



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



MINISTERO
DELL'INTERNO



COMUNE
DI PADOVA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA
Missione 5 Componente 2 Investimento/Subinvestimento 2.1 "Rigenerazione Urbana"

**PALAGHIACCIO PLEBISCITO
COMPLETAMENTO DEL PRIMO PIANO
CUP: H97H21000770001
PROGETTO ESECUTIVO**



IPT Project srl



Sede legale, Direzione e Uffici: via Uruguay, 20 - 35127 Padova - Tel. 049-870.16.16 - Email info@iptproject.it - www.iptproject.it

Commessa:	2200.22
File:	001.1

Revisione:	Data:	Descrizione:	Redazione:	Verifica:	Approvazione:
0	28/10/2022	Emissione	A. Pasqualini	A. Pasqualini	D. Ferro
1	06/12/2022	Aggiornamento	A. Pasqualini	A. Pasqualini	D. Ferro

CODICE OPERA		NUMERO ELABORATO
LLPP EDP 2021/103		APPR_36_Rel.S.05
DESCRIZIONE ELABORATO		SCALA
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE		
IL PROGETTISTA	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	IL CAPO SETTORE LL. PP.
Ing. Davide Ferro	Arch. Diego Giacon	Ing. Matteo Banfi

INDICE

PREMESSA

1. INTERVENTI DI PROGETTO

2. INTERVENTI DI PROGETTO

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

4. DESCRIZIONE DELLE ANALISI E VERIFICHE SVOLTE

5. VERIFICHE STRUTTURALI

5.1 INTERVENTO 1 - VANO ASCENSORE

5.2 INTERVENTO 2 - NUOVE SCALE INGRESSO SPETTATORI

5.3 INTERVENTO 3 - SCALA METALLICA ESTERNA

5.4 INTERVENTO 5 - PARAPETTI

5.5 INTERVENTO 8 - TERRAZZO IMPIANTI TECNOLOGICI E SPOGLIATOI

PREMESSA

La presente relazione tratta l'intervento di completamento del piano primo del Palaghiaccio di Padova, facente parte del complesso sportivo del Plebiscito sito in via Geremia. I lavori prevedono alcuni interventi puntuali al piano terra dell'edificio e un intervento generalizzato al piano primo, le opere di completamento e ristrutturazione riguardano una superficie pari a 3200 mq.

Si riporta di seguito la localizzazione aerofogrammetrica del fabbricato oggetto di intervento.



2. INTERVENTI DI PROGETTO

Dal punto di vista strutturale le opere previste sono:

- Realizzazione di nuovo vano ascensore tra piano terra e piano primo;
- Realizzazione di n. 2 nuove scale in c.a. tra piano terra e piano primo per ingresso spettatori;
- Realizzazione nuova scala metallica esterna;
- Messa a norma parapetti tribune e installazione parapetti perimetrali piano primo;
- Realizzazione nuova porzione di fabbricato da adibire a spogliatoi con copertura piana da adibire a terrazza tecnologica.

Gli interventi non riguardano in nessun modo gli elementi strutturali e non strutturali, su cui non è stata eseguita alcuna verifica, non modificandone il comportamento.

Si precisa che l'Amministrazione Comunale non ha fornito gli elaborati grafici originali del progetto strutturale, pertanto non sono noti la geometria esatta delle strutture ed i sovraccarichi di progetto. Comunque, come precedentemente detto, tutte le nuove opere strutturali sono indipendenti da quelle esistenti in quanto separate mediante giunti sismici, e pertanto non modificano il comportamento delle strutture esistenti, delle quali quindi non si rende necessario aggiornare le verifiche.

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Nella redazione della presente relazione si è fatto riferimento alle norme tecniche contenute nella seguente legislazione:

- Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche (Legge 5/11/71 n° 1086);
- D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare N. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (GU n.35 del 11.02.2019, suppl. ordinario n°5).
- UNI 206:2014 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104 – Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206
- Eurocodice N°2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice N°3 - Progettazione di strutture in acciaio.
- Eurocodice N°7 - Progettazione delle strutture di fondazione.
- Eurocodice N°8 - Progettazione di strutture soggette a sisma.
- Norme UNI EN 1090-1 e 1090-2

Per quanto non diversamente specificato, verranno considerate (seppure in maniera non cogente) le indicazioni fornite dai seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali elaborati dal CEN nella loro forma internazionale EN
- Norme UNI EN armonizzate
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.)

4. DESCRIZIONE DELLE ANALISI E VERIFICHE SVOLTE

Le strutture progettualmente rientrano in Classe d'uso IV " *Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, " Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*" (par. 2.4.2 NTC 17/01/2018), e per esse è stata assegnata una **vita nominale pari a 50 anni**.

La Vita di Riferimento della struttura è quindi di 100 anni.

Le strutture sono state progettate eseguendo un'**analisi globale dinamica lineare** ossia **analisi modale con spettro di risposta su un modello tridimensionale**, con definizione dello spettro di risposta secondo il D.M. 17/01/18, valutando gli effetti torsionali applicando il metodo della traslazione del centro di massa relativo ai singoli piani del 5% rispetto alla dimensione massima di ingresso del sisma. Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Secondo il DM 17/01/2018, le strutture sono state sottoposte alle seguenti verifiche:

1) **Stati Limite Ultimi (SLU)** in condizioni statiche: *raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni.*

Tali **Stati Limite** sono:

1.1) **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**, *in condizioni sismiche: La costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.*

1.2) **Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)**, *in condizioni sismiche: perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.*

2) **Stati Limite di Esercizio (SLE)**: *in condizioni statiche: danneggiamenti locali, spostamenti e deformazioni che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto.*

Tali **Stati Limite** sono:

2.1) **Stato Limite di Danno (SLD)**: *in condizioni sismiche: la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali, apparecchiature) deve mantenersi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature, definito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post-sismiche;*

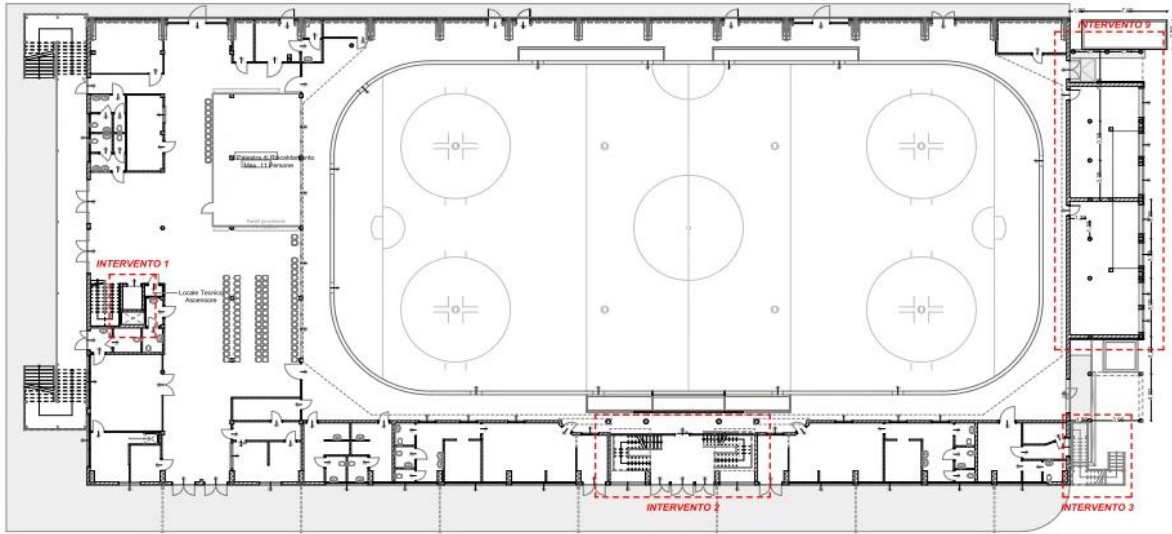
2.2) **Stato Limite di immediata Operatività (SLO)**: *in condizioni sismiche: la costruzione nel suo complesso (elementi strutturali, non strutturali, apparecchiature) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.).*

Tali analisi e verifiche sono state svolte con l'ausilio di codici e fogli di calcolo secondo quanto stabilito al par.10.2 del DM 17/01/2018.

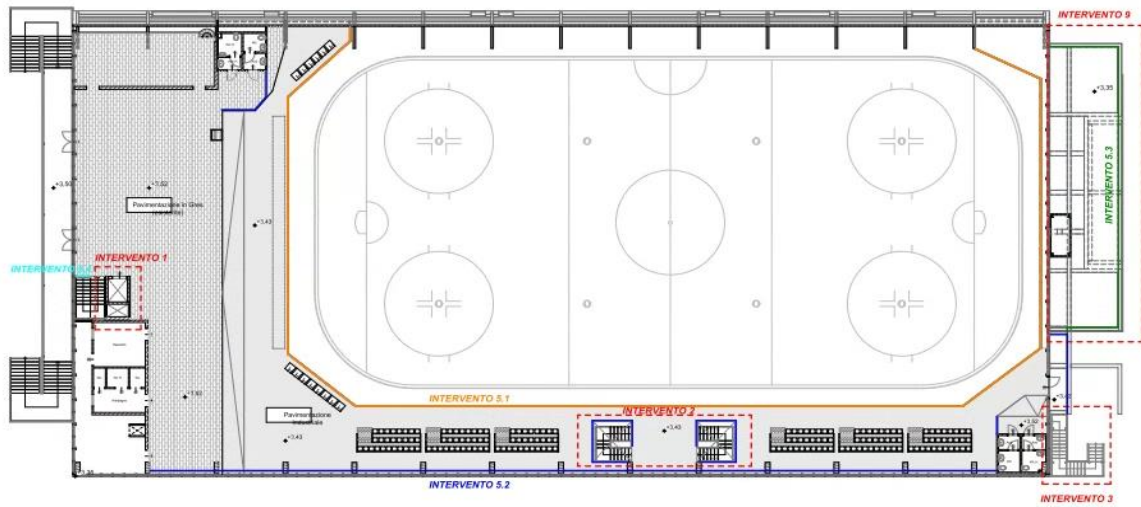
5. VERIFICHE SRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche relative alle strutture oggetto di ogni singolo intervento, come da localizzazione riportata all'interno degli elaborati grafici di progetto.

PIANTA PIANO TERRA - STATO DI PROGETTO
scala 1:200



PIANTA PIANO PRIMO - STATO DI PROGETTO
scala 1:200



5.1 INTERVENTO 1 - VANO ASCENSORE

Il nuovo vano ascensore è realizzato con pareti in c.a. e soletta superiore dello spessore di 20 cm, e poggia su una platea di fondazione dello spessore di 30 cm. Esso risulta strutturalmente indipendente dalle strutture adiacenti per mezzo di un giunto sismico.

Dovendo demolire una porzione di solaio, si prevede che esso venga tagliato e poi sostenuto per mezzo di un profilo angolare collegato al setto tramite barre inghisate chimicamente. L'indipendenza delle due strutture sarà garantita consentendo lo scorrimento del solaio poggiante sull'angolare, tramite interposizione di un foglio in neoprene tra solaio ed angolare.

Analisi dei carichi

Sul vano ascensore gravano soltanto i carichi da peso proprio delle strutture e quelli derivanti dall'impianto dell'ascensore, avente portata 630 kg.

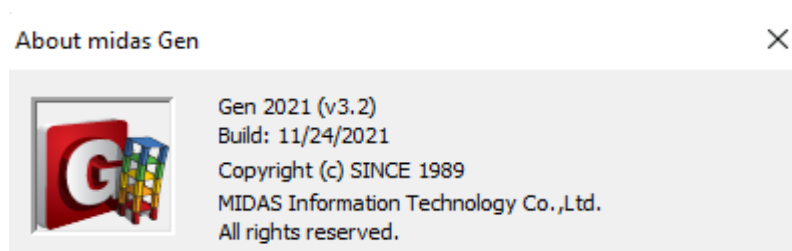
Si assumono pertanto i seguenti carichi:

- Carico verticale pistone e castello ascensore: 138 kN su fossa;
- Carico verticale su gancio soletta superiore (e conseguente massa sismica) :11 kN;
- Carichi su angolare di supporto al solaio esistente, da considerarsi per una fascia di 50 cm di solaio:
 $G1 = 5,00 \text{ kN/mq}$
 $G2 = 3,00 \text{ kN/mq}$
 $Q = 5,00 \text{ kN/mq}$

Tali carichi dovranno essere verificati con quelli dell'effettivo impianto di ascensore che verrà installato.

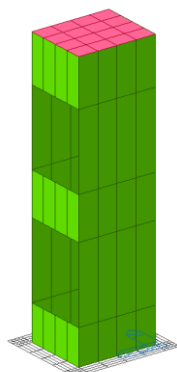
Modellazione numerica

Il comportamento strutturale del vano ascensore viene analizzato mediante modellazione numerica agli elementi finiti tramite il software di comprovata affidabilità MidasGEN, detenuto con regolare licenza n. USGW00940 intestata ad IPT Project srl.



Di seguito si riporta un'immagine del modello numerico:

Rif. Modello 2210073_Vano ascensore_r7.mgb



Le pareti del vano ascensore sono state modellate mediante elementi wall, mentre la soletta superiore e la platea sono schematizzate con elementi plate. La platea poggia su un letto di molle alla winkler con costante di sottofondo assunta a favore di sicurezza pari a 2,00 kg/cm³. Le travi di collegamento delle pareti sono modellate con elementi beam.

La struttura viene sottoposta ad analisi dinamica lineare con fattore di struttura assunto pari a q=1,50 ossia prevedendo un comportamento NON DISSIPATIVO, pertanto come indicato al §7.4 delle NTC 2018, sarà possibile fare riferimento alle sole prescrizioni costruttive riportate nel cap.4, senza dover rispettare i dettagli richiesti per la duttilità nel capitolo 7 delle suddette norme.

Modi di vibrare

Si riportano di seguito i periodi dei modi di vibrare e le relative masse partecipanti.

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	9.7782	1.5562	0.6426	0.0000e+00
2	11.4036	1.8149	0.5510	0.0000e+00
3	111.1404	17.6885	0.0565	0.0000e+00
4	166.6868	26.5290	0.0377	0.0000e+00
5	375.7368	59.8004	0.0167	0.0000e+00
6	410.8968	65.3963	0.0153	0.0000e+00
7	478.3775	76.1361	0.0131	0.0000e+00
8	551.2273	87.7305	0.0114	0.0000e+00
9	575.3439	91.5688	0.0109	0.0000e+00
10	656.1947	104.4366	0.0096	0.0000e+00

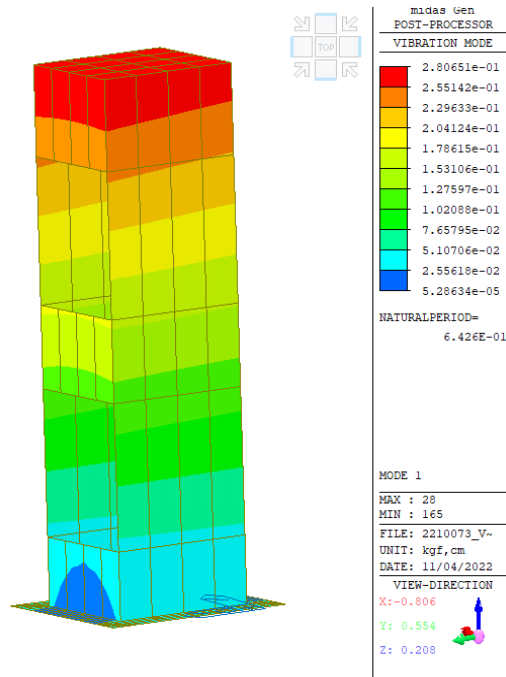
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	90.0176	90.0176	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	81.8774	81.8774	0.0838	0.0838
2	0.0000	90.0176	89.9504	89.9504	0.0000	0.0000	81.9978	81.9978	0.0000	81.8774	0.0000	0.0838
3	0.0107	90.0283	0.0000	89.9504	0.0000	0.0000	0.0000	81.9978	0.1817	82.0591	90.5329	90.6167
4	6.4498	96.4781	0.0000	89.9504	0.0000	0.0000	0.0000	81.9978	11.5482	93.6072	0.0842	90.7009
5	0.9321	97.4103	0.0000	89.9504	0.0000	0.0000	0.0000	81.9978	1.6957	95.3030	0.0375	90.7384
6	0.0000	97.4103	9.2403	99.1907	0.0000	0.0000	16.5490	98.5467	0.0000	95.3030	0.0000	90.7384
7	0.0000	97.4103	0.3859	99.5766	0.0000	0.0000	0.6902	99.2370	0.0000	95.3030	0.0000	90.7384
8	0.0000	97.4103	0.0003	99.5769	0.0000	0.0000	0.0006	99.2376	0.0000	95.3030	0.0000	90.7384
9	2.0725	99.4827	0.0000	99.5769	0.0000	0.0000	0.0000	99.2376	3.7606	99.0636	7.4834	98.2218
10	0.0000	99.4827	0.0013	99.5781	0.0000	0.0000	0.0023	99.2398	0.0000	99.0636	0.0000	98.2218

Considerando i primi 10 modi di vibrare viene raggiunta una percentuale di massa partecipante superiore all'85% di quella totale, pertanto il modello si considera rappresentativo del comportamento sismico della struttura.

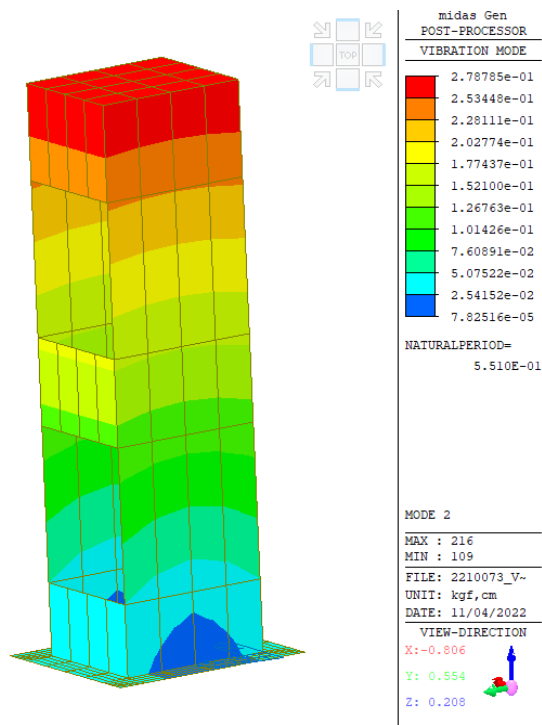
Si riportano di seguito le deformate dei primi 3 modi di vibrare.

Si nota che i primi due modi di vibrare risultano traslazionali mentre il terzo torsionale, pertanto, anche in base a quanto riportato al §C.7.4.3.1 della circolare esplicativa, la struttura non è deformabile torsionalmente.

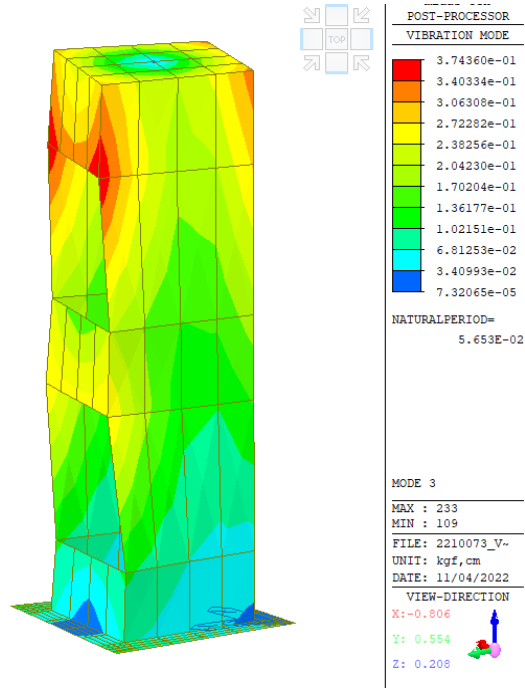
Modo 1 - Traslazione X



Modo 2 - Traslazione Y

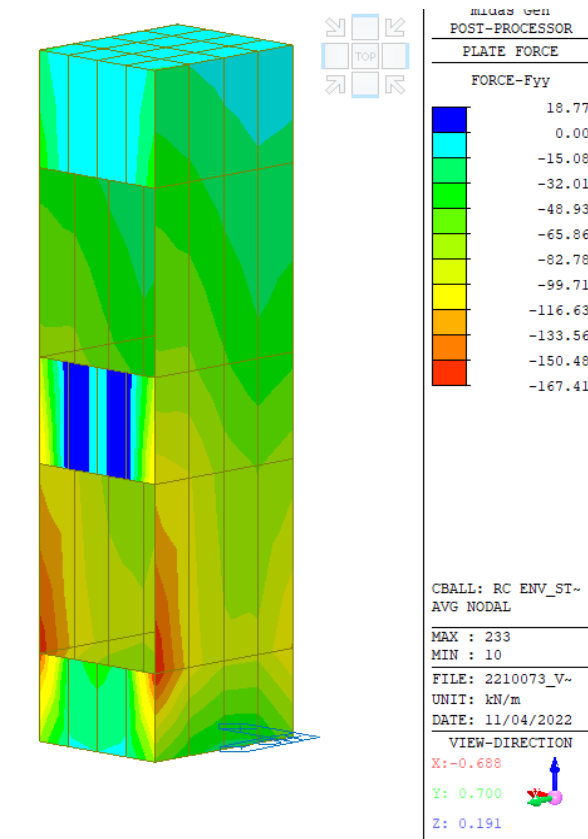


Modo 3 - Torsionale

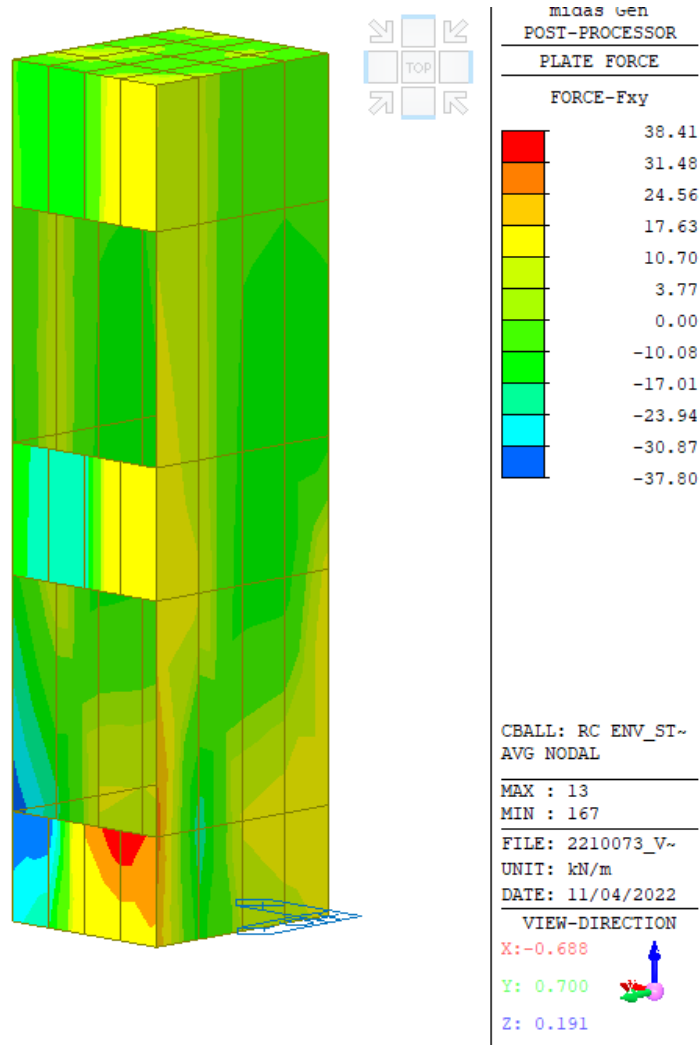


Sollecitazioni

Forze verticali (- = compressione)



Taglio



Verifica elementi in c.a.

Resistenza a trazione Ftrd:

La resistenza a trazione della parete viene calcolata mediante la resistenza a trazione delle sole barre in acciaio:

As vert =	11,3	cm ² /m	1+1ø12/20
f _{yd} =	391	MPa	
Ftrd =	441,83	kN/m	

Resistenza a compressione Fcrd:

La resistenza a compressione della parete viene calcolata mediante la resistenza a compressione del calcestruzzo:

A _c =	2000	cm ² /m
f _{cd} =	2822	MPa
Fcrd =	2822	kN/m

Sia la resistenza a trazione che quella a compressione sono inferiori alle rispettive resistenze di progetto.

La resistenza a taglio viene calcolata per una porzione di parete di lunghezza unitaria, considerando la presenza dell'armatura orizzontale tipica pari a 1+1Ø10/20:

CLS 25/30		
Densità	d =	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	g _C =	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	a _{cc} =	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} =	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck} =	24,90 MPa
Modulo di elasticità	E _C =	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	f _d =	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd} =	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	f _{ctm} =	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk} =	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd} =	1,19 MPa
Deformazione ultima	e _{cu} =	0,35% ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	e _{c2} =	0,20% ---

ACCIAIO B450C		
Densità	d =	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	g _S =	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	450,00 MPa
Modulo di elasticità	E _s =	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} =	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	e _{yd} =	0,19% ---

Luce	L =	---	cm
Altezza totale sezione	H =	100,00	cm
Altezza utile sezione	d =	96,50	cm
Bordo superiore sezione	B =	20,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	20,00	cm

◆ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove M_{Ed SLU} è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9·d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule:

Passo staffe massimo $s_{max} \leq 0,8 \cdot d$ cm
 Area staffe minima $A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$ cm²/m

Parametri	udm	Incastro
Armatura		
A's	cm ²	---
ferri	cm ²	2Ø12
A'sl _{inf}	cm ²	2,26
s _{max}	cm	77,2
A'st _{min TOT}	cm ² /m	3,00
passo staffe	cm	20
n bracci	---	2

a favore sicurezza

Ø staffe	mm	20
$A_{st} \cdot n$ bracci	cm ²	6,28
A_{stTOT}	cm ² /m	31,42

♦ **Verifica allo stato limite ultimo**

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w	cm
Altezza utile sezione	d	cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}	cm ²
Posizione asse neutro	$y = A_{sl} \cdot f_{yd} / 0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$x = y/d$	---
Rapporto d/armatura	$w_s = A_{sl} \cdot f_{yd} / b_w \cdot d \cdot f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z = d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l = A_{sl} / b_w \cdot d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{cp} = N_{ed} / A_c$	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	a	°
Inclinazione bielle compresse	q	°

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
V_{Rd1}	kN	59,17
V_{Ed} / V_{Rd1}	---	---
Verifica		

La verifica a taglio si esegue quindi considerando il contributo delle armature trasversali e del calcestruzzo compresso come previsto dal modello a traliccio:

Resistenza di calcolo a taglio trazione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

a	°	90
q	°	45

V_{Ryd}	kN	1067,66
-----------	----	---------

Resistenza di calcolo a taglio compressione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

a	°	90
q	°	45
a_c	---	1,00

V_{Rcd}	kN	612,73
-----------	----	--------

La resistenza di calcolo a taglio della trave è la minore tra le due sopra definite:

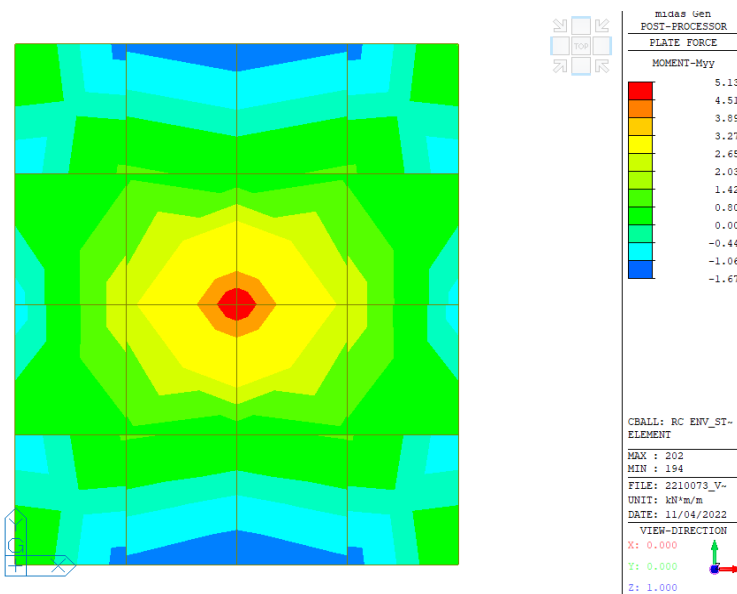
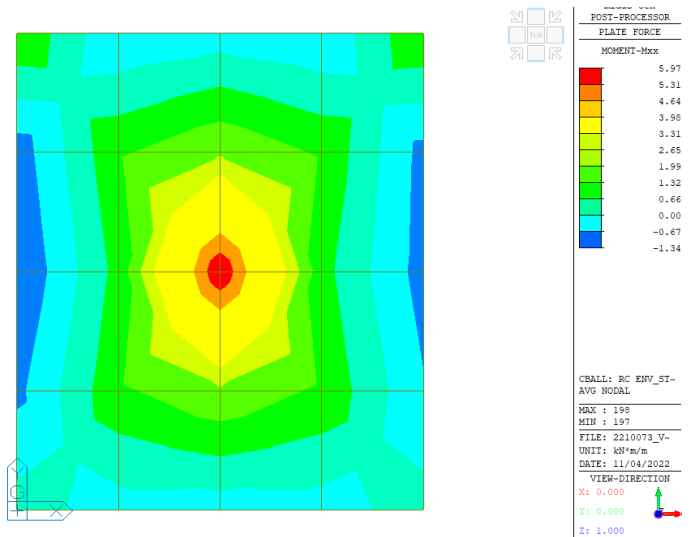
$$V_{Rd} = \text{MIN}(V_{Ryd}; V_{Rcd})$$

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
V_{Rd}	kN	612,73
V_{Ed}/V_{Rd}	---	---
Verifica		

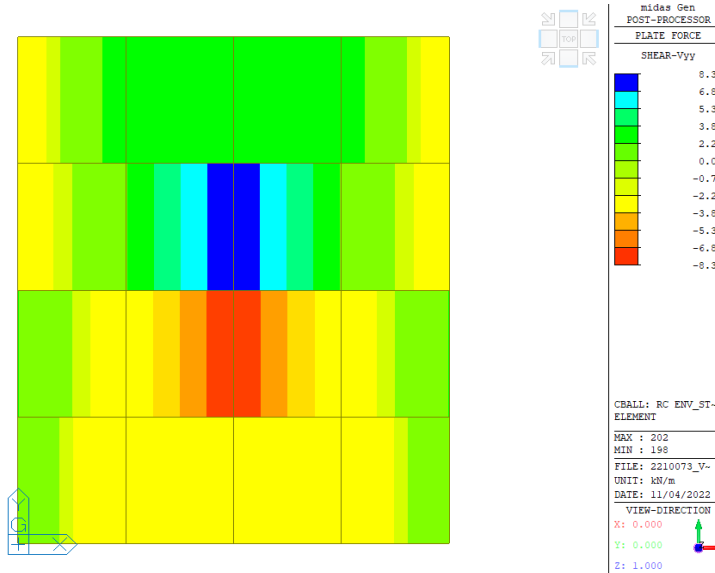
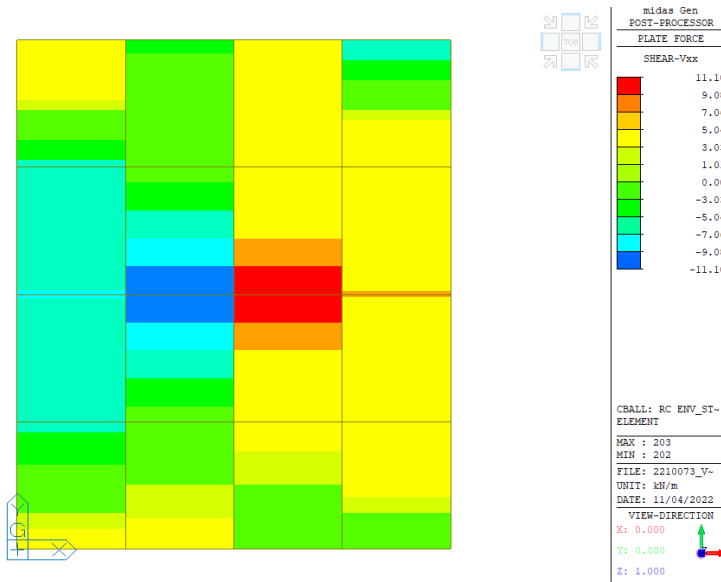
La resistenza a taglio è superiore al valore di sollecitazione agente.

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica della soletta di copertura, soggetta oltre che al peso proprio anche al carico concentrato in mezzeria dovuto al gancio per manutenzione dell'ascensore, il cui carico è assunto a favore di sicurezza come pari a 11,4 kN.



Msd max = 5,97 kNm/m



Si riporta di seguito la verifica della soletta di copertura:

CLS 25/30		
Densità	$d =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_c =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$a_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa
Deformazione ultima	$e_{cu} =$	0,35% ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$e_{c2} =$	0,20% ---

ACCIAIO B450C		
Densità	d =	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	g _s =	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	450,00 MPa
Modulo di elasticità	E _s =	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} =	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	e _{yd} =	0,19% ---
Luce	L =	--- cm
Altezza totale sezione	H =	20,00 cm
Altezza utile sezione	d =	16,50 cm
Bordo superiore sezione	B =	100,00 cm
Bordo inferiore sezione	b =	100,00 cm

◆ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed \text{ SLU}} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove M_{Ed SLU} è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9·d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule:

Passo staffe massimo $s_{max} \leq 0,8 \cdot d$ cm
 Area staffe minima $A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$ cm²/m

Parametri	udm	Incastro
Armatura		
A's	cm ²	1,03
ferri	cm ²	5Ø12
Asl _{inf}	cm ²	5,65
s _{max}	cm	13,2
A'st _{min TOT}	cm ² /m	15,00
passo staffe	cm	20
n bracci	---	0
Ø staffe	mm	14
A _{st} · n bracci	cm ²	0,00
Ast _{TOT}	cm ² /m	0,00

◆ Verifica allo stato limite ultimo

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M _{Rd}	≥	M _{Ed}
Resistenza a taglio	V _{Rd}	≥	V _{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w	cm
Altezza utile sezione	d	cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}	cm ²
Posizione asse neutro	$y = \frac{A_{sl} * f_{yd}}{0,8 * b_w * f_{cd}}$	cm
Rapporto y/d	$x = \frac{y}{d}$	---
Rapporto d/armatura	$w_s = \frac{A_{sl} * f_{yd}}{b_w * d * f_{cd}}$	---
Braccio della coppia interna	$z = d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d}$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{cp} = N_{ed}/A_c$	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	a	°
Inclinazione bielle compresse	q	°

Parametri della sezione	udm	
b_w	cm	100,00
y	cm	1,96
w_s	---	0,09
z	cm	15,72
r_l	---	0,003
k	---	2,00
n_{min}	MPa	0,49
s_{cp}	kN/cm ²	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm ²	81,51
Taglio resistente	kN/cm ²	80,90

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
M_{Rd}	kNcm	3474,73
M_{Ed}/M_{Rd}	---	17%
Verifica		

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
V_{Rd1}	kN	81,51
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	14%
Verifica		

Le verifiche risultano soddisfatte.

Validazione modello numerico

Per un controllo della validità del modello e per avere una stima delle forze sismiche agenti, si effettua un'analisi statica lineare. L'azione sismica viene rappresentata con un sistema di forze statiche orizzontali:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

per l'i-esimo piano dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

- F_i è la forza da applicare alla massa dell'i-esimo piano;
- W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 1 (costruzione con meno di 3 orizzontamenti);
- g è l'accelerazione di gravità.

se $h < 40$ m, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente riportata nell'Eurocodice 2:

$T_1 = C_1 \cdot H^{(3/4)}$	$C_1 =$	0,05	c.a.
	$H =$	8,5	m
$T_1 =$		0,25	sec

Il periodo fondamentale ricavato dal modello numerico risulta superiore a quello stimato con la formula sopra riportata in quanto il vincolo alla base è quelli di molle e non di incastro perfetto. Si è comunque verificato che ai fini dell'azione sismica l'assunzione di tale vincolo risulta a favore di sicurezza rispetto all'incastro in termini di risultante di taglio alla base.

