R_R00							EMESSO IL	30.11.22
CODICE FILE	REV N°	TIPO	MOTIVAZIONI	EMESSO da	IL	APPROVATO da	IL	
L010_PE_STR_06_R_R00	0	<input type="checkbox"/> esterna <input checked="" type="checkbox"/> Interna	Prima emissione	H.S. INGEGNERIA	11.22	H.S. INGEGNERIA	11.22	
L010_PE_STR_06_R_R01	1	<input checked="" type="checkbox"/> esterna <input type="checkbox"/> Interna	Verifica progetto esecutivo	H.S. INGEGNERIA	01.23	H.S. INGEGNERIA	01.23	
	2	<input type="checkbox"/> esterna <input type="checkbox"/> Interna						

Indice generale

1. PREMESSA.....	2
2. ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	4
2.1. Tamponamenti esterni in laterizio.....	6
2.2. Tramezzi interni in cartongesso.....	9
2.2.1. Tramezzi piano terra.....	9
2.2.2. Tramezzi piano primo.....	10
2.2.3. Tramezzi piano secondo.....	11
2.3. Controsoffitti.....	13
2.3.1. Controsoffitti in celenit.....	13
2.3.2. Controsoffitti in lastre di cemento rinforzato.....	14
2.4. Parapetti scale e ballatoi.....	15
2.4.1. Parapetto su ballatoi con sottostanti elementi in c.a.....	15
2.4.2. Parapetto su ballatoi con sottostanti elementi in carpenteria metallica.....	16
2.4.3. Parapetto su ballatoi con sottostanti elementi in lamiera grecata.....	16
2.4.4. Parapetto su scala interna in carpenteria metallica.....	17
2.4.5. Parapetto su scale in c.a.....	17
2.4.6. Parapetto su scale di emergenza in c.a.....	18
2.4.7. Verifiche gradini scala in carpenteria metallica.....	19
2.5. Rivestimento di facciata.....	20
2.6. Infissi esterni.....	24
2.7. Infissi interni.....	26
3. IMPIANTI.....	27
3.1. Pompe di calore in copertura.....	27
3.2. UTA in copertura.....	28
3.2.1. UTA 1.....	28
3.2.2. UTA 2.....	28
3.2.3. UTA 3.....	28
3.3. Elementi impianto aria primaria.....	28
3.4. Tubazioni idriche staffate a soffitto.....	29
3.5. Corpi illuminanti.....	29
4. ALLEGATO: CALCOLO FA ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI.....	30
5. ALLEGATO: VERIFICA CONNESSIONI ALLA BASE PARAPETTI.....	31
5.1. Parapetto su sottostruttura in c.a.....	31
5.2. Parapetto su scale in c.a. (scale A e C).....	32
5.3. Parapetto su scale di emergenza in c.a. (scala B).....	33

1. PREMESSA

Nel presente documento si vanno ad effettuare le verifiche degli elementi non strutturali ed impianti presenti nel fabbricato in progetto.

Sotto il profilo sismico la progettazione si deve riferire a quanto previsto dalla Tab.7.3.III delle NTC 2018.

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.

Pertanto, in funzione della classe d'uso definita III, per gli elementi non strutturali (NS) si sono effettuate le seguenti verifiche:

- agli SLU: verifiche STA allo SLV

Per gli impianti si sono determinate le domande sismiche relative a:

- agli SLU: verifiche STA allo SLV
- agli SLE: verifiche FUN allo SLO

I **parametri sismici** del sito sono definiti di seguito.

Localizzazione

Provincia: Alessandria
Comune: Tortona
Longitudine WGS84: 8,8571
Latitudine WGS84: 44,8898
Zona sismica: 3

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Tipo di costruzione: 2 – Costruzioni ordinarie (tab.2.4.I NTC2018)
Vita Nominale: VN = 50 anni (tab.2.4.I NTC2018)
Classe d'uso: III – Affollamenti significativi (par.2.4.2 NTC2018)
Coefficiente d'uso: Cu = 1.5 (tab.2.4.II NTC2018)

Periodo di riferimento sisma:

VR = VN x Cu = 75 anni

Caratteristiche sismiche dei terreni (da relazione geologica)

Categoria topografica: T1
Categoria suolo: B

Parametri sismici spettro di risposta elastico:

Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0	T*c [sec]
--------------	-----------	--------	----	-----------

PROGETTAZIONE STRUTTURALE	Pagina 2 di 33
H.S. INGEGNERIA srl	

SLO	45	0,029	2,491	0,203
SLD	75	0,037	2,514	0,224
SLV	712	0,100	2,448	0,274
SLC	1462	0,131	2,450	0,278

Per quanto riguarda il **carico vento**, lo stesso viene calcolato in conformità alle NTC2018. La zona vento (Piemonte) è la 1, con $v_b = 25 \text{ m/s}$; l'altitudine è inferiore a 1000m. La velocità v_r viene calcolata mediante il coefficiente moltiplicativo c_r , che per tempo di ritorno 75 anni risulta pari a 1,03. Di conseguenza la velocità v_r risulta pari a 25,75 m/s.

La pressione base risulta pari a 0,42 kN/m².

La classe di rugosità assegnata è la B; l'esposizione è di tipo V. L'altezza massima del fabbricato risulta di 14,50m compresa veletta. Di conseguenza il coefficiente di esposizione risulta pari a $c_e = 1,61$.

Il coefficiente di pressione viene assunto pari al massimo (0,8). Di conseguenza la pressione del vento risulta pari a:

$$p = q_r \times c_e \times c_p = 0,42 \times 1,61 \times 0,8 = 0,54 \text{ kN/m}^2$$

Per i **carichi variabili** si sono assunti, in conformità alla tabella 3.1.II delle NTC2018, i seguenti carichi:

- carico orizzontale su tramezzi: $H_k = 1 \text{ kN/m}$
- carico orizzontale su parapetti scale/ballatoi: $H_k = 2 \text{ kN/m}$
- carico orizzontale su parapetti copertura: $H_k = 1 \text{ kN/m}$

2. ELEMENTI NON STRUTTURALI

Per quanto riguarda gli elementi non strutturali il paragrafo 7.2.3 delle NTC2018 prescrive quanto segue:

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettare la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata ed è compito del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

Pertanto, per gli elementi "costruiti" in cantiere il progettista individua la domanda sismica e progetta la capacità e il direttore dei lavori verifica la corretta esecuzione. Per gli elementi "assemblati" in cantiere, il progettista individua la domanda, mentre è compito del fornitore/installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di adeguata capacità e del direttore dei lavori verificarne il corretto assemblaggio.

In considerazione di quanto sopra:

- per gli elementi non strutturali costruiti in cantiere si provvede in questa sede a individuare la domanda sismica e a progettare la capacità e in sede di cantiere il direttore dei lavori dovrà verificare la corretta esecuzione
- per gli elementi non strutturali assemblati in cantiere si provvede in questa sede a individuare la domanda sismica, mentre in fase di cantiere il fornitore/installatore dovrà fornire elementi di adeguata capacità e il direttore dei lavori dovrà verificare il corretto assemblaggio secondo quanto fornito da fornitore/installatore

Il progettista architettonico ha individuato gli elementi non strutturali che possono essere sintetizzati nell'elenco seguente:

- tamponamenti esterni in laterizio
- tramezzi interni in cartongesso
- controsoffitti in celenit
- controsoffitti in lastre di cemento rinforzato
- parapetti scale e ballatoi
- gradini scala in carpenteria metallica
- rivestimento di facciata
- infissi interni
- infissi esterni

Gli elementi "costruiti" in cantiere risultano essere esclusivamente i tamponamenti esterni in laterizio mentre gli altri elementi risultano essere assemblati in cantiere, in quanto assemblaggio di elementi prefabbricati prodotti in stabilimento. Anche per parapetti e gradini si provvede a determinare la domanda e progettare la capacità; per i gradini si effettuano ovviamente solo verifiche a carico statico in quanto le verifiche sismiche sono non significative. A favore di sicurezza si considerano anche i tramezzi interni ed il rivestimento di facciata come elementi costruiti in cantiere, provvedendo a determinare anche per questi la domanda e a progettare la capacità. Nei paragrafi seguenti, relativi agli elementi sopra indicati, si provvede ad effettuare anche le verifiche statiche del caso.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali è stata determinata mediante la formula 7.2.1 delle NTC2018:

PROGETTAZIONE STRUTTURALE	Pagina 4 di 33
H.S. INGEGNERIA srl	

$$F_s = (S_s \cdot W_s) / q_s \quad [7.2.1]$$

dove

F_s è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_s è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_s è il peso dell'elemento;

q_s è il fattore di comportamento dell'elemento.

Il calcolo dell'accelerazione massima è stato effettuato con riferimento alla formulazione della Circolare 7/2019, mediante la formula C7.2.6 considerando il modo principale di vibrazione della costruzione:

$$S_{eZ,k}(T, \xi, z) = \begin{cases} \frac{1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{Z,k}(z)}{1 + [1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) - 1] \left(1 - \frac{T}{aT_k}\right)^{1.6}} & \text{per } T < aT_k \\ \frac{1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{Z,k}(z)}{1 + [1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) - 1] \left(\frac{T}{bT_k} - 1\right)^{1.2}} & \text{per } T \geq bT_k \end{cases} \quad [C7.2.6]$$

$$a_{Z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) |\gamma_k \psi_k(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2} \quad [C7.2.7]$$

dove:

$S_e(T, \xi)$ è lo spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;

$S_{eZ,k}$ è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal k -esimo modo della struttura principale, di periodo proprio T_k e smorzamento viscoso equivalente ξ_k (in percentuale);

a e b sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano, che possono essere assunti pari a 0.8 e 1.1 rispettivamente;

γ_k è il k -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;

$\psi_k(z)$ è il valore della k -esima forma modale alla quota z , nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per un coefficiente di smorzamento ξ diverso dal 5%, dato dalla (3.2.4) nel § 3.2.3.2.1;

$a_{Z,k}$ è il contributo del k -esimo modo alla accelerazione massima di piano.

Per le valutazioni si è determinato il periodo equivalente T dell'elemento non strutturale caso per caso, con riferimento a schemi semplificati quali trave in semplice appoggio per le tamponature, pendolo per gli elementi impiantistici appesi, ecc.. Per i controsoffitti si è massimizzata la sollecitazione imponendo il periodo equivalente T in maniera tale che la sollecitazione sismica sia massima.

Il coefficiente γ_k (γ_1 per il modo principale) è stato determinato con riferimento alla formula C7.2.10 della Circolare:

$$\gamma_1 = \frac{3n}{2n + 1} \quad [C7.2.10]$$

dove n è il numero di piani.

L'edificio ha essenzialmente 3 piani tranne che per il piccolo locale tecnico in copertura; ai presenti fini il fabbricato è stato considerato di 3 piani.

Il valore della prima forma modale alla quota z è stato stimato come $\psi(z) = Z/H$, dove Z è la quota a cui si colloca il baricentro dell'elemento non strutturale e H l'altezza della costruzione.

I coefficienti di smorzamento ξ dell'elemento non strutturale e ξ_z della costruzione sono stati assunti rispettivamente pari all'8 e al 5%.

Ovviamente, quanto indicato in questa sede ha validità esclusivamente qualora gli elementi siano realizzati come progettato secondo quanto indicato in questa sede; in caso diverso il direttore dei lavori dovrà provvedere ad aggiornare le verifiche e determinare domanda e capacità dei vari elementi.

PROGETTAZIONE STRUTTURALE	Pagina 5 di 33
H.S. INGEGNERIA srl	

2.1. Tamponamenti esterni in laterizio

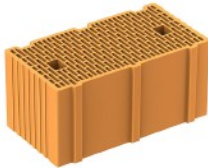
I tamponamenti delle pareti esterne (ove non presenti pareti in c.a. verificate strutturalmente nell'ambito del progetto) sono in generale previste con blocchi in laterizio alleggeriti di spessore 45cm, mentre per il locale tecnico in copertura sono previsti blocchi in laterizio alleggerito di spessore 35cm. Tali elementi sono stati inseriti direttamente nel modello di calcolo con il software MODEST e verificati in termini di domanda e capacità.

Grazie al software di calcolo impiegato, vengono eseguite in automatico dallo stesso le verifiche della muratura di tamponamento esterna nei confronti del collasso per espulsione laterale. L'approccio utilizzato nelle verifiche è quello di cui al punto 6.3.2 dell'Eurocodice 6, ipotizzando che la base e la sommità dei pannelli di tamponamento venga calzata a contrasto con il telaio in cemento armato.

Si riportano di seguito le schede tecniche dei materiali previsti per i tamponamenti.



NP553 Poroton PLAN P700 TS 45.23,5.25 inc.45		
Stabilimento: Strada per Silvano Pietra - 27050 - Casei Gerola (PV)		
Lunghezza	cm	25
Larghezza	cm	45
Altezza	cm	23,5
Percentuale di foratura		≤55%
Peso dell'elemento	Kg	20,2
Pezzi per pacco		32
Peso pacco	Kg	650
Spessore muratura	cm	45
Pezzi al m ²		18,0
Pezzi al m ³		40

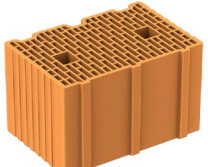


Spessore muratura	cm	45
-------------------	----	----

Resistenza media a compressione nella direzione dei carichi verticali	N/mm ²	10,5
Resistenza media a compressione nella direzione ortogonale ai carichi verticali	N/mm ²	2,2
Campo d'impiego	Muratura di tamponamento	



NR636 Poroton P700 TS 35.24,5.25 inc.35		
Stabilimento: Via Oltre Arda, 17 - 29018 - Lugagnano Val d'Arda (PC)		
Lunghezza	cm	25
Larghezza	cm	35
Altezza	cm	24,5
Percentuale di foratura		≤55%
Peso dell'elemento	Kg	16,1
Pezzi per pacco		48
Peso pacco	Kg	777
Spessore muratura	cm	35
Pezzi al m ²		17,0
Pezzi al m ³		49,0



Spessore muratura	cm	35
-------------------	----	----

Resistenza media a compressione nella direzione dei carichi verticali	N/mm ²	11,0
Resistenza media a compressione nella direzione ortogonale ai carichi verticali	N/mm ²	2,2
Campo d'impiego	Muratura di tamponamento	

Si riportano di seguito i calcoli di resistenza delle murature per la determinazione dei parametri inseriti nel software di calcolo MODEST.

Software di calcolo Poroton APP2

CARATTERISTICHE DEL BLOCCO

Percentuale di foratura [%]	P700 - (45% < q ≤ 55%)
Tipologia di blocco	ad incastro

Resistenza a compressione del blocco

Resistenza caratteristica, f_{kb} [N/mm ²]	8,40	<input type="radio"/>
Resistenza media, f_{km} [N/mm ²]	10,50	<input checked="" type="radio"/>

Resistenza a compr. orizzontale del blocco

Resistenza caratteristica, f_{bh} [N/mm ²]	1,54	<input type="radio"/>
Resistenza media, f_{bm} [N/mm ²]	2,20	<input checked="" type="radio"/>

CARATTERISTICHE DELLA MALTA

Classe della malta	M8
Giunto	interrotto 20%

PROPRIETÀ MECCANICHE DELLA MURATURA

Muratura POROTON[®] idonea per l'impiego come muratura portante in zone con $a_g S \leq 0,075g$ (allo SLV), fino ad un'altezza massima di 7m e non più di 2 piani (altezza intapiano fino al 3,5m), con spessore minimo di 24 cm (nel rispetto dello spessore minimo dei setti laterali 7 mm ed esterni 10 mm).
Muratura POROTON[®] idonea per l'impiego come tamponatura.

RESISTENZE CARATTERISTICHE per analisi statiche lineari

Resist. caract. a compressione, f_k [N/mm ²]	3,65
Resist. caract. a compr. in direzione orizz. (nel piano della parete), f_{kh} [N/mm ²]	0,49
Resist. caract. a taglio In assenza di carichi verticali, $f_{k,d}$ [N/mm ²]	0,08
Resist. caract. a taglio, f_{kd} [N/mm ²]	$f_{k,d} + 0,4 \sigma_n$
Valore massimo res. caract. a taglio, $f_{k,d,max}$ [N/mm ²]	0,51

RESISTENZE MEDIE per analisi statiche non lineari

Resist. media a compressione, f_m [N/mm ²]	4,57
Resist. media a compr. in dir. orizzontale (nel piano della parete), f_{mh} [N/mm ²]	0,70
Resist. media a taglio In assenza di carichi verticali, $f_{m,d}$ [N/mm ²]	0,11
Resist. media a taglio, $f_{m,d}$ [N/mm ²]	$f_{m,d} + 0,4 \sigma_n$
Valore max res. media a taglio, $f_{m,d,max}$ [N/mm ²]	0,72

Parametri di deformabilità della muratura non fissata

Modulo elasticità norm. secante, E [N/mm ²]	3653
Modulo elasticità tang. secante, G [N/mm ²]	1461
Modulo di Poisson, ν [adim.]	$E/2G - 1 = 0,25$

Parametri meccanici della muratura per Edifici Esistenti

Una stima dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche può essere desunta dai valori sopra calcolati per nuove murature, considerando adeguatamente il livello di conoscenza dell'edificio esistente in esame.