Di seguito si assume quindi il periodo di riferimento ottenuto dal modello.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h(z_i \cdot W_i) / S(z_j \cdot W_j)$$

dove

$$F_h = S_d(T_1) W / g$$

con $l = 1$

$W_i =$ pesi della massa

con l'ordinata dello spettro di risposta di progetto pari a:

$$S_e(T_1) = 3,281 \text{ m/s}^2 \quad (T_1 = 0,64 \text{ s})$$

$$q = 1,5$$

$$S_d(T_1) = 2,188 \text{ m/s}^2$$

La massa sismica è quella dovuta al peso proprio delle strutture in elevazione in c.a.:

$$W = 266,000 \text{ kN}$$

$$F_h = 59,318 \text{ kN}$$

La risultante dell'azione sismica per l'interno fabbricato va confrontata con la risultante delle reazioni vincolari ottenuta dal modello numerico per la corrispondenza sollecitazione allo SLV nelle due direzioni principali:

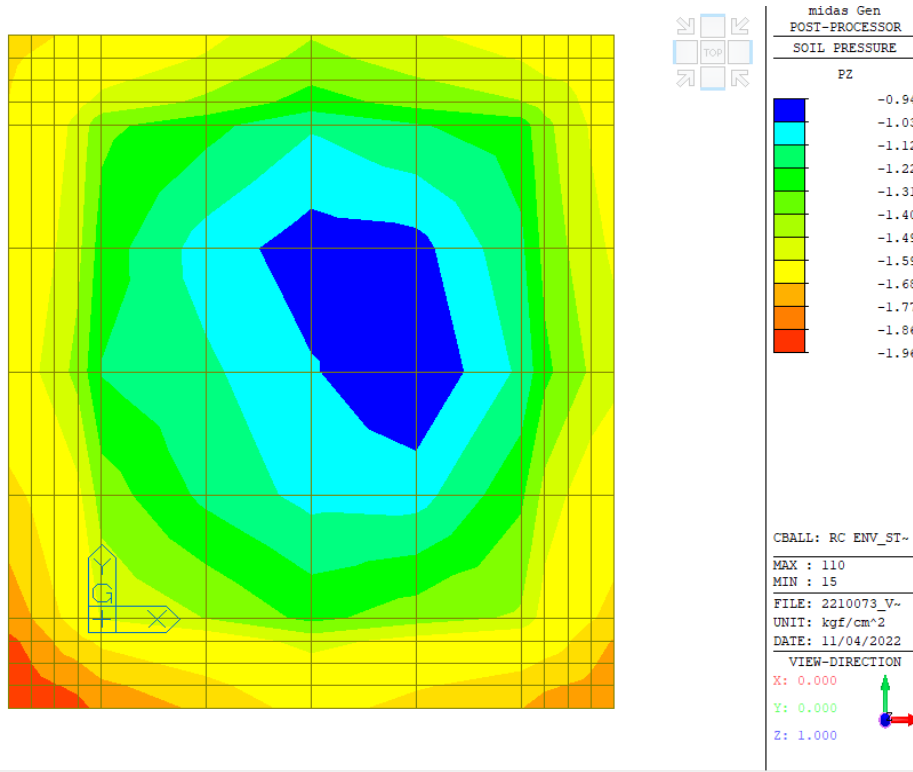
SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
Svx(RS)	47.700774	0.000000	0.000000			
Svy(RS)	0.000000	55.623856	0.000000			

Si nota come il risultato ottenuto analiticamente sia confrontabile con quelli ottenuti dal modello numerico per le due direzioni principali. Il risultato numerico è leggermente inferiore per via della dispersione della massa partecipante su vari modi di vibrare con periodi di vibrazione diversi, e che possono ricadere in zona diverse dello spettro di risposta.

I risultati dell'analisi spettrale del modello FEM sono quindi confermati.

Verifica tensioni sul terreno e platea

Si riporta di seguito l'involuppo delle tensioni sul terreno derivanti sia dalle sollecitazioni sia statiche che sismiche.



$\sigma_{max} = 1,96 \quad \text{kg/cm}^2$

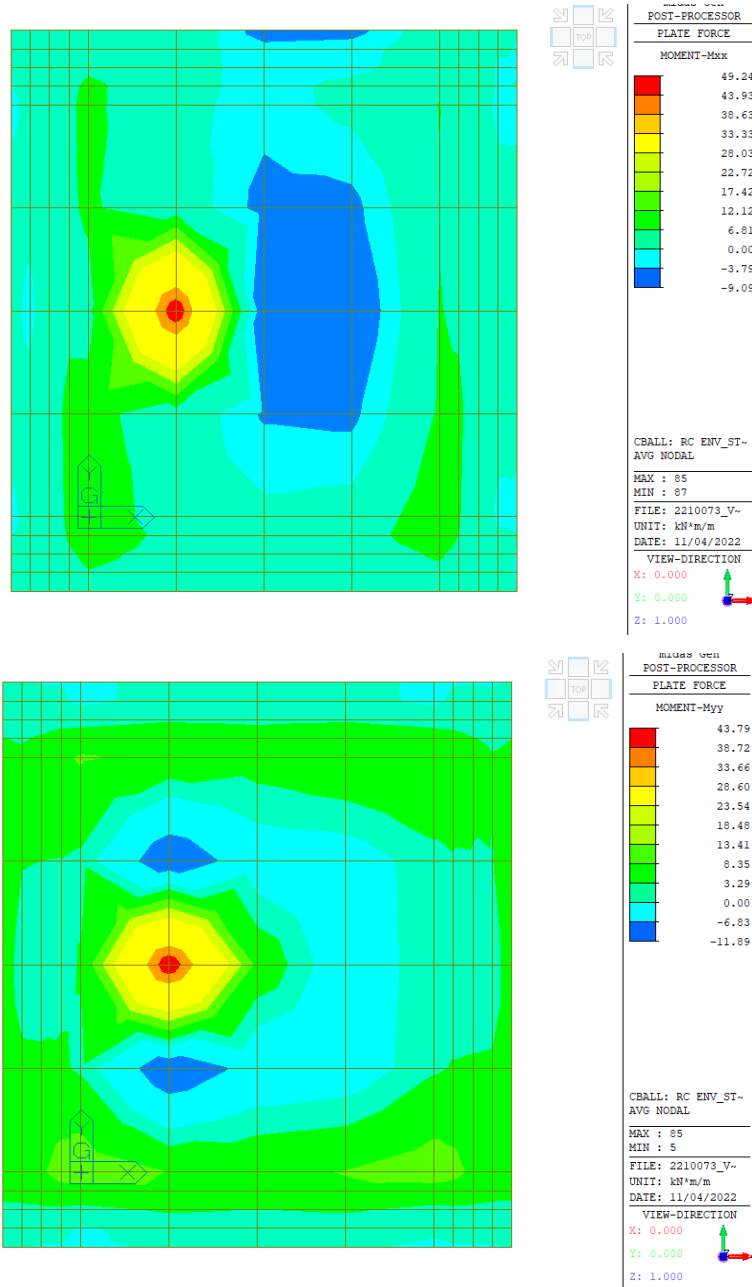
La tensione risulta inferiore alla resistenza di progetto.

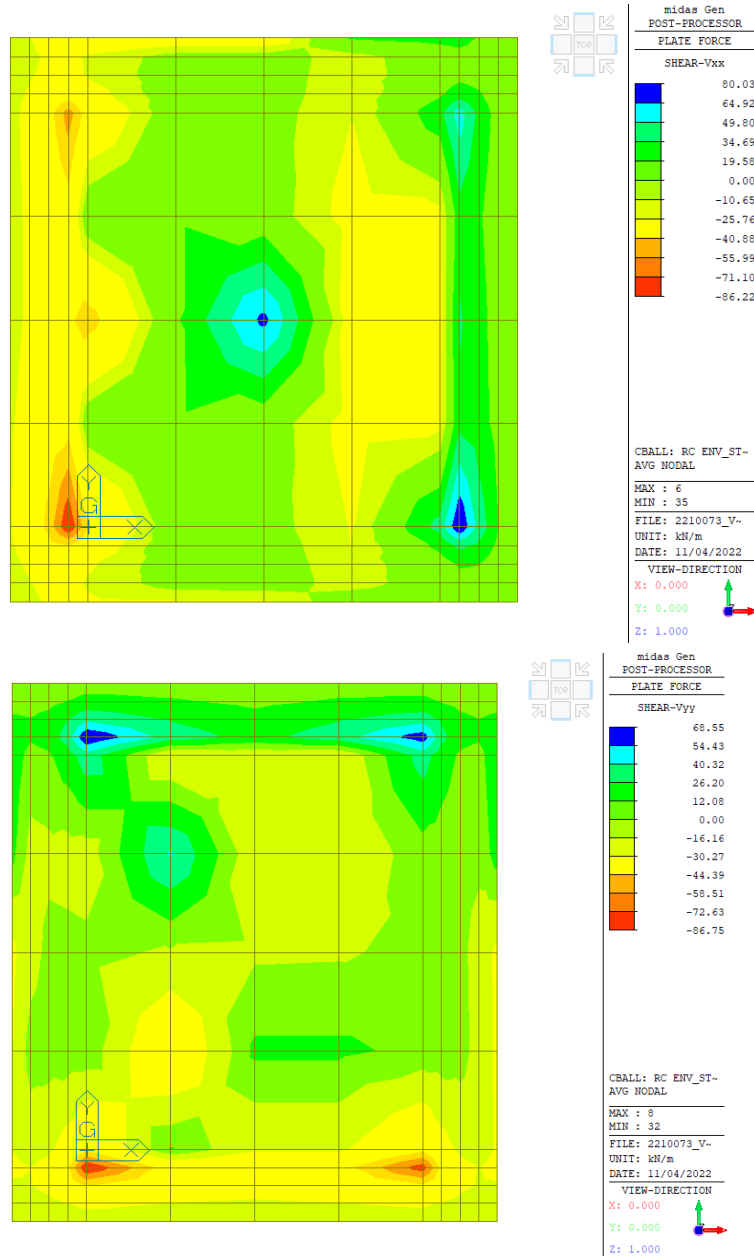
Si riporta inoltre la verifica a ribaltamento della struttura.

$F_{orizz} = 55 \quad \text{kN}$
 $b = h/2 = 4,25 \quad \text{m}$
 $M = 233,75 \quad \text{kN}$
 $N = 329,4 \quad \text{kN} \quad (\text{compresa platea - con riduzione coefficiente } A1 = 0,9)$
 $e = M/N = 0,71 \quad \text{m}$

L'eccentricità è minore alla semilarghezza della platea ($2,6/2=1,3$ m) pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica delle armature previste per la platea. Si riportano le sollecitazioni che tengono conto del carico concentrato dovuto all'ascensore, assunto pari a 138 kN.





Si riporta di seguito la verifica della platea:

CLS 25/30		
Densità	$d =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_c =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$a_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa
Deformazione ultima	$e_{cu} =$	0,35% ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$e_{c2} =$	0,20% ---

ACCIAIO B450C		
Densità	d =	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	g _s =	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	450,00 MPa
Modulo di elasticità	E _s =	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} =	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	e _{yd} =	0,19% ---
Luce	L =	--- cm
Altezza totale sezione	H =	30,00 cm
Altezza utile sezione	d =	26,50 cm
Bordo superiore sezione	B =	100,00 cm
Bordo inferiore sezione	b =	100,00 cm

◆ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed \text{ SLU}} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove M_{Ed SLU} è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9·d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule:

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq 0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm ² /m

Parametri	udm	Incastro
Armatura		
A's	cm ²	5,28
ferri	cm ²	5Ø14
Asl _{inf}	cm ²	7,70
s _{max}	cm	21,2
A'st _{min TOT}	cm ² /m	15,00
passo staffe	cm	20
n bracci	---	0
Ø staffe	mm	14
A _{st} · n bracci	cm ²	0,00
Ast _{TOT}	cm ² /m	0,00

◆ Verifica allo stato limite ultimo

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M _{Rd}	≥	M _{Ed}
Resistenza a taglio	V _{Rd}	≥	V _{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w	cm
Altezza utile sezione	d	cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}	cm ²
Posizione asse neutro	$y = A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$x = y/d$	---
Rapporto d'armatura	$w_s = A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z = d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l = A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{cp} = N_{ed}/A_c$	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	a	°
Inclinazione bielle compresse	q	°

Parametri della sezione	udm	
b_w	cm	100,00
y	cm	2,67
w_s	---	0,08
z	cm	25,43
r_l	---	0,003
k	---	1,87
n_{min}	MPa	0,45
s_{cp}	kN/cm ²	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm ²	118,23
Taglio resistente	kN/cm ²	114,94

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
M_{Rd}	kNcm	7662,86
M_{Ed}/M_{Rd}	---	64%
Verifica		

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
V_{Rd1}	kN	118,23
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	73%
Verifica		

Le verifiche risultano soddisfatte.

Si riporta inoltre la verifica a punzonamento della platea rispetto al carico concentrato trasmesso dalla struttura dell'ascensore.

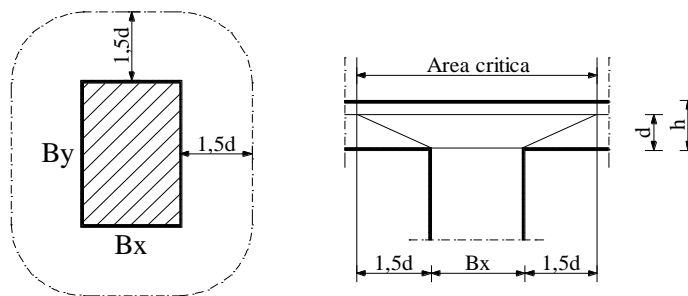
Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30		
Densità	$\delta =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa

ACCIAIO B450C		
Densità	$\delta =$	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30 MPa

Caratteristiche delle sezioni

Schema valido per area caricata di forma rettangolare (EC2 - par.4.3.4.2.1), lontana da bordi liberi:



nota: par. 4.3.4.5.2-EC2: piastre prive di nervature contenenti armature a taglio devono avere, di regola, uno spessore minimo di 200 mm

Altezza totale piastra	$h =$	30,00 cm
Altezza utile piastra	$d =$	25,00 cm
Lato X area caricata (pilastro)	$B_x =$	12,00 cm
Lato Y area caricata (pilastro)	$B_y =$	12,00 cm
Altezza piastra ≥ 20 cm		OK
Perimetro area caricata $< 11*d$		OK

Lato X critico = $B_x + (2*1,5*d)$	$B_{ux} =$	37,00 cm
Lato Y critico = $B_y + (2*1,5*d)$	$B_{uy} =$	37,00 cm
Perimetro critico = $(B_{ux} + B_{uy}) * 2$	$u =$	148,00 cm
Sezione critica = $u * d$	$S_u =$	3700,00 cm ²

a favore di
sicurezza

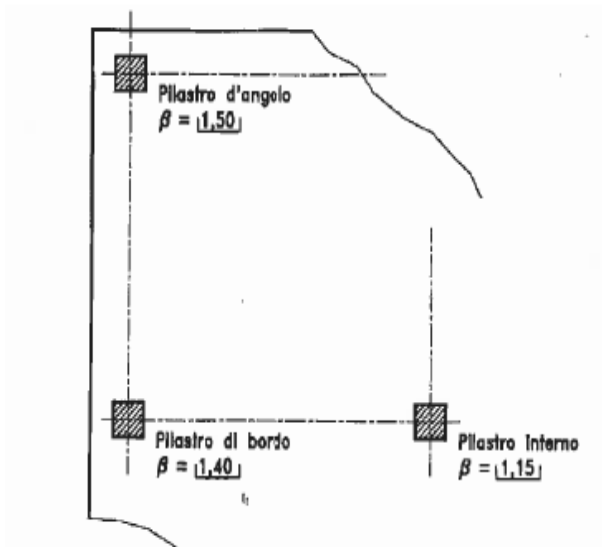
Analisi dei carichi

Carico Totale di Progetto $(V_{Ed}) N_{Ed} =$	138,00	kN
--	---------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u$ $V_{Ed} =$ **107,23** **kN/m**

, dove: $\beta =$ **1,15** Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico



Verifica allo stato limite ultimo

- V_{Rd1} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
- V_{Rd2} Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
- V_{Rd3} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastrre prive di armatura a taglio	V_{Rd1}	$>$	V_{Ed}
Piastrre dotate di armatura a taglio	V_{Rd3}	\geq	V_{Ed}

Piastrre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl_x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	7,70
Asl_y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	7,70
ρ_{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= $Asl/Bux \cdot d \leq 0,02$	-	0,0083

ρ_{1y}	Percentuale d'armatura dir. $Y = A_{sl}/B_{uy} * d \leq 0,02$	-	0,0083
ρ_1	Percentuale d'armatura tot $= \text{rad}q(\rho_{1x} * \rho_{1y}) \leq 0,015$	-	0,0083
τ_{Rd}	Tensione resistente $= 0,25 * f_{ctk} / \gamma_C$	MPa	0,30
k	$1,6 - d \geq 1$	-	1,35

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Valore
$V_{Rd1} = \tau_{Rd} * k * (1,2 + 40\rho_1) * d$	kN/m	154,41
V_{Ed} / V_{Rd1}	---	69%
Verifica		OK

La verifica è soddisfatta.

Verifica profilo angolare di supporto solaio

Si prevede la messa in opera di un profilo angolare sul lato del vano ascensore in corrispondenza della porzione di solaio demolita. Tale profilo serve a garantire un appoggio scorrevole al solaio, trasmettendo soltanto carico verticale.

Il carico trasmesso a tale angolare è pari a:

G1 = 5,00 kN/mq
 G2 = 3,00 kN/mq
 Q = 5,00 kN/mq

da considerarsi per una fascia di 50 cm di solaio, quindi:

G1 = 2,50 kN/m
 G2 = 1,50 kN/m
 Q = 2,50 kN/m

Si prevede un profilo angolare L100x100x10 mm collegato al setto mediante barre M12 inghisate chimicamente. Si calcolano quindi le sollecitazioni su tali elementi:

Vslu = 8,95 kN/m
Mslu = 0,4475 kNm/m

Verifica flessione ala inferiore angolare:

Mrd = 4,37 kNm/m verifica soddisfatta

Verifica barra filettata:

N = 8,95 kN (braccio = 0,05 m)
V = 8,95 kN

Si prende in considerazione la resistenza di una barra M12 inghisata chimicamente:

Hilti HIT-HY 200-A
con HIT-V

Resistenza di progetto: calcestruzzo non fessurato C 20/25 , ancorante HIT-V 5.8

Dimensione ancorante			M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Calcestruzzo non fessurato										
Trazione N _{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	12,0	19,3	28,0	39,2	62,2	85,4	104,3	124,5
Taglio V _{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
Calcestruzzo fessurato										
Trazione N _{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	6,7	9,4	18,4	27,9	44,3	60,9	74,4	88,7
Taglio V _{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0

N rd= 18,4 kN
V rd= 16,8 kN

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio 16,80 kN
Resistenza complessiva a trazione 18,40 kN

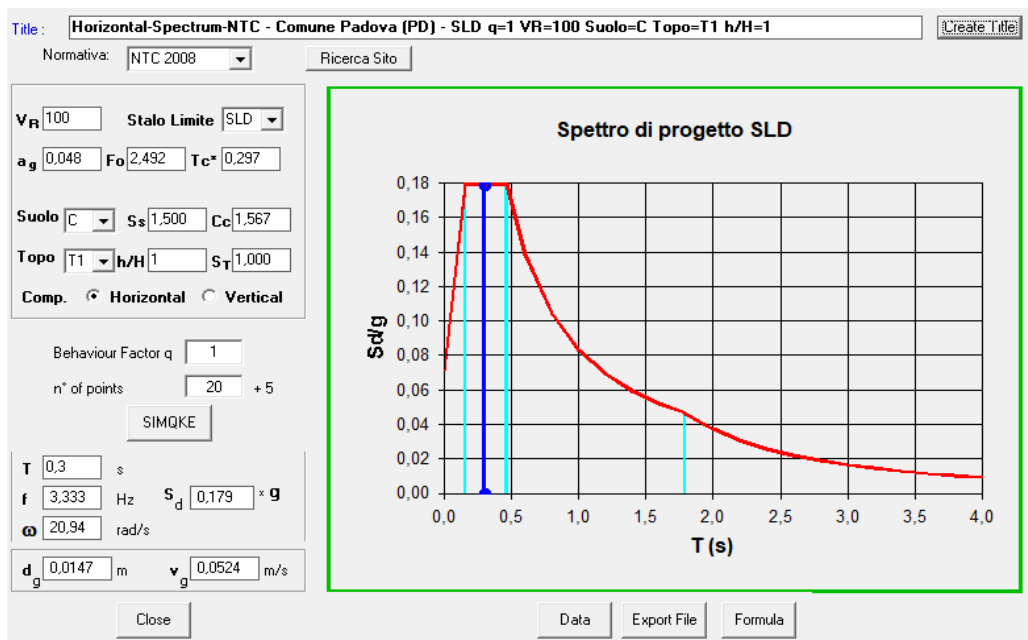
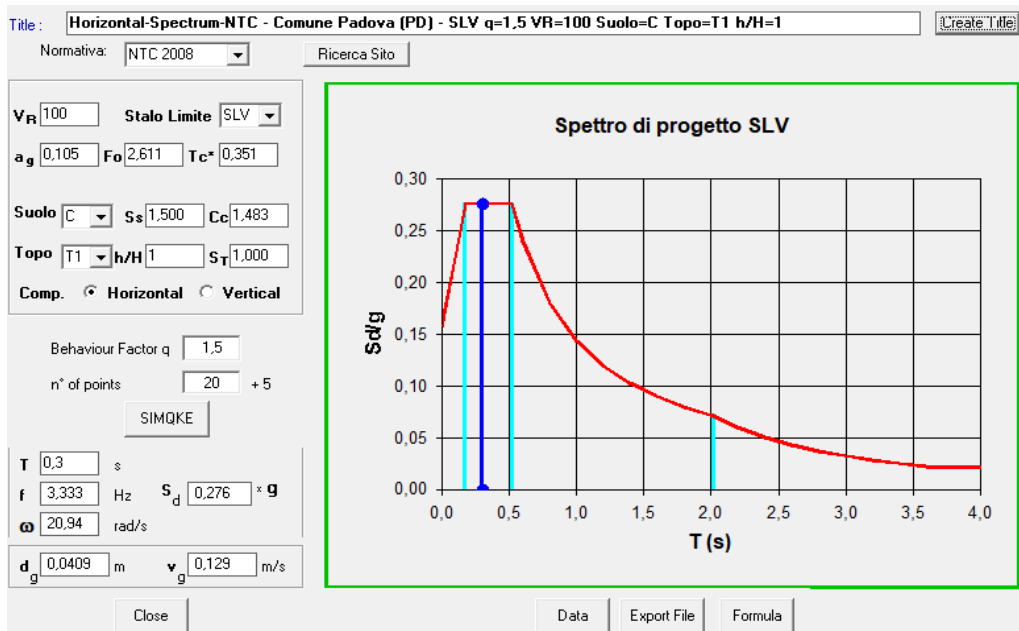
$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,53 + 0,35 \leq 1 \quad \mathbf{OK}$$

Risulta sufficiente una barra ogni m, tuttavia a favore di sicurezza si prevedono barre M12 con passo 40 cm.

Verifica SLD

Trattandosi di una struttura strategica (CU = IV) è necessario eseguire le verifiche di resistenza anche allo SLD. Avendo tuttavia assunto un fattore di struttura pari a 1,5 allo SLV, lo spettro SLD risulta sempre inferiore a quello SLV, e pertanto anche le sollecitazioni saranno inferiori. Le verifiche risultano dunque automaticamente soddisfatte.

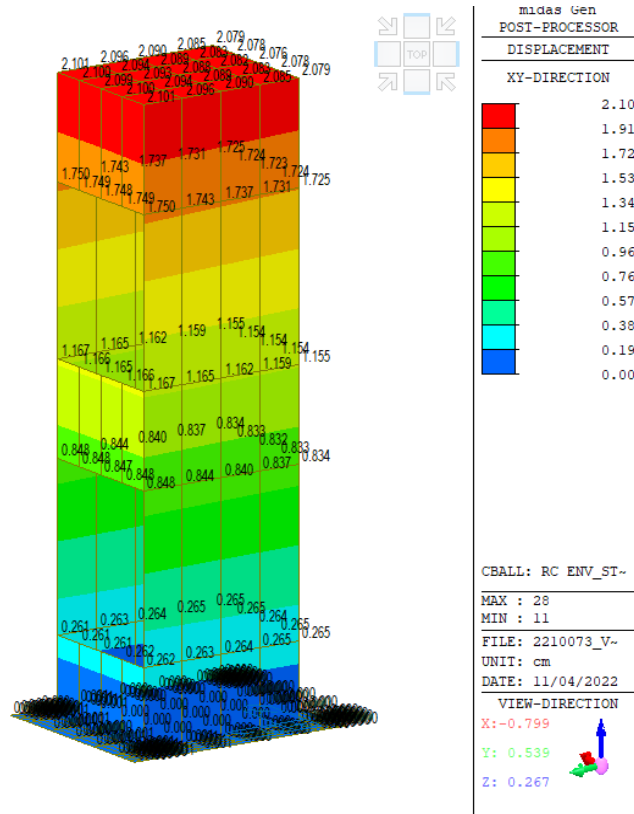


Verifica SLO

Gli spostamenti allo SLO sono stati determinati tramite analisi sismica con spettro di risposta. Si è proceduto al calcolo degli spostamenti per il modello nel piano x-y del sistema di riferimento principale allegato alla presente relazione. Dai risultati degli spostamenti derivanti dal modello spaziale adottato si determina lo spostamento massimo Dr di interpiano massimo valutato in corrispondenza della struttura in c.a., tralasciando quella metallica, non influente ai fini del comportamento strutturale globale. Le valutazioni vengono differenziate tra la struttura in corrispondenza del bunker, con altezza di interpiano ridotta, e gli altri locali.

Trattandosi di un edificio strategico (Classe d'Uso IV), come previsto al §7.3.6.1 delle NTC 2018, i limiti di spostamento di interpiano previsti vengono ridotti a 2/3 rispetto a quelli indicati dalla normativa confrontandoli con gli spostamenti allo SLO.

a) tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa (a favore di sicurezza)



altezza interpiano minima	h =	350 cm		
spostamento d'interpiano MAX	$dr < (2/3) \cdot 0,005 \cdot h =$	1,17 cm		
spostamento calcolato (SLO)	$d = 1,17 - 0,26 =$	0,91 cm	78%	OK

La verifica viene eseguita considerando come interpiano la porzione tra piano terra e piano primo. La medesima verifica rimane valida considerando come altezza di interpiano l'altezza totale del vano:

altezza interpiano minima	h =	820 cm		
spostamento d'interpiano MAX	$dr < (2/3) \cdot 0,005 \cdot h =$	2,73 cm		
spostamento calcolato (SLO)	$d =$	2,10 cm	77%	OK

Gli spostamenti orizzontali allo SLO risultano quindi accettabili.

Giunto strutturale

Si riporta di seguito il dimensionamento del giunto strutturale di separazione tra le strutture esistenti ed il nuovo vano ascensore.

Spostamenti SLV fabbricato esistente

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 lo spostamento di una struttura esistente è stimabile mediante la seguente espressione:

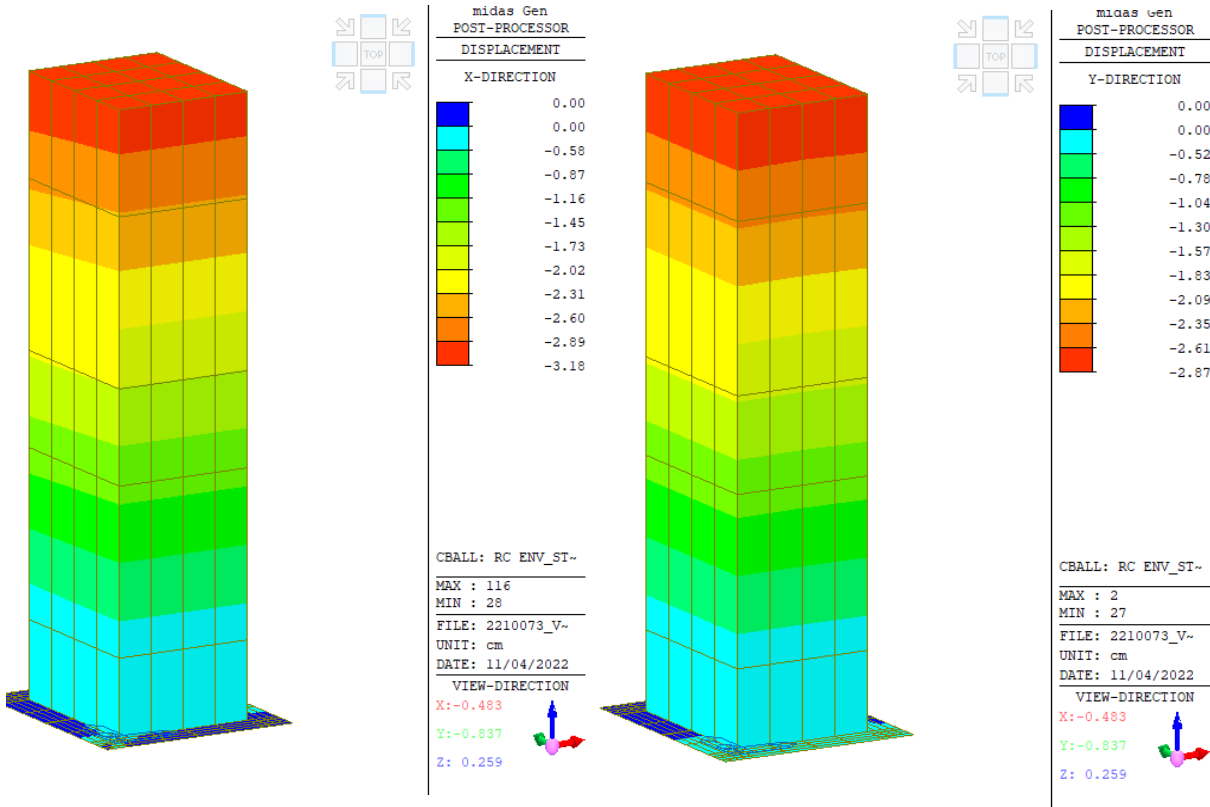
ag*S*H/100

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

h = 4,6 m
d max= 0,7245 cm

Spostamenti SLV vano ascensore a quota primo piano

Dir. X d max= 2,655 cm (Dmax x q*) (T1>Tc)
Dir. Y d max= 2,385 cm (Dmax x q*) (T1>Tc)



Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 la distanza minima tra due costruzioni contigue è pari a:

2ag*S*H/100

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

Il punto di interferenza posto a quota maggiore tra le due costruzioni è a quota +4,6 m circa da piano di fondazione.

Pertanto la distanza minima tra le due costruzioni per ottenere un comportamento sismico indipendente è pari a:

d = 1,45 cm

Considerando la somma degli spostamenti delle due strutture si ottiene:

d = 3,3795 cm

Il giunto tra le due porzioni avrà ampiezza pari a 5 cm.

5.2 INTERVENTO 2 - NUOVE SCALE INGRESSO SPETTATORI

L'intervento prevede la realizzazione di due nuove scale in c.a. per l'accesso degli spettatori al piano primo. Le scale saranno realizzate mediante setti in c.a. di spessore 25 cm poggianti su una platea di fondazione di spessore 30 cm. Le rampe delle scale saranno costituite da una soletta in c.a di spessore costante pari a 15 cm (25 cm per i pianerottoli) con travi sottosporgenti di irrigidimento.

Analisi dei carichi

I carichi gravanti sulla scala sono i seguenti:

Permanenti

Peso proprio sp. medio 25 cm

Totale carico permanente

$$g = \frac{6,25}{6,25} \text{ kN/m}^2$$

Accidentali

Destinazione d'uso

Carichi vari e arrotondamenti

Totale carico accidentale

$$q = \frac{5,00}{5,00} \text{ kN/m}^2 \text{ Cat. C5}$$

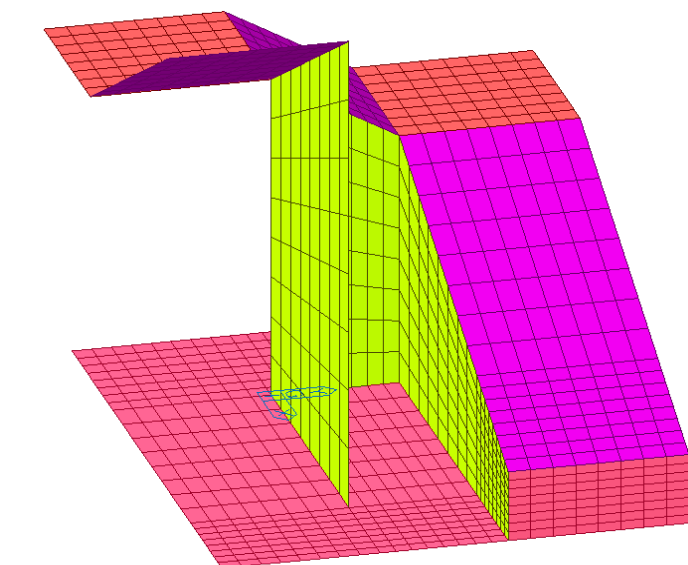
Modellazione numerica

Il comportamento strutturale della scala in c.a. viene analizzato mediante modellazione numerica agli elementi finiti tramite il software di comprovata affidabilità MidasGEN, detenuto con regolare licenza n. USGW00940 intestata ad IPT Project srl.



Di seguito si riporta un'immagine del modello numerico:

Rif. Modello 2210076_Scala ca_r1.mgb



I setti in c.a, la platea, le rampe ed i pianerottoli sono modellati mediante elementi plate. La platea poggia su molle alla winkler con costante pari a 2,00 kg/cm².

La struttura viene sottoposta ad analisi dinamica lineare con fattore di struttura assunto pari a q=1,00 (a favore di sicurezza data la non regolarità della struttura) ossia prevedendo un comportamento NON DISSIPATIVO, pertanto come indicato al §7.4 delle NTC 2018, sarà possibile fare riferimento alle sole prescrizioni costruttive riportate nel cap.4, senza dover rispettare i dettagli richiesti per la duttilità nel capitolo 7 delle suddette norme.

Modi di vibrare

Si riportano di seguito i periodi dei modi di vibrare e le relative masse partecipanti.

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	52.5606	8.3653	0.1195	0.0000e+00
2	68.8078	10.9511	0.0913	0.0000e+00
3	176.8723	28.1501	0.0355	0.0000e+00
4	368.3534	58.6253	0.0171	0.0000e+00
5	468.7069	74.5970	0.0134	0.0000e+00
6	514.1938	81.8365	0.0122	0.0000e+00
7	580.7553	92.4301	0.0108	0.0000e+00
8	620.7992	98.8033	0.0101	0.0000e+00
9	648.9931	103.2905	0.0097	0.0000e+00
10	683.3472	108.7581	0.0092	0.0000e+00
11	793.7640	126.3315	0.0079	0.0000e+00
12	890.0836	141.6612	0.0071	0.0000e+00
13	1127.4144	179.4336	0.0056	0.0000e+00
14	1182.8224	188.2520	0.0053	0.0000e+00
15	1235.2952	196.6033	0.0051	0.0000e+00

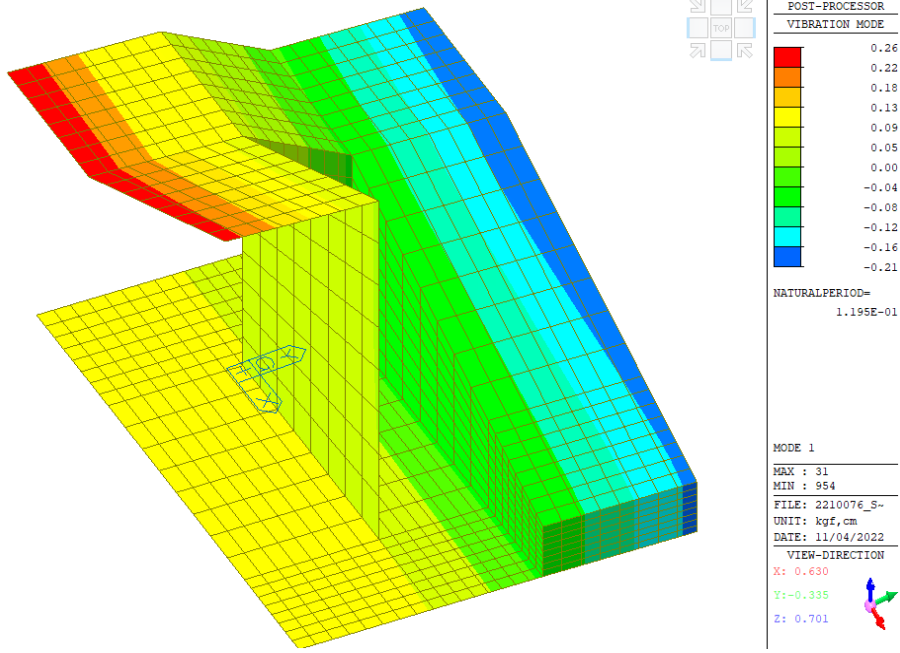
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0837	0.0837	36.4449	36.4449	0.0000	0.0000	59.6333	59.6333	0.2274	0.2274	0.5539	0.5539
2	37.8808	37.9645	0.1813	36.6262	0.0000	0.0000	0.1753	59.8087	58.4876	58.7150	2.3103	2.8642
3	1.1166	39.0811	3.0511	39.6773	0.0000	0.0000	0.2028	60.0114	0.0242	58.7392	22.5255	25.3897
4	2.9289	42.0101	3.6595	43.3367	0.0000	0.0000	2.0916	62.1030	1.7100	60.4492	13.1912	38.5809
5	0.3628	42.3729	1.0455	44.3823	0.0000	0.0000	0.6771	62.7801	0.1645	60.6137	0.0650	38.6459
6	2.7218	45.0947	9.6613	54.0435	0.0000	0.0000	5.8428	68.6230	1.8639	62.4777	1.7160	40.3619
7	33.1930	78.2877	1.2166	55.2601	0.0000	0.0000	0.7189	69.3418	22.0024	84.4801	2.1274	42.4893
8	3.8877	82.1753	18.0764	73.3365	0.0000	0.0000	11.8217	81.1636	2.8149	87.2949	5.2884	47.7777
9	1.2015	83.3768	21.9715	95.3080	0.0000	0.0000	15.4441	96.6077	0.8127	88.1077	8.8454	56.6232
10	13.7786	97.1553	0.9048	96.2128	0.0000	0.0000	0.6956	97.3033	9.9083	98.0159	3.2627	59.8858
11	1.7678	98.9232	1.9080	98.1209	0.0000	0.0000	1.4284	98.7317	1.2461	99.2621	2.1863	62.0721
12	0.1315	99.0547	0.5384	98.6593	0.0000	0.0000	0.3702	99.1019	0.0743	99.3364	35.4562	97.5282
13	0.0678	99.1225	0.0406	98.6999	0.0000	0.0000	0.0120	99.1139	0.0589	99.3953	0.2472	97.7754
14	0.0015	99.1240	0.0017	98.7016	0.0000	0.0000	0.0012	99.1151	0.0006	99.3959	0.0589	97.8344
15	0.0066	99.1306	0.0590	98.7606	0.0000	0.0000	0.0483	99.1634	0.0063	99.4022	0.2066	98.0410

Considerando i primi 15 modi di vibrare viene raggiunta una percentuale di massa partecipante superiore all'85% di quella totale, pertanto il modello si considera rappresentativo del comportamento sismico della struttura.

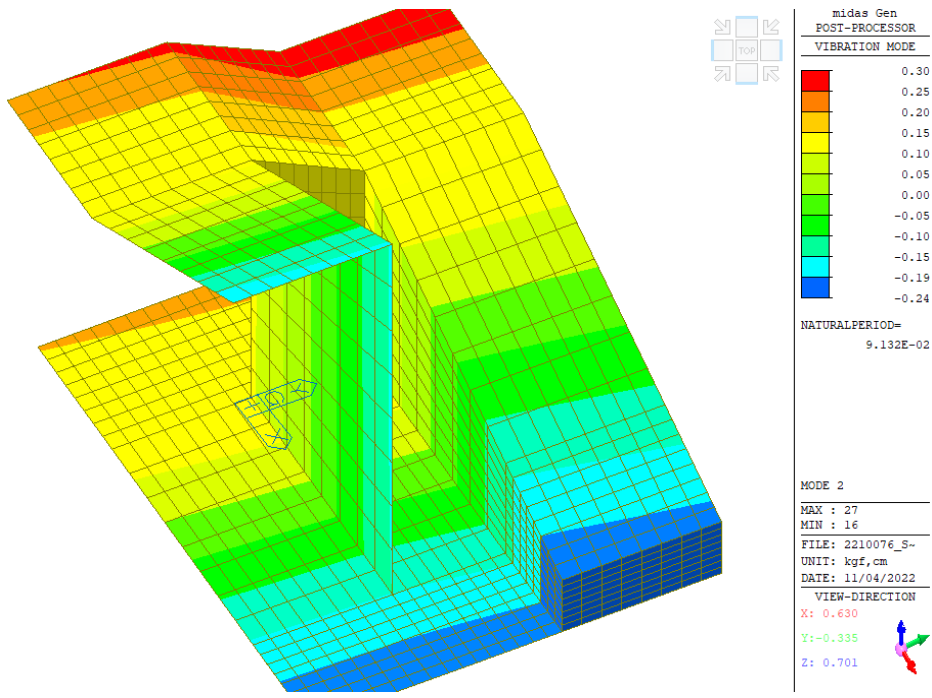
Si riportano di seguito le deformate dei primi 3 modi di vibrare.

Si nota che i primi due modi di vibrare risultano traslazionali mentre il terzo torsionale, pertanto, anche in base a quanto riportato al §C.7.4.3.1 della circolare esplicativa, la struttura non è deformabile torsionalmente.

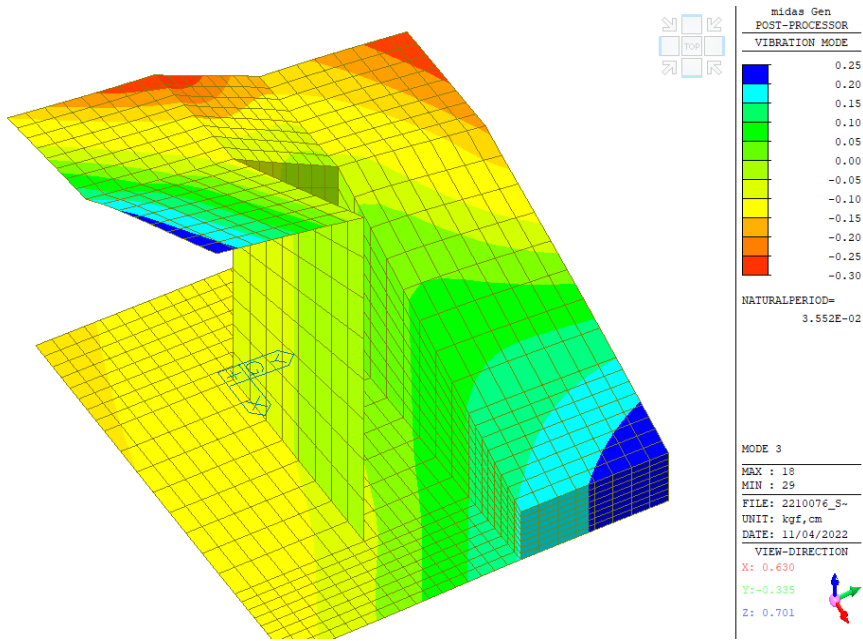
Modo 1 - Traslazione Y



Modo 2 - Traslazione X

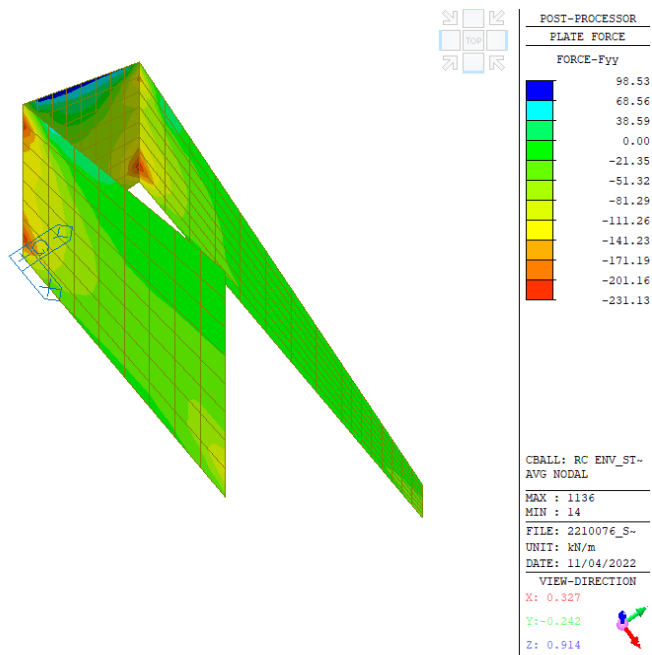


Modo 3 - Torsionale

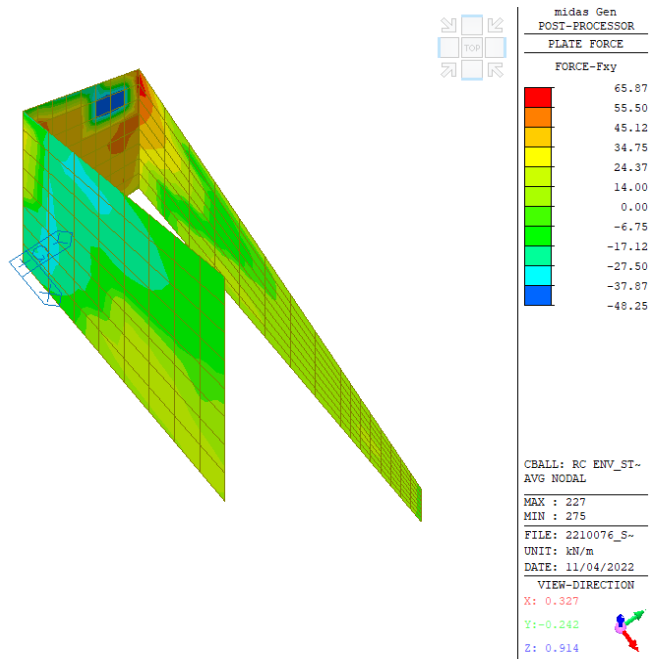


Sollecitazioni

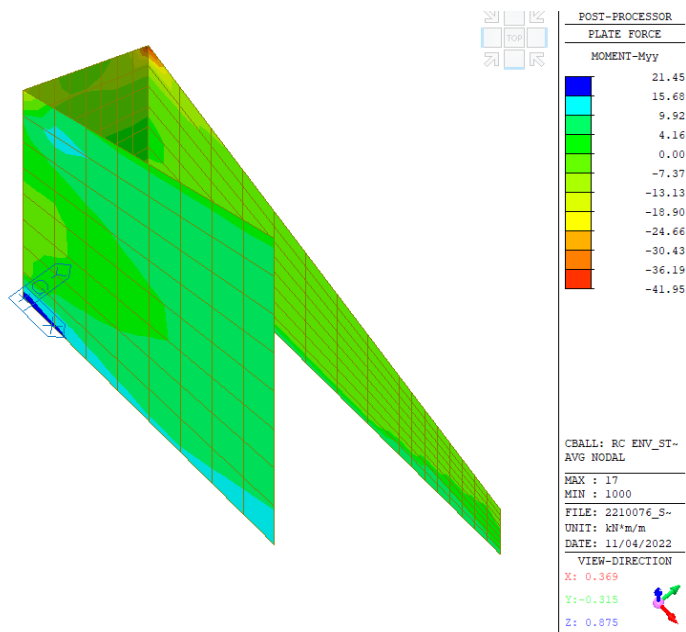
Forze verticali setti (- = compressione)



Taglio setti



Momento fuori piano setti



Verifica setti in c.a.

Resistenza a trazione Ftrd:

La resistenza a trazione della parete viene calcolata mediante la resistenza a trazione delle sole barre in acciaio:

As vert = 11,3 cm²/m 1+1Ø12/15

f_{yd} = 391 MPa

Ftrd = 441,83 kN/m

Resistenza a compressione Fc_{rd}:

La resistenza a compressione della parete viene calcolata mediante la resistenza a compressione del calcestruzzo:

Ac = 2500 cm²/m
 fcd = 3527,5 MPa
 Fcrd = 3527,5 kN/m

Sia la resistenza a trazione che quella a compressione sono inferiori alle rispettive resistenze di progetto.

Si riporta inoltre la verifica della parete rispetto al momento flettente fuori piano:

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	25	1	7,53	20
			2	7,53	5

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

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

N_{Ed} 0 **0** kN
M_{xEd} 0 **0** kNm
M_{yEd} 0 **0**

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

M_{xRd} 59,28 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 14,52 ‰
 d 20 cm
 x 3,885 x/d 0,1942
 δ 0,7

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

Mrd = 59,28 kNm/m 1+1ø12/15

La verifica risulta quindi soddisfatta.

La resistenza a taglio viene calcolata per una porzione di parete di lunghezza unitaria, considerando la presenza dell'armatura orizzontale tipica pari a 1+1ø10/20:

CLS 25/30		
Densità	d =	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	g _c =	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	a _{cc} =	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} =	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck} =	24,90 MPa
Modulo di elasticità	E _c =	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	f _d =	16,60 MPa

Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19	MPa
Deformazione ultima	$e_{cu} =$	0,35%	---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$e_{c2} =$	0,20%	---

ACCIAIO B450C			
Densità	$d =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_s =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30	MPa
Deformazione a snervamento	$e_{yd} =$	0,19%	---

Luce	$L =$	---	cm
Altezza totale sezione	$H =$	100,00	cm
Altezza utile sezione	$d =$	96,50	cm
Bordo superiore sezione	$B =$	25,00	cm
Bordo inferiore sezione	$b =$	25,00	cm

◆ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove $M_{Ed\ SLU}$ è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto $0,9 \cdot d$ rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule:

Passo staffe massimo $s_{max} \leq 0,8 \cdot d$ cm

Area staffe minima $A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$ cm²/m

Parametri	udm	Incastro
Armatura		
A's	cm ²	---
ferri	cm ²	2Ø12
A'sl _{inf}	cm ²	2,26
s_{max}	cm	77,2
A'st _{min TOT}	cm ² /m	3,75
passo staffe	cm	20
n bracci	---	2
Ø staffe	mm	20
A _{st} · n bracci	cm ²	6,28
A _{stTOT}	cm ² /m	31,42

a favore sicurezza

◆ **Verifica allo stato limite ultimo**

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm ²
Posizione asse neutro	$y =$	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$x =$	y/d	---
Rapporto d'armatura	$w_s =$	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z =$	$d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l =$	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k =$	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} =$	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{cp} =$	N_{ed} / A_c	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	a		°
Inclinazione bielle compresse	q		°

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
V_{Rd1}	kN	73,97
V_{Ed} / V_{Rd1}	---	---
Verifica		

La verifica a taglio si esegue quindi considerando il contributo delle armature trasversali e del calcestruzzo compresso come previsto dal modello a traliccio:

Resistenza di calcolo a taglio trazione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

a	°	90
q	°	45

V_{Ryd}	kN	1067,66
-----------	----	---------

Resistenza di calcolo a taglio compressione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

a	°	90
q	°	45
a_c	---	1,00

V_{Rcd}	kN	765,91
-----------	----	--------

La resistenza di calcolo a taglio della trave è la minore tra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = \text{MIN}(V_{Ryd}; V_{Rcd})$$

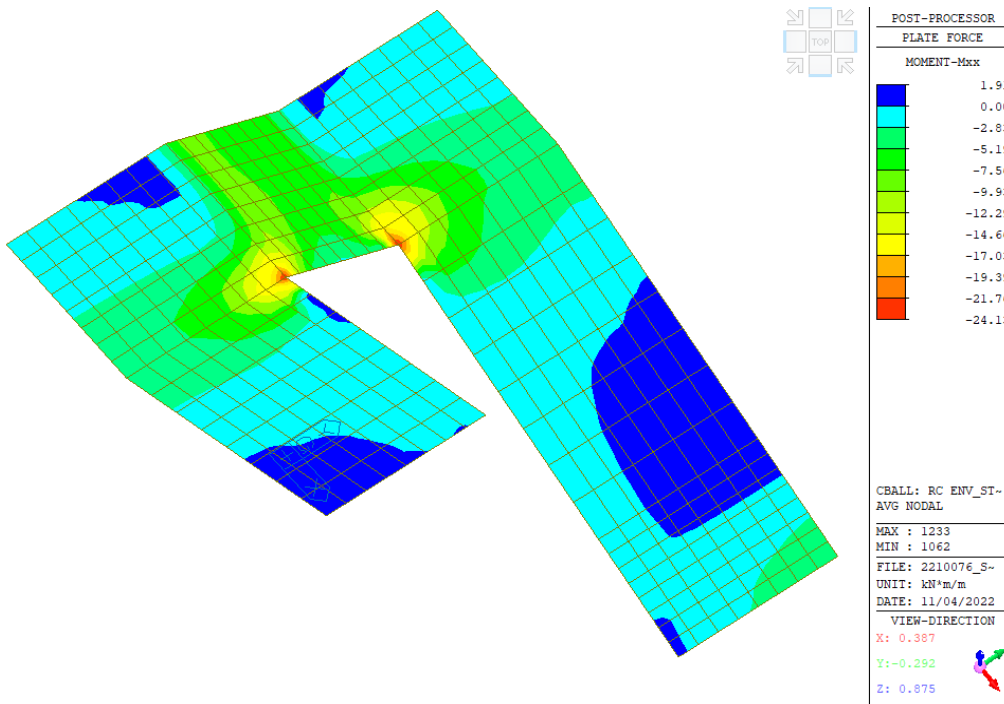
Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
V_{Rd}	kN	765,91
V_{Ed}/V_{Rd}	---	---
Verifica		

La resistenza a taglio è superiore al valore di sollecitazione agente.

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

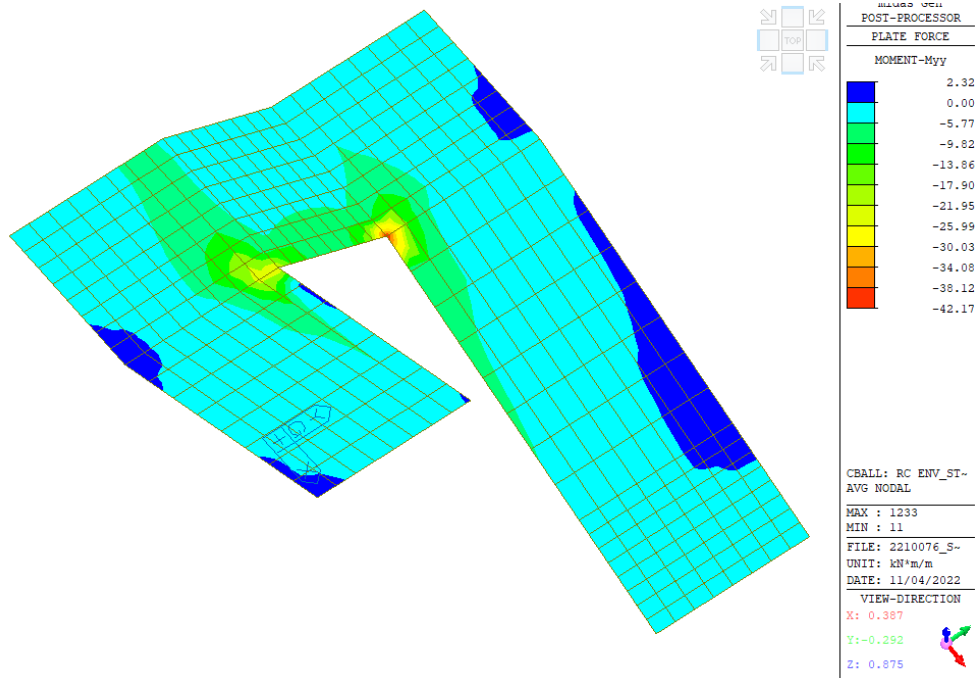
Si riporta di seguito la verifica delle solette che costituiscono le rampe in c.a. mediante le sollecitazioni ricavate dal modello FEM. Si trascurano i picchi localizzati dovuti a singolarità numeriche.

Momento attorno ad asse trasversale rampe:



M max = 14,66 kNm/m (esclusi picchi)

Momento attorno ad asse longitudinale rampe:



M max = 13,86 kNm/m (esclusi picchi)

I momenti sopra riportati si confrontano con schemi statici semplificati per la verifica delle singole rampe e travi di irrigidimento.

Verifica rampa 1

Le verifica della prima rampa viene eseguita considerando uno schema statico di trave semplicemente appoggiata con sbalzo terminale, costituito dal pianerottolo.

La verifica viene eseguita considerando una fascia di rampa di larghezza 0,95 m, in quanto la rampa larga 120 cm poggia per 25 cm sul setto in c.a. di bordo. Si trascura a favore di sicurezza il meccanismo resistente a mensola offerto dal gradino, che sarà oggetto di verifica separata.

◆ **Caratteristiche dei materiali**

CLS 25/30		
Densità	d = 25,00	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	g _c = 1,50	---
Coefficiente riduttivo	a _{cc} = 0,85	---
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} = 30,00	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck} = 24,90	MPa
Modulo di elasticità	E _c = 31447,16	MPa
Resistenza a compressione	f _d = 16,60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd} = 14,11	MPa
Resistenza media a trazione diretta	f _{ctm} = 2,56	MPa
Resistenza caratt. a trazione diretta (frattile 5%)	f _{ctk} = 1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd} = 1,19	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	f _{cfm} = 3,07	MPa
Deformazione ultima	e _{cu} = 0,35%	---
Deformazione ultima per compressione uniforme	e _{c2} = 0,20%	---

ACCIAIO B450C		
Densità	d =	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_s =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	$e_{yd} =$	0,19% ---

◆ **Caratteristiche delle sezioni**

Luce campata	$L_1 =$	308,00 cm
Altezza totale sezione	H =	15,00 cm
Altezza utile sezione	d =	9,00 cm
Base maggiore sezione	B =	120,00 cm
Base minore sezione	b =	120,00 cm

◆ **Analisi dei carichi**

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti su solaio

Peso proprio da solai		6,25	kN/m ²
Carichi permanenti equiv.		3,59	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m ²
Totale carico permanente	$g =$	9,84	kN/m ²

Accidentali

Destinazione d'uso		5,00	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m ²
Totale carico accidentale	$q =$	5,00	kN/m ²

Interasse di carico q distribuito

$l = 0,95 \text{ m}$

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave		0,00	kN/m
Carico da muro portante		0,00	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico permanente	$g =$	0,00	kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico accidentale	$q =$	0,00	kN/m

Carico permanente totale	$G_1 =$	5,94	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	$G_2 =$	3,41	kN/m
Pretensione e precompressione	P =	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	Q =	4,75	kN/m
Carico Totale	$P_{TOT} =$	14,10	kN/m

SLU

Titolo :

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: SLE SLU

Numero campate (Compresi Sbalzi) :

Camp. N°	G1	G2	Q1	Q2	Se
1	5,94	0	4,75	0	
2	5,94	0	4,75	0	

Appoggi

App.	Largh.
1	0
2	0
3	0

Sezioni

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio:

Visualizza Stampa

(lunghezze in [m]; carichi in [kN/m])

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	15,53	1,454	2,712	0,9411	1,86E-03	-9,79E-05
2	-4,277		-10,69			
m	1,688E-13	1,2	-4,22E-13	1,2		
3	1,688E-13		-4,22E-13		1,04E-03	-1,86E-03

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		21,48	21,48	5,677
2	-26,34	17,82	44,15	17,66
3	3,54E-06		0	0

Diagramma Momenti

File : -
Scala momenti 1:10 - Sollecitazioni SLU

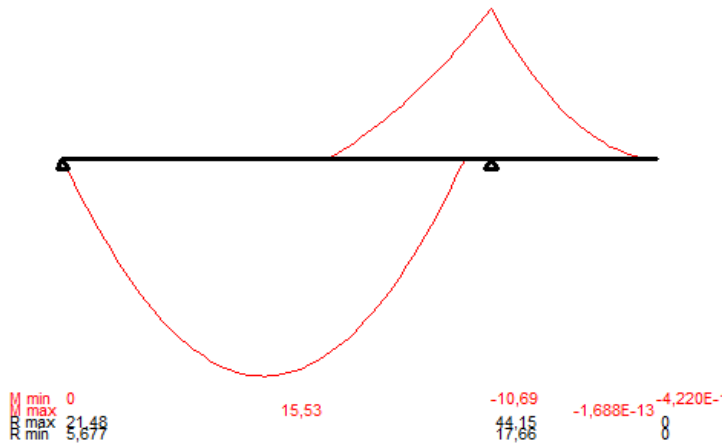
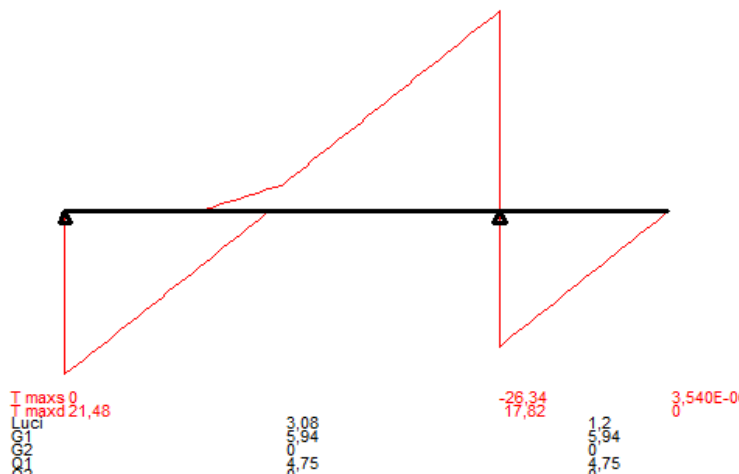


Diagramma Tagli

File : -
Scala tagli 1:20 - Sollecitazioni SLU



SLE CARATTERISTICA (RARA)

Titolo : _____

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: SLE SLU

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 2

Appoggi

App.	Largh.
1	0
2	0
3	0

Sezioni

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: 10

Scale fisse Taglio 1: 20

Freccia 1: 0,01

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

DWG Esporta Blocco ?

(lunghezze in [m]; carichi in [kN/m])

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	10,63	1,412	3,721	1,112	1,25E-03	-3,79E-06
2	-4,277		-7,697			
m	1,688E-13	1,2	3,038E-13	1,2		
3	1,688E-13		3,038E-13		4,46E-04	-1,10E-03

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		15,07	15,07	6,649
2	-18,96	12,83	31,79	17,66
3	2,549E-01		0	0

Diagramma Momenti

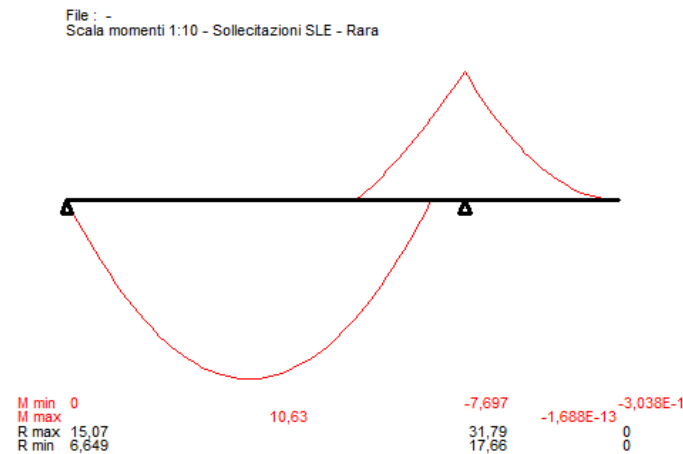


Diagramma Tagli



Le sollecitazioni sono paragonabili a quelle del modello numerico e leggermente superiori, pertanto verranno assunte nelle verifiche di resistenza.

◆ **Combinazioni di carico**

Si considerano i coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione delle azioni definiti nelle tab. 2.5.I e 2.6.I DM 17/01/2018; a favore di sicurezza si considererà il contributo di tutte le azioni agenti come sfavorevole.

SLE - Combinazione caratteristica (rara)

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + y_{02} \cdot Q_{k2} + y_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Cat. C	y_{01}	0,7
	y_{02}	0,7
	y_{03}	0,6

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio $M=ql^2/24$	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	557,25	1063,00	770,00
$V_{Ed SX}$	kN	-	-	18,96
$V_{Ed dX}$	kN	15,07	-	-

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = g_1 \cdot G_1 + g_2 \cdot G_2 + g_P \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{k1} + g_{Q2} \cdot y_{02} \cdot Q_{k2} + g_{Q3} \cdot y_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Carichi permanenti	$g_{G1} =$	1,3
Carichi permanenti non strutturali	$g_{G2} =$	1,5
Carichi accidentali	$g_{Qi} =$	1,5
Precompressione	$g_P =$	1,0

Cat. C	y_{01}	0,7
	y_{02}	0,7
	y_{03}	0,6

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio $M=ql^2/24$	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	788,93	1553,00	1069,00
$V_{Ed SX}$	kN	-	-	26,34
$V_{Ed dX}$	kN	21,48	-	-

◆ **Dimensionamento delle sezioni**

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove $M_{Ed\ SLU}$ è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto $0,9 \cdot d$ rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (par. 4.1.6.1 DM 17/01/2018):

Passo staffe massimo $s_{max} \leq 0,8 \cdot d$ cm
 Area staffe minima $A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$ cm²/m

Parametri Armatura	udm	Appoggio sx	Campata	Appoggio dx
A's	cm ²	2,49	4,90	3,37
ferri	cm ²	7ø12	7ø12	7ø12
AsI _{inf}	cm ²	7,91	7,91	7,91
s _{max}	cm	7,2	7,2	7,2
A'st _{min TOT}	cm ² /m	18,00		18,00
passo staffe	cm	30		30
n bracci	---	2		2
Ø staffe	mm	10		10
A _{st} · n bracci	cm ²	1,57		1,57
Ast _{TOT}	cm ² /m	5,24		5,24

♦ **Verifica allo stato limite di esercizio**

	COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)			
CLS	s _{cR}	< 0,60 · f _{ck} =	1,49	kN/cm ²
ACCIAIO	s _{sR}	< 0,80 · f _{yk} =	36,00	kN/cm ²
	COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			
CLS	s _{cR}	< 0,45 · f _{ck} =	1,12	kN/cm ²
ACCIAIO	s _{sR}	---	---	---

Ampiezza lembo compresso	b _w	cm
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso	y	cm
Tensione massima di compressione nel cls	s _c	kN/cm ²
Tensione massima di trazione nell'acciaio	s _s	kN/cm ²

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)				
Parametri sezione	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
b _w	cm	95	120	95
y	cm	3,65	3,34	3,65
s _{cE}	kN/cm ²	0,41	0,67	0,57
s _{cE} /s _{cR}	-	28%	45%	38%
Verifica		OK	OK	OK
s _{sE}	kN/cm ²	9,05	17,04	12,51
s _{sE} /s _{sR}	-	25%	47%	35%
Verifica		OK	OK	OK

♦ **Verifica allo stato limite ultimo**

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	788,93	1553,00	1069,00
$V_{Ed\ SX}$	kN	-	-	26,34
$V_{Ed\ dX}$	kN	21,48	-	-

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm ²
Posizione asse neutro	$y =$	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$x =$	y/d	---
Rapporto d/armatura	$w_s =$	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z =$	$d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l =$	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k =$	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} =$	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{cp} =$	N_{ed} / A_c	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	a		°
Inclinazione bielle compresse	q		°

Parametri della sezione	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
b_w	cm	95,00	95,00	95,00
y	cm	2,89	2,89	2,89
w_s	---	0,26	0,26	0,26
z	cm	7,85	7,85	7,85
r_l	---	0,009	0,009	0,009
k	---	2,00	2,00	2,00
n_{min}	MPa	0,49	0,49	0,49
s_{cp}	kN/cm ²	0,00	0,00	0,00
Taglio di riferimento	kN	42,24	42,24	42,24
Taglio resistente	kN	58,39	58,39	58,39

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
M_{Rd}	kNcm	2428,34	2428,34	2428,34
M_{Ed} / M_{Rd}	---	32%	64%	44%
Verifica		OK	OK	OK

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
V_{Rd1}	kN	58,39		58,39
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	37%		45%
Verifica		OK		OK

La medesima verifica è valida anche per la terza rampa, avente lo stesso schema statico ma luce inferiore.

Verifica trave pianerottolo

Si riporta di seguito la verifica della trave in spessore di pianerottolo presente tra la prima e la seconda rampa. La trave presenta sezione 25x25 e viene realizzata mediante armatura longitudinale e staffe all'interno della sezione della soletta del pianerottolo.

Nello schema statico assunto precedentemente tale trave funge da appoggio intermedio per la prima rampa e risulta schematizzabile come mensola incastrata al sotto in c.a..

◆ Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30		
Densità	$d = 25,00$	kN/m^3
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_C = 1,50$	---
Coefficiente riduttivo	$a_{cc} = 0,85$	---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 30,00$	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 24,90$	MPa
Modulo di elasticità	$E_c = 31447,16$	MPa
Resistenza a compressione	$f_d = 16,60$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11$	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 2,56$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,19$	MPa
Deformazione ultima	$e_{cu} = 0,35\%$	---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$e_{c2} = 0,20\%$	---

ACCIAIO B450C		
Densità	$d = 78,50$	kN/m^3
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_S = 1,15$	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450,00$	MPa
Modulo di elasticità	$E_s = 206000,00$	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391,30$	MPa
Deformazione a snervamento	$e_{yd} = 0,19\%$	---

◆ Schema statico e caratteristiche delle sezioni



Luce	L =	95,00	cm
Altezza totale sezione	H =	25,00	cm
Altezza utile sezione	d =	22,00	cm
Bordo superiore sezione	B =	25,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	25,00	cm

◆ **Analisi dei carichi**

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti

Peso proprio da solai		6,25	kN/m ²
Carichi permanenti equiv.		0,00	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m ²
Totale carico permanente	g =	6,25	kN/m ²

Accidentali

Destinazione d'uso		5,00	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m ²
Totale carico accidentale	q =	5,00	kN/m ²

Interasse di carico q distribuito

l = 2,35 m

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave		0,00	kN/m
Carico da muro portante H=xx m		0,00	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico permanente	g =	0,00	kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico accidentale	q =	0,00	kN/m

Carico permanente totale	G ₁ =	14,69	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	G ₂ =	0,00	kN/m
Pretensione e precompressione	P =	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	Q =	11,75	kN/m
Carico Totale	P_{TOT} =	26,44	kN/m

◆ **Combinazioni di carico**

SLE - Combinazione caratteristica (rara)

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + y_{02} \cdot Q_{k2} + y_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Affollamento	y_{01}	-
	y_{02}	0,7
	y_{03}	0,7

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro $M=ql^2/2$ $T=ql$
M_{Ed}	kNcm	1192,99
$V_{Ed\ SX}$	kN	-
$V_{Ed\ dx}$	kN	25,12

SLE - Combinazione frequente

$$F_d = G_1 + G_2 + P + y_{11} \cdot Q_{k1} + y_{22} \cdot Q_{k2} + y_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Affollamento	y_{11}	0,7
	y_{22}	0,6
	y_{23}	0,6

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M_{Ed}	kNcm	1033,93
$V_{Ed\ SX}$	kN	-
$V_{Ed\ dx}$	kN	21,77

SLE - Combinazione quasi permanente

$$F_d = G_1 + G_2 + P + y_{21} \cdot Q_{k1} + y_{22} \cdot Q_{k2} + y_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Affollamento	y_{21}	0,6
	y_{22}	0,6
	y_{23}	0,6

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M_{Ed}	kNcm	980,90
$V_{Ed\ SX}$	kN	-
$V_{Ed\ dx}$	kN	20,65

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = g_1 \cdot G_1 + g_2 \cdot G_2 + g_P \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{k1} + g_{Q2} \cdot y_{02} \cdot Q_{k2} + g_{Q3} \cdot y_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Permanenti	$g_{G1} =$	1,3
Permanenti non strutt.	$g_{G2} =$	1,5
Accidentali	$g_{Qi} =$	1,5
Precompressione	$g_P =$	1,0

Affollamento	Y ₀₁	-
	Y ₀₂	0,7
	Y ₀₃	0,7

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M _{Ed}	kNcm	1656,93
V _{Ed SX}	kN	-
V _{Ed dx}	kN	34,88

◆ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove M_{Ed SLU} è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9·d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule:

$$\begin{aligned} \text{Passo staffe massimo} & \quad s_{\max} \leq 0,8 \cdot d & \quad \text{cm} \\ \text{Area staffe minima} & \quad A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2}) & \quad \text{cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Parametri Armatura	udm	Incastro
A's	cm ²	2,14
ferri	cm ²	3Ø14
Asl _{inf}	cm ²	4,62
s _{max}	cm	17,6
A'st _{min TOT}	cm ² /m	3,75
passo staffe	cm	15
n bracci	---	2
Ø staffe	mm	10
A _{st} · n bracci	cm ²	1,57
Ast _{TOT}	cm ² /m	10,47

◆ Verifica allo stato limite di esercizio

	COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)			
CLS	s _{cR}	< 0,60 · f _{ck} =	1,49	kN/cm ²
ACCIAIO	s _{sR}	< 0,80 · f _{yk} =	36,00	kN/cm ²
	COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			
CLS	s _{cR}	< 0,45 · f _{ck} =	1,12	kN/cm ²
ACCIAIO	s _{sR}	---	---	---

Ampiezza lembo compresso

b_w cm

Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso

y cm

Tensione massima di compressione nel cls

s_c kN/cm²

Tensione massima di trazione nell'acciaio

s_s kN/cm²

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)		
Parametri sezione	udm	Incastro
b_w	cm	25
y	cm	8,61
s_{cE}	kN/cm ²	0,58
s_{cE}/s_{cR}	-	39%
Verifica		OK
s_{sE}	kN/cm ²	13,50
s_{sE}/s_{sR}	-	37%
Verifica		OK

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE		
Parametri sezione	udm	Incastro
b_w	cm	25
y	cm	8,61
s_c	kN/cm ²	0,48
s_{cE}/s_{cR}	-	43%
Verifica		OK
s_s	kN/cm ²	11,10

◆ Verifica allo stato limite ultimo

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M_{Ed}	kNcm	1656,93
$V_{Ed\ SX}$	kN	-
$V_{Ed\ DX}$	kN	34,88

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w	cm
Altezza utile sezione	d	cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}	cm ²
Posizione asse neutro	$y =$	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$ cm
Rapporto y/d	$x =$	y/d ---
Rapporto d'armatura	$w_s =$	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$ ---

Braccio della coppia interna	$z =$	$d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l =$	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k =$	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} =$	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{cp} =$	N_{ed} / A_c	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	a		°
Inclinazione bielle compresse	q		°

Parametri della sezione	udm	Incastro
b_w	cm	25,00
y	cm	6,41
w_s	---	0,23
z	cm	19,44
r_l	---	0,008
k	---	1,95
n_{min}	MPa	0,48
s_{cp}	kN/cm ²	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm ²	26,23
Taglio resistente	kN/cm ²	35,52

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
M_{Rd}	kNcm	3513,97
M_{Ed} / M_{Rd}	---	47%
Verifica		OK

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
V_{Rd1}	kN	35,52
V_{Ed} / V_{Rd1}	---	98%
Verifica		OK

Le verifiche risultano soddisfatte.