① Nota

I valori della resistenza della muratura sono distinti tra caratteristici e medi, in funzione dell'analisi strutturale da condurre. Il passaggio da un valore all'altro avviene tramite il coefficiente 0,7, come da NTC 2018, solo per la resistenza a compressione si adotta un coefficiente 0,8 desunto dai dati sperimentali relativi alle murature POROTON[®]. La resistenza a compressione viene calcolata secondo la NTC 2018 che fornisce una tabella per il caso di blocchi semplici (P800 - $q \leq 45\%$) e giunti orizzontali e verticali riempiti di malta ordinaria; negli altri casi viene applicato l'EC8, come previsto dalla NTC 2018. La resistenza a compressione in direzione orizzontale viene calcolata secondo le indicazioni dell'EC8. La resistenza a taglio in assenza di carichi verticali viene calcolata in tutti i casi secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2018, e si utilizza anche per la verifica del taglio nella fascia di piano (cfr. §7.8.2.2.4, NTC 2018). La resistenza a taglio viene calcolata come da NTC 2018. Il valore massimo della resistenza a taglio, viene desunto dalla NTC 2018. Quando necessario, la resistenza a compressione normalizzata del blocco viene valutata secondo la UNI EN 772-1, assumendo un valore fisso del fattore di conversione δ , a favore di sicurezza finché l'altezza del blocco non è inferiore ai 190 mm (condizione sempre soddisfatta per i blocchi POROTON[®]). I moduli di elasticità secanti sono calcolati secondo NTC 2018. Nel caso di edifici esistenti realizzati con "murature di blocchi artificiali di tecnologia moderna", i parametri da utilizzare per le verifiche possono essere derivati dalle indicazioni per la progettazione di nuove costruzioni in muratura secondo quanto previsto dalla Circolare N.7 del 21/01/2019.

Software di calcolo Poroton APP2

CARATTERISTICHE DEL BLOCCO

Percentuale di foratura [%]	P700 - (45%<φ<55%)
Tipologia di blocco	ad incastro
Resistenza a compressione del blocco	
Resistenza caratteristica, f_{bk} [N/mm ²]	8,80
Resistenza media, f_{bm} [N/mm ²]	11,00
Resist. a compr. orizzontale del blocco	
Resistenza caratteristica, f_{bh} [N/mm ²]	1,54
Resistenza media, f_{bh} [N/mm ²]	2,20
CARATTERISTICHE DELLA MALTA	
Classe della malta	M8
Giunto	interrotto 20%

PROPRIETÀ MECCANICHE DELLA MURATURA

Muratura POROTON® idonea per l'impiego come muratura portante in zone con $a_g S \leq 0,075g$ (allo SLV), fino ad un'altezza massima di 7m e non più di 2 piani (altezza interpiano fino ai 3,5m), con spessore minimo di 24 cm (nel rispetto dello spessore minimo dei setti interni 7 mm ed esterni 10 mm).

Muratura POROTON® idonea per l'impiego come tamponatura.

RESISTENZE CARATTERISTICHE per analisi statiche lineari

Resist. caract. a compressione, f_k [N/mm ²]	3,77
Resist. caract. a compr. in direzione orizz. (nel piano della parete), f_{kh} [N/mm ²]	0,49
Resist. caract. a taglio in assenza di carichi verticali, f_{vk0} [N/mm ²]	0,08
Resist. caract. a taglio, f_{vk} [N/mm ²]	$f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$
Valore massimo res. caract. a taglio, $f_{v,k,lim}$ [N/mm ²]	0,53

RESISTENZE MEDIE per analisi statiche non lineari

Resist. media a compressione, f_m [N/mm ²]	4,72
Resist. media a compr. in dir. orizzontale (nel piano della parete), f_{mh} [N/mm ²]	0,70
Resist. media a taglio in assenza di carichi verticali, f_{vm0} [N/mm ²]	0,11
Resist. media a taglio, f_{vm} [N/mm ²]	$f_{vm0} + 0,4 \sigma_n$
Valore max res. media a taglio, $f_{v,m,lim}$ [N/mm ²]	0,76

Parametri di deformabilità della muratura non fessurata

Modulo elasticità norm. secante, E [N/mm ²]	3774
Modulo elasticità tang. secante, G [N/mm ²]	1510
Modulo di Poisson, ν [adim.]	$E/2G - 1 = 0,25$

Parametri meccanici della muratura per Edifici Esistenti

Una stima dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche può essere desunta dai valori sopra calcolati per nuove murature, considerando adeguatamente il livello di conoscenza dell'edificio esistente in esame.

Note

I valori delle resistenze della muratura sono distinti tra caratteristici e medi, in funzione dell'analisi strutturale da condurre. Il passaggio da un valore all'altro avviene tramite il coefficiente 0,7, come da NTC 2018; solo per la resistenza a compressione si adotta un coefficiente 0,8 desunto dai dati sperimentali relativi alle murature POROTON®. La resistenza a compressione viene calcolata secondo le NTC 2018 che fornisce una tabella per il caso di blocchi semipieni ($P800 - \phi \leq 45\%$) e giunti orizzontali e verticali riempiti di malta ordinaria; negli altri casi viene applicato l'EC6, come previsto dalle NTC 2018. La resistenza a compressione in direzione orizzontale viene calcolata secondo le indicazioni dell'EC6. La resistenza a taglio in assenza di carichi verticali viene calcolata in tutti i casi secondo le indicazioni fornite dalle NTC 2018, e si utilizza anche per la verifica del taglio nelle fasce di piano (dfr. §7.8.2.2.4, NTC 2018). La resistenza a taglio viene calcolata come da NTC 2018. Il valore massimo della resistenza a taglio, viene desunto dalle NTC 2018. Quando necessario, la resistenza a compressione normalizzata del blocco viene valutata secondo la UNI EN 772-1, assumendo un valore fisso del fattore di conversione δ , a favore di sicurezza fintantoché l'altezza del blocco non è inferiore ai 190 mm (condizione sempre soddisfatta per il blocco POROTON®). I moduli di elasticità secanti sono calcolati secondo NTC 2018. Nel caso di edifici esistenti realizzati con "murature di blocchi artificiali di tecnologia moderna, i parametri da utilizzare per le verifiche possono essere derivati dalle indicazioni per la progettazione di nuove costruzioni in muratura" secondo quanto previsto dalla Circolare N.7 del 21/01/2019.

La resistenza caratteristica a compressione verticale f_k , valutata ai sensi dell'Eurocodice 6, risulta pari a 3,65 N/mm² per i blocchi da 45cm e a 3,77 N/mm² per i blocchi da 35cm. Il coefficiente parziale di sicurezza lato materiale γ viene assunto pari a 3.

I risultati delle verifiche sono riportati nel fascicolo dei calcoli, al quale si rimanda per informazioni di maggior dettaglio. Il coefficiente di sicurezza minimo risulta pari a 8,8, con verifiche ampiamente soddisfatte.

2.2. Tramezzi interni in cartongesso

Le tramezzature interne in cartongesso sono previste con struttura metallica di larghezza pari a 100mm e due lastre in cartongesso da 12,5mm per ciascun lato, per uno spessore totale di 150mm. I divisori hanno altezza, calcolata da pavimento ad intradosso solaio, di 4,96m per il piano terra e di 3,70m per i piani primo e secondo.

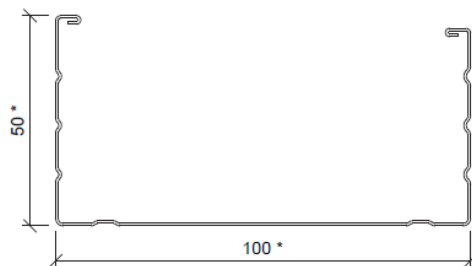
Le caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione dei profili metallici dell'orditura sono le seguenti:

Profilo C 50/100/50

Orditure metalliche



Caratteristiche geometriche



* Dimensioni nominali del profilo in mm

Spessore 0,6 mm	
Area sezione	128,10 mm ²
Inerzia maggiore	209579 mm ⁴
Inerzia minore	39835 mm ⁴
Spessore 0,8 mm	
Area sezione	171,47 mm ²
Inerzia maggiore	279778 mm ⁴
Inerzia minore	54156 mm ⁴
Spessore 1,0 mm	
Area sezione	205,58 mm ²
Inerzia maggiore	330857 mm ⁴
Inerzia minore	57813 mm ⁴

Area

A = 128,1 mm²

Area a taglio

Av = 100x0,6 = 60 mm²

Momento di inerzia

J = 209579 mm⁴

Modulo di resistenza

W = 3928 mm³

Resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio

f_{yk} = 300 N/mm²

Modulo di elasticità

E = 210000 N/mm²

Di conseguenza si hanno le seguenti resistenze di progetto:

Flessione

MRd = 1.122.449 Nmm

Taglio

VcRd = 6598 N

2.2.1. Tramezzi piano terra

Il peso della parete a m di sviluppo risulta pari a:

W = 0,0125m x 4 x 10000 N/m³ x 4,69 = 2345 N

Il peso relativo all'area di influenza di ciascun montante (interasse 0,6m):

Wa = W x 0,5 = 1172,5 N

Verifica in condizioni statiche a carico orizzontale

Il carico orizzontale H_k di cui alla tabella 3.1.II delle NTC 2018 risulta pari a 1 kN, applicato a 1,2 metri di altezza (paragrafo 3.1.4.3 NTC 2018). Lo schema statico impiegato è di trave su semplice appoggio, con carico applicato a 1,2+0,38 (spessore pacchetto architettonico) = 1,58m da un appoggio e a 3,11m dall'altro, con luce complessiva 4,69 metri. Considerando un coefficiente parziale per l'azione H_k pari a 1,5 per la condizione SLU si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazione a metro lineare di sviluppo di parete:

M_{max} = 1.571.578 Nmm

V_{max} = 995 N

Riportando le sollecitazioni sul singolo montante (interasse 0,6m) si ha:

M_{Ed} = 942.947 Nmm

V_{Ed} = 597 N

Le verifiche dei montanti risultano le seguenti:

Flessione:

M_{Ed}/M_{Rd} = 942947/1122449 = 0,84 < 1 soddisfatta

Taglio:

$$V_{Ed}/V_{cRd} = 597/6598 = 0,09 < 1$$

soddisfatta

Verifiche in condizioni sismiche

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si riporta in allegato al presente documento il calcolo della F_a per l'elemento non strutturale in questione.

Il periodo proprio dell'elemento non strutturale determinato mediante valutazioni sullo schema di trave semplicemente appoggiata risulta maggiore rispetto al periodo proprio principale della struttura, assunto pari a 0,7 secondi (primo modo di vibrare). Pertanto, a favore di sicurezza, si ipotizza che il periodo proprio dell'elemento non strutturale sia pari a quello della struttura, massimizzando la sollecitazione sismica.

Si ha:

$$F_a = 100 \text{ N}$$

Le sollecitazioni di progetto, con riferimento allo schema statico di trave su semplice appoggio con carico in mezzzeria sul singolo montante sono pari a:

$$M_{Ed} = F_a \times l/4 = 100 \times 4690/4 = 117.250 \text{ Nmm}$$

$$V_{Ed} = F_a/2 = 50 \text{ N}$$

Le sollecitazioni sono ampiamente inferiori alle sollecitazioni relative alla condizione statica e pertanto le verifiche sono automaticamente soddisfatte.

Indicazioni per il collegamento alle strutture

Per effettuare il collegamento alle strutture si ha un'azione sollecitante massima a taglio di 995 N (circa 1 kN) per ciascun metro lineare di parete. Pertanto è necessario che il collegamento alle strutture in c.a. dei profili di base e di testa della parete in cartongesso siano fissate con viti/tasselli tali da garantire una resistenza di almeno 1 kN al metro lineare di sviluppo con un adeguato margine di sicurezza.

2.2.2. Tramezzi piano primo

Il peso della parete a m di sviluppo risulta pari a:

$$W = 0,0125 \text{ m} \times 4 \times 10000 \text{ N/m}^3 \times 3,70 = 1850 \text{ N}$$

Il peso relativo all'area di influenza di ciascun montante (interasse 0,6m):

$$W_a = W \times 0.6 = 1110 \text{ N}$$

Verifica in condizioni statiche a carico orizzontale

Il carico orizzontale H_k di cui alla tabella 3.1.II delle NTC 2018 risulta pari a 1 kN, applicato a 1.2 metri di altezza (paragrafo 3.1.4.3 NTC 2018). Lo schema statico impiegato è di trave su semplice appoggio, con carico applicato a 1,2+0,12 (spessore pacchetto architettonico) = 1,22m da un appoggio e a 2,48m dall'altro, con luce complessiva 3,70 metri. Considerando un coefficiente parziale per l'azione H_k pari a 1,5 per la condizione SLU si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazione a metro lineare di sviluppo di parete:

$$M_{max} = 1.226.595 \text{ Nmm}$$

$$V_{max} = 1005 \text{ N}$$

Riportando le sollecitazioni sul singolo montante (interasse 0,6m) si ha:

$$M_{Ed} = 735.957 \text{ Nmm}$$

$$V_{Ed} = 603 \text{ N}$$

Le verifiche dei montanti risultano le seguenti:

$$\text{Flessione:} \quad M_{Ed}/M_{Rd} = 735957/1122449 = 0,66 < 1 \quad \text{soddisfatta}$$

$$\text{Taglio:} \quad V_{Ed}/V_{cRd} = 603/6598 = 0,09 < 1 \quad \text{soddisfatta}$$

Verifiche in condizioni sismiche

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si riporta in allegato al presente documento il calcolo della F_a per l'elemento non strutturale in questione.

Il periodo proprio dell'elemento non strutturale determinato mediante valutazioni sullo schema di trave

PROGETTAZIONE STRUTTURALE	Pagina 10 di 33
H.S. INGEGNERIA srl	

semplicemente appoggiata risulta inferiore rispetto al periodo proprio principale della struttura.

Si ha:

$$F_a = 296 \text{ N}$$

Le sollecitazioni di progetto, con riferimento allo schema statico di trave su semplice appoggio con carico in mezzzeria sul singolo montante sono pari a:

$$M_{Ed} = F_a \times l/4 = 296 \times 3700/4 = 273.800 \text{ Nmm}$$

$$V_{Ed} = F_a/2 = 148 \text{ N}$$

Le sollecitazioni sono ampiamente inferiori alle sollecitazioni relative alla condizione statica e pertanto le verifiche sono automaticamente soddisfatte.

Indicazioni per il collegamento alle strutture

Per effettuare il collegamento alle strutture si ha un'azione sollecitante massima a taglio di 1005 N (circa 1,01 kN) per ciascun metro lineare di parete. Pertanto è necessario che il collegamento alle strutture in c.a. dei profili di base e di testa della parete in cartongesso siano fissate con viti/tasselli tali da garantire una resistenza di almeno 1,01 kN al metro lineare di sviluppo con un adeguato margine di sicurezza.

2.2.3. Tramezzi piano secondo

Il peso della parete a m di sviluppo risulta pari a:

$$W = 0,0125 \text{ m} \times 4 \times 10000 \text{ N/m}^3 \times 3,70 = 1850 \text{ N}$$

Il peso relativo all'area di influenza di ciascun montante (interasse 0,6m):

$$W_a = W \times 0.6 = 1110 \text{ N}$$

Verifica in condizioni statiche a carico orizzontale

Il carico orizzontale H_k di cui alla tabella 3.1.II delle NTC 2018 risulta pari a 1 kN, applicato a 1.2 metri di altezza (paragrafo 3.1.4.3 NTC 2018). Lo schema statico impiegato è di trave su semplice appoggio, con carico applicato a 1,2+0,12 (spessore pacchetto architettonico) = 1,22m da un appoggio e a 2,48m dall'altro, con luce complessiva 3,70 metri. Considerando un coefficiente parziale per l'azione H_k pari a 1,5 per la condizione SLU si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazione a metro lineare di sviluppo di parete:

$$M_{max} = 1.226.595 \text{ Nmm}$$

$$V_{max} = 1005 \text{ N}$$

Riportando le sollecitazioni sul singolo montante (interasse 0,6m) si ha:

$$M_{Ed} = 735.957 \text{ Nmm}$$

$$V_{Ed} = 603 \text{ N}$$

Le verifiche dei montanti risultano le seguenti:

$$\text{Flessione:} \quad M_{Ed}/M_{Rd} = 735957/1122449 = 0,66 < 1 \quad \text{soddisfatta}$$

$$\text{Taglio:} \quad V_{Ed}/V_{cRd} = 603/6598 = 0,09 < 1 \quad \text{soddisfatta}$$

Verifiche in condizioni sismiche

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si riporta in allegato al presente documento il calcolo della F_a per l'elemento non strutturale in questione.

Il periodo proprio dell'elemento non strutturale determinato mediante valutazioni sullo schema di trave semplicemente appoggiata risulta inferiore rispetto al periodo proprio principale della struttura.

Si ha:

$$F_a = 463 \text{ N}$$

Le sollecitazioni di progetto, con riferimento allo schema statico di trave su semplice appoggio con carico in mezzzeria sul singolo montante sono pari a:

$$M_{Ed} = F_a \times l/4 = 463 \times 3700/4 = 428.275 \text{ Nmm}$$

$$V_{Ed} = F_a/2 = 232 \text{ N}$$

Le sollecitazioni sono ampiamente inferiori alle sollecitazioni relative alla condizione statica e pertanto le verifiche sono automaticamente soddisfatte.

Indicazioni per il collegamento alle strutture

Per effettuare il collegamento alle strutture si ha un'azione sollecitante massima a taglio di 1005 N (circa 1,01 kN) per ciascun metro lineare di parete. Pertanto è necessario che il collegamento alle strutture in c.a. dei profili di base e di testa della parete in cartongesso siano fissate con viti/tasselli tali da garantire una resistenza di almeno 1,01 kN al metro lineare di sviluppo con un adeguato margine di sicurezza.

2.3. Controsoffitti

2.3.1. Controsoffitti in celenit

I controsoffitti in celenit sono presenti a tutti i piani dell'edificio ed hanno le medesime caratteristiche (spessore del pannello 35mm). A favore di sicurezza si effettua la verifica per il controsoffitto del solaio di copertura in quanto è quello che si colloca alla quota maggiore e pertanto è quello più sollecitato dal punto di vista sismico. Tutti gli altri controsoffitti saranno realizzati con le medesime caratteristiche.

Il pannello celenit spessore 35mm ha una massa superficiale da scheda tecnica di 14 kg/m², fornito in pannelli da 1200x600mm. Comprensivo di orditura di supporto si può assegnare al controsoffitto un peso a favore di sicurezza di 20 kg/m². I pannelli saranno fissati ad un'orditura metallica con pendini ad interasse pari alle dimensioni dei pannelli (1,2x0,6m). L'area di influenza del singolo pendino è quindi di $1,2 \times 0,6 = 0,72$ m².

Verifiche in condizioni statiche

Il carico agente SLU su ogni pendino in direzione verticale risulta pari a:

$$N = 0,72 \times 20 \times 1,5 = 21,6 \text{ daN} = 216 \text{ N}$$

Ogni pendino dovrà essere quindi fissato alle strutture in c.a. con un collegamento di resistenza pari ad almeno 216 N (0,22 kN).

Verifiche in condizioni sismiche

Su ogni pendino si avrà quindi un peso appeso pari a $20 \times 0,72 = 14,4$ daN = 144 N.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si ricerca in via iterativa il periodo proprio dell'elemento che fornisce la massima sollecitazione sismica. Si riporta in allegato al presente documento il calcolo della F_a per l'elemento non strutturale in questione.

Controsoffitto piano secondo: $F_a = 69 \text{ N}$

Tale azione orizzontale si sviluppa a livello del controsoffitto ed agisce su ogni pendino.

Al fine di limitare gli spostamenti laterali i profilati dell'orditura (sia piano terra che primo) saranno controventati mediante tiranti in cavi d'acciaio posti a 45°, secondo lo schema di figura seguente:



Ogni collegamento dovrà avere complessivamente una resistenza superiore a 0,07 kN, con adeguato margine di sicurezza. Al fine di consentire gli spostamenti laterali dovrà essere presente uno spazio libero di almeno 1 cm su tutti i bordi del controsoffitto alle interfacce con gli elementi verticali. Gli elementi dovranno essere dotati di dispositivi antisganciamento in caso di azioni orizzontali/verticali.

2.3.2. Controsoffitti in lastre di cemento rinforzato

I controsoffitti in lastre di cemento rinforzato sono presenti solo a piano terra e primo ed hanno le medesime caratteristiche (spessore del pannello 12,5mm). A favore di sicurezza si effettua la verifica per il controsoffitto del piano primo in quanto è quello che si colloca alla quota maggiore e pertanto è quello più sollecitato dal punto di vista sismico. Tutti gli altri controsoffitti saranno realizzati con le medesime caratteristiche.

La lastra di cemento rinforzato ha una massa superficiale da scheda tecnica di 16 kg/m²; l'orditura da realizzare sarà a maglia quadrata con interasse 75x75cm. Comprensivo di orditura di supporto si può assegnare al controsoffitto un peso a favore di sicurezza di 20 kg/m². I pannelli saranno fissati ad un'orditura metallica con pendini ad interasse 75x75cm. L'area di influenza del singolo pendino è quindi di $0,75 \times 0,75 = 0,56 \text{ m}^2$.

Verifiche in condizioni statiche

Il carico agente SLU su ogni pendino in direzione verticale risulta pari a:

$$N = 0,56 \times 20 \times 1,5 = 16,8 \text{ daN} = 168 \text{ N}$$

Ogni pendino dovrà essere quindi fissato alle strutture in c.a. con un collegamento di resistenza pari ad almeno 168 N (0,17 kN).

Verifiche in condizioni sismiche

Su ogni pendino si avrà quindi un peso appeso pari a $20 \times 0,56 = 11,2 \text{ daN} = 112 \text{ N}$.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si ricerca in via iterativa il periodo proprio dell'elemento che fornisce la massima sollecitazione sismica. Si riporta in allegato al presente documento il calcolo della F_a per l'elemento non strutturale in questione.

Controsoffitto piano secondo: $F_a = 36 \text{ N}$

Tale azione orizzontale si sviluppa a livello del controsoffitto ed agisce su ogni pendino.

Al fine di limitare gli spostamenti laterali i profilati dell'orditura (sia piano terra che primo) saranno controventati mediante tiranti in cavi d'acciaio posti a 45°, secondo lo schema di figura seguente:



Ogni collegamento dovrà avere complessivamente una resistenza superiore a 0,04 kN, con adeguato margine di sicurezza. Al fine di consentire gli spostamenti laterali dovrà essere presente uno spazio libero di almeno 1 cm su tutti i bordi del controsoffitto alle interfacce con gli elementi verticali. Gli elementi dovranno essere dotati di dispositivi antiganciamento in caso di azioni orizzontali/verticali.

2.4. Parapetti scale e ballatoi

I parapetti delle scale e ballatoi saranno realizzati in officina secondo il disegno architettonico previsto dal progettista negli specifici particolari e successivamente assemblati in cantiere.

Secondo quanto previsto dal progettista architettonico si hanno diverse tipologie di parapetti:

1. parapetto su ballatoi con sottostanti strutture in c.a.
2. parapetto su ballatoi con sottostanti elementi in carpenteria metallica (mezzanino)
3. parapetto su ballatoi con sottostanti elementi in lamiera grecata (mezzanino)
4. parapetto su scala interna in carpenteria metallica
5. parapetti su scale interne in c.a.
6. parapetti su scale di emergenza in c.a.

Tutti i parapetti sono previsti con acciaio classe S275 o migliore.

Si procede in questa sede alla verifica dei montanti e relative connessioni delle varie tipologie di parapetto. I disegni esecutivi dei parapetti sono riportati negli elaborati grafici architettonici redatti dal progettista architettonico.

2.4.1. Parapetto su ballatoi con sottostanti elementi in c.a.

Da progetto architettonico i parapetti saranno realizzati mediante montanti in profilati circolari cavi 30x4mm in acciaio S275 disposti ad interasse di 120mm. Alla base saranno saldati a completa penetrazione ad una piastra continua anch'essa in acciaio S275 180x15mm fissata alla struttura in c.a. mediante barre filettate e dadi. Il fissaggio avverrà mediante una coppia di barre filettate M12 classe 8.8 poste sulla piastra a distanza di 8 e 15cm rispetto al bordo di valle della piastra. Le coppie di barre filettate saranno poste ad interasse di 360mm lungo lo sviluppo del parapetto. L'altezza totale dei parapetti, da estradosso struttura in c.a. a testa dello stesso, risulta pari a 1,32 metri.

Verifica in condizioni statiche

L'azione sollecitante orizzontale, da tabella 3.1.II delle NTC2018, assumendo la tipologia "scale comuni, balconi e ballatoi" con riferimento alla Cat.C1, risulta pari a $H_k = 2 \text{ kN/m}$. Considerando un coefficiente parziale per l'azione H_k pari a 1,5 per la condizione SLU si ha il seguente momento sollecitante secondo lo schema di mensola con carico agente in testa:

$$M_{Ed} = p \times l = (1,5 \times 2 \times 0,12) \times 1,32 = 0,475 \text{ kNm}$$

Il modulo di resistenza del singolo profilo tubolare in campo elastico è pari a $W_{el} = 1884 \text{ mm}^3$. Considerando un acciaio classe S275 si ha un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 275 \times 1884 / 1,05 = 493459 \text{ Nmm} = 0,493 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica in condizioni sismiche

Il peso del singolo montante risulta pari a $2,57 \times 1,32 = 3,39 \text{ kg}$. Il corrimano superiore ed il corrimano intermedio hanno un peso che sul singolo montante può essere stimato a favore di sicurezza in circa 2 kg; pertanto, si assume a favore di sicurezza un peso sismico del singolo montante di circa 7 kg (70 N).

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si ricerca in via iterativa il periodo proprio dell'elemento che fornisce la massima sollecitazione sismica. La valutazione viene effettuata per il parapetto delle scale che sbarcano in copertura, che risulta essere quello a quota maggiore. Si riporta in allegato al presente documento il calcolo della F_a per l'elemento non strutturale in questione.

$$\text{Parapetto scale copertura: } F_a = 72 \text{ N}$$

L'azione è posizionata a metà altezza del parapetto; di conseguenza il momento sollecitante risulta pari a $72 \times 1220 / 2 = 43920 \text{ Nmm}$ (0,043 kNm). Tale sollecitazione è ampiamente inferiore al caso statico che risulta dimensionante, e pertanto la verifica è automaticamente soddisfatta.

Collegamento alla base

Il collegamento alle sottostrutture in c.a., come già evidenziato, avverrà mediante una piastra continua di 180x15mm di sezione, fissata alla struttura con due barre filettate M12 classe 8.8 inserite con ancorante chimico

epossidico in preforni nel c.a. e serrate con dado alla piastra, con profondità di inserimento 150mm. La sollecitazione di calcolo SLU è derivata dall'applicazione in testa di un carico caratteristico pari a 2 kN/m, con coefficiente di combinazione 1,5. Il taglio alla base è quindi pari a $V_{Ed} = 3$ kN/m, mentre il momento pari a $M_{Ed} = 3,96$ kNm. Con un interasse di 36cm si hanno le seguenti sollecitazioni su ciascuna connessione:

$$V = 3 \times 0,36 = 1,08 \text{ kN}$$

$$M = 3,96 \times 0,36 = 1,43 \text{ kNm}$$

Si riporta in allegato la verifica della connessione del parapetto alla sottostruttura in c.a..

2.4.2. Parapetto su ballatoi con sottostanti elementi in carpenteria metallica

Il parapetto è identico a quello descritto al paragrafo precedente, con la sola variazione del sistema di collegamento alla trave in carpenteria metallica HEB400 di bordo del mezzanino, che sarà realizzato mediante saldatura a cordone d'angolo con altezza di gola minimo 5mm tra la piastra di base 180x15mm e il profilato metallico sia lato interno che lato esterno. Le verifiche statiche e sismiche dei montanti sono quindi soddisfatte secondo quanto riportato al paragrafo precedente e si procede alla verifica del collegamento saldato alla base.

Collegamento alla base

La sollecitazione di taglio su ciascuna saldatura a metro lineare è pari a $T = V_{Ed}/2 = 1,5$ kN/m, mentre la sollecitazione di trazione/compressione dovuta a M_{Ed} è pari a $N = M_{Ed}/b = 3,96/0,18 = 22$ kN/m.

La sezione di gola (a) dovrà essere al minimo di 5mm.

Di conseguenza le tensioni agenti sono pari a:

$$t = T/(a \times 1000) = 0,3 \text{ N/mm}^2$$

$$n = N/(a \times 1000) = 4,4 \text{ N/mm}^2$$

Con le formule 4.2.84 e 4.2.85 delle NTC2018 per la verifica delle saldature si ha:

$$(n^2 + t^2)^{0,5} = 4,41 \text{ N/mm}^2 < \beta_1 \times f_{yk} = 0,7 \times 275 = 192,5 \text{ N/mm}^2$$

$$n + t = 4,7 \text{ N/mm}^2 < \beta_{12} \times f_{yk} = 0,85 \times 275 = 233,75 \text{ N/mm}^2$$

Il collegamento è ampiamente verificato.

2.4.3. Parapetto su ballatoi con sottostanti elementi in lamiera grecata

Il parapetto è identico a quello descritto al paragrafo relativo al parapetto su sottostrutture in c.a., con la sola variazione del sistema di collegamento alla soletta in lamiera grecata, che verrà realizzata con coppie di barre filettate M12 classe 8.8 passanti fissate con contropiastra all'intradosso della soletta e serrati con dadi ad interasse massimo di 30cm. La piastra superiore sarà in acciaio S275 base 180mm spessore 15mm; la contropiastra inferiore dovrà avere larghezza tale da contrastare su almeno due greche della lamiera grecata; pertanto la base minima dovrà essere di 250mm. La coppia di barre filettate verrà posta ad interasse massimo di 36cm.

Le verifiche statiche e sismiche dei montanti sono quindi soddisfatte secondo quanto riportato al paragrafo precedente e si procede alla verifica del collegamento alla base.

Collegamento alla base

Il calcolo viene effettuato sulla resistenza a trazione delle barre filettate. A favore di sicurezza si considera che tutta l'azione sollecitante sia assorbita a trazione dalla barra lato interno, con un braccio pari alla distanza tra bullone esterno e lato di valle del parapetto (15cm). Con un collegamento ogni 36cm si ha un momento sollecitante pari a:

$$M_{Ed} = 1,5 \times 2 \times 1,32 \times 0,36 = 1,43 \text{ kNm},$$

L'azione di trazione di progetto è pari a:

$$F_{tEd} = M_{Ed}/b = 1,43/0,15 = 9,53 \text{ kN}$$

L'azione tagliante su ogni barra è pari a:

$$F_{vEd} = 1,5 \times 2 \times 0,3/2 = 0,45 \text{ kN}$$

La verifica a taglio/trazione della barra è espressa dalla formula 4.2.71 delle NTC2018. Si ha:

$$F_{vEd}/F_{vRd} + F_{tEd}/(1,4 \times F_{tRd}) = 0,45/32,37 + 9,53/(1,4 \times 48,56) = 0,15 < 1 \text{ soddisfatta}$$

2.4.4. Parapetto su scala interna in carpenteria metallica

Il parapetto è identico a quello descritto al paragrafo relativo al parapetto su sottostrutture in c.a. in termini di dimensioni e di interasse dei montanti. Gli stessi saranno fissati direttamente ai gradini della scala (realizzati con lamiera S275 spessore 10mm) con saldatura a completa penetrazione sull'intero perimetro di ciascun montante. I montanti avranno altezza media di 1,35 metri.

Si effettua la verifica dei montanti esclusivamente in condizioni statiche, in quanto, come osservato dal paragrafo relativo ai parapetti sulle sottostrutture in c.a., la sollecitazione derivante dall'azione sismica è di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quella statica.

L'azione sollecitante orizzontale, da tabella 3.1.II delle NTC2018, assumendo la tipologia "scale comuni, balconi e ballatori" con riferimento alla Cat.C1, risulta pari a $H_k = 2 \text{ kN/m}$. Considerando un coefficiente parziale per l'azione H_k pari a 1,5 per la condizione SLU si ha il seguente momento sollecitante secondo lo schema di mensola con carico agente in testa:

$$M_{Ed} = p \times l = (1,5 \times 2 \times 0,12) \times 1,35 = 0,486 \text{ kNm}$$

Il modulo di resistenza del singolo profilo tubolare in campo elastico è pari a $W_{el} = 1884 \text{ mm}^3$. Considerando un acciaio classe S275 si ha un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 275 \times 1884 / 1,05 = 493459 \text{ Nmm} = 0,493 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Collegamento alla base

Il collegamento alla base, come indicato, verrà realizzato mediante saldatura a completa penetrazione tra il montante (tutto il perimetro) e la piastra costituente i gradini. Pertanto la verifica è automaticamente soddisfatta dalla verifica statica del montante.