La verifica è valida anche per la trave di pianerottolo tra rampa 2 e rampa 3.

Verifica rampa 2

Le verifiche della seconda rampa viene eseguita considerando uno schema statico di trave semplicemente appoggiata con due sbalzi terminali, costituiti dai pianerottoli.

La verifica viene eseguita considerando una fascia di rampa di larghezza 0,95 m, in quanto la rampa larga 120 cm poggia per 25 cm sul setto in c.a. di bordo. Si trascura a favore di sicurezza il meccanismo resistente a mensola offerto dal gradino, che sarà oggetto di verifica separata.

A favore di sicurezza sugli sbalzi della rampa in oggetto viene applicato anche metà del carico dovuto alla prima e terza rampa, trascurando la presenza delle travi in spessore di pianerottolo.

◆ **Caratteristiche dei materiali**

CLS 25/30		
Densità	$d =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_c =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$a_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione diretta	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratt. a trazione diretta (frattile 5%)	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3,07 MPa
Deformazione ultima	$e_{cu} =$	0,35% ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$e_{c2} =$	0,20% ---

ACCIAIO B450C		
Densità	$d =$	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_s =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	$e_{yd} =$	0,19% ---

◆ **Caratteristiche delle sezioni**

Luce campata	$L_1 =$	100,00 cm
Altezza totale sezione	$H =$	15,00 cm
Altezza utile sezione	$d =$	9,00 cm
Base maggiore sezione	$B =$	120,00 cm
Base minore sezione	$b =$	120,00 cm

◆ **Analisi dei carichi**

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti su solaio

Peso proprio da solai		6,25	kN/m ²
Carichi permanenti equiv.		3,59	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m ²
Totale carico permanente	$g =$	9,84	kN/m ²

Accidentali

Destinazione d'uso		5,00	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m ²
Totale carico accidentale	$q =$	5,00	kN/m ²

Interasse di carico q distribuito $l =$ 0,95 m

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave	0,00	kN/m
Carico da muro portante	0,00	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m
Totale carico permanente	g = 0,00	kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m
Totale carico accidentale	q = 0,00	kN/m

Carico permanente totale	$G_1 =$	5,94	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	$G_2 =$	3,41	kN/m
Pretensione e precompressione	$P =$	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	$Q =$	4,75	kN/m
Carico Totale	$P_{TOT} =$	14,10	kN/m

SLU

Titolo : _____

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: SLE rara SLU

Numero campate (Compresi Sbalzi) : **3**

Camp. N°	G1	G2	Q1	Q2	Se
1	15,56	0	12,45	0	
2	5,94	0	4,75	0	
3	15,56	0	12,45	0	

(lunghezze in [m]; carichi in [kN/m])

Appoggi: 1, 2, 3, 4

Sezioni: _____

Vincoli di estremità: Sinistra, Destra

Appoggio: Sinistra Destra

Incastro: Sinistra Destra

Libero: Sinistra Destra

Elastico: Sinistra Destra

Diagrammi: Visualizza Deformata

Momento 1: **20**

Scale fisse Taglio 1: **20**

Freccia 1: **0,02**

N. Punti Plottaggio: **100**

Visualizza Stampa

ridist. M Calcolo DWG Esporta Blocco ?

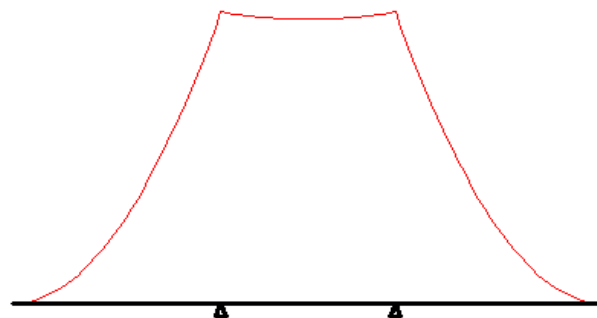
Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		3,32E-03	1,25E-03
m	0	0	0	0		
2	-11,2		-28,01			
m	-9,35	0,4828	-27,27	0,5172	-1,50E-04	-4,27E-04
3	-11,2		-28,01		4,46E-04	-1,10E-03
m	0	1,2	0	1,2		
4	0		0		3,32E-03	1,25E-03

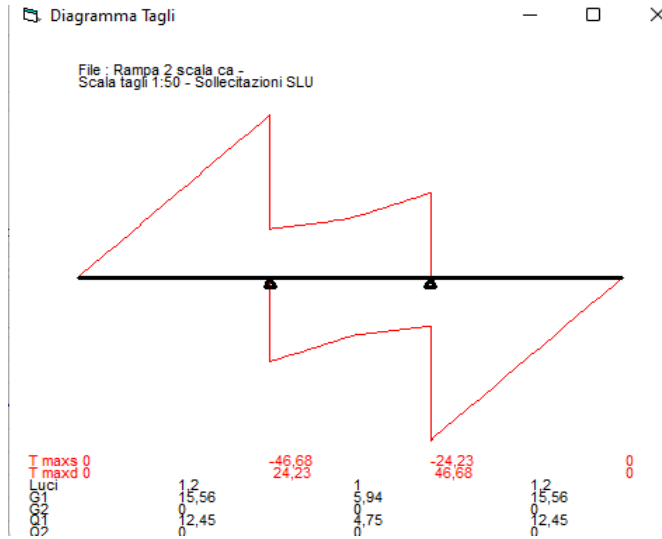
Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-46,68	24,23	70,91	4,835
3	-24,23	46,68	70,91	4,835
4	0		0	0

Diagramma Momenti

File : Rampa 2 scala ca -
Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLU



M min	0		-28,01	-9,350	-28,01	0	0
M max	0	0	70,91		70,91	0	0
R max	0		70,91		70,91		0
R min	0		4,835		4,835		0



SLE CARATTERISTICA (RARA)

Titolo : _____

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: SLE SLU

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 3

Camp. N°	G1	G2	Q1	Q2	Sez.
1	15,56	0	12,45	0	
2	5,94	0	4,75	0	
3	15,56	0	12,45	0	

(lunghezze in [m]; carichi in [kN/m])

Appoggi

App.	Largh.
1	
2	
3	
4	

Sezioni

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: 20

Scale fisse Taglio 1: 50

Freccia 1: 0,02

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M+T

DWG Esporta Blocco ?

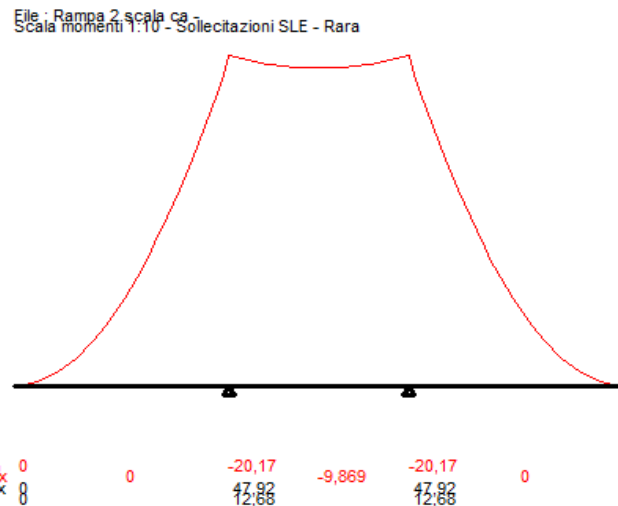
ridist. M Calcolo

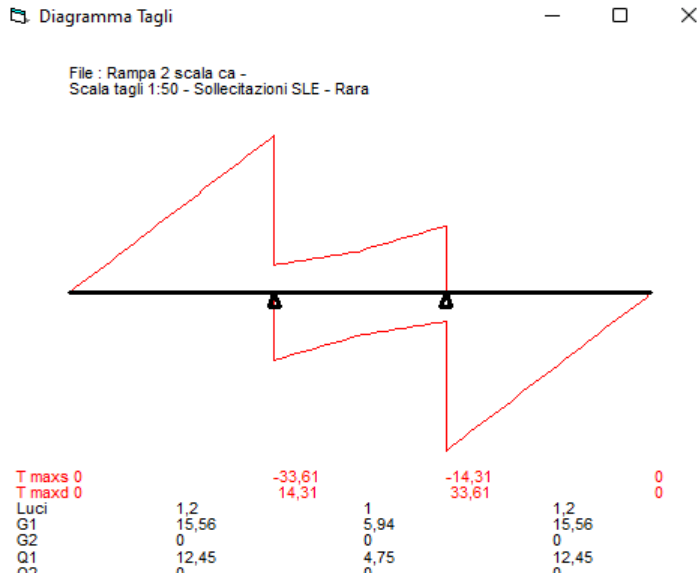
Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0		2,38E-03	1,28E-03
m	0	0	0	0		
2	-11,2		-20,17			
m	-9,869	0,4828	-19,43	0,4828	-1,57E-04	-3,04E-04
3	-11,2		-20,17		4,46E-04	-1,10E-03
m	0	1,2	0	1,2		
4	0		0		2,38E-03	1,28E-03

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		0	0	0
2	-33,61	14,31	47,92	12,68
3	-14,31	33,61	47,92	12,68
4	0		0	0

Diagramma Momenti





Le sollecitazioni sono paragonabili a quelle del modello numerico e leggermente superiori, pertanto verranno assunte nelle verifiche di resistenza.

◆ **Combinazioni di carico**

Si considerano i coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione delle azioni definiti nelle tab. 2.5.I e 2.6.I DM 17/01/2018; a favore di sicurezza si considererà il contributo di tutte le azioni agenti come sfavorevole.

SLE - Combinazione caratteristica (rara)

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + y_{02} \cdot Q_{k2} + y_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Cat. C	y_{01}	0,7
	y_{02}	0,7
	y_{03}	0,6

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio $M=ql^2/24$	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	58,74	987,00	2017,00
$V_{Ed\ sx}$	kN	-	-	33,61
$V_{Ed\ dx}$	kN	14,31	-	-

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = g_1 \cdot G_1 + g_2 \cdot G_2 + g_P \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{k1} + g_{Q2} \cdot y_{02} \cdot Q_{k2} + g_{Q3} \cdot y_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Carichi permanenti	$g_{G1} =$	1,3
Carichi permanenti non strutturali	$g_{G2} =$	1,5
Carichi accidentali	$g_{Qi} =$	1,5
Precompressione	$g_P =$	1,0

Cat. C	y_{01}	0,7
	y_{02}	0,7
	y_{03}	0,6

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio $M=ql^2/24$	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	83,16	935,00	2801,00
$V_{Ed SX}$	kN	-	-	46,68
$V_{Ed dx}$	kN	24,23	-	-

◆ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed SLU} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove $M_{Ed SLU}$ è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto $0,9 \cdot d$ rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (par. 4.1.6.1 DM 17/01/2018):

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq$	$0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st =$	$1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm ² /m

Parametri Armatura	udm	Appoggio SX	Campata	Appoggio dx
$A's$	cm ²	0,26	2,95	8,84
ferri	cm ²	7Ø14	7Ø12	7Ø14
Asl_{inf}	cm ²	10,78	7,91	10,78
s_{max}	cm	7,2	7,2	7,2
$A'st_{min TOT}$	cm ² /m	18,00		18,00
passo staffe	cm	15		15
n bracci	---	2		2
Ø staffe	mm	10		10
$A_{st} \cdot n$ bracci	cm ²	1,57		1,57
Ast_{TOT}	cm ² /m	10,47		10,47

◆ Verifica allo stato limite di esercizio

	COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)		
CLS	s_{cR}	$< 0,60 \cdot f_{ck} =$	1,49 kN/cm ²
ACCIAIO	s_{sR}	$< 0,80 \cdot f_{yk} =$	36,00 kN/cm ²

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE				
CLS ACCIAIO	S_{cR}	$< 0,45 \cdot f_{ck} =$	1,12	kN/cm ²
	S_{sR}	---	---	---

Ampiezza lembo compresso	b_w	cm
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso	y	cm
Tensione massima di compressione nel cls	s_c	kN/cm ²
Tensione massima di trazione nell'acciaio	s_s	kN/cm ²

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)				
Parametri sezione	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
b_w	cm	95	120	95
y	cm	4,09	3,34	4,09
S_{cE}	kN/cm ²	0,04	0,62	1,36
S_{cE}/S_{cR}	-	3%	42%	91%
Verifica		OK	OK	OK
S_{sE}	kN/cm ²	0,71	15,82	24,50
S_{sE}/S_{sR}	-	2%	44%	68%
Verifica		OK	OK	OK

◆ Verifica allo stato limite ultimo

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	83,16	935,00	2801,00
$V_{Ed SX}$	kN	-	-	46,68
$V_{Ed DX}$	kN	24,23	-	-

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w	cm	
Altezza utile sezione	d	cm	
Area armatura longitudinale	A_{sl}	cm ²	
Posizione asse neutro	$y =$	$A_{sl} \cdot f_{yd} / 0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$x =$	y/d	---
Rapporto d'armatura	$w_s =$	$A_{sl} \cdot f_{yd} / b_w \cdot d \cdot f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z =$	$d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l =$	$A_{sl} / b_w \cdot d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k =$	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} =$	$0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{op} =$	N_{ed} / A_c	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	α	°	
Inclinazione bielle compresse	φ	°	

Parametri della sezione	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
b_w	cm	95,00	95,00	95,00
y	cm	3,93	2,89	3,93
w_s	---	0,35	0,26	0,35
z	cm	7,43	7,85	7,43
r_l	---	0,013	0,009	0,013
k	---	2,00	2,00	2,00
n_{min}	MPa	0,49	0,49	0,49
s_{cp}	kN/cm ²	0,00	0,00	0,00
Taglio di riferimento	kN	42,24	42,24	42,24
Taglio resistente	kN	64,73	58,39	64,73

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
M_{Rd}	kNcm	3132,71	2428,34	3132,71
M_{Ed}/M_{Rd}	---	3%	39%	89%
Verifica		OK	OK	OK

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
V_{Rd1}	kN	64,73		64,73
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	37%		72%
Verifica		OK		OK

Verifica trave sottosporgente

Si riporta di seguito la verifica della trave fuori spessore in corrispondenza della rampa 2. Le travi presentano sezione 25x35 cm.

Nello schema statico assunto precedentemente tale trave funge da appoggio intermedio per la seconda rampa e risulta schematizzabile come mensola incastrata al setto in c.a..

♦ Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30		
Densità	$d =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_c =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$a_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa
Deformazione ultima	$e_{cu} =$	0,35% ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$e_{c2} =$	0,20% ---

ACCIAIO B450C		
Densità	$d =$	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_s =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	$e_{yd} =$	0,19% ---

◆ Schema statico e caratteristiche delle sezioni



Luce	$L =$	95,00	cm
Altezza totale sezione	$H =$	35,00	cm
Altezza utile sezione	$d =$	32,00	cm
Bordo superiore sezione	$B =$	25,00	cm
Bordo inferiore sezione	$b =$	25,00	cm

◆ Analisi dei carichi

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti

Peso proprio da solai	6,25	kN/m ²
Carichi permanenti equiv.	0,00	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m ²
Totale carico permanente	$g =$	6,25 kN/m ²

Accidentali

Destinazione d'uso	5,00	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m ²
Totale carico accidentale	$q =$	5,00 kN/m ²

Interasse di carico q distribuito $l = 3,24$ m

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave	0,00	kN/m
Carico da muro portante $H=xx$ m	0,00	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m
Totale carico permanente	$g =$	0,00 kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m
Totale carico accidentale	$q =$	0,00 kN/m

Carico permanente totale	$G_1 =$	20,25	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	$G_2 =$	0,00	kN/m
Pretensione e precompressione	$P =$	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	$Q =$	16,20	kN/m
Carico Totale	$P_{TOT} =$	36,45	kN/m

◆ **Combinazioni di carico**

SLE - Combinazione caratteristica (rara)

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + y_{02} \cdot Q_{k2} + y_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Affollamento	y_{01}	-
	y_{02}	0,7
	y_{03}	0,7

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro $M=ql^2/2$ $T=ql$
M_{Ed}	kNcm	1644,81
$V_{Ed SX}$	kN	-
$V_{Ed dx}$	kN	34,63

SLE - Combinazione frequente

$$F_d = G_1 + G_2 + P + y_{11} \cdot Q_{k1} + y_{22} \cdot Q_{k2} + y_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Affollamento	y_{11}	0,7
	y_{22}	0,6
	y_{23}	0,6

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M_{Ed}	kNcm	1425,50
$V_{Ed SX}$	kN	-
$V_{Ed dx}$	kN	30,01

SLE - Combinazione quasi permanente

$$F_d = G_1 + G_2 + P + y_{21} \cdot Q_{k1} + y_{22} \cdot Q_{k2} + y_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Affollamento	y_{21}	0,6
	y_{22}	0,6
	y_{23}	0,6

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M_{Ed}	kNcm	1352,40
$V_{Ed\ SX}$	kN	-
$V_{Ed\ dx}$	kN	28,47

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = g_1 \cdot G_1 + g_2 \cdot G_2 + g_P \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{k1} + g_{Q2} \cdot y_{02} \cdot Q_{k2} + g_{Q3} \cdot y_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione y_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Permanenti	$g_{G1} =$	1,3
Permanenti non strutt.	$g_{G2} =$	1,5
Accidentali	$g_{Qi} =$	1,5
Precompressione	$g_P =$	1,0

Affollamento	y_{01}	-
	y_{02}	0,7
	y_{03}	0,7

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M_{Ed}	kNcm	2284,45
$V_{Ed\ SX}$	kN	-
$V_{Ed\ dx}$	kN	48,09

◆ **Dimensionamento delle sezioni**

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove $M_{Ed\ SLU}$ è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto $0,9 \cdot d$ rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule:

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq 0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm ² /m

Parametri	udm	Incastro
Armatura		
A's	cm ²	2,03
ferri	cm ²	3Ø14
Asl _{inf}	cm ²	4,62
s _{max}	cm	25,6
A'st _{min TOT}	cm ² /m	3,75
passo staffe	cm	15
n bracci	---	2
Ø staffe	mm	10
A _{st} • n bracci	cm ²	1,57
Ast _{TOT}	cm ² /m	10,47

♦ Verifica allo stato limite di esercizio

		COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)			
CLS	s _{cR}	< 0,60 · f _{ck} =	1,49	kN/cm ²	
ACCIAIO	s _{sR}	< 0,80 · f _{yk} =	36,00	kN/cm ²	
		COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			
CLS	s _{cR}	< 0,45 · f _{ck} =	1,12	kN/cm ²	
ACCIAIO	s _{sR}	---	---	---	

Ampiezza lembo compresso

b_w cm

Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso

y cm

Tensione massima di compressione nel cls

s_c kN/cm²

Tensione massima di trazione nell'acciaio

s_s kN/cm²

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)		
Parametri	udm	Incastro
sezione		
b _w	cm	25
y	cm	10,83
s _{cE}	kN/cm ²	0,43
s _{cE} /s _{cR}	-	29%
Verifica		OK
s _{sE}	kN/cm ²	12,54
s _{sE} /s _{sR}	-	35%
Verifica		OK

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE		
Parametri	udm	Incastro
sezione		
b _w	cm	25
y	cm	10,83
s _c	kN/cm ²	0,35
s _{cE} /s _{cR}	-	31%
Verifica		OK
s _s	kN/cm ²	10,31

◆ **Verifica allo stato limite ultimo**

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M_{Ed}	kNcm	2284,45
$V_{Ed\ SX}$	kN	-
$V_{Ed\ dX}$	kN	48,09

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w	cm
Altezza utile sezione	d	cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}	cm ²
Posizione asse neutro	$y = A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$x = y/d$	---
Rapporto d'armatura	$w_s = A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z = d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l = A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{cp} = N_{ed} / A_c$	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	a	°
Inclinazione bielle compresse	q	°

Parametri della sezione	udm	Incastro
b_w	cm	25,00
y	cm	6,41
w_s	---	0,16
z	cm	29,44
r_l	---	0,006
k	---	1,79
n_{min}	MPa	0,42
s_{cp}	kN/cm ²	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm ²	33,48
Taglio resistente	kN/cm ²	41,80

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
M_{Rd}	kNcm	5321,79
M_{Ed} / M_{Rd}	---	43%
Verifica		OK

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
V_{Rd1}	kN	41,80
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	115%
Verifica		NO

La verifica a taglio si esegue quindi considerando il contributo delle armature trasversali e del calcestruzzo compresso come previsto dal modello a traliccio:

Resistenza di calcolo a taglio trazione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

a	°	90
q	°	45

V_{Ryd}	kN	118,01
-----------	----	--------

Resistenza di calcolo a taglio compressione

Si suppone l'inclinazione delle bielle compresse in cls pari a 45° e si utilizzano staffe con inclinazione rispetto all'asse della trave pari a 90°:

a	°	90
q	°	45
a_c	---	1,00

V_{Rcd}	kN	253,98
-----------	----	--------

La resistenza di calcolo a taglio della trave è la minore tra le due sopra definite:

$$V_{Rd} = \text{MIN}(V_{Ryd}; V_{Rcd})$$

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
V_{Rd}	kN	118,01
V_{Ed}/V_{Rd}	---	41%
Verifica		OK

Le verifiche risultano soddisfatte.

La verifica è valida anche per la trave terminale della rampa 3.

Verifica gradino come mensola incastrata

In aggiunta alle verifiche eseguite, come ulteriore meccanismo resistente indipendente, si considera il singolo gradino della rampa come incastrato al setto in c.a. di bordo. Si considera il massimo momento flettente ricavato dal modello numerico:

M max = 13,86 kNm/m (esclusi picchi)
 quindi:
 M max = 4,62 kNm/gradino

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	-15
3	30	17
4	0	17

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,13	25	14

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

File

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

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

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

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

Mrd = 11,12 kNm/gradino

La verifica risulta soddisfatta.

Validazione modello numerico

Per un controllo della validità del modello e per avere una stima delle forze sismiche agenti, si effettua un'analisi statica lineare. L'azione sismica viene rappresentata con un sistema di forze statiche orizzontali:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

per l'i-esimo piano dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa dell'i-esimo piano;

W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 1 (costruzione con meno di 3 orizzontamenti);

g è l'accelerazione di gravità.

se $h < 40$ m, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente riportata nell'Eurocodice 2:

$T_1 = C_1 \cdot H^{(3/4)}$	$C_1 =$	0,05	c.a.
	$H =$	3	m
$T_1 =$		0,11	sec

altezza media

Il periodo fondamentale ricavato dal modello numerico coincide con quello stimato.

Di seguito si assume quindi il periodo di riferimento ottenuto dal modello.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h(z_i \cdot W_i) / S(z_j \cdot W_j)$$

dove

$$F_h = S_d(T_1) W_l / g$$

con $l = 1$

$W_i =$ pesi della massa

con l'ordinata dello spettro di risposta di progetto pari a:

$$S_e(T_1) = 3,237 \text{ m/s}^2$$

$$q = 1$$

$$S_d(T_1) = 3,237 \text{ m/s}^2$$

La massa sismica è quella dovuta al peso proprio delle strutture in elevazione in c.a.:

$$W = 173,000 \text{ kN}$$

$$F_h = 57,09 \text{ kN}$$

La risultante dell'azione sismica per l'interno fabbricato va confrontata con la risultante delle reazioni vincolari ottenuta dal modello numerico per la corrispondenza sollecitazione allo SLV nelle due direzioni principali:

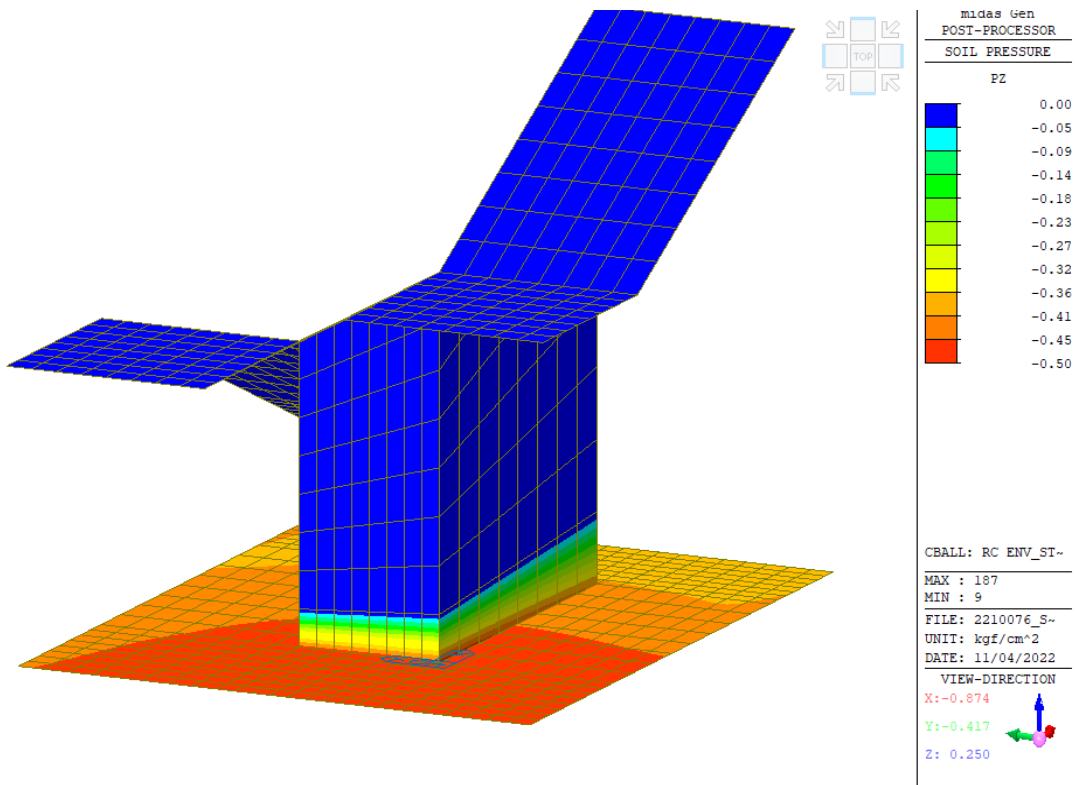
SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)		
	Svx(RS)	48.326033	7.939192	0.000000		
	Svy(RS)	7.939192	50.572096	0.000000		

Si nota come il risultato ottenuto analiticamente sia confrontabile con quelli ottenuti dal modello numerico per le due direzioni principali. Il risultato numerico è leggermente inferiore per via della dispersione della massa partecipante su vari modi di vibrare con periodi di vibrazione diversi, e che possono ricadere in zona diverse dello spettro di risposta.

I risultati dell'analisi spettrale del modello FEM sono quindi confermati.

Verifica tensioni sul terreno e platea

Si riporta di seguito l'involuppo delle tensioni sul terreno derivanti sia dalle sollecitazioni sia statiche che sismiche.



$\sigma_{max} = 0,50 \quad \text{kg/cm}^2$

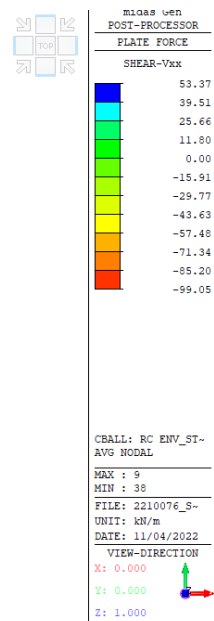
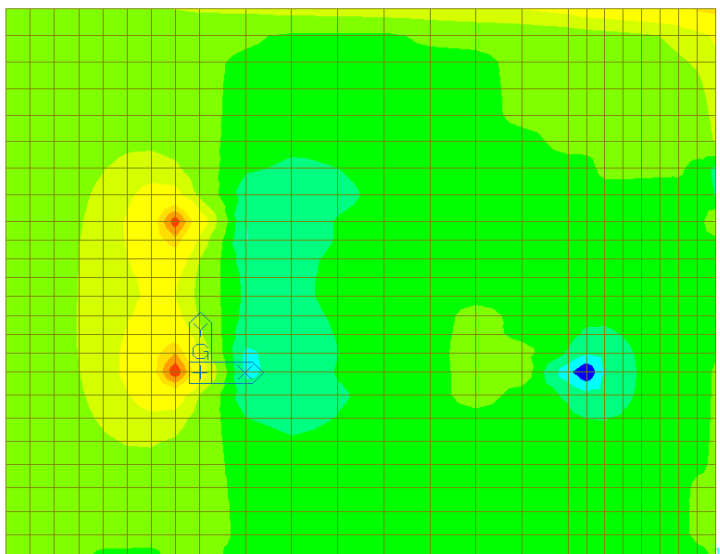
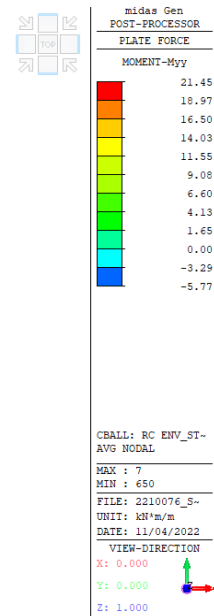
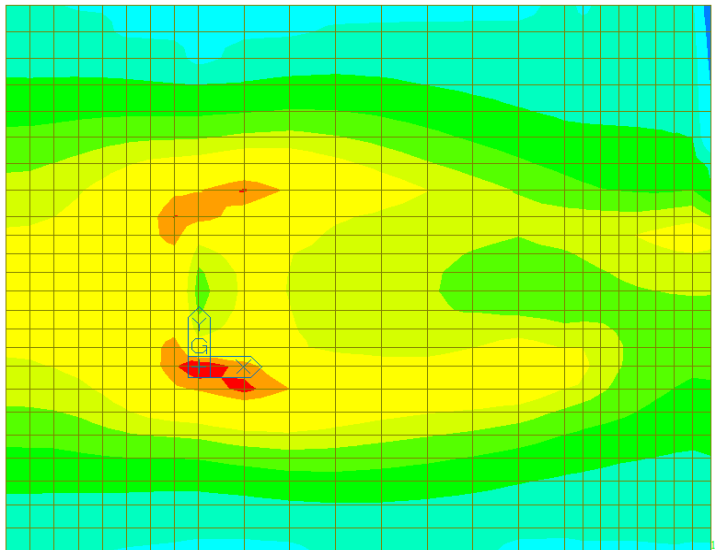
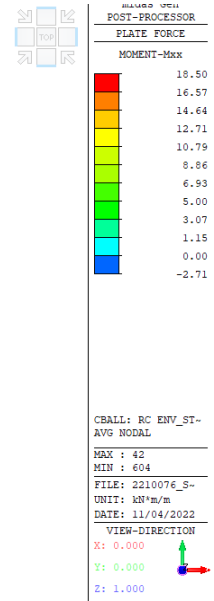
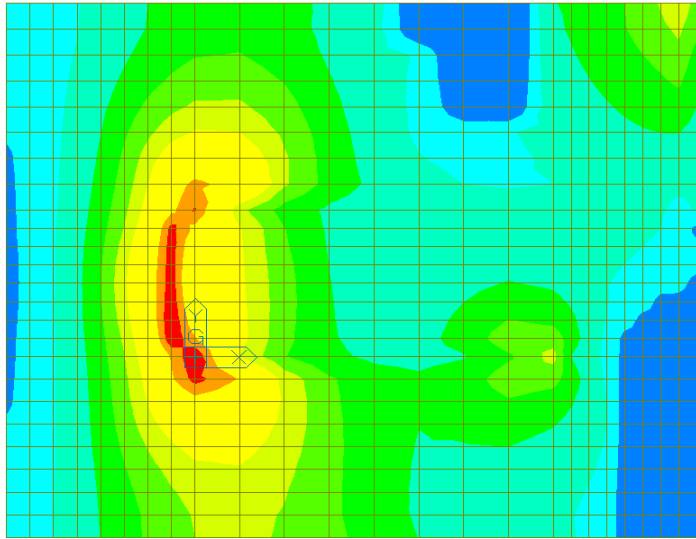
La tensione risulta inferiore alla resistenza di progetto.

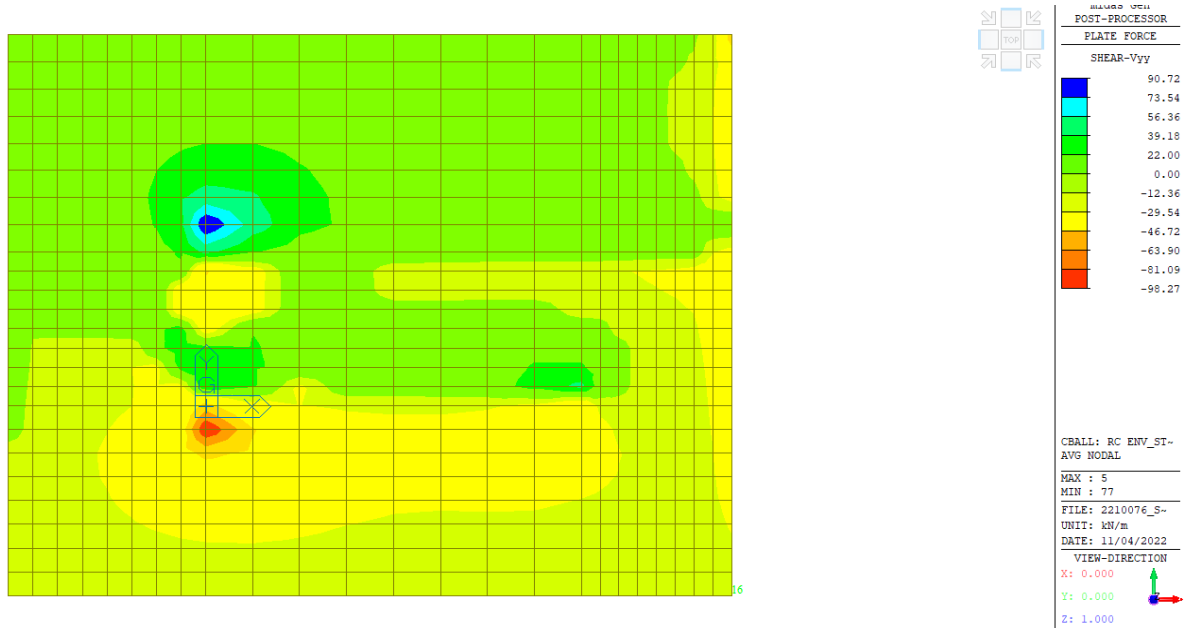
Si riporta inoltre la verifica a ribaltamento della struttura.

F orizz =	57,09	kN	
b = h =	3	m	
M =	171,27	kN	
N =	239,4	kN	(compresa platea - con riduzione coefficiente A1 = 0,9)
e = M/N =	0,72	m	

L'eccentricità è minore alla semilarghezza della platea pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Si riporta di seguito la verifica delle armature previste per la platea.