Si procede alla verifica del gradino (lamiera S275 spessore 10mm) il quale presenta uno sbalzo di 5cm rispetto all'appoggio sull'elemento strutturale costituente la scala. Si procede alla verifica di una striscia unitaria di sezione resistente di spessore 10mm.

Le azioni sollecitanti sono dovute al taglio alla base del montante (3 kN/m) che si traduce in uno sforzo di trazione sul gradino ed una coppia di $2 \times 1,5 \times 1,35 = 4,05 \text{ kNm/m}$ applicata alla sezione oggetto di verifica. La verifica è quindi di tensoflessione.

La sezione ha base 1000mm ed altezza 10mm, con un modulo di resistenza di 16667 mm^3 ed un'area di 10000 mm^2 . La verifica si sostanzia in quanto segue:

$$\sigma_{flessione} = M_{Ed} / W = 243 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{trazione} = N_{Ed} / A = 0,3 \text{ N/mm}^2$$

La tensione totale risulta quindi di $243,3 \text{ N/mm}^2$, inferiore alla resistenza di progetto pari a $275 / 1,05 = 261,9 \text{ N/mm}^2$. La sezione è quindi verificata.

2.4.5. Parapetto su scale in c.a.

Il parapetto sulle scale interne in c.a. è identico a quello descritto nel paragrafo relativo ai parapetti su sottostrutture in c.a., con montanti circolari in acciaio S275 30x4mm ad interasse 120mm; l'altezza media del montante è di 1,35 metri. La connessione avverrà mediante la medesima piastra di base 180x15mm posizionata su ciascun gradino, fissata alla sottostruttura in c.a. con una coppia di barre filettate M12 classe 8.8 inserite in preforo e connesse con resina epossidica (una coppia per ciascun gradino, interasse massimo 30cm).

Avendo altezza di 1,35 metri, la verifica strutturale del montante è soddisfatta secondo quanto indicato al paragrafo precedente.

Collegamento alla base

Il collegamento alle sottostrutture in c.a., come già evidenziato, avverrà mediante una piastra di 300x180x15mm di sezione, fissata a ciascun gradino con due barre filettate M12 classe 8.8 inserite con ancorante chimico epossidico in prefori nel c.a. e serrate con dado alla piastra, poste sulla piastra a distanza di 8 e 15cm rispetto al bordo di valle della piastra, con profondità di inserimento 150mm. La sollecitazione di calcolo SLU è derivata dall'applicazione in testa di un carico caratteristico pari a 2 kN/m , con coefficiente di combinazione 1,5. Il taglio alla base è quindi pari a $V_{Ed} = 3 \text{ kN/m}$, mentre il momento pari a $M_{Ed} = 4,05 \text{ kNm/m}$. Con un interasse di 30cm si hanno le seguenti sollecitazioni su ciascuna connessione:

PROGETTAZIONE STRUTTURALE	Pagina 17 di 33
H.S. INGEGNERIA srl	

$$V = 3 \times 0,30 = 0,90 \text{ kN}$$

$$M = 4,05 \times 0,30 = 1,23 \text{ kNm}$$

Si riporta in allegato la verifica della connessione del parapetto alla sottostruttura in c.a..

2.4.6. Parapetto su scale di emergenza in c.a.

Il parapetto sulle scale di emergenza in c.a. verrà realizzato mediante montanti principali in carpenteria metallica S275 quadrati 80x40x4mm posti ad interasse massimo di 60cm (uno ogni due gradini), fissati lateralmente alla struttura in c.a. delle rampe e dei ballatoi. A favore di sicurezza si considera un'altezza massima di ciascun montante di 1,5 metri. La piastra di collegamento sarà in acciaio S275, spessore 10mm, dimensioni 190x170mm. I montanti saranno saldati alla piastra di collegamento con saldatura a cordone d'angolo con altezza di gola minimo 3mm.

La piastra sarà fissata alla struttura in c.a. mediante 4 barre filettate M12 classe 8.8 poste ad interasse verticale di 10cm ed interasse orizzontale di 12cm, poste simmetricamente rispetto al centro della piastra.

Si effettua la verifica esclusivamente in condizioni statiche, in quanto, come osservato dal paragrafo relativo ai parapetti sulle sottostrutture in c.a., la sollecitazione derivante dall'azione sismica è di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quella statica.

L'azione sollecitante orizzontale, da tabella 3.1.11 delle NTC2018, assumendo la tipologia "scale comuni, balconi e ballatoi" con riferimento alla Cat.C1, risulta pari a $H_k = 2 \text{ kN/m}$. Considerando un coefficiente parziale per l'azione H_k pari a 1,5 per la condizione SLU si ha il seguente momento sollecitante secondo lo schema di mensola con carico agente in testa, con un interasse dei montanti principali di 60cm:

$$M_{Ed} = p \times l = (1,5 \times 2 \times 0,60) \times 1,5 = 2,70 \text{ kNm}$$

Il modulo di resistenza del singolo profilo tubolare in campo elastico è pari a $W_{el} = 11,50 \text{ cm}^3$ (11500 mm³). Considerando un acciaio classe S275 si ha un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 275 \times 11500 / 1,05 = 3,01 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Collegamento saldato tra montante e piastra di collegamento

Componente 1 flessionale:

$$n_{t1} = (0,5 \times M_{Ed} / (h/2)) / (h/2 \times a) = 62,28 \text{ N/mm}^2$$

Componente 2 dovuta al taglio:

$$n_{t2} = (0,5 \times V_{Ed}) / (h \times a) = 1,76 \text{ N/mm}^2$$

La verifica viene effettuata con la formula 4.2.88 delle NTC2018:

$$n_t = n_{t1} + n_{t2} = 64,05 \text{ N/mm}^2 < 0,7 \times 275 = 192,5 \text{ N/mm}^2$$

La saldatura è quindi verificata.

Collegamento alla base

Il collegamento alle sottostrutture in c.a., come già evidenziato, avverrà mediante una piastra di 190x170mm spessore 10mm, fissata alla struttura con 4 barre filettate M12 classe 8.8 inserite con ancorante chimico epossidico in prefori nel c.a. e serrate con dado alla piastra, con profondità di inserimento 150mm. La sollecitazione di calcolo SLU è derivata dall'applicazione in testa di un carico caratteristico pari a 2 kN/m, con coefficiente di combinazione 1,5. Il taglio alla base, con interasse delle piastre di 60cm, che si traduce in uno sforzo di trazione sulle barre, è quindi pari a $V_{Ed} = 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ kN}$, mentre il momento è pari a $M_{Ed} = 2,7 \text{ kNm}$.

Si riporta in allegato la verifica della connessione del parapetto alla sottostruttura in c.a..

2.4.7. Verifiche gradini scala in carpenteria metallica

I gradini ed il ballatoio della scala in carpenteria metallica verranno realizzati con piatti in lamiera di spessore 10mm acciaio S275. La luce netta dei gradini e del ballatoio rispetto agli scialoni in acciaio ove sono posti gli appoggi è di 80cm. I carichi di progetto per la scala sono i seguenti:

$$G1 = 140 \text{ daN/m}^2$$

$$G2 = 110 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_{es} = 400 \text{ daN/m}^2$$

Verifica a flessione SLU

Andando a verificare la pedata del singolo gradino, trascurando l'alzata che comunque irrigidisce la sezione, si ha una sezione rettangolare di 300x10mm. Il carico allo SLU risulta pari a:

$$q_{SLU} = 0,3 \times (140 \times 1,3 + 110 \times 1,5 + 400 \times 1,5) = 284,1 \text{ daN/m} = 2,841 \text{ kN/m}$$

Il momento massimo sollecitante risulta pari a, secondo lo schema di trave in semplice appoggio con luce 0,8m:

$$M_{Ed,SLU} = 0,227 \text{ kNm}$$

Il modulo di resistenza della sezione di lamiera 300x10mm risulta pari a:

$$W = 5000 \text{ mm}^3$$

Di conseguenza la tensione massima risulta pari a:

$$\sigma = 0,43 \times 1000 \times 1000 / 5000 = 46 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza di progetto dell'acciaio S275 risulta pari a:

$$f_{yd} = 275 / 1,05 = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

La sezione è ampiamente verificata.

Verifica di deformazione SLE quasi permanente

In termini di deformazione si fa riferimento alla combinazione SLE quasi permanente. Il carico agente risulta pari a:

$$q_{SLEq} = 0,3 \times (140 + 110 + 400 \times 0,6) = 147 \text{ daN/m} = 1,47 \text{ kN/m}$$

Il momento di inerzia della sezione risulta pari a:

$$J = 25000 \text{ mm}^4$$

La freccia secondo lo schema di trave in semplice appoggio di luce 0,8 metri risulta pari a:

$$f = 1,49 \text{ mm}$$

La freccia è pari a 1/736 della luce, accettabile per l'elemento in questione.

2.5. Rivestimento di facciata

Il progetto prevede la realizzazione in facciata di un “reticolo” di emergenze (lesene e architravi) rispetto al filo dell’intonaco, previsto con elementi di rivestimento in lastre di cemento rinforzato di spessore 12,5mm con sezione finita di montanti e traversi rettangolare di 30cm di base e 20cm di altezza. Si riporta in figura seguente uno schema del prospetto ove si evidenziano gli elementi sopra indicati a rivestimento della facciata:



Per il sostegno di montanti e traversi emergenti di rivestimento si prevede la realizzazione di una sottostruttura in carpenteria metallica, costituita da montanti e traversi in acciaio S275 tubolari rettangolari 120x4mm.

I montanti saranno ancorati agli elementi c.a. di impalcato e a terra sulle fondazioni; in copertura il rivestimento sarà ancorato alla testa della veletta perimetrale. Pertanto i montanti saranno collegati alle strutture in c.a. mediante spezzoni di profilati e piastre di collegamento; i traversi saranno collegati ai montanti mediante unioni bullonate.

Si procede in questa sede al dimensionamento statico e sismico dei montanti e traversi costituenti il reticolo di sostegno del rivestimento.

La verifica viene effettuata per involucro, considerando l’area di influenza maggiore (traversi collegati ai montanti) e la luce massima tra vincolo e vincolo, che si ha a livello di piano secondo laddove il montante ha una luce di 5,50 metri.

Il rivestimento è sollecitato dall’azione del vento. Il carico vento viene calcolato in conformità alle NTC2018. La zona vento (Piemonte) è la 1, con $v_b = 25$ m/s; l’altitudine è inferiore a 1000m. La velocità v_r viene calcolata mediante il coefficiente moltiplicativo c_r , che per tempo di ritorno 75 anni risulta pari a 1,03. Di conseguenza la velocità v_r risulta pari a 25,75 m/s. La pressione base risulta pari a 0,42 kN/m². La classe di rugosità assegnata è la B; l’esposizione è di tipo V. L’altezza massima del fabbricato risulta di 14,50m compresa veletta. Di conseguenza il coefficiente di esposizione risulta pari a $c_e = 1,61$. Il coefficiente di pressione viene assunto pari al massimo (0,8). Di conseguenza la pressione del vento risulta pari a:

$$p = q_r \times c_e \times c_p = 0,42 \times 1,61 \times 0,8 = 0,54 \text{ kN/m}^2$$

La larghezza del rivestimento collegato al montante è di 30cm. Pertanto il carico vento allo SLU agente sul montante risulta pari a:

$$q = 1,5 \times 0,54 \times 0,3 = 0,243 \text{ kN/m}$$

Secondo lo schema di calcolo di trave in semplice appoggio il momento sollecitante risulta pari a:

$$M_{Ed} = 0,243 \times 5,5^2 / 8 = 0,92 \text{ kNm}$$

Il modulo di resistenza del profilo selezionato è pari a 69,46 cm³ (69460 mm³). Il momento resistente della sezione in acciaio S235 risulta pari a:

$$M_{Rd} = 235 \times 69460 / 1,05 = 15,54 \text{ kNm}$$

Il momento resistente è ampiamente superiore alla sollecitazione.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si riporta in allegato al presente documento il calcolo della F_a per l'elemento non strutturale in questione.

Il peso del montante risulta pari a 14,57 kg/m più il rivestimento con lastra in cemento. Per l'altezza di 5,50 metri si ha un peso complessivo di circa 152 kg.

L'azione sismica calcolata al centro di massa dell'elemento risulta pari a:

$$F_a = 432 \text{ N} = 0,432 \text{ kN}$$

Il momento sollecitante secondo questo schema statico (trave su semplice appoggio con carico concentrato in mezzzeria) risulta pari a:

$$M_{Ed} = 0,432 \times 5,5 / 4 = 0,594 \text{ kNm}$$

Il momento in condizioni sismiche è inferiore a quello relativo all'azione del vento e pertanto la verifica precedente inviluppa la presente.

Indicazioni per i collegamenti

Il peso proprio complessivo del montante da terra a copertura risulta pari nella peggiore delle condizioni a 410 kg; i traversi portano sul montante un carico pari a circa 180 kg. A favore di sicurezza, quindi, ciascun ancoraggio sarà dimensionato per un carico verticale pari a 5,9 kN.

Per l'azione orizzontale di estrazione in caso di vento o sisma è necessario calcolare la reazione vincolare agli appoggi nel caso di vento (assumendo a favore di sicurezza $c_p = 0,8$) e nel caso di azione sismica e valutare la peggiore delle due condizioni.

Nel caso dell'azione del vento la reazione vincolare risulta pari a $0,243 \times 5,5 / 2 = 0,67 \text{ kN}$.

Nel caso di azione sismica si ha $0,432 / 2 = 0,22 \text{ kN}$.

La massima sollecitazione si ha in caso di azione del vento.

Tale azione è relativa ad un solo tratto di montante, quindi quando lo stesso prosegue sull'interpiano successivo la reazione vincolare è doppia ($0,67 \times 2 = 1,34 \text{ kN}$).

A tale azione è necessario sommare la reazione vincolare derivante dai traversi collegati. Con una luce massima dei traversi di 2,22 m si ha una reazione vincolare massima di $0,243 \times 2,22 / 2 = 0,27 \text{ kN}$. anche questa azione va raddoppiata in quanto i traversi proseguono a destra e a sinistra dei montanti secondo lo schema di prospetto.

Pertanto l'azione orizzontale su cui dimensionare il collegamento sia a trazione che a compressione risulta pari a $1,34 + 0,27 \times 2 = 1,88 \text{ kN}$

In sintesi il collegamento dovrà essere dimensionato per un'azione verticale di 6 kN e un'azione orizzontale di 2 kN agenti contemporaneamente.

Veletta di copertura

In copertura i montanti di facciata saranno collegati in testa alla veletta di altezza massima 165cm da estradosso strutturale del solaio. Pertanto la veletta sarà realizzata con pilastri in c.a. 20x20cm ed altezza massima 135cm a sostenere una trave orizzontale 20x30 a cui è connesso il montante.

I montanti e la trave orizzontale devono essere verificati sulla base del carico trasmesso dai montanti e sulla base del carico H_k per parapetti indicato in premessa ai sensi delle NTC2018 (1 kN/m).

Prevedendo pilastri ad interasse massimo di 2,5 metri, e considerando che i montanti di rivestimento della facciata hanno un passo minimo di 1,1 metri in corrispondenza dell'ultimo interpiano, il carico sollecitante risulta pari a $2 / 1,1 = 1,82 \text{ kN/m}$. Tale carico è superiore rispetto al carico di NTC2018 per parapetti allo SLU ($1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/m}$) e pertanto il dimensionamento viene fatto sulla base del carico trasmesso dai montanti.

In testa ad ogni pilastro si ha un carico orizzontale agente pari a $1,82 \times 2,5 = 4,55 \text{ kN}$. Il momento sollecitante con lo schema di mensola di altezza 1,65m è pari a $4,55 \times 1,65 = 7,51 \text{ kNm}$.

Il pilastro sarà armato con 4 \varnothing 12 e staffe \varnothing 8/20 con copriferro netto 3cm. Si riporta in figura seguente il calcolo del momento resistente del pilastro effettuato a favore di sicurezza con calcestruzzo C25/30.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	4,4
2	2,26	15,6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} τ_{c1}

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Il momento resistente pari a 12,46 kNm è ampiamente superiore alla sollecitazione.

La trave superiore è sollecitata con 1,82 kN/m; con schema di semplice appoggio con luce 2,5 m si ha un momento sollecitante pari a:

$$M_{Ed} = 1,82 \times 2,5^2 / 8 = 1,42 \text{ kNm}$$

La trave 20x30 sarà armata con 4Ø12 e staffe Ø8/20 con copriferro netto 3cm Il momento resistente è calcolato in figura seguente:

Verifica C.A. S.L.U. - File: _____

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	4,4
2	2,26	15,6

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C25/30**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☒ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

☐ Precompresso

Il momento resistente pari a 13,5 kNm è ampiamente superiore alla sollecitazione.

2.6. Infissi esterni

Le finestre sono elementi assemblati in cantiere, e pertanto si è provveduto, ai sensi delle NTC 2018, a determinare la domanda sismica.

Il peso delle vetrature, sulla base delle informazioni fornite dal progettista architettonico, è stimabile, a favore di sicurezza, in circa 65 daN/m².

In generale le dimensioni delle finestre, secondo le scansioni di progetto architettonico, sono di 191x300cm; il peso di tali infissi risulta quindi pari a 380 daN. Sono inoltre presenti infissi di 3,07x3m, con peso quindi di circa 600 daN. La facciata vetrata del mezzanino ha dimensioni di 12,5x5m sul lato lungo (peso circa 4100 daN) e di 3,18x5m sui lati corti (peso circa 1050 daN).

Azione sismica

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si ricerca in via iterativa il periodo proprio dell'elemento che fornisce la massima sollecitazione sismica. La valutazione viene effettuata per le vetrature di secondo piano, che risultano essere quelle soggette alla maggiore azione sismica. Si riporta in allegato al presente documento il calcolo della Fa per l'elemento non strutturale in questione.

Si ha:

Infissi 191x300cm piano secondo:	Fa = 3207 N = 3,21 kN
Infissi 307x300cm piano secondo:	Fa = 5064 N = 5,07 kN
Infisso 1250x500cm mezzanino:	Fa = 31422 N = 31,42 kN
Infisso 318x500cm mezzanino:	Fa = 8047 N = 8,05 kN

Carico vento

Il carico vento viene calcolato in conformità alle NTC2018. La zona vento (Piemonte) è la 1, con $v_b = 25$ m/s; l'altitudine è inferiore a 1000m. La velocità v_r viene calcolata mediante il coefficiente moltiplicativo c_r , che per tempo di ritorno 75 anni risulta pari a 1,03. Di conseguenza la velocità v_r risulta pari a 25,75 m/s.

La pressione base risulta pari a 0,42 kN/m².

La classe di rugosità assegnata è la B; l'esposizione è di tipo V. L'altezza massima del fabbricato risulta di 14,50m compresa veletta. Di conseguenza il coefficiente di esposizione risulta pari a $c_e = 1,61$.

Il coefficiente di pressione viene assunto pari al massimo (0,8). Di conseguenza la pressione del vento risulta pari a:

$$p = q_r \times c_e \times c_p = 0,42 \times 1,61 \times 0,8 = 0,54 \text{ kN/m}^2$$

Per le finestre sopra indicate si ha:

Infissi 191x300cm piano secondo:	Fhv = 0,54x1,91x3 = 3,09 kN
Infissi 307x300cm piano secondo:	Fhv = 0,54x3,07x3 = 4,97 kN
Infisso 1250x500cm mezzanino:	Fhv = 0,54x12,5x5 = 33,75 kN
Infisso 318x500cm mezzanino:	Fhv = 0,54x3,18x5 = 8,59 kN

Si osserva quindi che l'azione complessiva del vento è praticamente identica a quella del sisma.

Analisi statica e sismica

Data l'importanza delle finestre del mezzanino si procede a dimensionare i possibili profili verticali di sostegno dell'infisso in carpenteria metallica, che dovranno poi essere oggetto di specifica relazione di calcolo da parte del produttore/installatore.

L'azione massima a metro lineare in caso di azione del vento risulta pari a 2,7 kN/m, con una reazione vincolare alla base e in testa pari a $2,7/2 = 1,35$ kN/m. I collegamenti alla base ed in testa devono quindi essere realizzati con presidi che garantiscano una resistenza orizzontale pari ad almeno 1,35 kN/m, con adeguato coefficiente di sicurezza.

Si prevede l'installazione di montanti ad interasse di 1,6 metri. Su ciascun montante, in caso di vento, agirà un carico distribuito pari a $0,54 \times 1,6 = 0,864$ kN/m; amplificando l'azione del coefficiente SLU pari a 1,5 si ha un'azione massima di $0,864 \times 1,5 = 1,3$ kN/m.

Considerando uno schema di trave in semplice appoggio con luce 5 metri si ha un momento sollecitante sul

singolo montante pari a:

$$M_{Ed} = 1,3 \times 5^2 / 8 = 4,06 \text{ kNm}$$

Si prevede di realizzare i montanti con profilati metallici in carpenteria S275 rettangolari 150x60x4mm. Il modulo di resistenza risulta pari a $W = 59,57 \text{ cm}^3$ (59570 mm^3). Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 59570 \times 275 / 1,05 = 15601666 \text{ Nmm} = 15,60 \text{ kNm}$$

Il momento resistente è superiore al sollecitante e pertanto la verifica è soddisfatta.

In caso di azione sismica l'azione per metro lineare risulta pari a 2,53 kN, applicata in mezzeria. Con un interasse dei montanti di 1,6 metri si ha un'azione massima pari a $2,53 \times 1,6 = 4,05 \text{ kN}$.

Il momento sollecitante risulta pari a:

$$M_{Ed} = p \times l / 4 = 4,05 \times 5 / 4 = 5,06 \text{ kNm}$$

Il momento resistente indicato sopra (15,60 kNm) è superiore e quindi la verifica è soddisfatta.

Indicazioni per il collegamento

Il collegamento alla base, sui lati ed in testa del telaio delle finestrature deve essere tale da garantire le seguenti resistenze minime nei confronti delle azioni orizzontali, con adeguato margine di sicurezza:

Infissi 191x300cm piano secondo:	Rd minimo = 0,85 kN a metro lineare di infisso
Infissi 307x300cm piano secondo:	Rd minimo = 0,85 kN a metro lineare di infisso
Infisso 1250x500cm mezzanino:	Rd minimo = 1,35 kN a metro lineare di infisso
Infisso 318x500cm mezzanino:	Rd minimo = 1,35 kN a metro lineare di infisso

2.7. Infissi interni

Le finestre sono elementi assemblati in cantiere, e pertanto si è provveduto, ai sensi delle NTC 2018, a determinare la domanda sismica.

All'interno, al piano terra sono previste pareti vetrate di altezza 3 metri. Il peso indicato dal progettista architettonico è di 30 daN/m²; ogni metro lineare di parete vetrata ha un peso di 90 daN, che aggiungendo l'architravatura per raggiungere il solaio strutturale soprastante, con altezza complessiva dell'infisso più architrave di 4,58 m, porta il peso totale a circa 150 daN al metro lineare.

Azione sismica

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si ricerca in via iterativa il periodo proprio dell'elemento che fornisce la massima sollecitazione sismica. La valutazione viene effettuata per le vetrate di secondo piano, che risultano essere quelle soggette alla maggiore azione sismica. Si riporta in allegato al presente documento il calcolo della F_a per l'elemento non strutturale in questione.

Si ha:

$$F_a = 311 \text{ N/m} = 0,32 \text{ kN/m}$$

Indicazioni per il collegamento

Il collegamento alla base e di testa, oltre all'architravatura in carpenteria metallica e relativi controventi, dovrà essere dimensionato in relazione ad una azione orizzontale di 0,32 kN/m applicata al baricentro dell'elemento, con adeguato margine di sicurezza.

3. IMPIANTI

Per quanto riguarda gli impianti il paragrafo 7.2.4 delle NTC2018 riporta quanto segue:

La capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). È compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire impianti e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

Pertanto, per gli elementi impiantistici verrà in questa sede determinata la domanda sismica, mentre sarà compito del fornitore/installatore in cantiere quello di fornire impianti e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

Il progettista termomeccanico ed il progettista elettrico hanno individuato gli elementi impiantistici presenti nel fabbricato che possono essere sintetizzati nell'elenco seguente:

- Impianto termomeccanico:
 - pompe di calore in copertura
 - UTA in copertura
 - canalizzazioni trasporto aria
 - diffusori
 - tubazioni idriche staffate a soffitto
- Impianto elettrico:
 - led da incasso
 - plafoniere led

Per ciascuno degli elementi sopra indicati si riportano di seguito le valutazioni effettuate, rimandando agli allegati di calcolo del presente documento per il dettaglio relativo alla determinazione della domanda sismica agli stati limite considerati.

Ovviamente, quanto indicato in questa sede ha validità esclusivamente qualora gli elementi siano realizzati come progettato secondo quanto indicato in questa sede; in caso diverso il direttore dei lavori dovrà provvedere ad aggiornare le verifiche e determinare domanda e capacità dei vari elementi.

Resta fermo che per tutti gli elementi impiantistici staffati a parete o soffitto (non appoggiati a terra) dovranno essere predisposti staffaggi antisismici opportunamente calcolati secondo le linee guida del presente documento e delle norme in materia.

3.1. Pompe di calore in copertura

Le pompe di calore in copertura hanno un peso di circa 1400 daN e dimensioni in pianta di 3,30x1,10m; l'altezza è pari a 1,90 metri.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si assume l'elemento rigido con periodo 0,1s.

$$F_a = 5522 \text{ N} \quad \text{SLV}$$

$$F_a = 1836 \text{ N} \quad \text{SLO}$$

Si provvede ad effettuare la verifica al ribaltamento della macchina allo SLV:

$$M_{rib} = F_a \times (h/2) = 5522 \times (1,9/2) = 5246 \text{ Nm}$$

$$M_{stab} = W \times (b/2) = 14000 \times (1,1/2) = 7700 \text{ Nm}$$

Il momento stabilizzante è superiore al momento ribaltante.

3.2. UTA in copertura

3.2.1. UTA 1

L'UTA n.1 ha un peso di circa 2550 daN e dimensioni in pianta di 7,30x1,70m; l'altezza è pari a 1,50 metri.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si assume l'elemento rigido con periodo 0,1s.

$$F_a = 9916 \text{ N} \quad \text{SLV}$$

$$F_a = 3297 \text{ N} \quad \text{SLO}$$

Si provvede ad effettuare la verifica al ribaltamento della macchina allo SLV:

$$M_{rib} = F_a \times (h/2) = 9916 \times (1,5/2) = 7437 \text{ Nm}$$

$$M_{stab} = W \times (b/2) = 25500 \times (1,7/2) = 21675 \text{ Nm}$$

Il momento stabilizzante è superiore al momento ribaltante.

3.2.2. UTA 2

L'UTA n.2 ha un peso di circa 1750 daN e dimensioni in pianta di 6,15x1,40m; l'altezza è pari a 1,20 metri.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si assume l'elemento rigido con periodo 0,1s.

$$F_a = 6732 \text{ N} \quad \text{SLV}$$

$$F_a = 2239 \text{ N} \quad \text{SLO}$$

Si provvede ad effettuare la verifica al ribaltamento della macchina allo SLV:

$$M_{rib} = F_a \times (h/2) = 6732 \times (1,2/2) = 4039 \text{ Nm}$$

$$M_{stab} = W \times (b/2) = 17500 \times (1,4/2) = 12250 \text{ Nm}$$

Il momento stabilizzante è superiore al momento ribaltante.

3.2.3. UTA 3

L'UTA n.3 ha un peso di circa 960 daN e dimensioni in pianta di 5,45x1,10m; l'altezza è pari a 0,85 metri.

Il calcolo dell'azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale è stato effettuato secondo la formula 7.2.1 delle NTC 2018 e indicazioni della Circolare 7/2019. Si assume l'elemento rigido con periodo 0,1s.

$$F_a = 3646 \text{ N} \quad \text{SLV}$$

$$F_a = 1213 \text{ N} \quad \text{SLO}$$

Si provvede ad effettuare la verifica al ribaltamento della macchina allo SLV:

$$M_{rib} = F_a \times (h/2) = 3646 \times (0,85/2) = 1550 \text{ Nm}$$

$$M_{stab} = W \times (b/2) = 9600 \times (1,1/2) = 5280 \text{ Nm}$$

Il momento stabilizzante è superiore al momento ribaltante.

3.3. Elementi impianto aria primaria

Si forniscono di seguito le domande sismiche SLO e SLV alle quali si dovranno attenere i fornitori/installatori per la progettazione dei sistemi di collegamento delle canalizzazioni aria primari e dei diffusori, rimandando all'allegato di calcolo. L'azione è stata determinata variando iterativamente il periodo proprio dell'elemento sino a massimizzare l'azione.

Elemento	Fa STA-SLV	Fa FUN-SLO
----------	------------	------------

PROGETTAZIONE STRUTTURALE	Pagina 28 di 33
H.S. INGEGNERIA srl	

Canalizzazioni aria circolari (5 kg/m)	25 N/m	6 N/m
Diffusori (6 kg)	30 N	7 N

3.4. Tubazioni idriche staffate a soffitto

Si forniscono di seguito le domande sismiche SLO e SLV alle quali si dovranno attenere i fornitori/installatori per la progettazione dei sistemi di collegamento delle tubazioni staffate a soffitto, rimandando all'allegato di calcolo. L'azione è stata determinata variando iterativamente il periodo proprio dell'elemento sino a massimizzare l'azione.

Elemento	Fa STA-SLV	Fa FUN-SLO
Tubazioni Ø110/90 (20 kg/m)	70 N/m	16 N/m
Tubazioni Ø32 e inferiori (10 kg/m)	50 N/m	12 N/m

3.5. Corpi illuminanti

Si forniscono di seguito le domande sismiche SLO e SLV alle quali si dovranno attenere i fornitori/installatori per la progettazione dei sistemi di collegamento dei corpi illuminanti, rimandando all'allegato di calcolo. L'azione è stata determinata variando iterativamente il periodo proprio dell'elemento sino a massimizzare l'azione.:

Elemento	Fa STA-SLV	Fa FUN-SLO
led da incasso (5 daN)	25 N	6 N
plafoniere led (6 daN)	30 N	7 N

4. ALLEGATO: CALCOLO FA ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Parete in cartongesso piano terra

Caratteristiche della costruzione

Numero di piani	n	3	
Altezza della costruzione	H	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5	%
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	C_u	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	a_g	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F_0	2,448	
Periodo di riferimento T^*c	T^*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	C_c	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	2,345	m
Peso proprio elemento non strutturale	W_a	1407	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	q_a	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,70	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,18	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	T_B	0,13	secondi
	T_C	0,39	secondi
	T_D	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	$S_{e,max}$	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < T_B$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T_B \leq T < T_C$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T_C \leq T < T_D$)	$S_e(T)$	0,144	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq T_D$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	$S_e(T)$	0,144	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	$a_{Z,1}$	0,03	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	a_{T_k}	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	b_{T_k}	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	$S_{eZ,1,max}$	0,14	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < a_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $a_{T_k} \leq T < b_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,142	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > b_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	$S_{eZ,1}$	0,142	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	100	N
--	----	-----	---

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE		
Parete in cartongesso piano primo		

Caratteristiche della costruzione

Numero di piani	n	3	
Altezza della costruzione	H	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5	%
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	C_u	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	a_g	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F_0	2,448	
Periodo di riferimento T^*c	T^*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	C_c	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	7,11	m
Peso proprio elemento non strutturale	W_a	1110	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	q_a	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,44	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,54	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	T_B	0,13	secondi
	T_C	0,39	secondi
	T_D	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	$S_{e,max}$	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < T_B$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T_B \leq T < T_C$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T_C \leq T < T_D$)	$S_e(T)$	0,228	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq T_D$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	$S_e(T)$	0,228	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	$a_{Z,1}$	0,16	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	a_{T_k}	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	b_{T_k}	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	$S_{eZ,1,max}$	0,68	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < a_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,534	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $a_{T_k} \leq T < b_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > b_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	$S_{eZ,1}$	0,534	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	296	N
--	----	-----	---

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE		
Parete in cartongesso piano secondo		

Caratteristiche della costruzione

Numero di piani	n	3	
Altezza della costruzione	H	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5	%
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	C_u	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	a_g	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F_0	2,448	
Periodo di riferimento T^*c	T^*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	C_c	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	11,11	m
Peso proprio elemento non strutturale	W_a	1110	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	q_a	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,44	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,84	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	T_B	0,13	secondi
	T_C	0,39	secondi
	T_D	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	$S_{e,max}$	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < T_B$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T_B \leq T < T_C$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T_C \leq T < T_D$)	$S_e(T)$	0,228	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq T_D$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	$S_e(T)$	0,228	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	$a_{Z,1}$	0,25	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	a_{T_k}	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	b_{T_k}	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	$S_{eZ,1,max}$	1,06	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < a_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,834	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $a_{T_k} \leq T < b_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > b_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	$S_{eZ,1}$	0,834	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	463	N
--	----	-----	---

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE		
Controsoffitto celenit piano copertura		