Si riporta di seguito la verifica della platea:

CLS 25/30		
Densità	$d =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_C =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$a_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa
Deformazione ultima	$e_{cu} =$	0,35% ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$e_{c2} =$	0,20% ---

ACCIAIO B450C		
Densità	$d =$	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_S =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	$e_{yd} =$	0,19% ---

Luce	$L =$	---	cm
Altezza totale sezione	$H =$	30,00	cm
Altezza utile sezione	$d =$	26,50	cm
Bordo superiore sezione	$B =$	100,00	cm
Bordo inferiore sezione	$b =$	100,00	cm

◆ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU} / (0,9 * d * f_{yd}),$$

dove $M_{Ed\ SLU}$ è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto $0,9 * d$ rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule:

Passo staffe massimo $s_{max} \leq 0,8 \cdot d$ cm
 Area staffe minima $A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$ cm²/m

Parametri Armatura	udm	Incastro
A's	cm ²	2,30
ferri	cm ²	5Ø12
Asl _{inf}	cm ²	5,65
s _{max}	cm	21,2
A'st _{min TOT}	cm ² /m	15,00
passo staffe	cm	20
n bracci	---	0
Ø staffe	mm	14
A _{st} · n bracci	cm ²	0,00
Ast _{TOT}	cm ² /m	0,00

◆ Verifica allo stato limite ultimo

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$
Resistenza a taglio	$V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Ampiezza base compressa	b_w	cm
Altezza utile sezione	d	cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}	cm ²
Posizione asse neutro	$y = A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$x = y/d$	---
Rapporto d'armatura	$w_s = A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z = d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l = A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{op} = N_{ed} / A_c$	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	a	°
Inclinazione bielle compresse	q	°

Parametri della sezione	udm	
b_w	cm	100,00
y	cm	1,96
w_s	---	0,06
z	cm	25,72
r_i	---	0,002
k	---	1,87
n_{min}	MPa	0,45
s_{cp}	kN/cm ²	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm ²	118,23
Taglio resistente	kN/cm ²	103,67

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
M_{Rd}	kNcm	5685,60
M_{Ed}/M_{Rd}	---	38%
Verifica		

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
V_{Rd1}	kN	118,23
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	84%
Verifica		

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica SLD

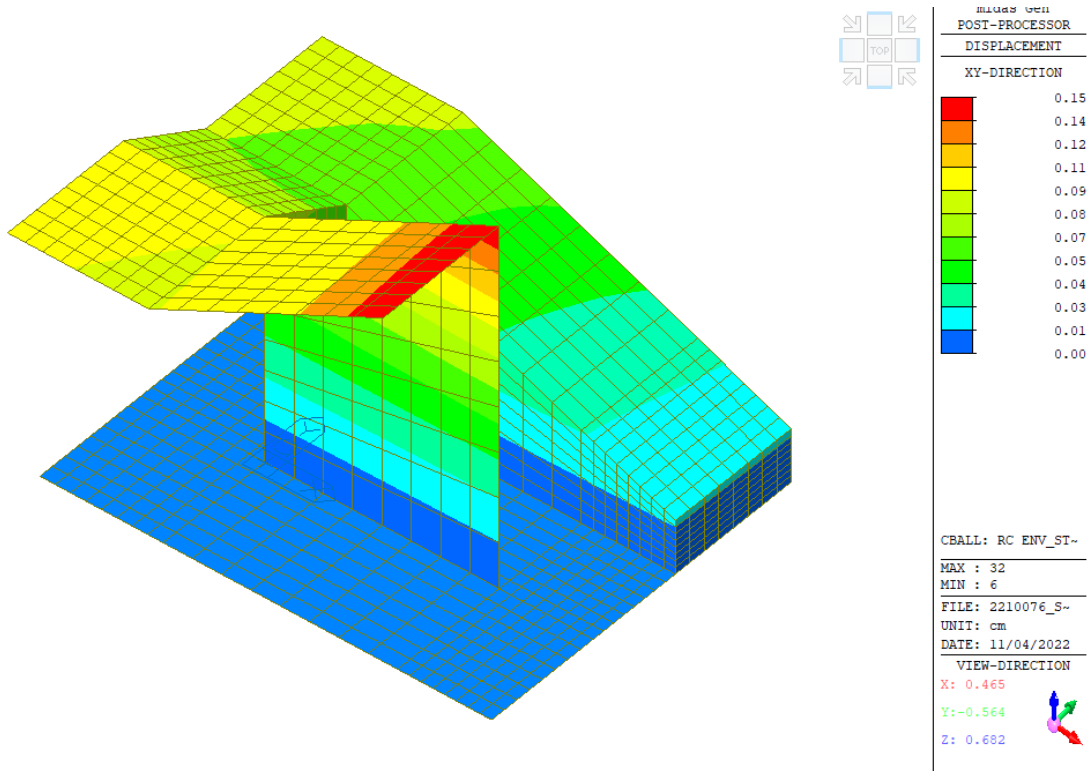
Trattandosi di una struttura strategica (CU = IV) è necessario eseguire le verifiche di resistenza anche allo SLD. Avendo tuttavia assunto un fattore di struttura pari a 1,0 allo SLV, lo spettro SLD risulta sempre inferiore a quello SLV, e pertanto anche le sollecitazioni saranno inferiori. Le verifiche risultano dunque automaticamente soddisfatte.

Verifica SLO

Gli spostamenti allo SLO sono stati determinati tramite analisi sismica con spettro di risposta. Si è proceduto al calcolo degli spostamenti per il modello nel piano x-y del sistema di riferimento principale allegato alla presente relazione. Dai risultati degli spostamenti derivanti dal modello spaziale adottato si determina lo spostamento massimo D_r di interpiano massimo valutato in corrispondenza della struttura in c.a., tralasciando quella metallica, non influente ai fini del comportamento strutturale globale. Le valutazioni vengono differenziate tra la struttura in corrispondenza del bunker, con altezza di interpiano ridotta, e gli altri locali.

Trattandosi di un edificio strategico (Classe d'Uso IV), come previsto al §7.3.6.1 delle NTC 2018, i limiti di spostamento di interpiano previsti vengono ridotti a 2/3 rispetto a quelli indicati dalla normativa confrontandoli con gli spostamenti allo SLO.

[a\) tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa \(a favore di sicurezza\)](#)



altezza interpiano minima	$h =$	300	cm		
spostamento d'interpiano MAX	$dr < (2/3) \cdot 0,005 \cdot h =$	1,00	cm		
spostamento calcolato (SLO)	$d =$	0,15	cm	15%	OK

Giunto strutturale

Si riporta di seguito il dimensionamento del giunto strutturale di separazione tra le strutture esistenti e la nuova scala.

Spostamenti SLV fabbricato esistente

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 lo spostamento di una struttura esistente è stimabile mediante la seguente espressione:

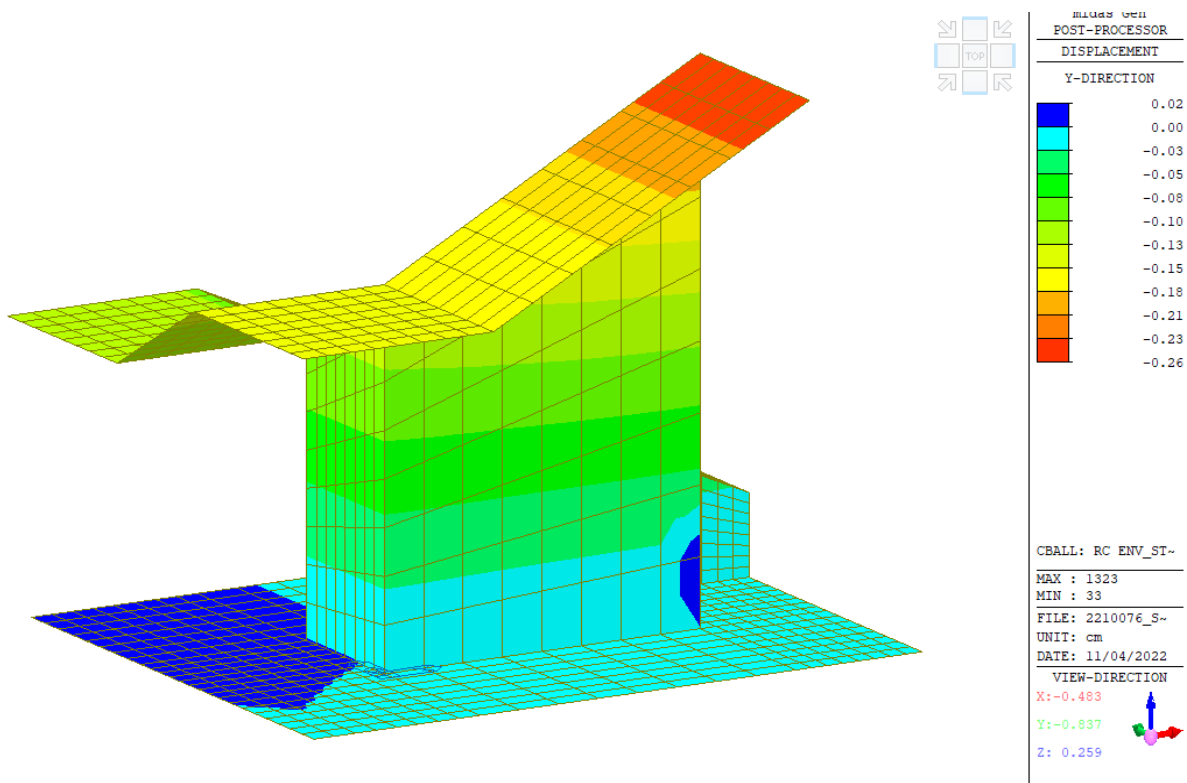
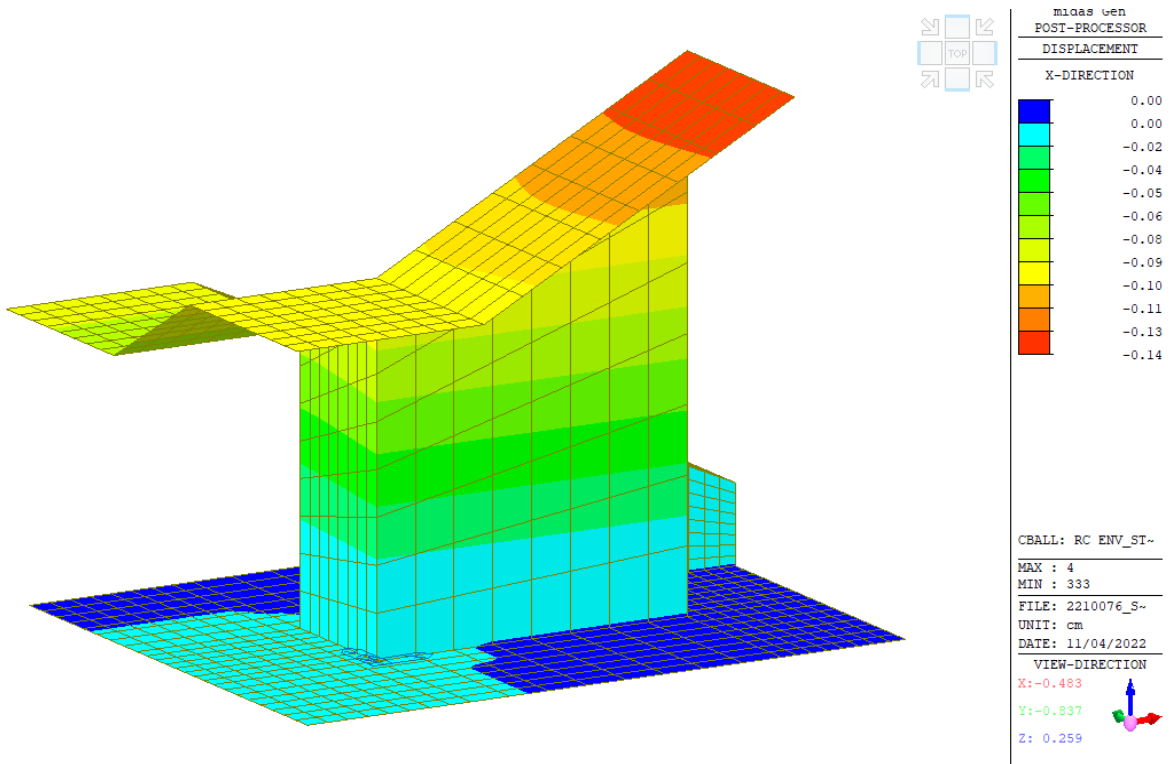
$ag \cdot S \cdot H / 100$

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

h =	3	m
d max=	0,4725	cm

Spostamenti SLV scala

Dir. X	d max=	0,14	cm
Dir. Y	d max=	0,26	cm



Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 la distanza minima tra due costruzioni contigue è pari a:

$$2ag \cdot S \cdot H / 100$$

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

Il punto di interferenza posto a quota maggiore tra le due costruzioni è a quota +3 m circa da piano di fondazione.

Pertanto la distanza minima tra le due costruzioni per ottenere un comportamento sismico indipendente è pari a:

$$d = 1,45 \quad \text{cm}$$

Considerando la somma degli spostamenti delle due strutture si ottiene:

$$d = 0,7325 \quad \text{cm}$$

Il giunto tra le due porzioni avrà ampiezza pari a 5 cm.

Verifica nuova porzione di solaio

Si riporta di seguito la verifica della nuova porzione di solaio prevista a chiusura di una parte del foro scala esistente in corrispondenza delle nuove scale in c.a.

La nuova porzione di solaio verrà realizzata mediante una soletta in c.a. di spessore 20 cm, collegata al solaio esistente per mezzo di barre inghisate chimicamente.

La soletta coprirà una superficie in pianta pari a 3,3x0,55 m, e sarà collegato al solaio su un lato lungo e sui due lati corti.

Su tale porzione di solaio verranno fissati i parapetti di protezione sul perimetro del vano scala.

La verifica viene eseguita considerando una fascia di 1 m di larghezza, schematizzata come mensola di luce 55 cm incastrata alla trave di bordo foro.

I carichi agenti su tale porzione di solaio sono:

Permanenti

Peso proprio sp. medio 20 cm	5,00	kN/m ²	
Permanenti portati: pav. ind.	1,75	kN/m ²	
Totale carico permanente	g = 6,75	kN/m²	

Accidentali

Destinazione d'uso	5,00	kN/m ²	Cat. C5
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m ²	
Totale carico accidentale	q = 5,00	kN/m²	

Il momento flettente SLU sulla mensola tipica è pari a:

$$M_{slu} = 2,46 \quad \text{kNm/m}$$

A tali carichi si aggiunge la sollecitazione trasmessa dai montanti del parapetto, posti a passo 95 cm, e sollecitati dal carico orizzontale sul corrimano pari a 3,00 kN/m.

$$M_{slu \text{ parapetto}} = 4,7025 \quad \text{kNm/m}$$

quindi:

$$M = 7,16 \quad \text{kNm/m}$$

$$V = 8,95 \quad \text{kN/m}$$

La soletta sarà armata con doppia armatura $\varnothing 12/20 \times 20$ e la sollecitazione si trasmetterà alle strutture esistenti mediante un doppio ordine di barre $\varnothing 12$ inghisate chimicamente a passo 20 cm, ciascuna delle quali soggetta alle seguenti sollecitazioni:

$$N = 17,91 \quad \text{kN}$$

$$V = 0,90 \quad \text{kN}$$

Si prende in considerazione la resistenza di una barra M12 inghisata chimicamente:



Resistenza di progetto: calcestruzzo C 20/25 – $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$, ancorante BSt 500S

		Dati conformi a ETA-11/0493 e ETA-12/0084 del 2012-02-06								
Dimensione ancorante		Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32
Calcestruzzo non fessurato										
Trazione N_{Rd}	BSt 500 S [kN]	16,1	22,6	33,2	44,0	58,3	74,6	102,5	149,4	174,9
Taglio V_{Rd}	BSt 500 S [kN]	9,3	14,7	20,7	28,0	36,7	57,3	90,0	112,7	147,3
Calcestruzzo fessurato										
Trazione N_{Rd}	BSt 500 S [kN]	-	9,4	19,4	25,7	34,0	49,8	73,0	106,5	124,7
Taglio V_{Rd}	BSt 500 S [kN]	-	14,7	20,7	28,0	36,7	57,3	90,0	112,7	147,3

N rd= 19,4 kN
V rd= 20,7 kN

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio 20,70 kN
 Resistenza complessiva a trazione 19,40 kN

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

0,04 + 0,66 ≤ 1 **OK**

Tale modifica delle strutture esistenti non genera variazioni del comportamento globale della struttura.

Verifica tamponamenti

Dato che il fabbricato in oggetto ricade in classe d'uso IV, è necessario procedere anche alla verifica degli elementi non strutturali.

Si prende in considerazione il collasso della parete non portante di tamponamento in mattoni forati sp. 12 cm collegata alle strutture esistenti.

Si procede dunque alla verifica di tali elementi, trattandoli come elementi non strutturali, come previsto al §7.2.3 delle NTC2018 ed al §C7.2.3 della circolare esplicativa.

La verifica di stabilità degli elementi non strutturali deve essere eseguita allo SLV, come richiesto al §7.3.6 delle NTC 2018.

Si prende in considerazione la formulazione di verifica proposta nell'EC8.

Si tratta di una verifica locale, eseguita con analisi lineare statica sui pannelli murari di tamponamento non portanti, che può essere effettuata separatamente dall'analisi globale, adottando le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali, e assumendo un fattore di struttura $q_a=2$.

L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato considerando un sistema di forze orizzontali distribuite, proporzionale alle masse delle pareti, secondo la relazione seguente:

$$p_a = W_a \cdot S_a / q_a = 0,3726 \text{ kN}$$

dove:

W_a peso della parete

$$W_a = \gamma \cdot s \cdot h = 3,06 \text{ kN}$$

qa fattore di struttura dell'elemento, pari a 3 per elementi strutturali e pari a 2 o 1 per elementi secondari
 Sa coefficiente sismico da applicare

$$Sa = ag \cdot S/g \cdot (3 \cdot (1+Z/H) / (1+(1-Ta/T1)^2) - 0,5) = 0,2435 \quad > ag \cdot S/g = 0,15$$

dove:

S coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche
 ag/g rapporto tra accelerazione massima al suolo e l'accelerazione di gravità
 Z quota del baricentro dell'elemento
 H altezza della costruzione a partire da piano di fondazione
 Ta primo periodo di vibrazione dell'elemento
 T1 primo periodo di vibrazione della struttura

$$Ta = 2\pi \cdot (m/k)^{0,5} = 2\pi \cdot (5 \cdot h^3 \cdot \gamma \cdot s^3 / 10 / (384 \cdot E \cdot J))^{0,5} = 0,0991 \text{ s}$$

$$T1 \text{ da modello} = 0,4986 \text{ s}$$

h altezza elemento murario
 m massa elemento murario
 γ peso specifico muratura
 E Modulo elastico muratura fessurato
 s spessore elemento murario
 C1 coefficiente relativo alla tipologia strutturale

$$S = 1,50 \quad C1 = 0,075$$

(S coefficiente che tiene conto della categoria di suolo e delle condizioni topografiche)

$$ag = 1,03 \text{ m/s}^2 \quad h = 3,00 \text{ m}$$

(accelerazione massima del terreno su suolo A per ogni stato limite in esame)

$$qa = 2 \quad \gamma = 8,5 \text{ kN/m}^3$$

$$Z = 1,50 \text{ m} \quad E = 3000000 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 12,50 \text{ m} \quad s = 0,12 \text{ m}$$

Verifica a pressoflessione fuori dal piano

La verifica a pressoflessione si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente, calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'apposita distribuzione non lineare delle compressioni.

$$Msd < Mrd$$

Per sezioni rettangolari il momento ultimo può essere calcolato come

$$Mu = (L \cdot s^2 \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / (0,85 \cdot fd))$$

L larghezza elemento murario da verificare
 s spessore elemento murario da verificare
 σ_0 tensione normale media riferita all'area totale della sezione
 N carichi verticali agenti da metà muratura in su
 fd resistenza a compressione di calcolo della muratura
 fk resistenza a compressione caratteristica della muratura
 γ_M coefficiente di sicurezza della muratura

$$\sigma_0 = N / (L \cdot s) \quad fd = fk / \gamma_M =$$

$$f_m = 3000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_M = 2 \quad \text{vedasi C8.7.1}$$

$$fd = 1200 \text{ kN/m}^2$$

Parete	L	s	Nsd	σ_0	Mrd	Msd	Verifica
1	1,00	0,12	1,53	12,75	0,09	0,14	NO

La verifica non risulta soddisfatta, pertanto si procede alla messa in opera di una rete in fibra su ambo i lati della parete, collegata trasversalmente ed alle strutture laterali e soprastanti, come specificato al C.7.3.6.2 della Circolare esplicativa delle NTC 2018.

5.3 INTERVENTO 3 - SCALA METALLICA ESTERNA

L'intervento prevede la realizzazione di due nuove scale in c.a. per l'accesso degli spettatori al piano primo. Le scale saranno realizzate mediante setti in c.a. di spessore 25 cm poggianti su una platea di fondazione di spessore 30 cm. Le rampe delle scale saranno costituite da una soletta in c.a di spessore costante pari a 15 cm (25 cm per i pianerottoli) con travi sottosporgenti di irrigidimento.

Analisi dei carichi

I carichi gravanti sulla scala sono i seguenti:

Permanenti

Peso proprio	da software	kN/m ²
grigliato	0,30	kN/m ²
Totale carico permanente	g = $\frac{0,30}{0,00}$	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso	5,00	kN/m ²	Cat. C5
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m ²	
Totale carico accidentale	q = $\frac{0,00}{5,00}$	kN/m²	

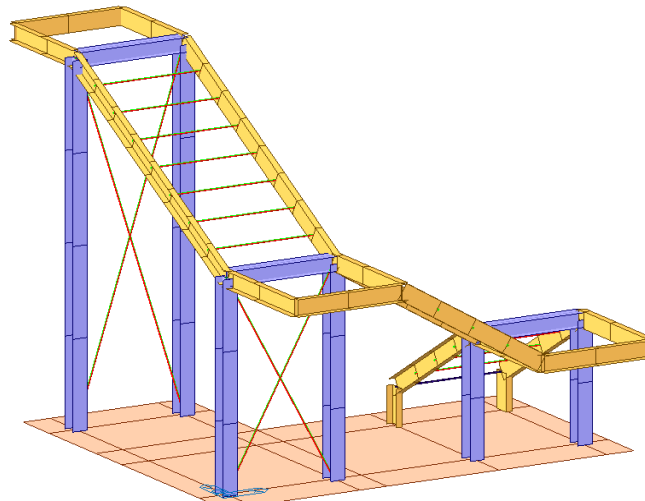
Modellazione numerica

Il comportamento strutturale della scala metallica viene analizzato mediante modellazione numerica agli elementi finiti tramite il software di comprovata affidabilità MidasGEN, detenuto con regolare licenza n. USGW00940 intestata ad IPT Project srl.



Di seguito si riporta un'immagine del modello numerico:

Rif. Modello 2210075_Scala metallica_r2.mgb



Colonne, travi e cosciali sono modellati mediante elementi beam, i controventi sono schematizzati come elementi truss mentre la platea poggia su molle alla winkler con costante pari a 2,00 kg/cm². Il parapetto viene schematizzato come carico lineare uniforme.

La struttura viene sottoposta ad analisi dinamica lineare con fattore di struttura assunto pari a q=1,00 ossia prevedendo un comportamento NON DISSIPATIVO, pertanto come indicato al §7.4 delle NTC 2018, sarà possibile fare riferimento alle sole prescrizioni costruttive riportate nel cap.4, senza dover rispettare i dettagli richiesti per la duttilità nel capitolo 7 delle suddette norme.

Modi di vibrare

Si riportano di seguito i periodi dei modi di vibrare e le relative masse partecipanti.

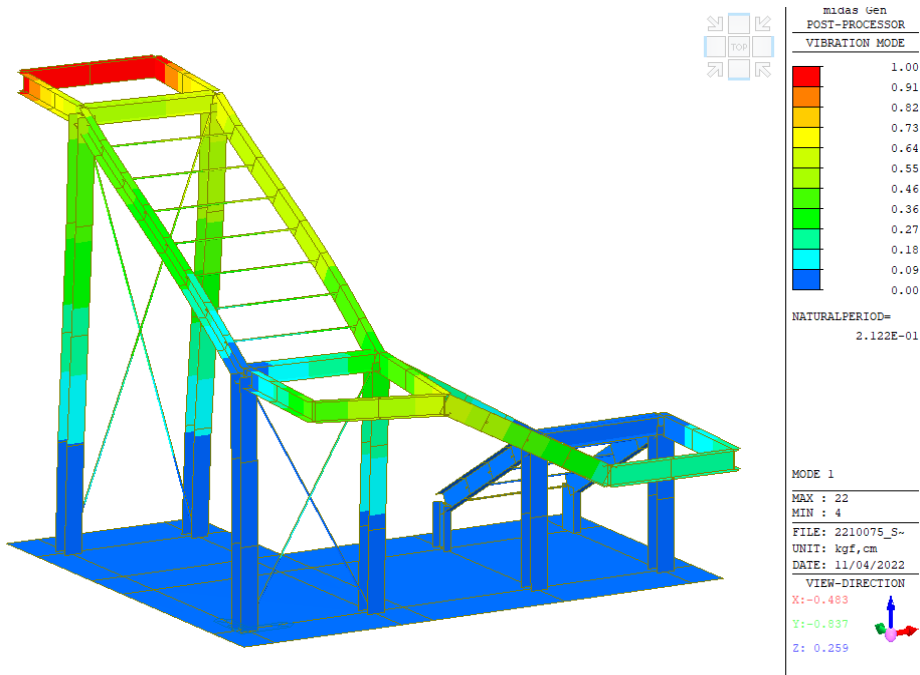
EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance	
	(rad/sec)	(cycle/sec)			
1	29.6058	4.7119	0.2122	0.0000e+00	
2	31.5371	5.0193	0.1992	0.0000e+00	
3	35.5657	5.6605	0.1767	0.0000e+00	
4	55.2626	8.7953	0.1137	0.0000e+00	
5	61.5643	9.7983	0.1021	0.0000e+00	
6	90.5783	14.4160	0.0694	0.0000e+00	
7	98.5688	15.6877	0.0637	0.0000e+00	
8	122.6900	19.5267	0.0512	0.0000e+00	
9	136.5811	21.7376	0.0460	0.0000e+00	
10	144.0955	22.9335	0.0436	0.0000e+00	
11	185.7579	29.5643	0.0338	0.0000e+00	
12	189.4907	30.1584	0.0332	0.0000e+00	
13	250.5322	39.8734	0.0251	3.5334e-223	
14	255.5901	40.6784	0.0246	2.4914e-220	
15	279.3993	44.4678	0.0225	5.7179e-207	

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	5.4962	5.4962	8.7912	8.7912	0.0000	0.0000	11.1889	11.1889	23.4108	23.4108	31.8824	31.8824
2	13.1258	18.6220	52.6309	61.4221	0.0000	0.0000	70.7973	81.9862	21.3663	44.7771	22.3195	54.2019
3	52.5663	71.1883	6.9135	68.3356	0.0000	0.0000	10.1431	92.1294	47.7472	92.5243	11.9963	66.1982
4	9.3492	80.5374	0.0004	68.3361	0.0000	0.0000	0.1429	92.2723	1.6745	94.1987	1.8328	68.0310
5	2.7970	83.3344	0.0253	68.3614	0.0000	0.0000	0.0015	92.2737	0.3623	94.5611	1.3825	69.4135
6	1.7902	85.1246	2.4681	70.8295	0.0000	0.0000	0.0091	92.2828	0.3484	94.9094	2.2100	71.6235
7	10.4009	95.5255	0.7317	71.5612	0.0000	0.0000	0.1257	92.4085	3.0576	97.9670	0.1707	71.7942
8	1.0647	96.5901	0.7887	72.3499	0.0000	0.0000	0.4308	92.8393	0.1110	98.0781	0.0392	71.8334
9	0.0142	96.6043	0.3435	72.6934	0.0000	0.0000	0.2994	93.1388	0.4867	98.5647	0.4932	72.3266
10	0.1312	96.7355	0.0020	72.6954	0.0000	0.0000	0.0027	93.1415	0.8660	99.4308	0.7898	73.1164
11	0.0001	96.7356	3.7537	76.4491	0.0000	0.0000	0.8336	93.9750	0.0236	99.4543	1.9911	75.1075
12	0.0029	96.7385	18.6433	95.0923	0.0000	0.0000	4.1916	98.1667	0.0021	99.4565	18.6921	93.7997
13	0.0000	96.7385	0.0000	95.0924	0.0000	0.0000	0.0145	98.1812	0.0139	99.4704	0.0001	93.7998
14	0.0002	96.7387	0.0355	95.1279	0.0000	0.0000	0.0015	98.1826	0.0000	99.4704	0.0307	93.8305
15	0.0001	96.7388	0.0001	95.1280	0.0000	0.0000	0.0007	98.1833	0.0000	99.4704	0.0023	93.8328

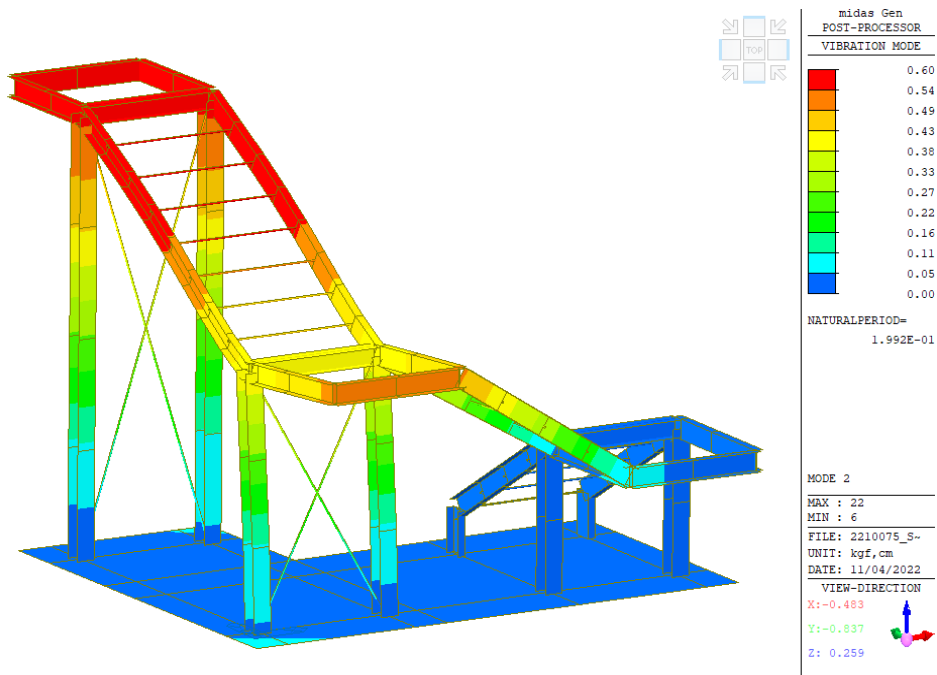
Considerando i primi 15 modi di vibrare viene raggiunta una percentuale di massa partecipante superiore all'85% di quella totale, pertanto il modello si considera rappresentativo del comportamento sismico della struttura.

Si riportano di seguito le deformate dei primi 3 modi di vibrare.