Caratteristiche della costruzione

	SLV	
Numero di piani	n	3
Altezza della costruzione	H	13,26 m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5 %
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7 secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	12,38	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	144	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,50	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,93	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	secondi
	TC	0,39	secondi
	TD	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < TB$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TB \leq T < TC$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TC \leq T < TD$)	Se(T)	0,201	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq TD$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,201	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,24	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,05	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < aTk$	SeZ,1	0,958	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $aTk \leq T < bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	0,958	g

Domanda sismica

	SLV	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	69 N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Controsoffitto lastre cemento rinforzato piano primo

Caratteristiche della costruzione	SLV		
Numero di piani	n	3	
Altezza della costruzione	H	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5	%
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7	secondi

Parametri sismici di sito			
Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale			
Quota elemento non strutturale	Z	8,38	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	112	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano			
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,63	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	secondi
	TC	0,39	secondi
	TD	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < TB$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TB \leq T < TC$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TC \leq T < TD$)	Se(T)	0,193	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq TD$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,193	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,16	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	0,68	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < aTk$	SeZ,1	0,650	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $aTk \leq T < bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	0,650	g

Domanda sismica	SLV		
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	36	N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE		
Parapetti		

Caratteristiche della costruzione

	SLV	
Numero di piani	n	3
Altezza della costruzione	H	13,26 m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5 %
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7 secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	13,26	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	70	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	1,00	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	secondi
	TC	0,39	secondi
	TD	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < TB$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TB \leq T < TC$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TC \leq T < TD$)	Se(T)	0,193	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq TD$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,193	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,25	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,08	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < aTk$	SeZ,1	1,029	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $aTk \leq T < bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	1,029	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	72	N
--	----	----	---

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Infissi 191x300 piano secondo

Caratteristiche della costruzione

	SLV	
Numero di piani	n	3
Altezza della costruzione	H	13,26 m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5 %
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7 secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	10,88	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	3800	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,82	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	secondi
	TC	0,39	secondi
	TD	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < TB$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TB \leq T < TC$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TC \leq T < TD$)	Se(T)	0,193	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq TD$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,193	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,21	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	0,88	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < aTk$	SeZ,1	0,844	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $aTk \leq T < bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	0,844	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	3207	N
--	----	------	---

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Infissi 307x300 piano secondo

Caratteristiche della costruzione

Numero di piani	n	3	
Altezza della costruzione	H	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5	%
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	C_u	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	a_g	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F_0	2,448	
Periodo di riferimento T^*c	T^*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	C_c	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	10,88	m
Peso proprio elemento non strutturale	W_a	6000	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	q_a	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,82	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	T_B	0,13	secondi
	T_C	0,39	secondi
	T_D	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	$S_{e,max}$	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < T_B$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T_B \leq T < T_C$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T_C \leq T < T_D$)	$S_e(T)$	0,193	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq T_D$)	$S_e(T)$	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	$S_e(T)$	0,193	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	$a_{Z,1}$	0,21	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	a_{T_k}	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	b_{T_k}	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	$S_{eZ,1,max}$	0,88	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < a_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,844	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $a_{T_k} \leq T < b_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > b_{T_k}$	$S_{eZ,1}$	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	$S_{eZ,1}$	0,844	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	5064	N
--	----	------	---

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE		
Infisso 1250x500 mezzanino		

Caratteristiche della costruzione

Numero di piani	n	3	
Altezza della costruzione	H	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5	%
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	9,88	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	41000	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,75	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	secondi
	TC	0,39	secondi
	TD	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < TB$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TB \leq T < TC$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TC \leq T < TD$)	Se(T)	0,193	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq TD$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,193	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,19	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	0,80	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < aTk$	SeZ,1	0,766	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $aTk \leq T < bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	0,766	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	31422	N
--	----	-------	---

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE		
Infisso 318x500 mezzanino		

Caratteristiche della costruzione		SLV	
Numero di piani	n	3	
Altezza della costruzione	H	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5	%
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7	secondi

Parametri sismici di sito			
Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale			
Quota elemento non strutturale	Z	9,88	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	10500	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano			
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,75	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	secondi
	TC	0,39	secondi
	TD	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < TB$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TB \leq T < TC$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TC \leq T < TD$)	Se(T)	0,193	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq TD$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,193	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,19	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	0,80	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < aTk$	SeZ,1	0,766	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $aTk \leq T < bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	0,766	g

Domanda sismica		SLV	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	8047	N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE		
Pareti vetrate interne H447		

Caratteristiche della costruzione

	SLV	
Numero di piani	n	3
Altezza della costruzione	H	13,26 m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5 %
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7 secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	2,67	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	1500	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,51	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,20	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	secondi
	TC	0,39	secondi
	TD	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < TB$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TB \leq T < TC$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TC \leq T < TD$)	Se(T)	0,197	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq TD$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,197	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,05	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	0,22	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < aTk$	SeZ,1	0,207	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $aTk \leq T < bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	0,207	g

Domanda sismica

	SLV	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	311 N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Montanti lesene in facciata P2

Caratteristiche della costruzione	SLV		
Numero di piani	n	3	
Altezza della costruzione	H	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5	%
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7	secondi

Parametri sismici di sito			
Vita nominale	VN	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	g
Categoria di suolo		B	
Categoria topografica		T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	

Caratteristiche elemento non strutturale			
Quota elemento non strutturale	Z	11,75	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	1.523,23	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,26	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano			
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,89	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	secondi
	TC	0,39	secondi
	TD	2,00	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T < TB$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TB \leq T < TC$)	Se(T)	0,258	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($TC \leq T < TD$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale ($T \geq TD$)	Se(T)	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,258	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,29	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,27	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T < aTk$	SeZ,1	0,567	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $aTk \leq T < bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per $T > bTk$	SeZ,1	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	0,567	g

Domanda sismica	SLV		
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	432	N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Pompa di calore in copertura

Caratteristiche della costruzione

	SLV	SLO	
Numero di piani	3	3	
Altezza della costruzione	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	5	5	%
Periodo proprio della struttura	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	14,21	14,21	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	14000	14000	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	1	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,10	0,10	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	ψk(z) = Z/H	1,07	1,07	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,226	0,075	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,226	0,075	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,31	0,10	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,35	0,45	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	0,394	0,131	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	Sez,1	0,394	0,131	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	5522	1836	N
--	----	------	------	---

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
UTA n.1

Caratteristiche della costruzione	SLV	SLO	
Numero di piani	3	3	
Altezza della costruzione	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	5	5	%
Periodo proprio della struttura	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito				
Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale				
Quota elemento non strutturale	Z	14,01	14,01	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	25500	25500	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	1	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,10	0,10	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano				
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	1,06	1,06	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,226	0,075	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,226	0,075	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,31	0,10	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,33	0,44	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	0,389	0,129	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	Sez,1	0,389	0,129	g

Domanda sismica		SLV	SLO	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	9916	3297	N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
UTA n.2

Caratteristiche della costruzione

	SLV	SLO	
Numero di piani	3	3	
Altezza della costruzione	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	5	5	%
Periodo proprio della struttura	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	13,86	13,86	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	17500	17500	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	1	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,10	0,10	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	ψk(z) = Z/H	1,05	1,05	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,226	0,075	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,226	0,075	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,30	0,10	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,32	0,44	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	0,385	0,128	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	Sez,1	0,385	0,128	g

Domanda sismica

	SLV	SLO	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	6732	2239 N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
UTA n.3

Caratteristiche della costruzione

	SLV	SLO	
Numero di piani	3	3	
Altezza della costruzione	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	5	5	%
Periodo proprio della struttura	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	13,685	13,685	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	9600	9600	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	1	1	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,10	0,10	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	ψk(z) = Z/H	1,03	1,03	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,226	0,075	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,226	0,075	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,30	0,10	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,30	0,43	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	0,380	0,126	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	0,380	0,126	g

Domanda sismica

	SLV	SLO	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	3646	1213 N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Canalizzazioni aria

Caratteristiche della costruzione

	SLV	SLO	
Numero di piani	3	3	
Altezza della costruzione	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	5	5	%
Periodo proprio della struttura	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	12,96	12,96	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	50	50	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	2	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,51	0,51	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	ψk(z) = Z/H	0,98	0,98	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,197	0,046	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,197	0,046	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,25	0,06	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,07	0,25	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	1,005	0,233	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	1,005	0,233	g

Domanda sismica

	SLV	SLO	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	25	6 N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Diffusori

Caratteristiche della costruzione

	SLV	SLO	
Numero di piani	3	3	
Altezza della costruzione	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	5	5	%
Periodo proprio della struttura	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	12,96	12,96	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	60	60	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	2	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,51	0,51	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	ψk(z) = Z/H	0,98	0,98	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,197	0,046	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,197	0,046	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,25	0,06	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,07	0,25	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	1,005	0,233	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	1,005	0,233	g

Domanda sismica

	SLV	SLO	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	30	7 N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Tubazioni Ø110

Caratteristiche della costruzione

	SLV	SLO	
Numero di piani	3	3	
Altezza della costruzione	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	5	5	%
Periodo proprio della struttura	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	8,96	8,96	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	200	200	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	2	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	ψk(z) = Z/H	0,68	0,68	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,193	0,045	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,193	0,045	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,17	0,04	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	0,73	0,17	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	0,695	0,161	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	0,695	0,161	g

Domanda sismica

	SLV	SLO	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	70	16 N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Tubazioni Ø32

Caratteristiche della costruzione		SLV	SLO	
Numero di piani	n	3	3	
Altezza della costruzione	H	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	γ_1	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	ξ_k	5	5	%
Periodo proprio della struttura	T_k	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito		SLV	SLO	
Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale		SLV	SLO	
Quota elemento non strutturale	Z	12,96	12,96	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	100	100	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	2	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano		SLV	SLO	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	$\psi_k(z) = Z/H$	0,98	0,98	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,193	0,045	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,193	0,045	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,24	0,06	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,05	0,24	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	1,005	0,233	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	1,005	0,233	g

Domanda sismica	SLV	SLO	
Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	Fa	50	12 N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Led da controsoffitto

Caratteristiche della costruzione

	SLV	SLO	
Numero di piani	3	3	
Altezza della costruzione	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	5	5	%
Periodo proprio della struttura	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	12,96	12,96	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	50	50	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	2	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	ψk(z) = Z/H	0,98	0,98	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,193	0,045	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,193	0,045	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,24	0,06	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,05	0,24	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	1,005	0,233	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	1,005	0,233	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	SLV	SLO	
	25	6	N

CALCOLO Fa ELEMENTO NON STRUTTURALE
Plafoniera Led

Caratteristiche della costruzione

	SLV	SLO	
Numero di piani	3	3	
Altezza della costruzione	13,26	13,26	m
Coefficiente di partecipazione modale principale modo di vibrare della costruzione	1,29	1,29	
Smorzamento viscoso equivalente della struttura	5	5	%
Periodo proprio della struttura	0,7	0,7	secondi

Parametri sismici di sito

Vita nominale	VN	50	50	anni
Coefficiente d'uso	Cu	1,5	1,5	
Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido	ag	0,1	0,029	g
Categoria di suolo		B	B	
Categoria topografica		T1	T1	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	Ss	1,2	1,2	
Coefficiente di amplificazione topografica	ST	1	1	
Fattore di amplificazione spettrale massima	F0	2,448	2,491	
Periodo di riferimento T*c	T*c	0,274	0,203	secondi
Coefficiente di categoria di sottosuolo	Cc	1,43	1,51	

Caratteristiche elemento non strutturale

Quota elemento non strutturale	Z	12,96	12,96	m
Peso proprio elemento non strutturale	Wa	60	60	N
Fattore di comportamento elemento non strutturale	qa	2	2	
Smorzamento viscoso equivalente elemento non strutturale	ξ	8	8	%
Fattore di alterazione dello spettro elastico elemento non strutturale (formula 3.2.4 NTC2018)	η	0,88	0,88	
Periodo equivalente elemento non strutturale	T	0,52	0,52	secondi

Parametri di calcolo contributo allo spettro di risposta di piano

Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	a	0,8	0,8	
Coefficiente intervallo amplificazione massima spettro di piano	b	1,1	1,1	
Collocazione del meccanismo locale da verificare	ψk(z) = Z/H	0,98	0,98	m/m
Intervalli di riferimento spettro di risposta	TB	0,13	0,10	secondi
	TC	0,39	0,31	secondi
	TD	2,00	1,72	secondi
Ordinata massima spettro di risposta elastico al suolo	Se,max	0,26	0,08	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T < TB)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TB <= T < TC)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (TC <= T < TD)	Se(T)	0,193	0,045	g
Ordinata spettro di risposta elastico al suolo per il periodo T elemento non strutturale (T >= TD)	Se(T)	0,000	0,000	g
Ordinata di calcolo spettro di risposta	Se(T)	0,193	0,045	g
Contributo principale modo all'accelerazione massima di piano	aZ,1	0,24	0,06	g
Limite inferiore amplificazione massima dello spettro di piano	aTk	0,56	0,56	secondi
Limite superiore amplificazione massima dello spettro di piano	bTk	0,77	0,77	secondi
Contributo massimo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare	SeZ,1,max	1,05	0,24	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T < aTk	SeZ,1	1,005	0,233	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per aTk <= T < bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal principale modo di vibrare per T > bTk	SeZ,1	0,000	0,000	g
Contributo di calcolo allo spettro di risposta	SeZ,1	1,005	0,233	g

Domanda sismica

Azione sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale	SLV	SLO	
Fa	30	7	N

5. ALLEGATO: VERIFICA CONNESSIONI ALLA BASE PARAPETTI

5.1. *Parapetto su sottostruttura in c.a.*

Materiale base

Fessurato Calcestruzzo

Spessore materiale base 300 mm

Classe resistenza C30/37

$f_{ck,cube}$ 37 N/mm²

Temp.breve termine 40 °C

Temp.lungo termine 24 °C

Installazione

Nessun braccio di leva

Oggetto da fissare

Ipotesi di piastra rigida

Spessore della piastra 15 mm

Forma piastra Geometria personalizzata

Vertici piastra

Vertice	X	y
1	-85,0	-180,0
2	-85,0	180,0
3	85,0	180,0
4	85,0	-180,0

Posizione ancoranti

Ancorante	x	y	Asole -x	Asole -y
1	-55,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	15,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

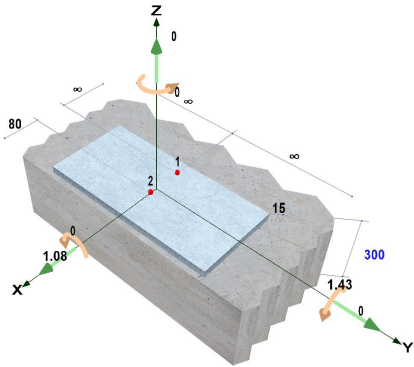
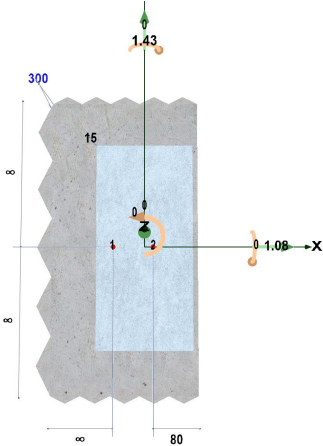
☒ = Asole

Profilo

Profilo selezionato Non è stato impostato nessun profilo

Eccentricità X: 0,0 mm

Y: 0,0 mm



Prodotto selezionato

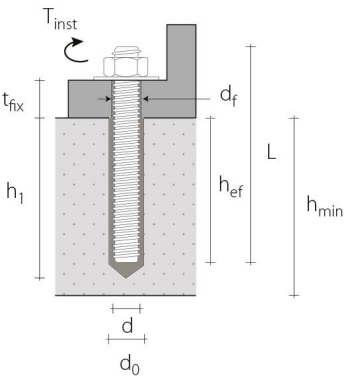
Ancorante (nome) EPO-FIX PLUS (hef>10d), 8.8 - Chimico

Certificazione ETA 17/0347

Dimensione M12

Codice articolo EPO385

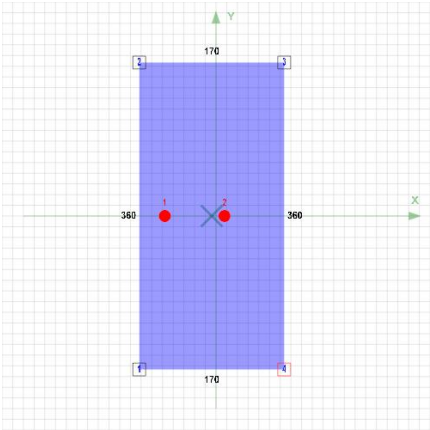
- Barra filettata: acciaio galvanizzato classe 8.8
- Profondità effettiva di ancoraggio (hef) > 120 mm (minimo interasse e minima distanza dal bordo variabili)



Dati installazione

d	Diametro filettatura ancorante:	12,0	mm	t _{fix}	Spessore fissabile:	15,0	mm
d _{nom}	Diametro esterno ancorante:	12,0	mm	SW	Chiave:	19,0	mm
d ₀	Diametro del foro:	14,0	mm	T _{inst}	Coppia di serraggio massima	40,0	Nm
h ₁	Profondità del foro:	150,0	mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro allagato	
h _{nom}	Profondità di inserimento:	150,0	mm				
h _{ef}	Profondità effettiva di ancoraggio:	150,0	mm		Minima lunghezza barra	180.5	mm
d _f	Diametro foro oggetto da fissare:	14,0	mm				

EPO-FIX PLUS è un ancorante chimico ad alte prestazioni, a base di resina epossidica. Certificato CE Opzione 1 per applicazioni su calcestruzzo, anche in fori umidi o sommersi. Certificato per l'uso con barre filettate in acciaio zincato ed in acciaio inox e per barre ad aderenza migliorata. Certificato per azioni sismiche, categoria C2.