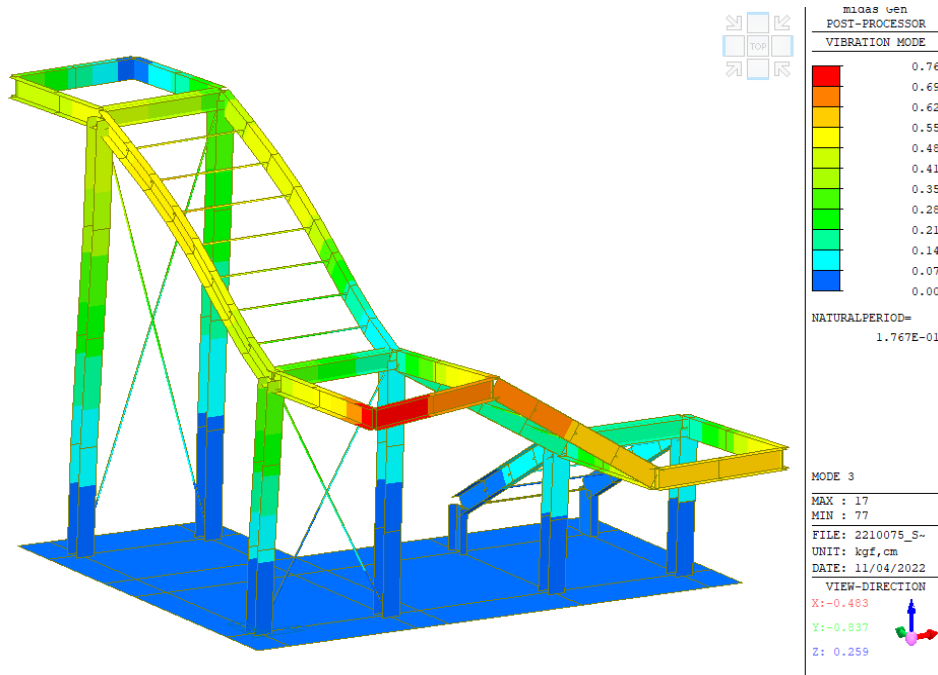
Modo 1



Modo 2

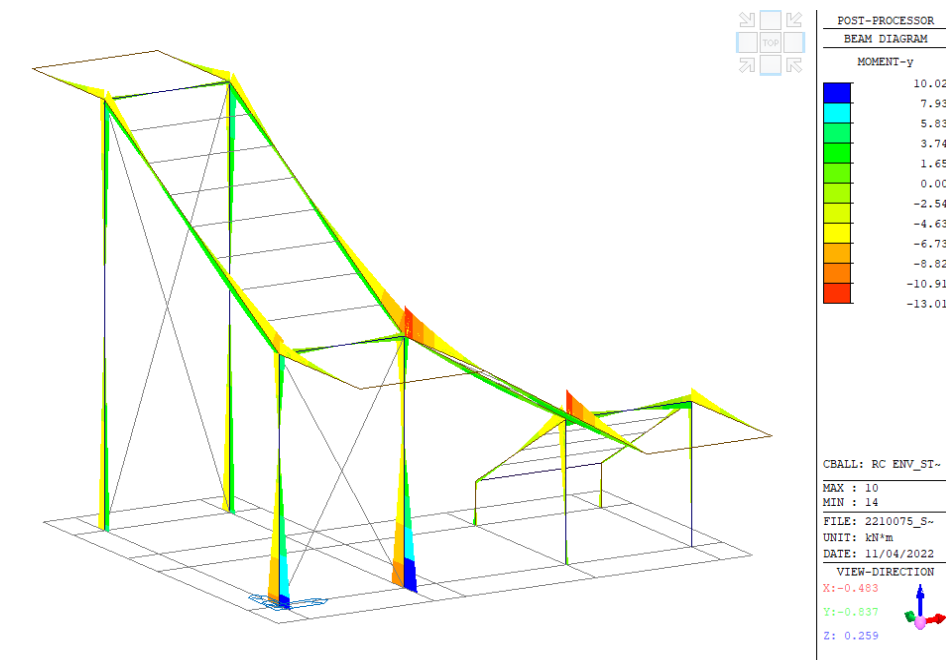


Modo 3

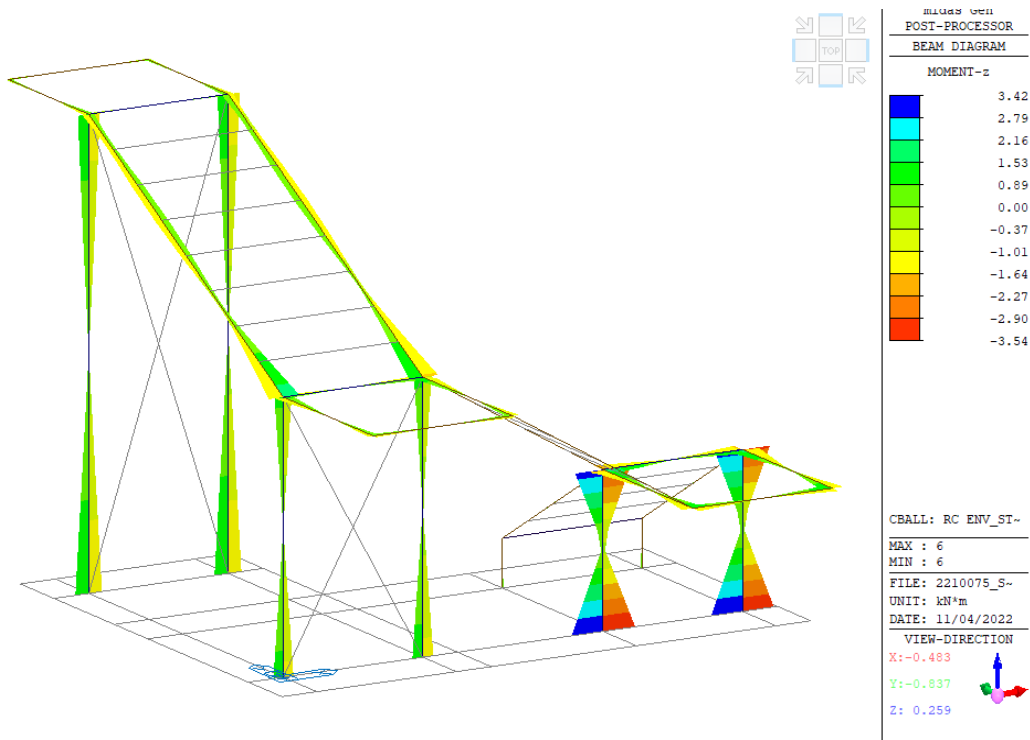


Sollecitazioni

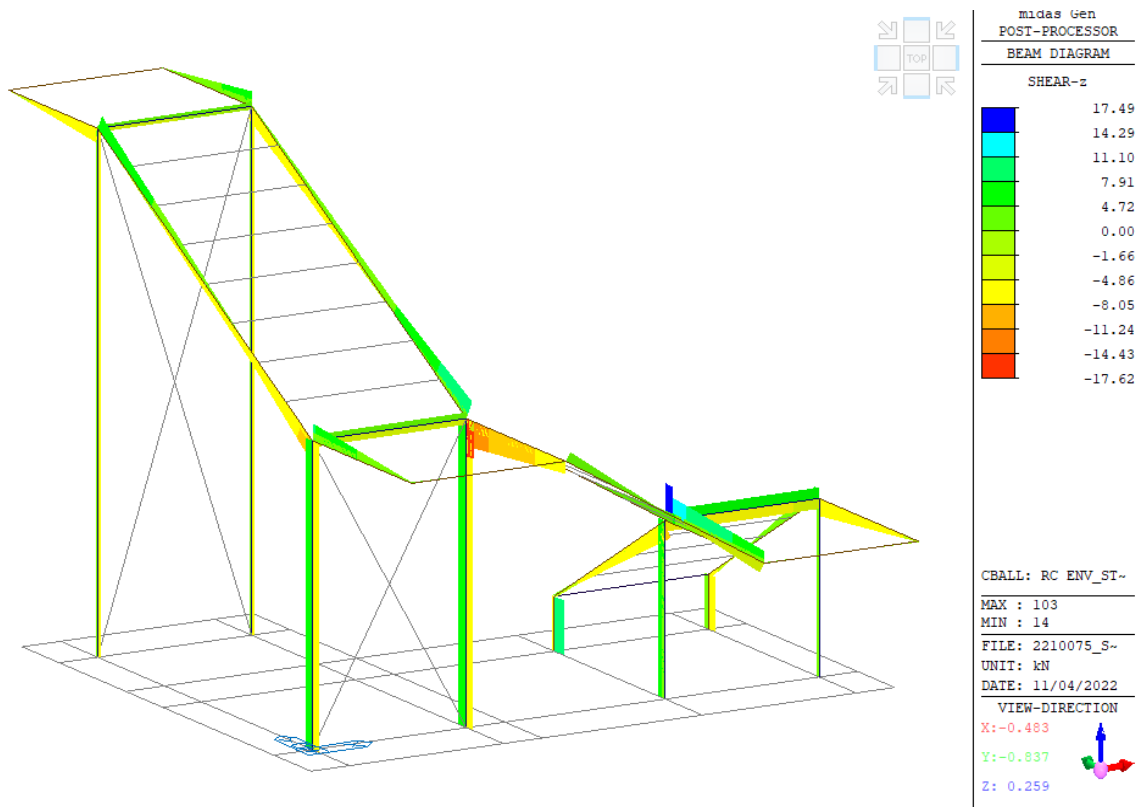
Momento My



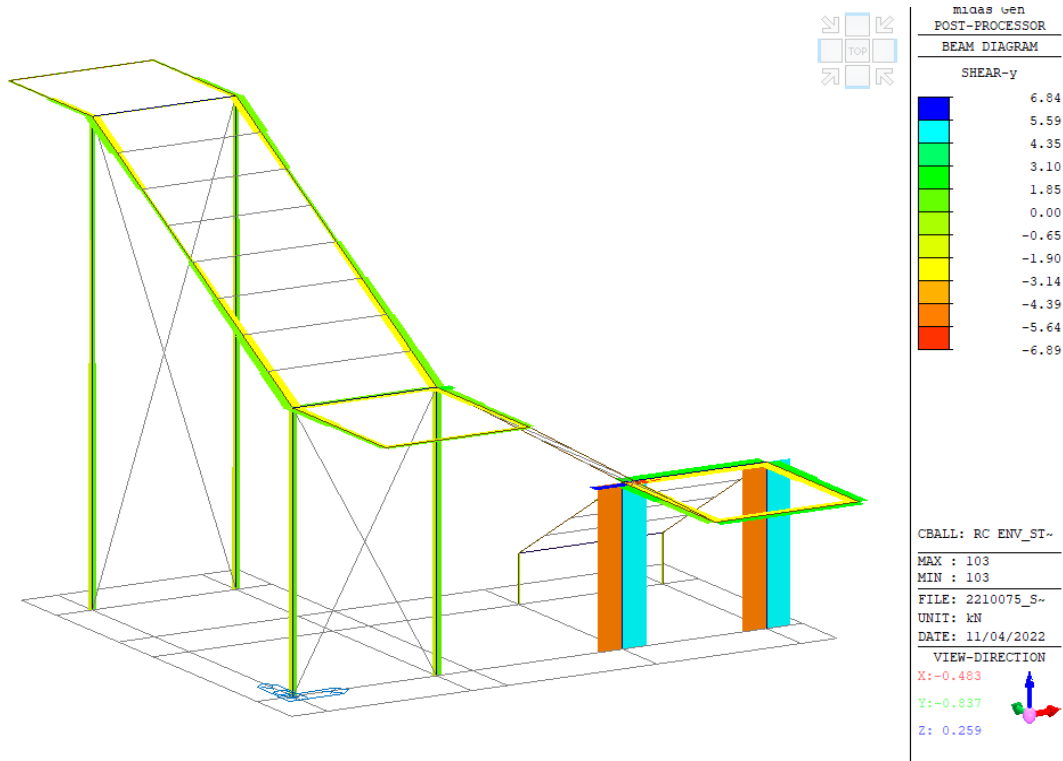
Momento Mz



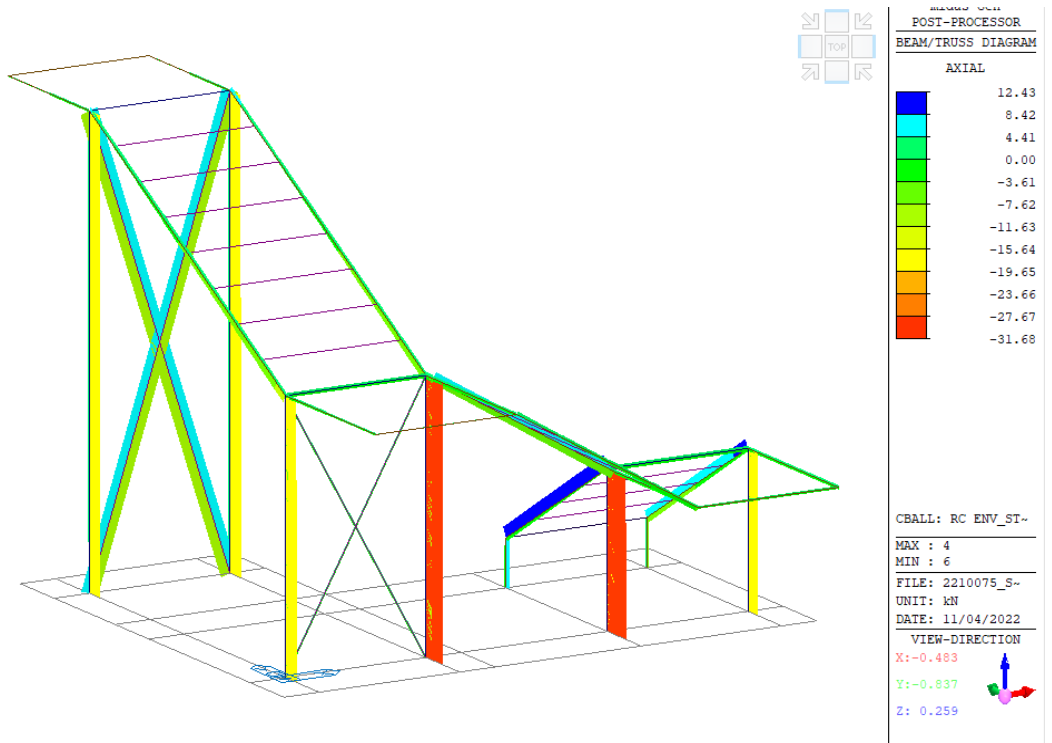
Taglio Fz



Taglio Fy



Sforzo normale Fx

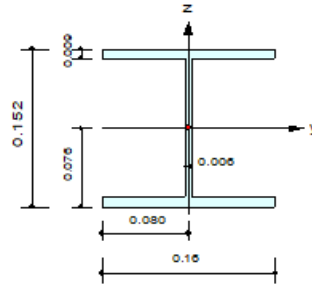


Verifica profili metallici

Colonne/travi HEA160

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 10
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name HEA160 (No:2)
 (Rolled : HEA160).
 Member Length : 2.25000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -18.112 (LCB: 8, POS:I)
 Bending Moments My = -10.023, Mz = -0.6981
 End Moments Myi = -10.023, Myj = -7.0804 (for Lb)
 Myi = -10.023, Myj = -7.0804 (for Ly)
 Mzi = -0.6981, Mzj = -0.5823 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.9575 (LCB: 6, POS:1/4)
 Fzz = 7.61891 (LCB: 4, POS:1/4)

Depth	0.15200	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.16000	Top F Thick	0.00900
Bot.F Width	0.16000	Bot.F Thick	0.00900
Area	0.00388	Asz	0.00091
Cyb	0.01940	Czb	0.00320
Iyy	0.00002	Izz	0.00001
Ybar	0.08000	Zbar	0.07600
Wely	0.00022	Welz	0.00008
ry	0.06570	rz	0.03980

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.25000, Lz = 2.25000, Lb = 2.25000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 96.7 < 200.0$ (Memb:21, LCB: 8)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 18.11/1016.19 = 0.018 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 10.0228/64.4286 = 0.156 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.6981/30.4873 = 0.023 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.196 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.002 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.038 < 1.000$ O.K

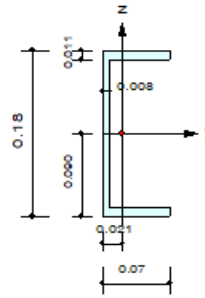
5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0075 > 0.0010$ (Memb:10, LCB: 10, Dir-Y)..... O.K

Cosciali UPN180

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 8
 Material S275 (No:2)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name UPN180 (No:1)
 (Rolled : UPN180).
 Member Length : 1.34000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -2.3630 (LCB: 6, POS:J)
 Bending Moments My = -7.4158, Mz = -1.9169
 End Moments Myi = -6.3824, Myj = -7.4158 (for Lb)
 Myi = -6.3824, Myj = -7.4158 (for Ly)
 Mzi = -1.2907, Mzj = -1.9169 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -6.8894 (LCB: 6, POS:J)
 Fzz = 17.4860 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.07000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.07000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00280	Asz	0.00144
Oyb	0.01125	Ozb	0.00120
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.02103	Zbar	0.00000
Wely	0.00015	Welz	0.00002
ry	0.00950	rz	0.02020

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.10000, Lz = 0.10000, Lb = 0.10000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 66.3 < 200.0$ (Memb:9, LCB: 8)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 2.363/733.333 = 0.003 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 7.4158/46.9333 = 0.158 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.9169/12.5808 = 0.152 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\text{Alpha}} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\text{Beta}}$

$R.byN = N_{Ed}/(A*fy/\text{Gamma}_{M0}), R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$Rc.LT1 = N_{Ed}/(Xiy*A*fy/\text{Gamma}_{M1})$

$Rb.LT1 = (kyy*M_{Edy})/(Xi_LT*Wply*fy/\text{Gamma}_{M1}) + (kyz*M_{Edz})/(Wplz*fy/\text{Gamma}_{M1})$

$Rc.LT2 = N_{Ed}/(Xiz*A*fy/\text{Gamma}_{M1})$

$Rb.LT2 = (Kzy*M_{Edy})/(Xi_LT*Wply*fy/\text{Gamma}_{M1}) + (Kzz*M_{Edz})/(Wplz*fy/\text{Gamma}_{M1})$

$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN+R.byM), \text{MAX}(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.314 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.030 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.079 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0013 > 0.0001$ (Memb:1, LCB: 10, Dir-Y)..... O.K

Controventi ø16

Sforzo di trazione sollecitante: $N_{t,ed} = 16,60 \text{ kN}$ ($2 \cdot N \text{ max}$)

Dimensionamento della sezione

Su utilizza un profilo: **ø16**

Area $A = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$

Acciaio

tensione di snervamento $f_{yk} = 27,50 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$

Tensione di rottura $f_t = 43,00 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$

Modulo elastico $E = 21000,00 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$

Modulo di elasticità trasversale $G = 8076,92 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$

Verifica della sezione a trazione semplice

La verifica a trazione semplice risulta soddisfatta se: $N_{ed}/N_{t,rd} \leq 1$

$$N_{t,rd} = \text{MIN} (N_{pl,rd}; N_{u,rd})$$

Dove: $N_{pl,rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$

Coefficiente di sicurezza $\gamma_{M0} = 1,05$

$\gamma_{M2} = 1,25$

Area della sezione $A = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]}$

Resistenza di calcolo $N_{t,rd} = 52,64 \text{ kN}$

Rapporto di resistenza $N_{ed}/N_{rd} = 32\% \quad \mathbf{OK}$

Verifica unioni bullonate

Unione di base colonne HEA160

Numero file **2**
 Numero tirafondi per fila **2** (a favore sicurezza)

Coefficiente di sovraresistenza **1**

(in condizioni ULTIME) (valori da modello) **cmb involuppo a favore di sicurezza**

Taglio $V_{Ed} = 6,20 \text{ kN}$

Momento flettente $M_{Ed} = 930,00 \text{ kNcm}$

Braccio $b = 23,00 \text{ cm}$

Piani di contatto $n_v = 1 \text{ ---}$

Sforzo di taglio (sul singolo) $F_{v,Ed} = V_{Ed}/(n_v \cdot n) = 1,55 \text{ kN}$

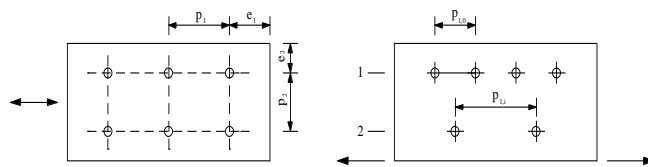
Sforzo di trazione (sul singolo) $F_{t,Ed} = (M_{Ed}/b)/(n_M) = 20,22 \text{ kN}$

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano tirafondi **M16** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ²
Spessore piastra	$t =$	2,00	cm
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	43	kN/cm ²
σ rottura piatto	$f_{tk} =$	43	kN/cm ² (S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2,04	12	4	OK
e2	2,04	12	4	OK
p1	3,74	20	12	OK
p1,0	-	20	-	
p1,i	-	20	-	
p2	4,08	20	24	NO

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 31,77 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 5\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,78 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 215,84 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 1\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 47,66 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 42\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 207,50 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 10\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_v,Rd; F_b,Rd) = 31,77 \quad \text{kN}$

Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_p,Rd; F_t,Rd) = 47,66 \quad \text{kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,05 + 0,30 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Unione trave HEA160 - colonna HEA160

Numero file 2
 Numero bulloni per fila 2

Taglio $V_{Ed} = 3,80 \quad \text{kN}$
 Momento flettente $M_{Ed} = 300,00 \quad \text{kNcm}$
 Braccio $b = 16,00 \quad \text{cm}$
 Piani di contatto $n_v = 1 \quad \text{---}$

Sforzo di taglio (sul singolo bullone) $F_{v,Ed} = V_{Ed} / (n_v \cdot n) = 1,90 \quad \text{kN}$
 Sforzo di trazione (singolo bullone) $F_{t,Ed} = (M/b) / n = 9,38 \quad \text{kN}$

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M16 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---	
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm	
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm	
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	$t =$	2,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		15,00	cm	
Area netta piastra	$A_{net} =$	23,60	cm ²	
Sp. anima/ala trave	$s =$	0,90	cm	
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	80	kN/cm ²	
σ rottura piastra	$f_{tk} =$	43	kN/cm ²	
σ rottura trave	$f_u =$	43	kN/cm ²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 17/01/2018)

	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2,04	12	4	OK
e2	2,04	12	4	OK
p1	3,74	20	8	OK
p1,0	-	20	-	NO
p1,i	-	20	-	NO
p2	4,08	20	8	OK

L'unione è stata dimensionata rispetta i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 59,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 3\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,78 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 215,84 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 1\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_u; 1) = 0,78 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 97,13 \text{ kN}$$

Numero piani di contatto $n_v = 1 \quad \text{---}$

$$F_{V,Ed} / F_{b,Rd} = 2\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 88,67 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 11\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net} / \gamma_{M2} = 730,66 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,i} / N_{u,Rd} = 1\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 207,50 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 5\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_v,Rd; F_b,Rd) = 59,11 \text{ kN}$
 Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_p,Rd; F_t,Rd) = 88,67 \text{ kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,03 + 0,08 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Unione trave HEA160 - cosciale UPN180

Numero file 2
 Numero bulloni per fila 2

(in condizioni ULTIME)

Taglio $V_{Ed} = 12,43 \text{ kN}$
 Momento flettente $M_{Ed} = 1301,00 \text{ kNcm}$
 Braccio $b = 9,00 \text{ cm}$
 Piani di contatto $n_v = 1$ ---

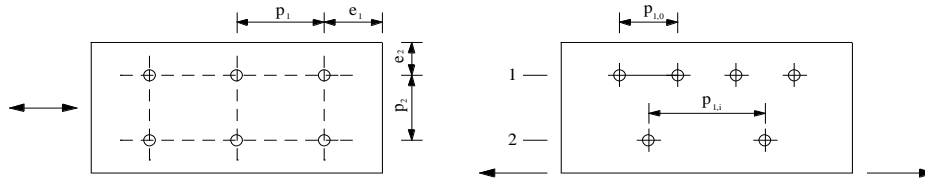
Sforzo di taglio (sul singolo bullone) $F_{v,Ed} = V_{Ed} / (n_v \cdot n) = 3,11 \text{ kN}$
 Sforzo di trazione (per fila di tasselli) $F_{t,Ed} = (M/b) / n^\circ = 72,28 \text{ kN}$

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano 4 bulloni M16 Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---	
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm	
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm	
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	$t =$	1,10	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		7,00	cm	
Area netta piastra	$A_{net} =$	4,18	cm ²	
Spessore anima/ala trave	$s =$	0,90	cm	
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	80	kN/cm ²	
σ rottura piastra	$f_{tk} =$	43	kN/cm ²	
σ rottura trave	$f_u =$	43	kN/cm ²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XVIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2,04	8,4	3,5	OK
e2	2,04	8,4	5	OK
p1	3,74	15,4	9	OK
p1,0	-	15,4	-	NO
p1,i	-	20	-	NO
p2	4,08	15,4	10	OK

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 59,11 \quad \text{kN}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 5\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,69 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 103,87 \quad \text{kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 3\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_u; 1) = 0,69 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 84,99 \quad \text{kN}$$

$$\text{Numero piani di contatto} \quad n_v = 1 \quad \text{---}$$

$$F_{V,Ed} / F_{b,Rd} = 4\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 88,67 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 82\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net} / \gamma_{M2} = 129,41 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / N_{u,Rd} = 56\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 114,12 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 63\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_{v,Rd}; F_b, R_d) = 59,11 \quad \text{kN}$
 Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_{p,Rd}; F_t, R_d) = 88,67 \quad \text{kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,05 + 0,58 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Unione cosciale UPN180 - cosciale UPN180

Numero file 2
 Numero bulloni per fila 1

(in condizioni ULTIME)

Taglio $V_{Ed} = 4,50 \quad \text{kN}$
 Momento flettente $M_{Ed} = 49,50 \quad \text{kNcm}$
 Braccio $b = 9,00 \quad \text{cm}$
 Piani di contatto $n_v = 1 \quad \text{---}$

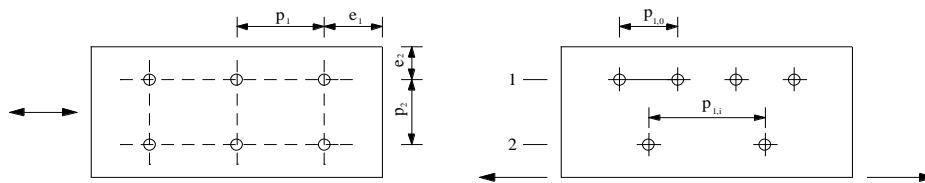
Sforzo di taglio (sul singolo bullone) $F_{v,Ed} = V_{Ed} / (n_v \cdot n) = 2,25 \quad \text{kN}$
 Sforzo di trazione (per fila di tasselli) $F_{t,Ed} = (M/b) / n^\circ = 5,50 \quad \text{kN}$

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano 2 bulloni M16 Classe 8.8 come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---	
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm	
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm	
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	$t =$	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		15,80	cm	
Area netta piastra	$A_{net} =$	12,60	cm ²	
Spessore anima/ala trave	$s =$	0,80	cm	
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	80	kN/cm ²	
σ rottura piastra	$f_{tk} =$	43	kN/cm ²	
σ rottura trave	$f_u =$	43	kN/cm ²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XVIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2,04	8	3,4	OK
e2	2,04	8	5	OK
p1	3,74	14	9	OK
p1,0	-	14	-	NO
p1,i	-	20	-	NO
p2	4,08	14	-	NO

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 59,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 4\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,67 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 91,73 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 2\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_u; 1) = 0,67 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 73,39 \text{ kN}$$

Numero piani di contatto $n_v = 1 \quad \text{---}$

$$F_{v,Ed} / F_{b,Rd} = 3\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 88,67 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 6\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net} / \gamma_{M2} = 390,10 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / N_{u,Rd} = 1\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 103,75 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 5\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_{v,Rd}; F_b, R_d) = 59,11 \quad \text{kN}$
 Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_{p,Rd}; F_t, R_d) = 88,67 \quad \text{kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,04 + 0,04 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Unione controvento $\varnothing 16$

Numero file 1
 Numero bulloni per fila 1

(in condizioni ULTIME)

Taglio $V_{Ed} = 16,60 \quad \text{kN}$
 Momento flettente $M_{Ed} = 0,00 \quad \text{kNcm}$
 Braccio $b = 1,00 \quad \text{cm}$
 Piani di contatto $n_v = 1 \quad \text{---}$

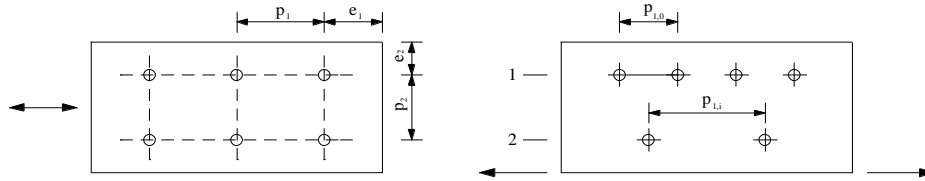
Sforzo di taglio (sul singolo bullone) $F_{v,Ed} = V_{Ed} / (n_v \cdot n) = 16,60 \quad \text{kN}$
 Sforzo di trazione (per fila di tasselli) $F_{t,Ed} = (M/b) / n^\circ = 0,00 \quad \text{kN}$

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizza 1 bullone **M16 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---	
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm	
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm	
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ²	(area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	$t =$	1,00	cm	
Larghezza piastra in dir trazione		5,00	cm	
Area netta piastra	$A_{net} =$	3,40	cm ²	
Spessore anima/ala trave	$s =$	1,00	cm	
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	80	kN/cm ²	
σ rottura piastra	$f_{tk} =$	43	kN/cm ²	
σ rottura trave	$f_u =$	43	kN/cm ²	(S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XVIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2,04	8	3,5	OK
e2	2,04	8	2,5	OK
p1	3,74	14	-	NO
p1,0	-	14	-	NO
p1,i	-	20	-	NO
p2	4,08	14	-	NO

L'unione è stata dimensionata rispettando i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 59,11 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 28\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,69 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,42 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 91,32 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 18\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_u; 1) = 0,69 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,42 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 91,32 \text{ kN}$$

Numero piani di contatto $n_v = 1 \quad \text{---}$

$$F_{v,Ed} / F_{b,Rd} = 18\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 88,67 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,i}/F_{t,Rd} = 0\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net} / \gamma_{M2} = 105,26 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i}/N_{u,Rd} = 16\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 103,75 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i}/B_{p,Rd} = 0\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_{v,Rd}; F_b, R_d) = 59,11 \quad \text{kN}$

Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_{p,Rd}; F_t, R_d) = 88,67 \quad \text{kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,28 + 0,00 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Unione di base cosciale UPN180

Numero file **2**

Numero tirafondi per fila **1**

Coefficiente di sovraresistenza **1**

(in condizioni ULTIME)

(valori da modello)

cmb inviluppo a favore di sicurezza

Taglio	$V_{Ed} =$	5,80 kN
Momento flettente	$M_{Ed} =$	90,00 kNcm
Braccio	$b =$	24,00 cm
Piani di contatto	$n_V =$	1 ---

Sforzo di taglio (sul singolo) $F_{v,Ed} = V_{Ed} / (n_V \cdot n) = 2,90 \quad \text{kN}$

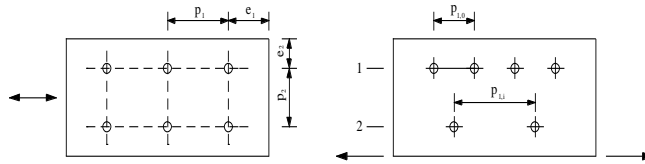
Sforzo di trazione (sul singolo) $F_{t,Ed} = (M_{Ed}/b) / (n_M) = 3,75 \quad \text{kN}$

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano barre inghisate chimicamente **M12** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---
Diametro bullone	$d =$	1,2	cm
Diametro foro	$d_0 =$	1,3	cm
Area resistente bullone	$A_{res} =$	0,79	cm ²
Spessore piastra	$t =$	1,00	cm
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	43	kN/cm ²
σ rottura piatto	$f_{tk} =$	43	kN/cm ² (S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	1,56	8	3	OK
e2	1,56	8	6,5	OK
p1	2,86	14	24	NO
p1,0	-	14	-	
p1,i	-	20	-	
p2	3,12	14	-	

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 16,80 \text{ kN} \quad \text{da scheda tecnica Hilti}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 17\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,77 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 79,38 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 4\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 18,40 \text{ kN} \quad \text{da scheda tecnica Hilti}$$

$$N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 20\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 77,81 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 5\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_{v,Rd}; F_{b,Rd}) = 16,80 \text{ kN}$

Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_{p,Rd}; F_{t,Rd}) = 18,40 \text{ kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,17 + 0,15 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Resistenza di progetto: calcestruzzo non fessurato C 20/25 , ancorante HIT-V 5.8

Dimensione ancorante		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30	
Calcestruzzo non fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	12,0	19,3	28,0	39,2	62,2	85,4	104,3	124,5
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
Calcestruzzo fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	6,7	9,4	18,4	27,9	44,3	60,9	74,4	88,7
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0

Unione bullonata di base montanti parapetto scala

Numero file 2
 Numero bulloni per fila 1

Taglio $V_{Ed} = 4,28$ kN
 Momento flettente $M_{Ed} = 521,55$ kNcm
 Braccio $b = 9,80$ cm
 Piani di contatto $n_v = 1$ ---

Sforzo di taglio (sul singolo bullone) $F_{v,Ed} = V_{Ed}/(n_v \cdot n) = 57,49$ kN
 Sforzo di trazione (singolo bullone) $F_{t,Ed} = (M/b)/n^o = 0,00$ kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano **bulloni M16 Classe 8.8** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ² (area pari al diametro inferiore)
Spessore piastra	$t =$	1,00	cm
Larghezza piastra in dir trazione		15,00	cm
Area netta piastra	$A_{net} =$	13,40	cm ²
Sp. anima/ala trave	$s =$	2,00	cm
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	80	kN/cm ²
σ rottura piastra	$f_{tk} =$	43	kN/cm ²
σ rottura trave	$f_u =$	43	kN/cm ² (S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 17/01/2018)

	MIN	MAX	ADOTTATO	
	cm	cm	cm	
e1	2,04	8	3,5	OK
e2	2,04	8	4	OK
p1	3,74	14	9,8	OK
p1,0	-	14	-	NO
p1,i	-	20	-	NO
p2	4,08	14	-	NO

L'unione è stata dimensionata rispetta i rapporti geometrici minimi.

Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 59,11 \quad \text{kN}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 97\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,69 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 94,43 \quad \text{kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 61\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento dell'anima/ala della trave

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_u; 1) = 0,69 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 188,86 \quad \text{kN}$$

Numero piani di contatto $n_v = 1 \quad \text{---}$

$$F_{v,Ed} / F_{b,Rd} = 30\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 88,67 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 0\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione del piatto di collegamento

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot f_{tk} \cdot A_{net} / \gamma_{M2} = 414,86 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / N_{u,Rd} = 14\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 103,75 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 0\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_{v,Rd}; F_{b,Rd}) = 59,11 \quad \text{kN}$
 Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_{p,Rd}; F_{t,Rd}) = 88,67 \quad \text{kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,97 + 0,00 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Verifica corrimano parapetto

Tale elemento sarà realizzato assieme al parapetto e costituito da vari pezzi da assemblare in opera.

Analisi dei carichi

Carico accid. Orizzontale	$a =$	3,00 kN/m
Carico totale distribuito	$q =$	3,00 kN/m
	$\gamma q =$	1,50
$F_d =$	$\gamma q * q =$	4,50 kN/m

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata

Lunghezza di calcolo	$L =$	95,00 cm
----------------------	-------	-----------------

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale	$N =$	0,00 kN
Sforzo di taglio	$V_e =$	2,14 kN
Momento flettente	$M_e =$	50,77 kNcm
	$= q * L / 2$	
	$= q * L^2 / 8$	

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo a sezione**

Quadra80x40x3

Peso proprio	$pp =$	5,37 kN/m
Lato	$d =$	80,00 cm
Spessore	$t =$	3,00 cm
Area	$A =$	6,84 cm ²
Momento d'inerzia	$J_y =$	55,85 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico	$W_{el,y} =$	13,96 cm ³
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl,y} =$	13,96 cm ³
Raggio d'inerzia	$i =$	2,86 cm

Acciaio

Tensione di snervamento	$f_{yk} =$	27,50 kN/cm ²
Tensione di rottura	$f_t =$	43,00 kN/cm ²
Modulo elastico	$E =$	21000,00 kN/cm ²
Modulo di elasticità trasversale	$G =$	8076,92 kN/cm ²
		S275

Classificazione delle sezioni

$\epsilon =$	$\sqrt{(235/f_{yk})}$	$\epsilon =$	0,9
- sezione inflessa e/o compressa:		coeff. =	50
$d/t \leq 50 \epsilon^2$	$d =$ 80,00	$d/t =$ 26,67	\leq 42,73
	$t =$ 3,00		

Si utilizza un **profilo** classe = 1

♦ **Verifiche di resistenza**

Verifica a flessione della sezione

Fattore di combinazione relativo al modello di resistenza adottato

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

Momento flettente in mezzeria

$$M_{rd} = f_{yk} \cdot W / \gamma_{M0} = 365,62 \text{ kNcm}$$

$$M_{ed} / M_{rd} = 14\% \quad \text{OK}$$

♦ **Verifica di deformabilità**

Freccia massima

$$f = d_2$$

$$d_2 = 0,027 < 0,48 \text{ cm}$$

$$L / d_2 = 3501,96 > 200 \quad \text{OK}$$

Verifica montante parapetto

Analisi dei carichi

Coefficiente di combinazione

$$\gamma_q = 1,50$$

Carico acc. orizz. concentrato da corrimano

$$\gamma_q \cdot a \cdot i = 4,28 \text{ kN}$$

Carico totale concentrato di calcolo

$$\gamma_q \cdot Q = 4,28 \text{ kN}$$

Nota: il carico da corrimano si adotta già amplificato dai coefficienti di combinazione

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a mensola

Lunghezza di calcolo

$$L = 122,00 \text{ cm}$$

Interasse massimo

$$i = 95,00 \text{ cm}$$

Incastro

Sforzo normale

$$N_s = 0,00 \text{ kN}$$

Sforzo di taglio = Q

$$V_s = 4,28 \text{ kN}$$

Momento flettente = Q * L

$$M_s = 521,55 \text{ kNcm}$$

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo singolo a sezione rettangolare**

profilo

$$1x \quad \mathbf{20x80}$$

Altezza

$$\mathbf{8,00 \text{ cm}}$$

Larghezza

$$\mathbf{2,00 \text{ cm}}$$

Spessore ala	tf =	2,00	cm	
Spessore anima	tw =	2,00	cm	
Raggio di raccordo	r =		cm	
Area	A =	16,00	cm ²	
Momento d'inerzia	J =	85,33	cm ⁴	
Modulo di resistenza el	Wel =	21,33	cm ³	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	32,00	cm ³	
	fyk =	27,50	kN/cm ²	S275

Classificazione delle sezioni

$$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)} \quad \varepsilon = 0,92$$

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

$c/t \leq cpe\varepsilon$	c =	0,00			
	t =	2,00			
	c/t =	0,00	<	8,32	OK

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

$c/t \leq cpi\varepsilon$	c =	4,00			
	t =	2,00			
	c/t =	2,00	<	66,56	OK

Si utilizza un **profilo** classe = 1

♦ Verifiche di resistenza

Verifica a flessione della sezione (incastro)

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato $\gamma_{M0} = 1,05$

Momento flettente	(base)	$Mrd = fyk \cdot Wpl / \gamma_{M0} =$	838	> Med	kNcm
		Med/Mrd =	62%	OK	

Verifica di deformabilità

Freccia massima	$f = d_2$				
	$d_2 =$	0,96	<	2,44	UNI 10805-10809 2% L

Verifica grigliato di calpestio

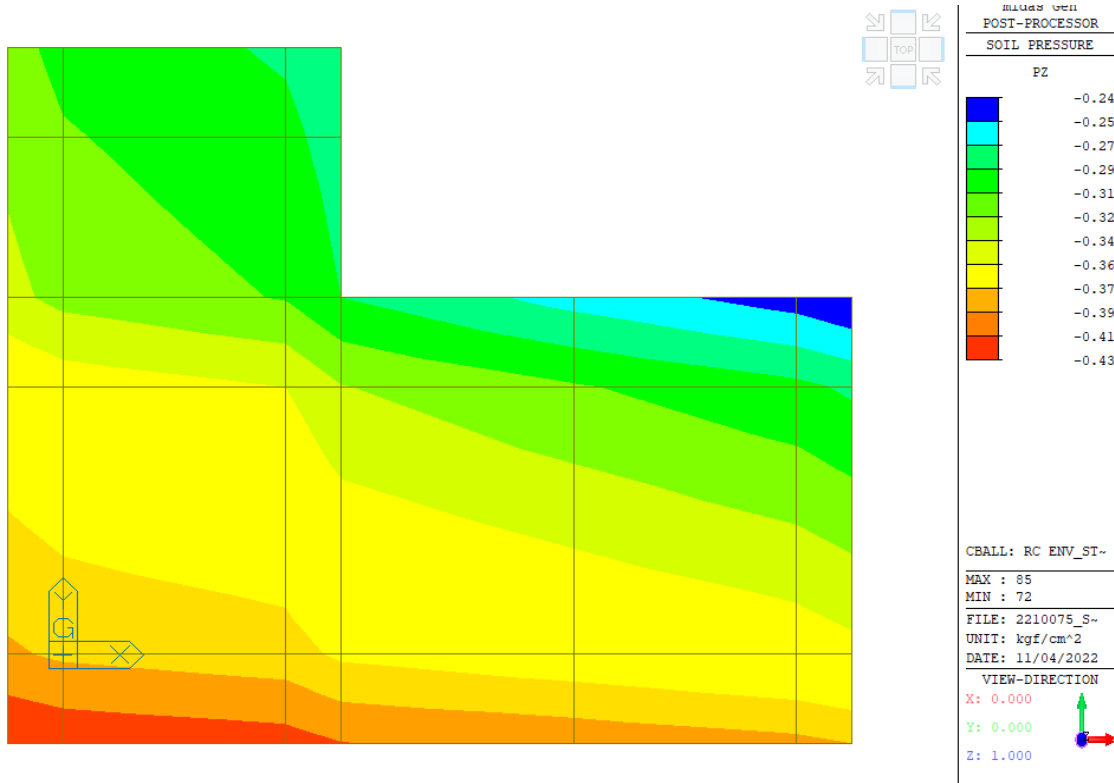
Si riporta di seguito la verifica relativa al grigliato metallico di calpestio dei pianerottoli.

Barra portante	CLASSE 1					CLASSE 2					CLASSE 3					CLASSE 4					
	Interasse barre portanti					Interasse barre portanti					Interasse barre portanti					Interasse barre portanti					
	15	22	25	30	34	15	22	25	30	34	15	22	25	30	34	15	22	25	30	34	
25x2	Luce netta mm	1235	1123	1087		1007	305	252	238		195	222	187	177		150	173	144	136		116
	Freccia mm	5,0	5,0	5,0		5,0	0,77	0,37	0,33		0,22	0,29	0,21	0,18		0,22	0,18	0,12	0,11		0,08
30x2	Luce netta mm	1417	1287	1247		1154	395	320	298		237	276	227	213		180	208	173	164		139
	Freccia mm	5,0	5,0	5,0		5,0	0,73	0,49	0,43		0,27	0,37	0,25	0,22		0,16	0,21	0,15	0,13		0,09
40x2	Luce netta mm	1758		1547			625		453			374		302			278		218		
	Freccia mm	5,0		5,0			1,31		0,71			0,52		0,33			0,28		0,17		
25x3	Luce netta mm	1367	1242	1203	1150	1114	407	329	307	265	243	283	232	218	198	184	212	177	167	154	142
	Freccia mm	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	0,93	0,62	0,54	0,41	0,35	0,47	0,32	0,28	0,23	0,20	0,27	0,19	0,16	0,14	0,12
30x3	Luce netta mm	1586	1425	1380	1318	1278	543	430	398	339	306	343	290	270	242	222	254	212	201	184	171
	Freccia mm	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	1,34	0,86	0,74	0,55	0,45	0,58	0,41	0,35	0,29	0,24	0,32	0,22	0,20	0,17	0,14
40x3	Luce netta mm	1945	1768	1712	1636	1585	887	687	659	524	467	462	395	375	336	313	352	285	268	246	228
	Freccia mm	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	2,56	1,57	1,33	0,94	0,75	0,79	0,58	0,52	0,42	0,36	0,46	0,30	0,26	0,22	0,19
50x3	Luce netta mm	2300	2090	2024			1330	1017	928			610	505	476			440	376	349		
	Freccia mm	5,0	5,0	5,0			4,48	2,66	2,24			1,07	0,75	0,67			0,57	0,41	0,35		
60x3	Luce netta mm	2637					1653					790					528				
	Freccia mm	5,0					5,00					1,46					0,69				
70x3	Luce netta mm	2960	2690				1928	1748				1004	790				616	528			
	Freccia mm	5,0	5,0				5,00	5,00				1,46	1,46				0,80	0,59			
80x3	Luce netta mm	3272	2973	2880			2202	1997	1930			1250	983	906			713	603	577		
	Freccia mm	5,0	5,0	5,0			5,00	5,00	5,00			2,62	1,66	1,42			0,99	0,67	0,61		
40x4	Luce netta mm		2973	2973	2973			883	806	666			461	435	388			603	603	603	
	Freccia mm		5,0	5,0	5,0			2,54	2,13	1,48			0,78	0,70	0,56			0,42	0,36	0,30	
50x4	Luce netta mm		2973	2973				1323	1204				607	568				435	416		
	Freccia mm		5,0	5,0				4,43	3,69				1,06	0,94				0,56	0,51		
60x4	Luce netta mm		2575	2494				1650	1595				787	729				522	500		
	Freccia mm		5,0	5,0				5,00	5,00				1,45	1,26				0,67	0,62		
70x4	Luce netta mm	3181	2890	2800			2121	1924	1859			1272	999	921			722	609	583		
	Freccia mm	5,0	5,0	5,0			5,00	5,00	5,00			3,10	1,96	1,68			1,09	0,78	0,72		
80x4	Luce netta mm			3094					2124				1142					670			
	Freccia mm			5,0					5,00				2,21					0,83			

Il grigliato dei pianerottoli è costituito da barre portanti 30x2 mm con maglia 15x76 mm, ed ha una luce massima di 900 mm, pertanto risulta verificato rispetto ad un carico di 6,00 kN/mq, superiore ai 5,00 kN/mq previsti.

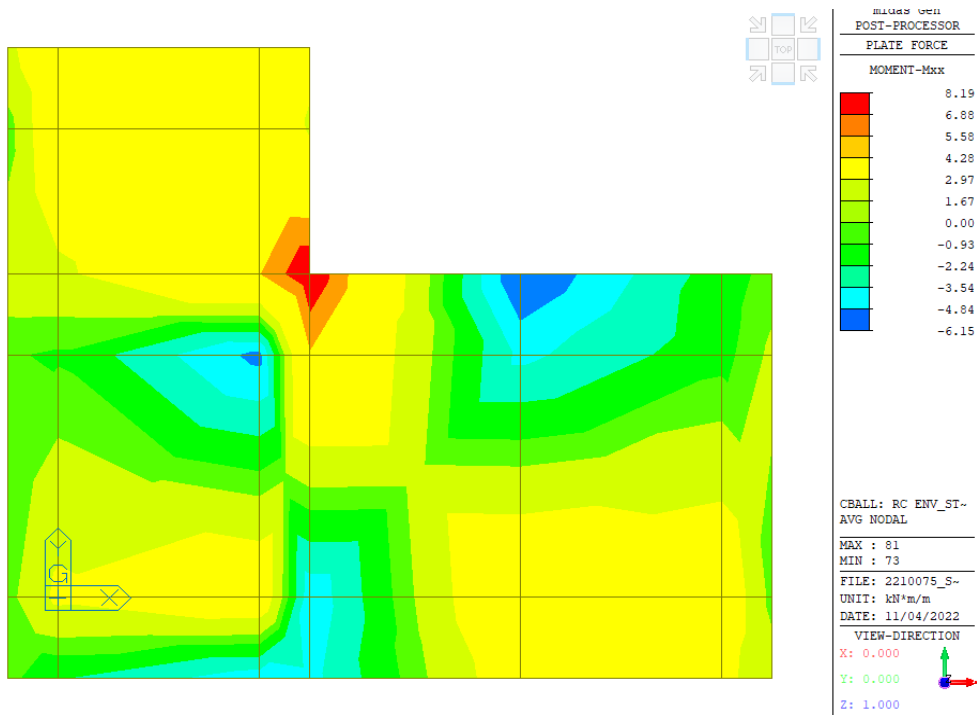
Verifica tensioni sul terreno e platea

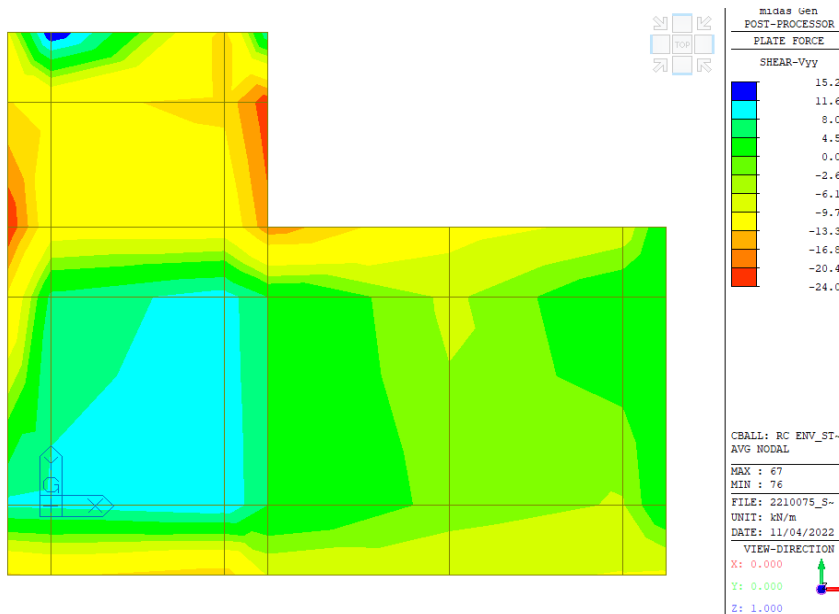
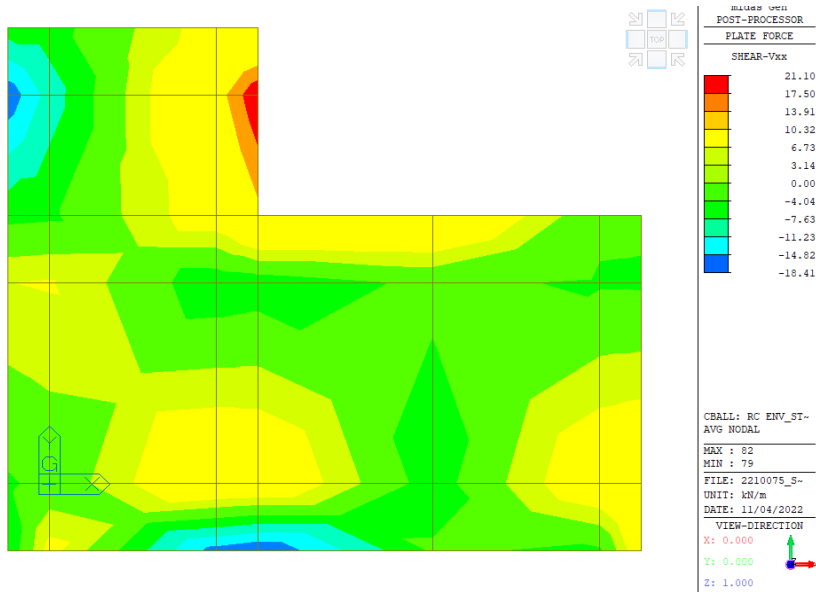
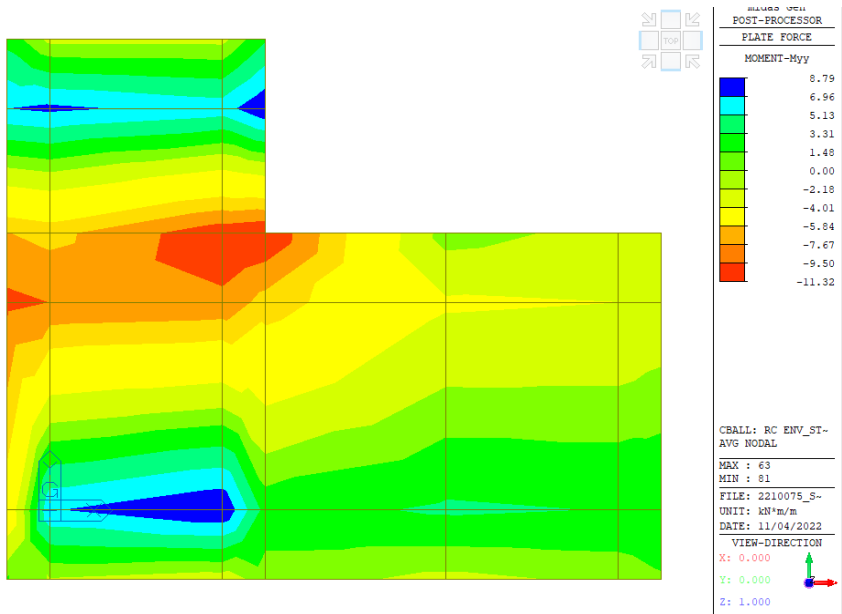
Si riporta di seguito l'involuppo delle tensioni sul terreno derivanti sia dalle sollecitazioni sia statiche che sismiche.



$\sigma_{max} = 0,43 \text{ kg/cm}^2$

La tensione risulta inferiore alla resistenza di progetto.





Si riporta di seguito la verifica della platea:

CLS 25/30		
Densità	d =	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_c =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$a_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa
Deformazione ultima	$e_{cu} =$	0,35% ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$e_{c2} =$	0,20% ---

ACCIAIO B450C		
Densità	d =	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_s =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	$e_{yd} =$	0,19% ---

Luce	L =	---	cm
Altezza totale sezione	H =	30,00	cm
Altezza utile sezione	d =	26,50	cm
Bordo superiore sezione	B =	100,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	100,00	cm

◆ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed \text{ SLU}} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove $M_{Ed \text{ SLU}}$ è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto $0,9 \cdot d$ rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule:

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq$	0,8 · d	cm
Area staffe minima	$A'st =$	$1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm ² /m

Parametri	udm	Incastro
Armatura		
A's	cm ²	1,21
ferri	cm ²	5Ø12
Asl _{inf}	cm ²	5,65
s _{max}	cm	21,2
A'st _{min TOT}	cm ² /m	15,00
passo staffe	cm	20
n bracci	---	0
Ø staffe	mm	14
A _{st} • n bracci	cm ²	0,00
Ast _{TOT}	cm ² /m	0,00

♦ **Verifica allo stato limite ultimo**

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm ²
Posizione asse neutro	$y =$	$A_{sl} \cdot f_{yd} / 0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$x =$	y/d	---
Rapporto d'armatura	$w_s =$	$A_{sl} \cdot f_{yd} / b_w \cdot d \cdot f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z =$	$d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l =$	$A_{sl} / b_w \cdot d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k =$	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} =$	$0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{cp} =$	N_{ed}/A_c	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	α		°
Inclinazione bielle compresse	φ		°

Parametri della sezione	udm	
b_w	cm	100,00
y	cm	1,96
w_s	---	0,06
z	cm	25,72
r_l	---	0,002
k	---	1,87
n_{min}	MPa	0,45
s_{cp}	kN/cm ²	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm ²	118,23
Taglio resistente	kN/cm ²	103,67

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
M_{Rd}	kNcm	5685,60
M_{Ed}/M_{Rd}	---	20%
Verifica		

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
V_{Rd1}	kN	118,23
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	20%
Verifica		

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica punzonamento platea

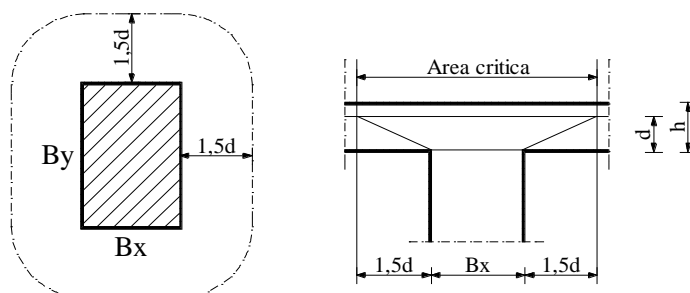
Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30		
Densità	$\delta =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa

ACCIAIO B450C		
Densità	$\delta =$	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30 MPa

Caratteristiche delle sezioni

Schema valido per area caricata di forma rettangolare (EC2 - par.4.3.4.2.1), lontana da bordi liberi:



nota: par. 4.3.4.5.2-EC2: piastre prive di nervature contenenti armature a taglio devono avere, di regola, uno spessore minimo di 200 mm

Altezza totale piastra	h =	30,00	cm
Altezza utile piastra	d =	25,00	cm
Lato X area caricata (pilastro)	Bx =	32,00	cm
Lato Y area caricata (pilastro)	By =	32,00	cm
Altezza piastra >= 20 cm		OK	
Perimetro area caricata < 11*d		OK	

Lato X critico = Bx+(2*1,5*d)	Bux =	57,00	cm
Lato Y critico = By+(2*1,5*d)	Buy =	57,00	cm
Perimetro critico = (Bux+Buy)*2	u =	228,00	cm
Sezione critica = u*d	Su =	5700,00	cm ²

a favore di
sicurezza

Analisi dei carichi

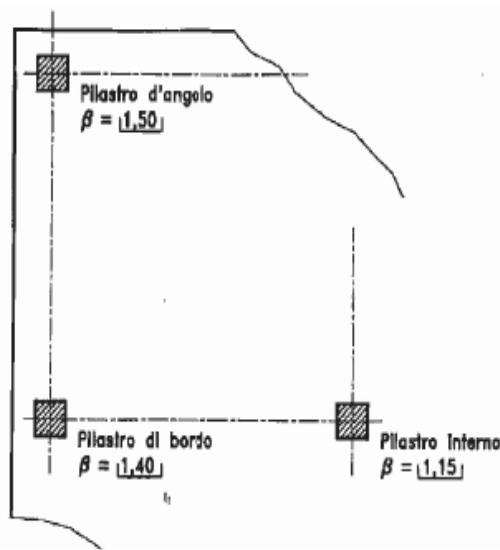
Carico Totale di Progetto (V _{Ed}) N _{Ed} =	31,68	kN
---	--------------	-----------

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$V_{Ed} = N_{Ed} * \beta / u$

$V_{Ed} =$ **20,84** **kN/m**

, dove: $\beta =$ **1,5** Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico



Verifica allo stato limite ultimo

- V_{Rd1} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
- V_{Rd2} Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
- V_{Rd3} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio	V _{Rd1}	>	V _{Ed}	
Piastre dotate di armatura a taglio	V _{Rd3}	≥	V _{Ed}	

Piastre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl _x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	5,65
Asl _y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	5,65
ρ _{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= Asl/Bux*d ≤ 0,02	-	0,0040
ρ _{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= Asl/Buy*d ≤ 0,02	-	0,0040
ρ ₁	Percentuale d'armatura tot =radq(ρ _{1x} *ρ _{1y})≤ 0,015	-	0,0040
τ _{Rd}	Tensione resistente = 0,25*f _{ctk} /γ _C	MPa	0,30
k	1,6-d ≥ 1	-	1,35

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
V _{Rd1}	= τ _{Rd} *k*(1,2+40ρ ₁)*d	kN/m	136,85
V _{Ed} /V _{Rd1}		---	15%
Verifica			OK

La verifica è soddisfatta.

Verifica SLD

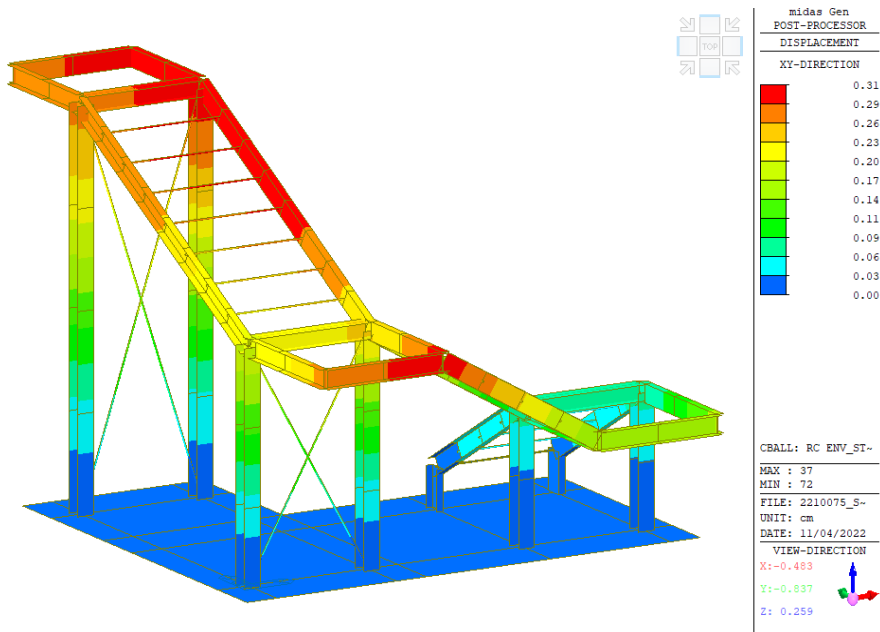
Trattandosi di una struttura strategica (CU = IV) è necessario eseguire le verifiche di resistenza anche allo SLD. Avendo tuttavia assunto un fattore di struttura pari a 1,0 allo SLV, lo spettro SLD risulta sempre inferiore a quello SLV, e pertanto anche le sollecitazioni saranno inferiori. Le verifiche risultano dunque automaticamente soddisfatte.

Verifica SLO

Gli spostamenti allo SLO sono stati determinati tramite analisi sismica con spettro di risposta. Si è proceduto al calcolo degli spostamenti per il modello nel piano x-y del sistema di riferimento principale allegato alla presente relazione. Dai risultati degli spostamenti derivanti dal modello spaziale adottato si determina lo spostamento massimo Dr di interpiano massimo valutato in corrispondenza della struttura in c.a., tralasciando quella metallica, non influente ai fini del comportamento strutturale globale. Le valutazioni vengono differenziate tra la struttura in corrispondenza del bunker, con altezza di interpiano ridotta, e gli altri locali.

Trattandosi di un edificio strategico (Classe d'Uso IV), come previsto al §7.3.6.1 delle NTC 2018, i limiti di spostamento di interpiano previsti vengono ridotti a 2/3 rispetto a quelli indicati dalla normativa confrontandoli con gli spostamenti allo SLO.

a) tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa (a favore di sicurezza)



altezza interpiano minima	h =	385 cm		
spostamento d'interpiano MAX	$dr < (2/3) \cdot 0,005 \cdot h =$	1,28 cm		
spostamento calcolato (SLO)	d =	0,31 cm	24%	OK

Giunto strutturale

Si riporta di seguito il dimensionamento del giunto strutturale di separazione tra le strutture esistenti e la nuova scala.

Spostamenti SLV fabbricato esistente

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 lo spostamento di una struttura esistente è stimabile mediante la seguente espressione:

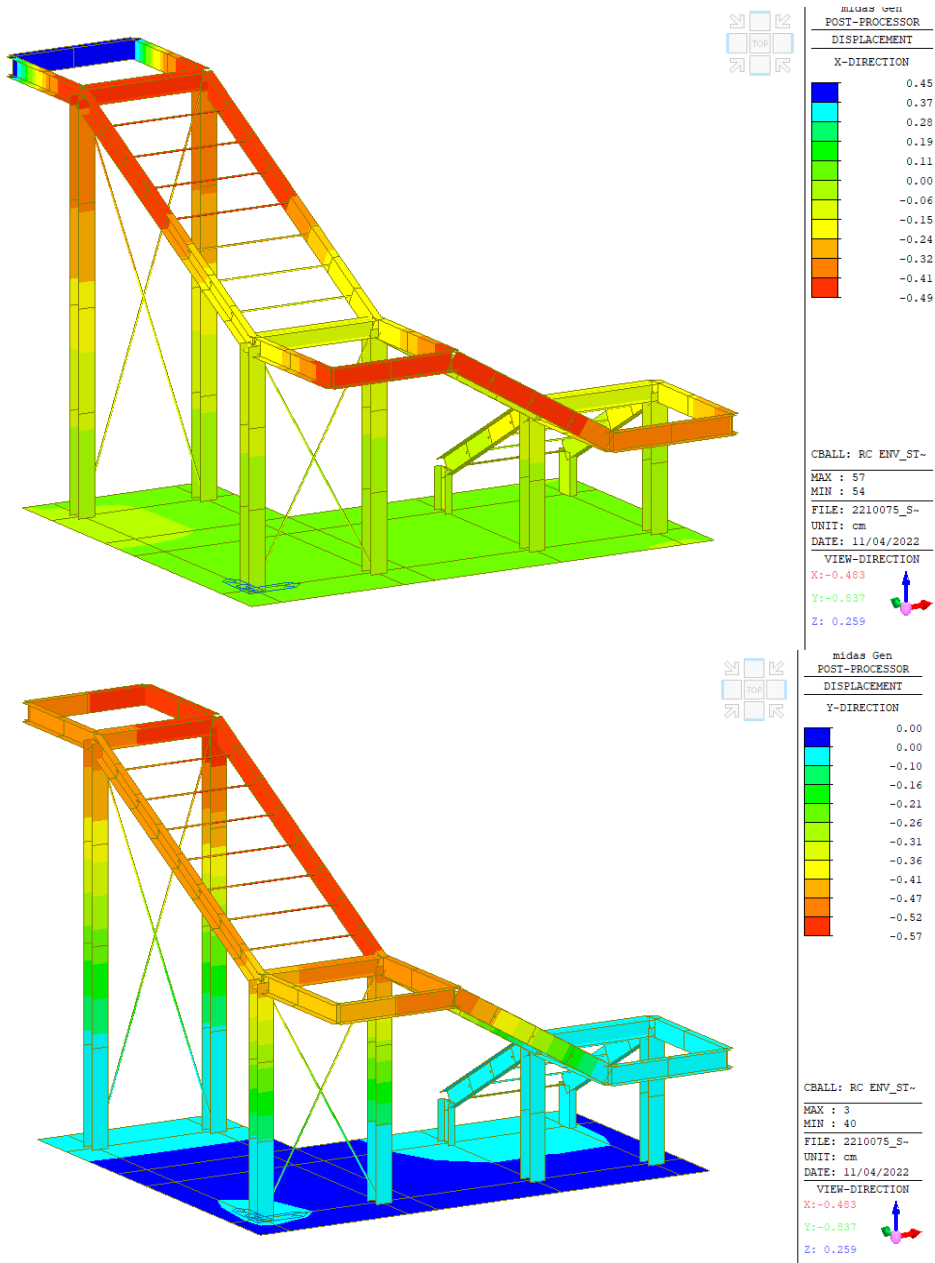
$ag \cdot S \cdot H / 100$

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

h =	3,85	m
d max=	0,606375	cm

Spostamenti SLV scala

Dir. X	d max=	0,49	cm
Dir. Y	d max=	0,57	cm



Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 la distanza minima tra due costruzioni contigue è pari a:

$$2ag \cdot S \cdot H / 100$$

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

Il punto di interferenza posto a quota maggiore tra le due costruzioni è a quota +3 m circa da piano di fondazione.

Pertanto la distanza minima tra le due costruzioni per ottenere un comportamento sismico indipendente è pari a:

$$d = 0,95 \quad \text{cm}$$

Considerando la somma degli spostamenti delle due strutture si ottiene:

$$d = 1,18 \quad \text{cm}$$

Il giunto tra le due porzioni avrà ampiezza pari a 5 cm.

5.4 INTERVENTO 5 - PARAPETTI

Il progetto prevede la messa a norma del parapetto esistente in corrispondenza del bordo della tribuna al piano primo, e la realizzazione di nuovi parapetti.

In particolare gli interventi sul parapetto esistente si rendono necessari al fine di mantenere l'altezza minima di 110 cm dal piano di calpestio anche una volta realizzata la finitura del piano di calpestio, che comporta un aumento di 7 cm dell'estradosso di quest'ultimo.

Si prevede pertanto la messa in opera di un profilo metallico fissato al corrimano esistente, al fine di rialzarne l'estradosso. Tale profilo verrà fissato con barre passanti.

Si prevede inoltre la realizzazione di nuovi parapetti, in particolare:

- Parapetto scala in c.a. ingresso spettatori;
- Parapetto bordo piano primo a ridosso della facciata;
- Parapetto di sicurezza su terrazzo tecnologico;
- Parapetto scala metallica (per verifiche vedasi paragrafo dedicato).

Si riportano di seguito le verifiche di tali elementi.

Verifica parapetto esistente (Intervento 5.1)

Il parapetto esistente è costituito da montanti in profilo rettangolare pieno 78x20 mm posti ad interasse di 95 cm, con un corrimano in profilo tubolare sezione 78x40x3 mm.

Non essendo note dai progetti originali le caratteristiche del materiale con cui è stato realizzato, si assumono a favore di sicurezza i valori delle proprietà meccaniche di un acciaio S235 (ex Fe360), essendo questo l'acciaio con le prestazioni minori in commercio al momento della realizzazione dell'opera (anno 2009).

Dovendo completare la finitura del pavimento di calpestio, il parapetto sarà rialzato mediante messa in opera di un profilo rettangolare, fissato al corrimano.

Si riporta di seguito la verifica del parapetto.

Verifica corrimano parapetto

Analisi dei carichi

Carico accid. Orizzontale	$a =$	3,00 kN/m
Carico totale distribuito	$q =$	3,00 kN/m
	$\gamma q =$	1,50
$F_d =$	$\gamma q^* q =$	4,50 kN/m

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata

Lunghezza di calcolo	$L =$	95,00 cm
----------------------	-------	-----------------

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale	$N =$	0,00 kN
Sforzo di taglio	$= q \cdot L/2$	$V_e =$ 2,14 kN
Momento flettente	$= q \cdot L^2/8$	$M_e =$ 50,77 kNcm

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo a sezione**

78x40x3

Peso proprio	pp =	5,37 kN/m
Lato	d =	78,00 cm
Spessore	t =	3,00 cm
Area	A =	6,72 cm ²
Momento d'inerzia	Jy =	52,43 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico	Wel,y =	13,96 cm ³
Modulo di resistenza plastico	Wpl,y =	13,96 cm ³
Raggio d'inerzia	i =	2,79 cm

Acciaio

S235

Tensione di snervamento	fyk =	23,50 kN/cm ²
Tensione di rottura	ft =	36,00 kN/cm ²
Modulo elastico	E =	21000,00 kN/cm ²
Modulo di elasticità trasversale	G =	8076,92 kN/cm ²

Classificazione delle sezioni

$$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$$

$$\varepsilon = 1,0$$

- sezione inflessa e/o compressa:

$$\text{coeff.} = \mathbf{50}$$

$$d/t \leq 50\varepsilon^2$$

$$\begin{aligned} d &= 78,00 \\ t &= 3,00 \end{aligned}$$

$$d/t = 26,00 \leq 50,00$$

Si utilizza un **profilo**

classe = **1**

♦ **Verifiche di resistenza**

Verifica a flessione della sezione

Fattore di combinazione relativo al modello di resistenza adottato

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

Momento flettente in mezzeria

$$M_{rd} = fyk \cdot W / \gamma_{M0} = \mathbf{312,44} \text{ kNcm}$$

$$M_{ed} / M_{rd} = \mathbf{16\%} \quad \mathbf{OK}$$

♦ **Verifica di deformabilità**

(mezzeria)

Freccia massima

$$f = d_2$$

$$d_2 = 0,029 < 0,48 \text{ cm}$$

$$L/d_2 = 3287,52 > \mathbf{200} \quad \mathbf{OK}$$

♦ **Verifiche di resistenza**

Verifica a flessione della sezione (incastro)

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato $\gamma_{M0} = 1,05$

Momento flettente **(base)** $M_{rd} = f_{yk} \cdot W_{pl} / \gamma_{M0} = 681 > M_{ed}$ kNcm
 $M_{ed} / M_{rd} = 75\%$ **OK**

Verifica di deformabilità

Freccia massima $f = d_2$
 $d_2 = 0,96 < 2,38$ UNI 10805-10809
 2% L

Verifica unione di base montante

Ciascun montante è fissato al solaio in c.a. per mezzo di 3 barre M16 (una a estradosso solaio soletcitata a taglio e due sullo spessore dello stesso soletcite a trazione), che si suppongono essere inghisate chimicamente alla trave in c.a. di bordo.

L'immagine seguente riporta la piastra di base esistente.



Si rimanda agli elaborati grafici per la geometria di dettaglio della piastra.

Le sollecitazioni complessive sono:

$M = 5,08725$ kNm

$V = 4,28$ kN

Mediante un sistema a cue equazioni di equilibrio si calcola la sollecitazione su ciascuna barra:

Barre inferiori: $N = 5,08$ kN

Barra superiore: $V = 20,32$ kN

Si prende a riferimento una scheda tecnica di barre inghisate chimicamente:

Resistenza di progetto: calcestruzzo non fessurato C 20/25 , ancorante HIT-V 5.8

Dimensione ancorante			M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Calcestruzzo non fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	12,0	19,3	28,0	39,2	62,2	85,4	104,3	124,5
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
Calcestruzzo fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	6,7	9,4	18,4	27,9	44,3	60,9	74,4	88,7
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0

A favore di sicurezza a tale valore si applica un coefficiente di sicurezza pari a 1,35, equivalente al fattore FC del Livello di Conoscenza LC1:

Nrd =	20,67	kN	tasso di lavoro:	0,25	< 1,00	VERIFICATO
Vrd =	23,11	kN	tasso di lavoro:	0,88	< 1,00	VERIFICATO

Verifica profilo di rialzo

Il rialzo del parapetto viene eseguito mediante un profilo pressopiegato di spessore 3 mm. Si riporta la verifica di tale rialzo.

Considerando la sollecitazione sul bordo superiore del profilo, si ha che ciascuna anima verticale dello stesso, schematizzata come mensola incastrata è soggetta ad una flessione pari a:

$M = 0,225 \text{ kNm/m}$

Quindi la tensione è pari a:

$\sigma = 150 \text{ Mpa} < 223,8 \text{ (S235)} \text{ VERIFICATO}$

Il fissaggio avviene per mezzo di bulloni passanti M10.

Verifica parapetto bordo piano primo (Intervento 5.2)

Il parapetto di bordo previsto sul perimetro del piano primo in corrispondenza della facciata viene realizzato con la medesima geometria prevista per il parapetto della scala metallica esterna, ossia: montante in profilo rettangolare pieno sez. 20x80 mm ad interasse massimo 95 cm, corrimano in profilo tubolare rettangolare 80x40x3 mm.

La verifica di sicurezza di tali elementi è analoga a quella precedentemente riportata per il parapetto della scala metallica, e pertanto risulta soddisfatta. Si riporta di seguito la verifica della piastra di base di tale parapetto, che viene collegato alla trave perimetrale di bordo del solaio per mezzo di 4 barre M16 inghisate chimicamente, superando il nuovo pavimento industriale.

Numero file	2
Numero tasselli per fila	2
Coefficiente di sovraresistenza	1

(in condizioni ULTIME)

Taglio	$V_{Ed} =$	4,28 kN
Momento flettente	$M_{Ed} =$	521,55 kNcm
Braccio	$b =$	13,00 cm
Piani di contatto	$n_v =$	1 ---

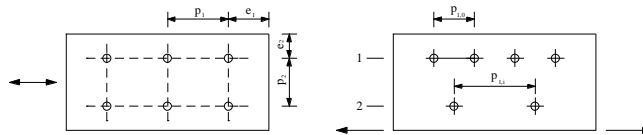
Sforzo di taglio (sul singolo) $F_{v,Ed} = V_{Ed}/(n_v \cdot n) = 1,07 \text{ kN}$
 Sforzo di trazione (sul singolo) $F_{t,Ed} = (M_{Ed}/b)/(n_M) = 20,06 \text{ kN}$

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano barre inghisate chimicamente **M16** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ²
Spessore piastra	$t =$	1,50	cm
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	43	kN/cm ²
σ rottura piatto	$f_{tk} =$	43	kN/cm ² (S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO
	cm	cm	cm
e1	2,04	10	2,5
e2	2,04	10	2,5
p1	3,74	20	13
p1,0	-	20	-
p1,i	-	20	-
p2	4,08	20	13

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi

$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 31,20 \text{ kN}$ da scheda tecnica Hilti
 $V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 3\% \text{ OK}$

Resistenza a rifollamento del piatto

$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,49 \text{ ---}$
 $k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,42 \text{ ---}$
 $F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 97,84 \text{ kN}$
 $F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 1\% \text{ OK}$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 27,90 \text{ kN}$ da scheda tecnica Hilti
 $N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 72\% \text{ OK}$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t_{fk} / \gamma_{M2} = 155,62 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 13\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_v,Rd; F_b,Rd) = 31,20 \quad \text{kN}$

Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_p,Rd; F_t,Rd) = 27,90 \quad \text{kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,03 + 0,51 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Resistenza di progetto: calcestruzzo non fessurato C 20/25 , ancorante HIT-V 5.8

Dimensione ancorante		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30	
Calcestruzzo non fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	12,0	19,3	28,0	39,2	62,2	85,4	104,3	124,5
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
Calcestruzzo fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	6,7	9,4	18,4	27,9	44,3	60,9	74,4	88,7
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0

Verifica parapetto di sicurezza terrazzo tecnologico (Intervento 5.3)

Il parapetto deve resistere alla spinta prevista per coperture accessibili per sola manutenzione e viene realizzato con montanti e corrimano in profili tubolari quadri 50x50x3. I montanti sono posti ad interasse massimo di 100 cm ed hanno altezza 100 cm. Sono fissati al pavimento industriale per mezzo di tasselli meccanici.

Verifica corrimano parapetto

Tale elemento sarà realizzato assieme al parapetto e costituito da vari pezzi da assemblare in opera.