Dati di Input

Trazione			Flessione			Armatura		
N _{Sd,Z}	0,00	kN	M _{Sd,X}	0,00	kN·m	Diametro	12	mm
Taglio			M _{Sd,Y}	1,43	kN·m	Distanza ferri	200	mm
V _{Sd,X}	1,08	kN	Torsione			Distanza staffe	200	mm
V _{Sd,Y}	0,00	kN	M _{Sd,Z}	0,00	kN·m	Armatura del bordo	Yes	
Bordi								
C _{Xp}	80,00	mm						
C _{Xn}	∞	mm						
C _{Yp}	∞	mm						
C _{Yn}	∞	mm						

Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	9,07	0,54	0,54	0,00
2	3,66	0,54	0,54	0,00
Risultante forze di trazione in (x/y):		12,73	[kN]	
Risultante forze di compressione in		12,73	[kN]	
Risultante forze di taglio in (x/y):		1,08	[kN]	

Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029

(β- è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)

Calcolo di utilizzo - Trazione

Trazione - Rottura Acciaio

Ancorante	N _{Rk,s} [kN]	Y _{M,s} [-]	N _{Rd,s} [kN]	β _{N,s}	N _{Sd} [kN]
2	67,00	1,50	44,67	8,2%	3,66

Rottura combinata

Gruppo No.	Ancorante	N ⁰ _{R,kp} [kN]	A _{c,N} [mm²]	A ⁰ _{c,n} [mm²]	h _{ef} [mm]	s _{cr,Np} [mm]	c _{cr,Np} [mm]	c _{-x} [mm]	c _{+x} [mm]	c _{-y} [mm]	c _{+y} [mm]	Y _{Nrkp} [-]
1	[1, 2]	44,11	97.316	99.840	150	316	158	6.000	80	6.000	6.000	1.5
s _m [mm]	ψ _{g,Np} [-]	ψ _{re,Np} [-]	ψ _{s,Np} [-]	e _{Np,x} [mm]	e _{Np,y} [mm]	ψ _{ec,Np} [-]	N _{Sd} [kN]	N _{Rk,p} [kN]	β _{Np} [%]	N _{Rd,p} [kN]		
70,0	1,136	1,000	0,852	7,4	0,0	0,955	12,73	39,73	48,1%	26,49		

Trazione - Rottura per formazione del cono

Gruppo No.	Ancorante	N ⁰ _{Rk,c} [kN]	A _{c,N} [mm²]	A ⁰ _{c,N} [mm²]	h _{ef} [mm]	s _{cr,N} [mm]	c _{cr,N} [mm]	c _{-x} [mm]	c _{+x} [mm]	c _{-y} [mm]	c _{+y} [mm]	Y _{Nrk} [-]
1	[1, 2]	80,458	168.750	202.500	150	450	225	6.000	80	6.000	6.000	1,5
ψ _{s,N} [-]	ψ _{re,N} [-]	e _{N,x} [mm]	e _{N,y} [mm]	ψ _{ec,N} [-]	N _{Rk,c} [kN]	N _{Sd} [kN]	N _{Rd,c} [kN]	β _{N,c} [%]				
0,807	1,000	7,4	0,0	0,968	52,4	12,7	34,9	36,5%				

Trazione - Rottura per Fessurazione del Calcestruzzo

Poiché il calcolo è svolto per calcestruzzo fessurato, nessuna verifica per la rottura per fessurazione è richiesta.

Calcolo utilizzo - Taglio

Taglio - Rottura acciaio senza braccio di leva

Ancorante	$V_{Rk,s}$ [kN]	Y_{Ms} [-]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\beta_{n,s}$ [-]
2	34,00	1,25	27,20	0,54	2,0%

Taglio - Rottura acciaio con braccio di leva

Braccio di leva non applicato

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,c)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N^0_{Rk,c}$	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A^0_{c,N}$ [mm ²]	$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	C_{-x} [mm]	C_{+x} [mm]	C_{-y} [mm]	C_{+y} [mm]		
80,46	168.750	202.500	0,807	1,000	6.000	80	6.000	6.000		
$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	k [-]	γ_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]	
0,0	0,0	2,0	1,5	1,0	54,09	108,17	72,11	1,08	1,5%	

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,p)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$A_{p,N}$ [mm ²]	$A^0_{p,N}$ [mm ²]	s_m [-]	$\Psi_{g,Np}$ [-]	C_{-x} [mm]	C_{+x} [mm]	C_{-y} [mm]	C_{+y} [mm]			
44,11	97.316	99.840	70.0	1,136	6.000	80	6.000	6.000			
$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	$e_{n,x}$ [mm]	$e_{n,y}$ [mm]	k [-]	γ_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
0,852	1,000	0,0	0,0	2,0	1,5	1,000	41,60	83,20	55,47	1,08	1,9%

Taglio - Rottura del bordo di calcestruzzo

Gruppo No.	Linea di fallimento	Bordi	c ₁ [mm]	c _{2min} [mm]	V ⁰ _{Rk,c} [kN]	A _{c,V} [mm²]	A ⁰ _{c,V} [mm²]	ψ _{s,V} [-]	ψ _{h,V} [-]
2	[2]	xp	80	6.000	14,65	28.800	28.800	1,000	1,000
ψ _{α,V} [-]	e _v [mm]	ψ _{ec,V} [-]	ψ _{re,V} [-]	V _{Rk,c} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{sd} [kN]	V _{Vrk,c} [-]	k ₁ [-]	β _{V,c} [%]
1,000	0,0	1,000	1,200	17,581	11,72	1,08	1,5	1,7	9,2%

Quando la geometria della piastra e la disposizione degli ancoranti non sono coperti dal metodo di progettazione selezionato, il calcolo della rottura del bordo viene eseguito su tutti i sottogruppi possibili costituiti solo da due ancoranti. Inoltre, si presume che solo la fila di ancoraggi più vicina al bordo considerato, che potrebbe consistere in un solo ancoraggio, si prenda interamente il carico di taglio. I risultati riportati sono riferiti alle condizioni più sfavorevoli. Per ulteriori informazioni, consultare la guida alla progettazione ACP-Method I

Combinazione trazione e taglio

	Ancorante	Trazione (β _N)	Taglio (β _V)	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	2	8,2%	2,0%	β = β ² _N + β ² _V	4,2%	✓
Calcestruzzo	2	48,1%	9,2%	β = (β ^{1.5} _N + β ^{1.5} _V)	36,1%	✓

RISULTATO

OK - La capacità è adeguata

NOTE

La verifica dei casi progettuali coperti da ETAG 001 e TR029 è eseguita in accordo a tali linee guida. La verifica dei casi progettuali non coperti da ETAG 001 o TR029 è eseguita tramite specifica linea guida. Maggiori dettagli possono essere trovati in ACP Design Guides. I carichi agenti sugli ancoranti sono valutati in accordo alla teoria dell'elasticità, assumendo che la piastra di ancoraggio sia sufficientemente rigida. L'utente deve verificare questa condizione, dal momento che il programma non verifica automaticamente la rigidezza della piastra. Il trasferimento dei carichi dagli ancoranti al materiale base dovrà essere verificato in accordo a ETAG 001 Annex C o TR029 sezione 7. Il metodo di progettazione è valido solo per fori nella piastra di fissaggio con un diametro non superiore ai valori riportati in ETAG 001 Annex C o TR029 Tabella 4.1.

AVVISO IMPORTANTE

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

I dati inseriti nel software, ed i relativi risultati, devono essere verificati dall'utente sotto la responsabilità di un ingegnere con esperienza nel settore dell'ancoraggio in calcestruzzo. Questo per assicurare che non vi siano errori e che tutti i dati siano completi, accurati e che rispettino le norme ed i regolamenti relativi alla condizione reale ed all'applicazione. I dati contenuti nel software sono relativi solo ed esclusivamente ai prodotti inseriti e si basano sui principi, formule e regolamenti di sicurezza in accordo alle esistenti linee guida per ancoraggi in calcestruzzo, oltre che all'esperienza tecnica del produttore. L'utente deve rispettare tali principi. L'utente è il solo responsabile circa i dati inseriti nel programma per eseguire il calcolo; qualsiasi errore od omissione ricade sotto la responsabilità dell'utente. L'utente deve assicurarsi di utilizzare la versione aggiornata del programma utilizzando la funzione di auto-aggiornamento messa a disposizione. L'utente deve aggiornare il programma quando è richiesto di farlo. L'obiettivo del programma è quello di agire come un aiuto al calcolo per aiutare a rispettare i regolamenti e le attuali linee guida, senza alcuna garanzia di idoneità per qualsiasi applicazione specifica.

5.2. Parapetto su scale in c.a. (scale A e C)

Materiale base

Fessurato Calcestruzzo
Spessore materiale base 270 mm
Classe resistenza C30/37
f_{ck,cube} 37 N/mm²
Temp.breve termine 40 °C
Temp.lungo termine 24 °C

Installazione

Nessun braccio di leva
Oggetto da fissare
Ipotesi di piastra rigida
Spessore della piastra 15 mm
Forma piastra Geometria personalizzata

Vertici piastra

Vertice	X	y
1	-85,0	-150,0
2	-85,0	150,0
3	85,0	150,0
4	85,0	-150,0

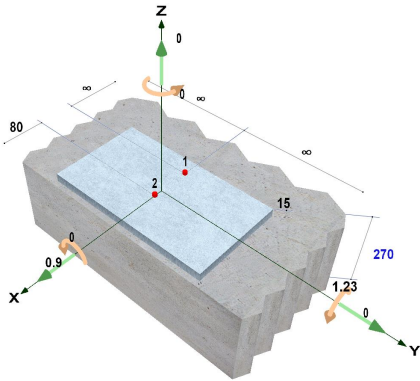
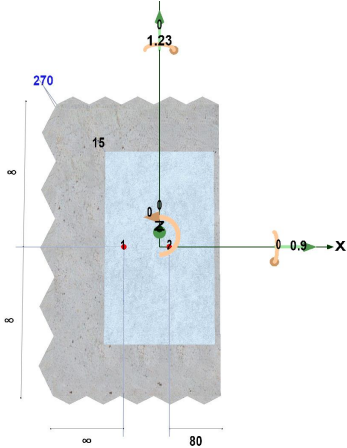
Posizione ancoranti

Ancorante	x	y	Asole -x	Asole -y
1	-55,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	15,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

☒ = Asole

Profilo

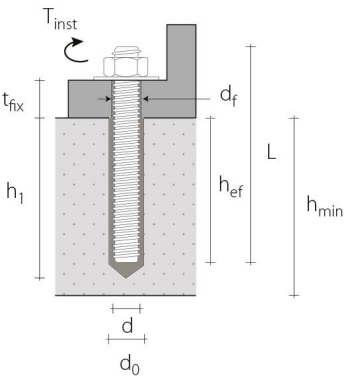
Profilo selezionato Non è stato impostato nessun profilo
Eccentricità X: 0,0 mm
Y: 0,0 mm



Prodotto selezionato

Ancorante (nome) EPO-FIX PLUS (hef>10d), 8.8 - Chimico
Certificazione ETA 17/0347
Dimensione M12
Codice articolo EPO385

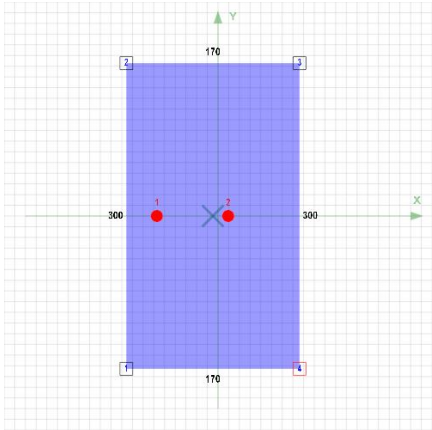
- Barra filettata: acciaio galvanizzato classe 8.8
- Profondità effettiva di ancoraggio (hef) > 120 mm (minimo interasse e minima distanza dal bordo variabili)



Dati installazione

d	Diametro filettatura ancorante:	12,0	mm	t _{fix}	Spessore fissabile:	15,0	mm
d _{nom}	Diametro esterno ancorante:	12,0	mm	SW	Chiave:	19,0	mm
d ₀	Diametro del foro:	14,0	mm	T _{inst}	Coppia di serraggio massima	40,0	Nm
h ₁	Profondità del foro:	150,0	mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro allagato	
h _{nom}	Profondità di inserimento:	150,0	mm				
h _{ef}	Profondità effettiva di ancoraggio:	150,0	mm		Minima lunghezza barra	180.5	mm
d _f	Diametro foro oggetto da fissare:	14,0	mm				

EPO-FIX PLUS è un ancorante chimico ad alte prestazioni, a base di resina epossidica. Certificato CE Opzione 1 per applicazioni su calcestruzzo, anche in fori umidi o sommersi. Certificato per l'uso con barre filettate in acciaio zincato ed in acciaio inox e per barre ad aderenza migliorata. Certificato per azioni sismiche, categoria C2.



Dati di Input

Trazione			Flessione			Armatura		
N _{Sd,Z}	0,00	kN	M _{Sd,X}	0,00	kN·m	Diametro	12	mm
Taglio			M _{Sd,Y}	1,23	kN·m	Distanza ferri	200	mm
V _{Sd,X}	0,90	kN	Torsione			Distanza staffe	200	mm
V _{Sd,Y}	0,00	kN	M _{Sd,Z}	0,00	kN·m	Armatura del bordo	Yes	
Bordi								
C _{Xp}	80,00	mm						
C _{Xn}	∞	mm						
C _{Yp}	∞	mm						
C _{Yn}	∞	mm						

Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	7,87	0,45	0,45	0,00
2	3,10	0,45	0,45	0,00
Risultante forze di trazione in (x/y):		10,98	[kN]	
Risultante forze di compressione in		10,98	[kN]	
Risultante forze di taglio in (x/y):		0,90	[kN]	

Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029

(β- è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)

Calcolo di utilizzo - Trazione

Trazione - Rottura Acciaio

Ancorante	N _{Rk,s} [kN]	Y _{M,s} [-]	N _{Rd,s} [kN]	β _{N,s}	N _{Sd} [kN]
2	67,00	1,50	44,67	7,0%	3,10

Rottura combinata

Gruppo No.	Ancorante	N ⁰ _{R,kp} [kN]	A _{c,N} [mm²]	A ⁰ _{c,n} [mm²]	h _{ef} [mm]	S _{cr,Np} [mm]	C _{cr,Np} [mm]	C _{-x} [mm]	C _{+x} [mm]	C _{-y} [mm]	C _{+y} [mm]	Y _{Nrkp} [-]
1	[1, 2]	44,11	97.316	99.840	150	316	158	6.000	80	6.000	6.000	1.5
S _m [mm]	ψ _{g,Np} [-]	ψ _{re,Np} [-]	ψ _{s,Np} [-]	e _{Np,x} [mm]	e _{Np,y} [mm]	ψ _{ec,Np} [-]	N _{Sd} [kN]	N _{Rk,p} [kN]	β _{Np} [%]	N _{Rd,p} [kN]		
70,0	1,136	1,000	0,852	7,6	0,0	0,954	10,98	39,69	41,5%	26,46		

Trazione - Rottura per formazione del cono

Gruppo No.	Ancorante	N ⁰ _{Rk,c} [kN]	A _{c,N} [mm²]	A ⁰ _{c,N} [mm²]	h _{ef} [mm]	S _{cr,N} [mm]	C _{cr,N} [mm]	C _{-x} [mm]	C _{+x} [mm]	C _{-y} [mm]	C _{+y} [mm]	Y _{Nrk} [-]
1	[1, 2]	80,458	168.750	202.500	150	450	225	6.000	80	6.000	6.000	1,5
ψ _{s,N} [-]	ψ _{re,N} [-]	e _{N,x} [mm]	e _{N,y} [mm]	ψ _{ec,N} [-]	N _{Rk,c} [kN]	N _{Sd} [kN]	N _{Rd,c} [kN]	β _{N,c} [%]				
0,807	1,000	7,6	0,0	0,967	52,3	11,0	34,9	31,5%				

Trazione - Rottura per Fessurazione del Calcestruzzo

Poiché il calcolo è svolto per calcestruzzo fessurato, nessuna verifica per la rottura per fessurazione è richiesta.

Calcolo utilizzo - Taglio

Taglio - Rottura acciaio senza braccio di leva

Ancorante	$V_{Rk,s}$ [kN]	Y_{Ms} [-]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\beta_{n,s}$ [-]
2	34,00	1,25	27,20	0,45	1,7%

Taglio - Rottura acciaio con braccio di leva

Braccio di leva non applicato

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,c)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N^0_{Rk,c}$	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A^0_{c,N}$ [mm ²]	$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	C_{-x} [mm]	C_{+x} [mm]	C_{-y} [mm]	C_{+y} [mm]	
80,46	168.750	202.500	0,807	1,000	6.000	80	6.000	6.000	
$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	k [-]	γ_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
0,0	0,0	2,0	1,5	1,0	54,09	108,17	72,11	0,90	1,2%

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,p)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N^0_{Rk,p}$ [kN]	$A_{p,N}$ [mm ²]	$A^0_{p,N}$ [mm ²]	s_m [-]	$\Psi_{g,Np}$ [-]	c_{-x} [mm]	c_{+x} [mm]	c_{-y} [mm]	c_{+y} [mm]			
44,11	97.316	99.840	70.0	1,136	6.000	80	6.000	6.000			
$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	$e_{n,x}$ [mm]	$e_{n,y}$ [mm]	k [-]	γ_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
0,852	1,000	0,0	0,0	2,0	1,5	1,000	41,60	83,20	55,47	0,90	1,6%

Taglio - Rottura del bordo di calcestruzzo

Gruppo No.	Linea di fallimento	Bordi	c ₁ [mm]	c _{2min} [mm]	V ⁰ _{Rk,c} [kN]	A _{c,V} [mm²]	A ⁰ _{c,V} [mm²]	ψ _{s,V} [-]	ψ _{h,V} [-]
2	[2]	xp	80	6.000	14,65	28.800	28.800	1,000	1,000
ψ _{α,V} [-]	e _v [mm]	ψ _{ec,V} [-]	ψ _{re,V} [-]	V _{Rk,c} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{sd} [kN]	V _{Vrk,c} [-]	k ₁ [-]	β _{V,c} [%]
1,000	0,0	1,000	1,200	17,581	11,72	0,90	1,5	1,7	7,7%

Quando la geometria della piastra e la disposizione degli ancoranti non sono coperti dal metodo di progettazione selezionato, il calcolo della rottura del bordo viene eseguito su tutti i sottogruppi possibili costituiti solo da due ancoranti. Inoltre, si presume che solo la fila di ancoraggi più vicina al bordo considerato, che potrebbe consistere in un solo ancoraggio, si prenda interamente il carico di taglio. I risultati riportati sono riferiti alle condizioni più sfavorevoli. Per ulteriori informazioni, consultare la guida alla progettazione ACP-Method I

Combinazione trazione e taglio

	Ancorante	Trazione (β _N)	Taglio (β _V)	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	2	7,0%	1,7%	β = β ² _N + β ² _V	3,1%	✓
Calcestruzzo	2	41,5%	7,7%	β = (β ^{1.5} _N + β ^{1.5} _V)	28,8%	✓

RISULTATO

OK - La capacità è adeguata

NOTE

La verifica dei casi progettuali coperti da ETAG 001 e TR029 è eseguita in accordo a tali linee guida. La verifica dei casi progettuali non coperti da ETAG 001 o TR029 è eseguita tramite specifica linea guida. Maggiori dettagli possono essere trovati in ACP Design Guides. I carichi agenti sugli ancoranti sono valutati in accordo alla teoria dell'elasticità, assumendo che la piastra di ancoraggio sia sufficientemente rigida. L'utente deve verificare questa condizione, dal momento che il programma non verifica automaticamente la rigidezza della piastra. Il trasferimento dei carichi dagli ancoranti al materiale base dovrà essere verificato in accordo a ETAG 001 Annex C o TR029 sezione 7. Il metodo di progettazione è valido solo per fori nella piastra di fissaggio con un diametro non superiore ai valori riportati in ETAG 001 Annex C o TR029 Tabella 4.1.

AVVISO IMPORTANTE

Codice di riferimento

Ufficio progettazione

Persona incaricata

Ufficio costruzioni

Persona incaricata

I dati inseriti nel software, ed i relativi risultati, devono essere verificati dall'utente sotto la responsabilità di un ingegnere con esperienza nel settore dell'ancoraggio in calcestruzzo. Questo per assicurare che non vi siano errori e che tutti i dati siano completi, accurati e che rispettino le norme ed i regolamenti relativi alla condizione reale ed all'applicazione. I dati contenuti nel software sono relativi solo ed esclusivamente ai prodotti inseriti e si basano sui principi, formule e regolamenti di sicurezza in accordo alle esistenti linee guida per ancoraggi in calcestruzzo, oltre che all'esperienza tecnica del produttore. L'utente deve rispettare tali principi. L'utente è il solo responsabile circa i dati inseriti nel programma per eseguire il calcolo; qualsiasi errore od omissione ricade sotto la responsabilità dell'utente. L'utente deve assicurarsi di utilizzare la versione aggiornata del programma utilizzando la funzione di auto-aggiornamento messa a disposizione. L'utente deve aggiornare il programma quando è richiesto di farlo. L'obiettivo del programma è quello di agire come un aiuto al calcolo per aiutare a rispettare i regolamenti e le attuali linee guida, senza alcuna garanzia di idoneità per qualsiasi applicazione specifica.

5.3. Parapetto su scale di emergenza in c.a. (scala B)

Codice di riferimento
Ufficio progettazione
Persona incaricata
Ufficio costruzioni
Persona incaricata

Materiale base

Fessurato Calcestruzzo
Spessore materiale base 1.000 mm
Classe resistenza C30/37
 $f_{ck,cube}$ 37 N/mm²
Temp.breve termine 40 °C
Temp.lungo termine 24 °C

Installazione

Nessun braccio di leva

Oggetto da fissare

Ipotesi di piastra rigida
Spessore della piastra 10 mm
Forma piastra Rettangolare
Lunghezza lato 170 x 190 mm

Vertici piastra

Vertice	X	y
1	-85,0	-95,0
2	-85,0	95,0
3	85,0	95,0
4	85,0	-95,0

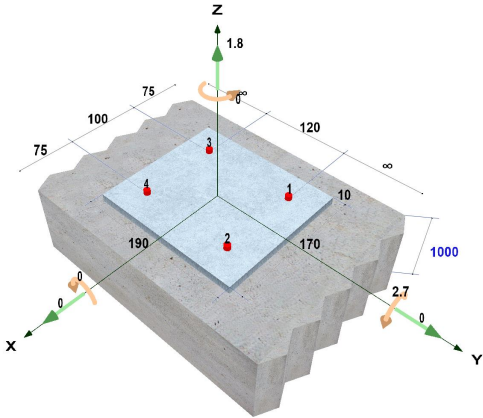
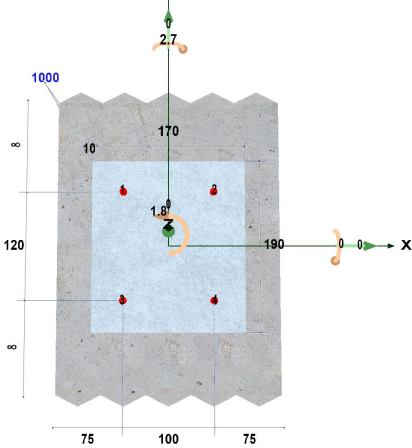
Posizione ancoranti

Ancorante	x	y	Asole -x	Asole -y
1	-50,0	60,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	50,0	60,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	-50,0	-60,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	50,0	-60,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

☒ = Asole

Profilo

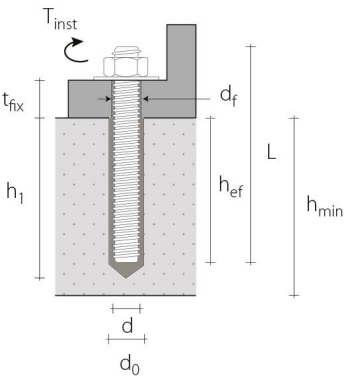
Profilo selezionato Non è stato impostato nessun profilo
Eccentricità X: 0,0 mm
Y: 0,0 mm



Prodotto selezionato

Ancorante (nome) EPO-FIX PLUS (hef>10d), 8.8 - Chimico
Certificazione ETA 17/0347
Dimensione M12
Codice articolo EPO385

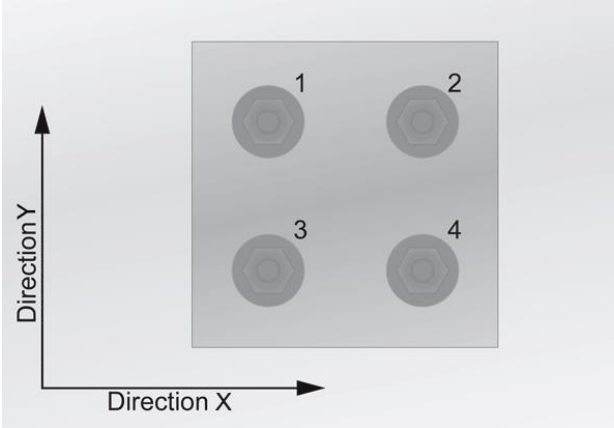
- Barra filettata: acciaio galvanizzato classe 8.8
- Profondità effettiva di ancoraggio (hef) > 120 mm (minimo interasse e minima distanza dal bordo variabili)



Dati installazione

d	Diametro filettatura ancorante:	12,0	mm	t _{fix}	Spessore fissabile:	10,0	mm
d _{nom}	Diametro esterno ancorante:	12,0	mm	SW	Chiave:	19,0	mm
d ₀	Diametro del foro:	14,0	mm	T _{inst}	Coppia di serraggio massima	40,0	Nm
h ₁	Profondità del foro:	150,0	mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro allagato	
h _{nom}	Profondità di inserimento:	150,0	mm				
h _{ef}	Profondità effettiva di ancoraggio:	150,0	mm		Minima lunghezza barra	175.5	mm
d _f	Diametro foro oggetto da fissare:	14,0	mm				

EPO-FIX PLUS è un ancorante chimico ad alte prestazioni, a base di resina epossidica. Certificato CE Opzione 1 per applicazioni su calcestruzzo, anche in fori umidi o sommersi. Certificato per l'uso con barre filettate in acciaio zincato ed in acciaio inox e per barre ad aderenza migliorata. Certificato per azioni sismiche, categoria C2.



Dati di Input

Trazione			Flessione			Armatura		
N _{Sd,Z}	1,80	kN	M _{Sd,X}	0,00	kN·m	Diametro	12	mm
Taglio			M _{Sd,Y}	2,70	kN·m	Distanza ferri	200	mm
V _{Sd,X}	0,00	kN	Torsione			Distanza staffe	200	mm
V _{Sd,Y}	0,00	kN	M _{Sd,Z}	0,00	kN·m	Armatura del bordo	Yes	
Bordi								
C _{xp}	75,00	mm						
C _{xn}	75,00	mm						
C _{yp}	∞	mm						
C _{yn}	∞	mm						

Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	11,40	0,00	0,00	0,00
2	0,19	0,00	0,00	0,00
3	11,40	0,00	0,00	0,00
4	0,19	0,00	0,00	0,00
Risultante forze di trazione in (x/y):		23,17	[kN]	
Risultante forze di compressione in		21,37	[kN]	
Risultante forze di taglio in (x/y):		0,00	[kN]	

Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029

(β- è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)

Calcolo di utilizzo - Trazione

Trazione - Rottura Acciaio

Ancorante	N _{Rk,s} [kN]	Y _{M,s} [-]	N _{Rd,s} [kN]	β _{N,s}	N _{Sd} [kN]
1	67,00	1,50	44,67	25,5%	11,40

Rottura combinata

Gruppo No.	Ancorante	N ⁰ _{R,kp} [kN]	A _{C,N} [mm²]	A ⁰ _{C,n} [mm²]	h _{ef} [mm]	S _{cr,Np} [mm]	C _{cr,Np} [mm]	C _{-x} [mm]	C _{+x} [mm]	C _{-y} [mm]	C _{+y} [mm]	Y _{Nrkp} [-]
1	[1, 2, 3, 4]	44,11	108.994	99.840	150	316	158	75	75	6.000	6.000	1.5
S _m [mm]	ψ _{g,Np} [-]	ψ _{re,Np} [-]	ψ _{s,Np} [-]	e _{Np,x} [mm]	e _{Np,y} [mm]	ψ _{ec,Np} [-]	N _{Sd} [kN]	N _{Rk,p} [kN]	β _{Np} [%]	N _{Rd,p} [kN]		
110,0	1,254	1,000	0,842	8,2	0,0	0,950	23,17	48,34	71,9%	32,23		

Trazione - Rottura per formazione del cono

Gruppo No.	Ancorante	N ⁰ _{Rk,c} [kN]	A _{C,N} [mm²]	A ⁰ _{C,N} [mm²]	h _{ef} [mm]	S _{cr,N} [mm]	C _{cr,N} [mm]	C _{-x} [mm]	C _{+x} [mm]	C _{-y} [mm]	C _{+y} [mm]	Y _{Nrk} [-]
1	[1, 2, 3, 4]	80,458	142.500	202.500	150	450	225	75	75	6.000	6.000	1,5

$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	N_{sd} [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$\beta_{N,c}$ [%]
0,800	1,000	0,0	0,0	1,000	45,3	23,2	30,2	76,7%

Trazione - Rottura per Fessurazione del Calcestruzzo

Poiché il calcolo è svolto per calcestruzzo fessurato, nessuna verifica per la rottura per fessurazione è richiesta.

Calcolo utilizzo - Taglio

Le forze applicate sulla piastra non causano taglio in nessun ancorante

Combinazione trazione e taglio

	Ancorante	Trazione (β_N)	Taglio (β_V)	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	1	25,5%	0,0%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	6,5%	✓
Calcestruzzo	1	76,7%	0,0%	$\beta = (\beta_N + \beta_V) / 1.2$	63,9%	✓

RISULTATO

OK - La capacità è adeguata

NOTE

La verifica dei casi progettuali coperti da ETAG 001 e TR029 è eseguita in accordo a tali linee guida. La verifica dei casi progettuali non coperti da ETAG 001 o TR029 è eseguita tramite specifica linea guida. Maggiori dettagli possono essere trovati in ACP Design Guides. I carichi agenti sugli ancoranti sono valutati in accordo alla teoria dell'elasticità, assumendo che la piastra di ancoraggio sia sufficientemente rigida. L'utente deve verificare questa condizione, dal momento che il programma non verifica automaticamente la rigidità della piastra. Il trasferimento dei carichi dagli ancoranti al materiale base dovrà essere verificato in accordo a ETAG 001 Annex C o TR029 sezione 7. Il metodo di progettazione è valido solo per fori nella

piastra di fissaggio con un diametro non superiore ai valori riportati in ETAG 001 Annex C o TR029 Tabella 4.1.

AVVISO IMPORTANTE

I dati inseriti nel software, ed i relativi risultati, devono essere verificati dall'utente sotto la responsabilità di un ingegnere con esperienza nel settore dell'ancoraggio in calcestruzzo. Questo per assicurare che non vi siano errori e che tutti i dati siano completi, accurati e che rispettino le norme ed i regolamenti relativi alla condizione reale ed all'applicazione. I dati contenuti nel software sono relativi solo ed esclusivamente ai prodotti inseriti e si basano sui principi, formule e regolamenti di sicurezza in accordo alle esistenti linee guida per ancoraggi in calcestruzzo, oltre che all'esperienza tecnica del produttore. L'utente deve rispettare tali principi. L'utente è il solo responsabile circa i dati inseriti nel programma per eseguire il calcolo; qualsiasi errore od omissione ricade sotto la responsabilità dell'utente. L'utente deve assicurarsi di utilizzare la versione aggiornata del programma utilizzando la funzione di auto-aggiornamento messa a disposizione. L'utente deve aggiornare il programma quando è richiesto di farlo. L'obiettivo del programma è quello di agire come un aiuto al calcolo per aiutare a rispettare i regolamenti e le attuali linee guida, senza alcuna garanzia di idoneità per qualsiasi applicazione specifica.