Analisi dei carichi

Carico accid. Orizzontale (cat. H) $a = 1,00 \text{ kN/m}$
 Carico totale distribuito $q = 1,00 \text{ kN/m}$

$F_d = \gamma q = 1,50$
 $\gamma q = 1,50 \text{ kN/m}$

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a trave appoggiata

Lunghezza di calcolo $L = 100,00 \text{ cm}$

Appoggio/mezzeria

Sforzo normale $N = 0,00 \text{ kN}$
 Sforzo di taglio $= q \cdot L/2$ $V_e = 0,75 \text{ kN}$
 Momento flettente $= q \cdot L^2/8$ $Me = 18,75 \text{ kNcm}$

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo a sezione**

Quadra50x50x3

Peso proprio	pp =	4,43 kN/m
Lato	d =	50,00 cm
Spessore	t =	3,00 cm
Area	A =	5,64 cm ²
Momento d'inerzia	Jy =	20,85 cm ⁴
Modulo di resistenza elastico	Wel,y =	8,34 cm ³
Modulo di resistenza plastico	Wpl,y =	8,34 cm ³
Raggio d'inerzia	i =	1,92 cm

Acciaio

Tensione di snervamento	fyk=	27,50 kN/cm ²
Tensione di rottura	ft =	43,00 kN/cm ²
Modulo elastico	E =	21000,00 kN/cm ²
Modulo di elasticità trasversale	G =	8076,92 kN/cm ²

Classificazione delle sezioni

$$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)}$$

$$\varepsilon = 0,9$$

- sezione inflessa e/o compressa:

$$\text{coeff.} = \mathbf{50}$$

$$d/t \leq 50\varepsilon^2$$

$$\begin{aligned} d &= 50,00 \\ t &= 3,00 \end{aligned}$$

$$d/t = 16,67 \leq 42,73$$

Si utilizza un **profilo**

classe = **1**

◆ Verifiche di resistenza

Verifica a flessione della sezione

Fattore di combinazione relativo al modello di resistenza adottato

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

Momento flettente in mezzeria

$$M_{rd} = fyk \cdot W / \gamma_{M0} = 218,43 \text{ kNcm}$$

$$M_{ed} / M_{rd} = 9\% \quad \mathbf{OK}$$

◆ Verifica di deformabilità

Freccia massima

$$f = d_2$$

$$d_2 = 0,030 < 0,50 \text{ cm}$$

$$L/d_2 = 3362,69 > \mathbf{200} \quad \mathbf{OK}$$

Verifica montante parapetto

Analisi dei carichi

Coefficiente di combinazione	$\gamma_q =$	1,50
Carico acc. orizz. concentrato da corrimano	$\gamma_q \cdot a \cdot i =$	$\frac{1,50}{1,50}$ kN
Carico totale concentrato di calcolo	$\gamma_q \cdot Q =$	1,50 kN

Nota: il carico da corrimano si adotta già amplificato dai coefficienti di combinazione

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a mensola

Lunghezza di calcolo	$L =$	100,00 cm
Interasse massimo	$i =$	100,00 cm

Incastro

Sforzo normale	$N_s =$	0,00 kN
Sforzo di taglio	$V_s =$	1,50 kN
Momento flettente	$M_s =$	150,00 kNcm

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo tubolare quadro**

profilo	1x	50x50x3	
Altezza		5,00 cm	
Larghezza		5,00 cm	
Spessore ala	$t_f =$	0,30 cm	
Spessore anima	$t_w =$	0,30 cm	
Raggio di raccordo	$r =$	cm	
Area	$A =$	5,64 cm ²	
Momento d'inerzia	$J =$	20,85 cm ⁴	
Modulo di resistenza el	$W_{el} =$	8,34 cm ³	
Modulo di resistenza pl	$W_{pl} =$	8,34 cm ³	
	$f_{yk} =$	27,50 kN/cm ²	S275

Classificazione delle sezioni

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})} \quad \varepsilon = 0,92$$

- piattabande esterne soggette a compressione:

$$cpe. = 9$$

$c/t \leq cpe \varepsilon$	$c =$	2,35	$c/t =$	7,83	<	8,32	OK
	$t =$	0,30					

- parti interne soggette a compressione:

$$cpi. = 72$$

$c/t \leq cpi \varepsilon$	$c =$	4,40	$c/t =$	14,67	<	66,56	OK
	$t =$	0,30					

Si utilizza un **profilo** classe = **1**

♦ **Verifiche di resistenza**

Verifica a flessione della sezione (*incastro*)

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato $\gamma_{M0} = 1,05$

Momento flettente (*base*) $M_{rd} = f_{yk} * W_{pl} / \gamma_{M0} = 218 > M_{ed} \text{ kNcm}$
 $M_{ed} / M_{rd} = 69\% \quad \mathbf{OK}$

Verifica di deformabilità

Freccia massima $f = d_2$
 $d_2 = 0,76 < 2 \text{ UNI 10805-10809 } 2\% L$

Verifica unione di base

Numero file **2**
 Numero tasselli per fila **2**

Coefficiente di sovraresistenza **1**

(in condizioni ULTIME)

Taglio $V_{Ed} = 1,50 \text{ kN}$
 Momento flettente $M_{Ed} = 150,00 \text{ kNcm}$
 Braccio $b = 10,00 \text{ cm}$
 Piani di contatto $n_V = 1 \text{ ---}$

Sforzo di taglio (sul singolo) $F_{v,Ed} = V_{Ed} / (n_V * n) = 0,38 \text{ kN}$

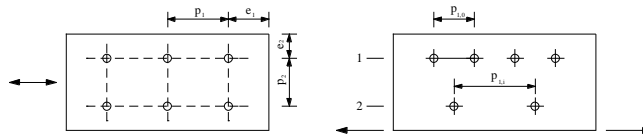
Sforzo di trazione (sul singolo) $F_{t,Ed} = (M_{Ed} / b) / (n_M) = 7,50 \text{ kN}$

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano tasselli **M10 HST3** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza $\gamma_{M2} = 1,25 \text{ ---}$
 Diametro bullone $d = 1 \text{ cm}$
 Diametro foro $d_0 = 1,1 \text{ cm}$
 Area resistente bullone $A_{res} = 0,50 \text{ cm}^2$
 Spessore piastra $t = 1,00 \text{ cm}$
 σ rottura bullone $f_{tb} = 43 \text{ kN/cm}^2$
 σ rottura piatto $f_{tk} = 43 \text{ kN/cm}^2 \text{ (S275)}$

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO
	cm	cm	cm
e1	1,32	8	2,5
e2	1,32	8	2,5
p1	2,42	14	10
p1,0	-	14	-
p1,i	-	20	-
p2	2,64	14	10

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 18,90 \text{ kN} \quad \text{da scheda tecnica Hilti}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 2\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,76 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 65,15 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 1\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 8,00 \text{ kN} \quad \text{da scheda tecnica Hilti}$$

$$N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 94\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 64,84 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 12\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_{v,Rd}; F_{b,Rd}) = 18,90 \text{ kN}$
 Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_{p,Rd}; F_{t,Rd}) = 8,00 \text{ kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,02 + 0,67 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Resistenza di progetto

Dimensione ancorante		M8	M10		M12		M16		M20	M24
Profondità effettiva di ancoraggio h_{ef}	[mm]	47	40	60	50	70	65	85	101	125
Calcestruzzo non fessurato										
Trazione N_{Rd}										
HST3/HST3-BW	[kN]	8,0	8,5	13,3	11,9	16,7	17,6	26,4	34,2	40,0
HST3-R/HST3-R-BW	[kN]	8,0	8,5	13,3	11,9	16,7	17,6	26,4	34,2	40,0
Taglio V_{Rd}										
HST3/HST3-BW	[kN]	11,0	17,5	18,9	27,2	28,3	43,6	44,2	67,1	62,7
HST3-R/HST3-R-BW	[kN]	12,6	20,5	20,2	24,9	29,4	38,9	50,9	77,8	88,5
Calcestruzzo fessurato										
Trazione N_{Rd}										
HST3/HST3-BW	[kN]	5,0	6,1	8,0	8,5	13,3	12,6	18,8	24,4	26,7
HST3-R/HST3-R-BW	[kN]	5,0	6,1	8,0	8,5	13,3	12,6	18,8	24,4	26,7
Taglio V_{Rd}										
HST3/HST3-BW	[kN]	11,0	16,2	18,9	23,6	28,3	42,9	44,2	67,1	62,7
HST3-R/HST3-R-BW	[kN]	12,6	16,2	20,2	23,6	29,4	38,9	50,9	77,8	83,9

Verifica parapetto scala in c.a. ingresso spettatori (Intervento 5.4)

Il montante presenta la medesima composizione dei parapetti già esaminati. Si considera il caso maggiormente gravoso di parapetto di bordo fissato sullo spessore di solaio, che comporta una maggiore lunghezza del montante.

Verifica montante parapetto

Analisi dei carichi

Coefficiente di combinazione	$\gamma_q =$	1,50
Carico acc. orizz. concentrato da corrimano	$\gamma_q \cdot a \cdot i =$	4,28 kN
Carico totale concentrato di calcolo	$\gamma_q \cdot Q =$	4,28 kN

Nota: il carico da corrimano si adotta già amplificato dai coefficienti di combinazione

Caratteristiche della sezione e sollecitazioni (SLU)

Nel calcolo si considera un modello a mensola

Lunghezza di calcolo	$L =$	132,00 cm
Interasse massimo	$i =$	95,00 cm

Incastro

Sforzo normale	$N_s =$	0,00 kN
Sforzo di taglio	$V_s =$	4,28 kN
Momento flettente	$M_s =$	564,30 kNcm

Dimensionamento della sezione

Si utilizza un **profilo singolo a sezione rettangolare**

profilo	1x	20x80
Altezza		8,00 cm
Larghezza		2,00 cm

Spessore ala	tf =	2,00	cm	
Spessore anima	tw =	2,00	cm	
Raggio di raccordo	r =		cm	
Area	A =	16,00	cm ²	
Momento d'inerzia	J =	85,33	cm ⁴	
Modulo di resistenza el	Wel =	21,33	cm ³	
Modulo di resistenza pl	Wpl =	32,00	cm ³	
	fyk =	27,50	kN/cm ²	S275

Classificazione delle sezioni

$$\varepsilon = \sqrt{(235/fyk)} \quad \varepsilon = 0,92$$

- piattabande esterne soggette a compressione: cpe. = 9

$c/t \leq cpe\varepsilon$	c =	0,00			
	t =	2,00			
	c/t =	0,00	<	8,32	OK

- parti interne soggette a compressione: cpi. = 72

$c/t \leq cpi\varepsilon$	c =	4,00			
	t =	2,00			
	c/t =	2,00	<	66,56	OK

Si utilizza un **profilo** classe = 1

◆ **Verifiche di resistenza**

Verifica a flessione della sezione (incastro)

Fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato $\gamma_{M0} = 1,05$

Momento flettente	(base)	$M_{rd} = fyk \cdot W_{pl} / \gamma_{M0} =$	838	> Med	kNcm
		Med/Mrd =	67%	OK	

Verifica di deformabilità

Freccia massima	$f = d_2$				
	$d_2 =$	1,22	<	2,64	UNI 10805-10809 2% L

Verifica unione di base

Numero file 2
 Numero tasselli per fila 2
 Coefficiente di sovraresistenza 1

(in condizioni ULTIME)

Taglio	$V_{Ed} =$	4,28	kN
Momento flettente	$M_{Ed} =$	564,30	kNcm
Braccio	b =	13,00	cm

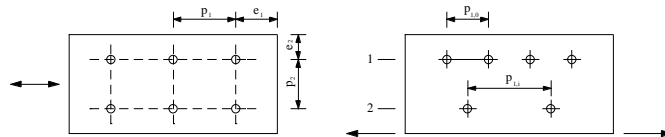
Piani di contatto	$n_V =$	1 ---
Sforzo di taglio (sul singolo)	$F_{v,Ed} = V_{Ed}/(n_V \cdot n) =$	1,07 kN
Sforzo di trazione (sul singolo)	$F_{t,Ed} = (M_{Ed}/b)/(n_M) =$	21,70 kN

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano barre inghisate chimicamente **M16** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ²
Spessore piastra	$t =$	1,50	cm
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	43	kN/cm ²
σ rottura piatto	$f_{tk} =$	43	kN/cm ² (S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO
	cm	cm	cm
e1	2,04	10	2,5
e2	2,04	10	2,5
p1	3,74	20	13
p1,0	-	20	-
p1,i	-	20	-
p2	4,08	20	13

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 31,20 \text{ kN} \quad \text{da scheda tecnica Hilti}$$

$$V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 3\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,49 \quad \text{---}$$

$$k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,42 \quad \text{---}$$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 97,84 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} \cdot n_V / F_{b,Rd} = 1\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 27,90 \text{ kN} \quad \text{da scheda tecnica Hilti}$$

$$N_{Ed,i}/F_{t,Rd} = 78\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 155,62 \quad \text{kN}$$

$$N_{Ed,i}/B_{p,Rd} = 14\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_{v,Rd}; F_b,Rd) = 31,20 \quad \text{kN}$

Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_{p,Rd}; F_t,Rd) = 27,90 \quad \text{kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,03 + 0,56 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Resistenza di progetto: calcestruzzo non fessurato C 20/25 , ancorante HIT-V 5.8

Dimensione ancorante			M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Calcestruzzo non fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	12,0	19,3	28,0	39,2	62,2	85,4	104,3	124,5
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
Calcestruzzo fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	6,7	9,4	18,4	27,9	44,3	60,9	74,4	88,7
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0

5.5 INTERVENTO 8 - TERRAZZO IMPIANTI TECNOLOGICI E SPOGLIATOI

L'intervento prevede la realizzazione di una struttura in c.a. da adibire a locale spogliatoi, sulla cui copertura installare i macchinari impiantistici a servizio del palaghiaccio. Il fabbricato presenta pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 2,5x12,5 m ed un unico livello fuori terra, di altezza pari a circa 3,5 m. Il fabbricato è realizzato mediante un telaio di travi e pilastri in c.a. a sostegno di un solaio predalle facente da copertura. I pilastri hanno sezione 30x30 mentre le travi sono realizzate in spessore di solaio ed hanno altezza pari a 30 cm (compresa lastra inferiore) e larghezza variabili. Il solaio è del tipo predalle con alleggerimenti in polistirolo di composizione 5+20+5 cm. Esso funge da copertura piana e terrazzo per impianti tecnologici. Perimetralmente è prevista una veletta in c.a. Il fabbricato poggia su una platea in c.a. di spessore 30 cm con nervature sovrapporgenti di ulteriori 30 cm. Il fabbricato risulta indipendente dalle strutture adiacenti in quanto separato mediante un giunto sismico.

Il carico concentrato dei piedini dei macchinari agenti sul solaio dovrà essere opportunamente ripartito mediante la creazione di baggioli o la messa in opera di profili metallici di ripartizione.

Analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi per il dimensionamento della struttura.

Solaio copertura

Permanenti

Peso proprio predalle 5+20+5 cm	4,30	kN/m ²	
controsoffitto	0,30	kN/m ²	
massetto pendenze	0,45	kN/m ²	
isolamento	0,20	kN/m ²	
pavimento industriale	2,50	kN/m ²	
macchinari impiantistici	5,00	kN/m ²	
Totale carico permanente	g =	12,75	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso	0,50	kN/m ²	Cat. H
Neve	0,80	kN/m ²	
Totale carico accidentale	q =	1,30	kN/m²

Solaio contro terra

Permanenti

Peso proprio platea	7,50	kN/m ²	
iglù	2,25	kN/m ²	
isolamento	0,20	kN/m ²	
massetto	1,20	kN/m ²	
pavimento	0,40	kN/m ²	
Totale carico permanente	g =	11,55	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso	5,00	kN/m ²	Cat. C3
Totale carico accidentale	q =	5,00	kN/m²

Tamponamenti

sp.	0,3	m	1,98	kN/m ²
h =	3,4	m	6,73	kN/m

Carico da vento

Espressione della pressione del vento
velocità di riferimento

$$p = qb \cdot ce \cdot cd$$

Zona

Veneto = 1

Altitudine

12 m < 1000 m

vb = 25 m/s

Pressione cinetica di riferimento

$$qb = vb^2 \rho / 2 = 390,625 \text{ N/m}^2$$

Classe di rugosità del terreno

C

a favore di sicurezza

Distanza dalla costa

26 km <= 30 km

Altitudine

12 m < 500 m

Categoria di esposizione del sito

III

Altezza fabbricato

z = 12,50 m

Profondità fabbricato

d = 83 m

kr = 0,2

zo = 0,1

zmin = 5,00

< z

Coefficiente topografico

ct = 1,00

Coefficiente di esposizione

ce = 2,28

Coefficiente di pressione

esterna

cpe = 0,72

Sopravento

cpe = -0,62

Laterale

cpe = -0,33

Sottovento

Coefficiente di pressione

interna

cp_i = 0,20

Sopravento

cp_i = -0,30

Laterale

cp_i = -0,30

Sottovento

Coefficiente di pressione

cp = 0,92

Sopravento

cp = -0,92

Laterale

cp = -0,63

Sottovento

Coefficiente dinamico

cd = 1,00

Pressione del vento

p = 0,82 kN/m²

Sopravento

p = -0,82 kN/m²

Laterale

p = -0,56 kN/m²

Sottovento

In tutti i casi la pressione del vento non deve essere inferiore a:

Pressione del vento

min

p =

0,48 kN/m²

Carico da neve

Espressione del carico da neve

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

Carico neve al suolo

Zona **Padova** = 2
 Altitudine **12 m** < 200 m

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione

Topografia Normale

$$C_e = 1,00$$

Coefficiente termico

$$C_t = 1,00$$

Coefficiente di forma per coperture

Copertura piana con angolo α minore di 30°

$$\mu_1 = 0,8$$

Carico da neve max $q_s = 0,80 \text{ kN/m}^2$

Carico da neve in accumulo:

coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte

$$\mu_s = 0 \quad (\text{copertura con angolo } < 30^\circ)$$

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

dove: $b_1 = 83 \text{ m}$ $b_2 = 6 \text{ m}$
 $h = 8,50 \text{ m}$

$$\mu_w = 5,24 \quad \text{con } \mu_w \quad \text{non inferiore a } 0,8 \text{ e non sup. a } 4,0$$

da cui:

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 5,24$$

$$l_s = 15,00 \text{ m} \quad l_{s \text{ min}} = 5,00 \text{ m}$$

$$\text{Carico accidentale max neve} = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

Considerando che il solaio di nuova realizzazione si trova a 3,2 m circa dal bordo della copertura a quota maggiore, si considera l'effettivo carico da neve in accumulo valutando l'andamento del carico trapezoidale:

$$q \text{ neve accumulo min} = (4 - 0,8) \cdot (15 - 3,2 - 2,8) / 15 + 0,8 = 2,72 \text{ kN/mq}$$

$$q \text{ neve accumulo max} = (4 - 0,8) \cdot (15 - 3,2) / 15 + 0,8 = 3,32 \text{ kN/mq}$$

$$q \text{ neve accumulo med} = (3,32 + 2,72) / 2 = 3,02 \text{ kN/mq}$$

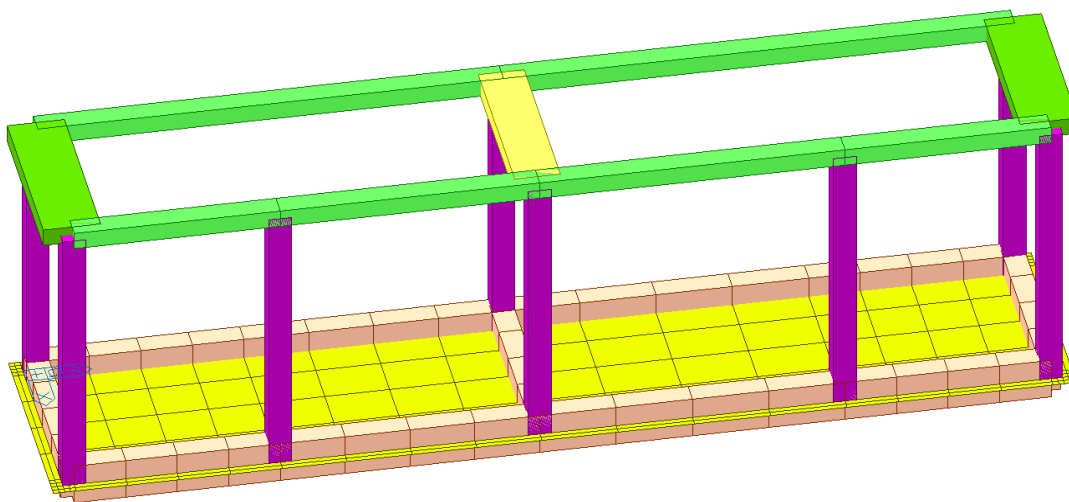
Modellazione numerica

Il comportamento strutturale della scala in c.a. viene analizzato mediante modellazione numerica agli elementi finiti tramite il software di comprovata affidabilità MidasGEN, detenuto con regolare licenza n. USGW00940 intestata ad IPT Project srl.



Di seguito si riporta un'immagine del modello numerico:

Rif. Modello 2210077_Spogliatoi_r2.mgb



Le travi ed i pilastri sono modellati mediante elementi beam, mentre la platea è modellata mediante elementi plate. Il solaio è schematizzato mediante i carichi da esso derivanti. La platea poggia su molle alla winkler con costante pari a 2,00 kg/cm². I tamponamenti perimetrali sono inseriti come carico sulle fondazioni e come massa sismica.

La struttura viene sottoposta ad analisi dinamica lineare con fattore di struttura assunto pari a $q=1,50$ ossia prevedendo un comportamento NON DISSIPATIVO, pertanto come indicato al §7.4 delle NTC 2018, sarà possibile fare riferimento alle sole prescrizioni costruttive riportate nel cap.4, senza dover rispettare i dettagli richiesti per la duttilità nel capitolo 7 delle suddette norme.

Modi di vibrare

Si riportano di seguito i periodi dei modi di vibrare e le relative masse partecipanti.

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency				Period		Tolerance					
	(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)							
1	14.6953		2.3388		0.4276		2.2993e-27					
2	17.1693		2.7326		0.3660		2.2993e-27					
3	18.7387		2.9824		0.3353		2.2993e-27					

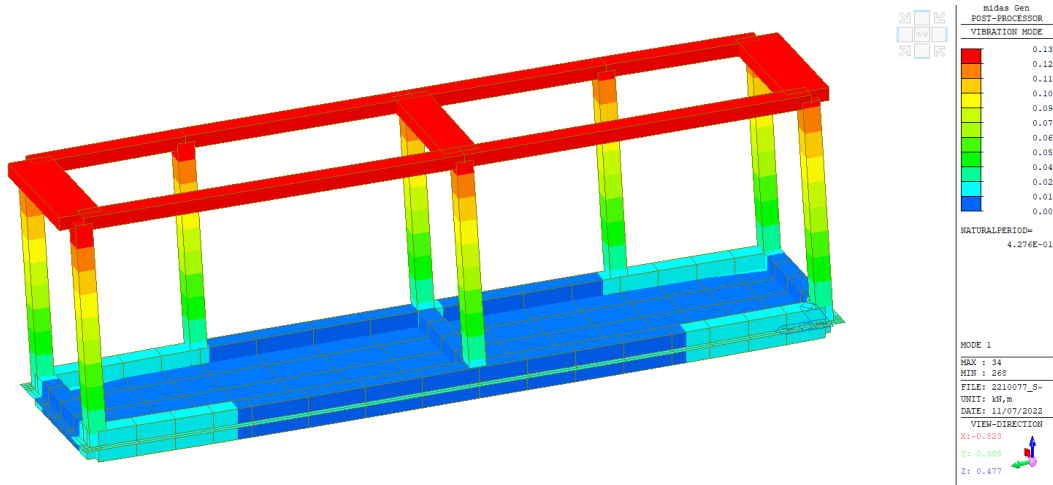
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	99.9239	99.9239	0.0084	0.0084	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0677	0.0677
2	0.0417	99.9657	77.3272	77.3356	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	22.6310	22.6987
3	0.0343	100.0000	22.6644	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	77.3013	100.0000

Considerando i primi 3 modi di vibrare viene raggiunta una percentuale di massa partecipante superiore all'85% di quella totale, pertanto il modello si considera rappresentativo del comportamento sismico della struttura.

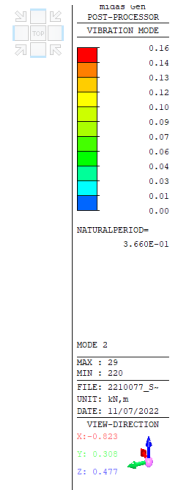
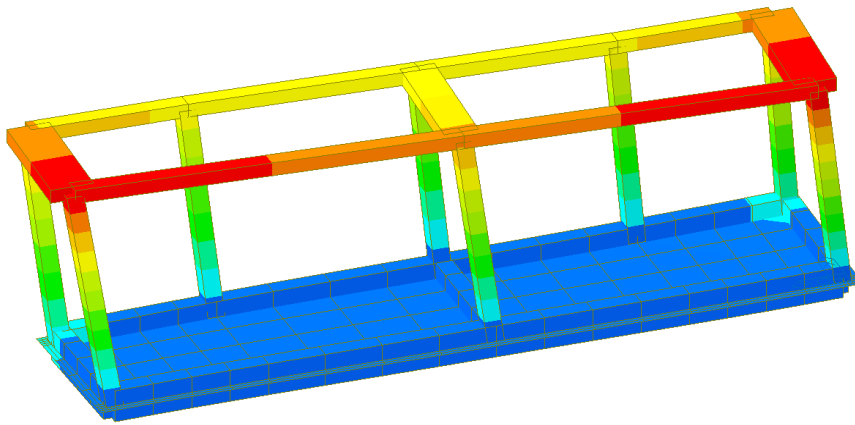
Si riportano di seguito le deformate dei primi 3 modi di vibrare.

Si nota che i primi due modi di vibrare risultano traslazionali mentre il terzo torsionale, pertanto, anche in base a quanto riportato al §C.7.4.3.1 della circolare esplicativa, la struttura non è deformabile torsionalmente.

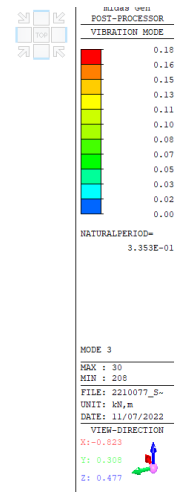
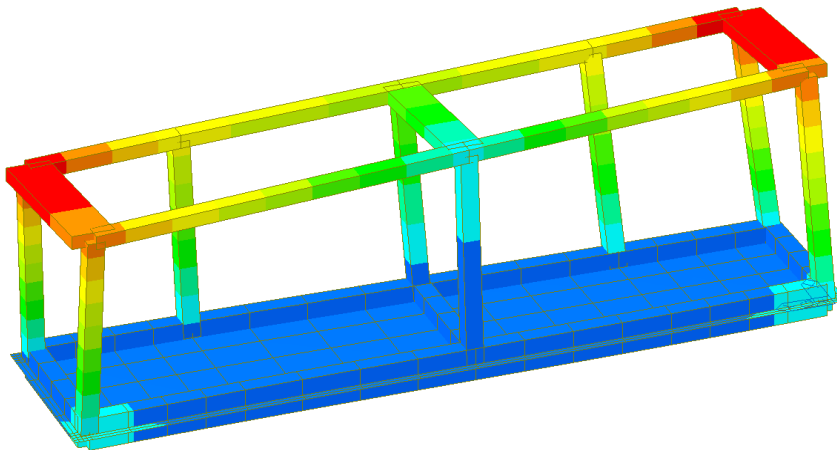
Modo 1 - Traslazione X



Modo 2 - Traslazione Y



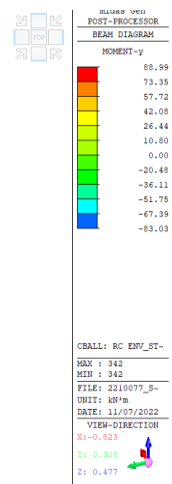
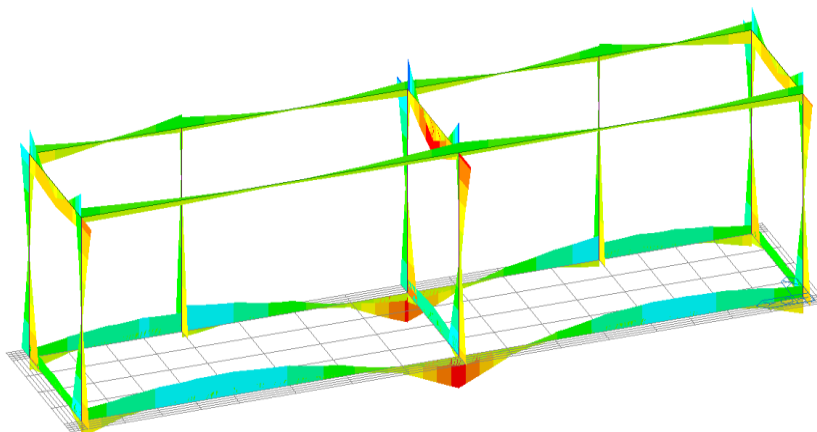
Modo 3 - Torsionale



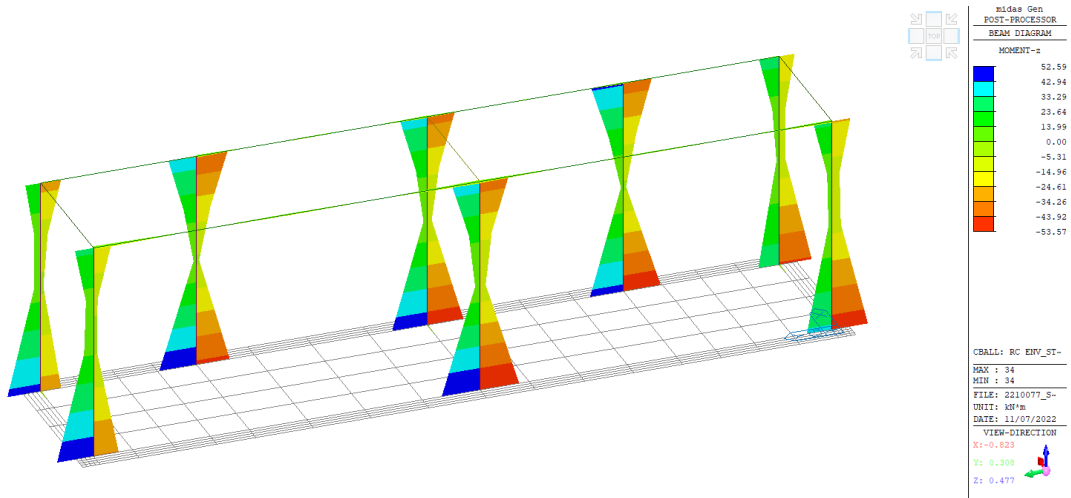
Sollecitazioni

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni statiche e sismiche sulle strutture.

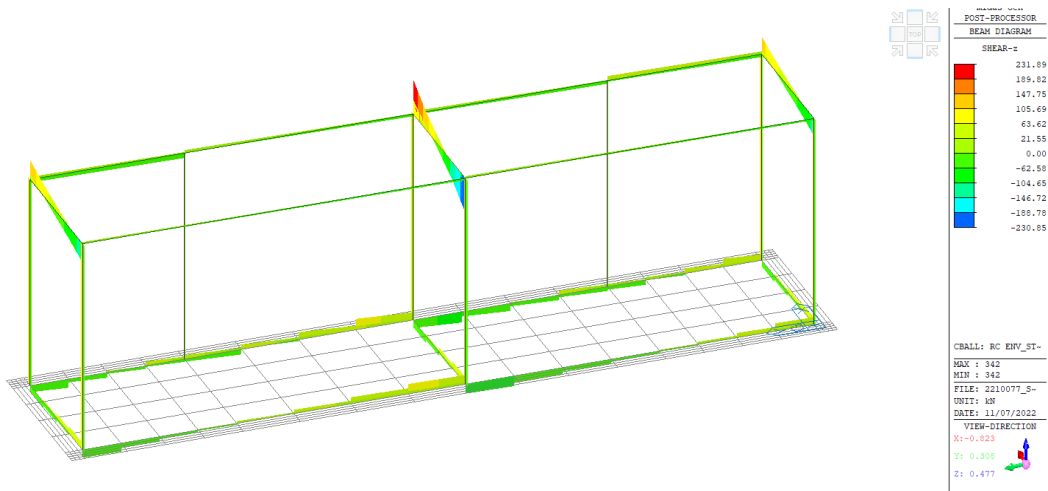
Momento My



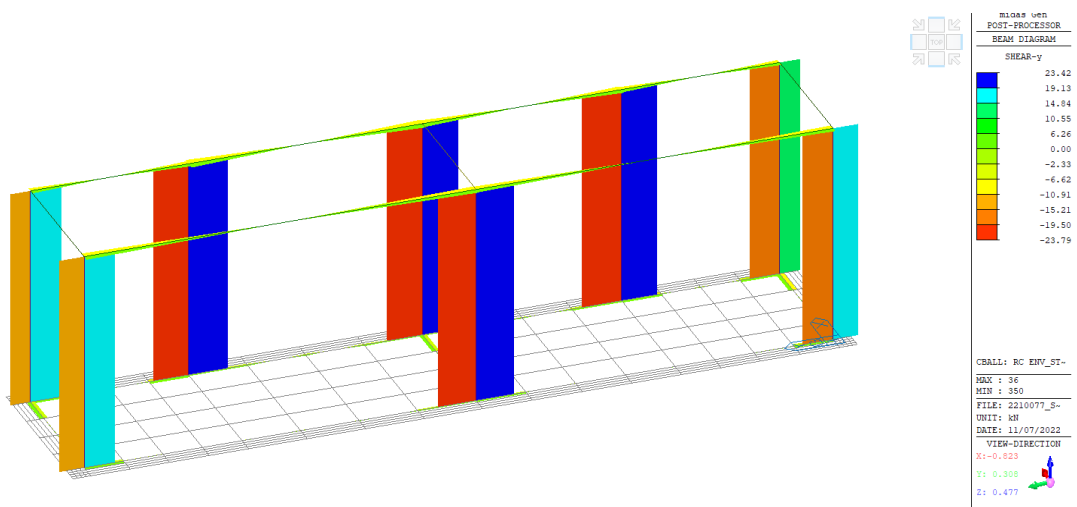
Momento Mz



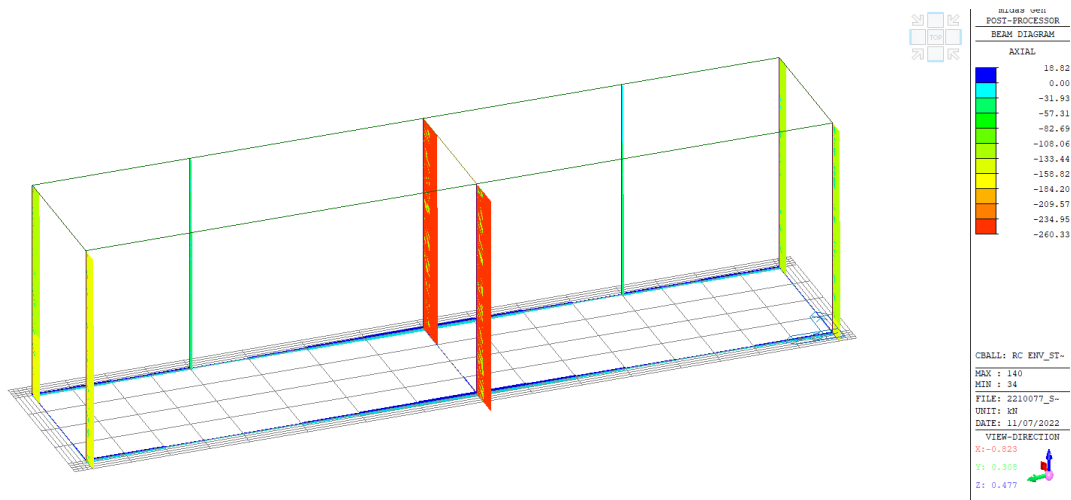
Taglio Fz



Taglio Fy



Sforzo normale Fx



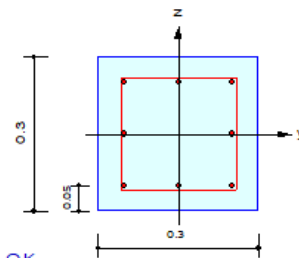
Verifiche elementi strutturali in c.a.

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali principali ottenute dal modello numerico. Le travi vengono realizzate mediante getto sulle lastre utilizzate come casseri a perdere.

Verifiche pilastri 30x30

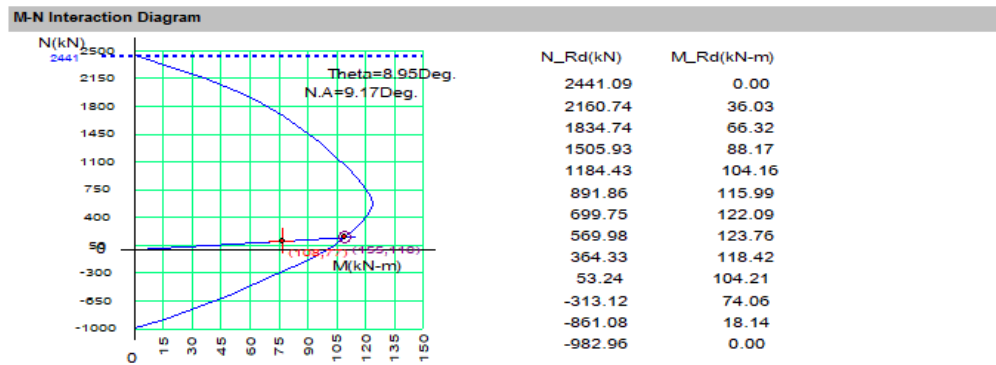
1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 34 (PM), 36, 38 (Shear-y,z)
 Material Data : fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 4 m
 Section Property : P30x30 (No : 5)
 Rebar Pattern : 8 - 3 - P20 Ast = 0.002512 m^2 (RhoSt = 0.028)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 20 (Pos : J)
 Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 2441.09 kN
 Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 107.762 / 155.328 = 0.694 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 76.7270 / 109.506 = 0.701 < 1.000 O.K
 M_Edy / M_Rdy = 75.7471 / 108.174 = 0.700 < 1.000 O.K
 M_Edz / M_Rdz = 12.2231 / 17.0278 = 0.718 < 1.000 O.K



3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 22, POS : J)	z (LCB : 20, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	23.4242 kN	29.4541 kN
V_Ed / V_Rdc	23.4242 / 60.7584 = 0.386	29.4541 / 63.1672 = 0.466
V_Ed / V_Rds	23.4242 / 69.5543 = 0.337	29.4541 / 69.5543 = 0.423
V_Ed / V_Rdmax	23.4242 / 281.250 = 0.083	29.4541 / 281.250 = 0.105
Shear Ratio	0.386 < 1.000 O.K	0.466 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00079 m^2/m, 2-P10 @200	0.00079 m^2/m, 2-P10 @200

[MIDDLE]	y (LCB : 22, POS : 1/2)	z (LCB : 20, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	23.4242 kN	29.4541 kN
V_Ed / V_Rdc	23.4242 / 61.3209 = 0.382	29.4541 / 63.7297 = 0.462
V_Ed / V_Rds	23.4242 / 69.5543 = 0.337	29.4541 / 69.5543 = 0.423
V_Ed / V_Rdmax	23.4242 / 281.250 = 0.083	29.4541 / 281.250 = 0.105
Shear Ratio	0.382 < 1.000 O.K	0.462 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200

4. Elastic Bending Moment Capacity

	y (LCB : 28, POS : J)	z (LCB : 28, POS : J)
Moment (M.Ed)	75.7471 kN-m	12.2231 kN-m
Elastic Strength (M.yd')	84.1388 kN-m	84.1388 kN-m
Check Ratio	0.900 < 1.000 O.K	0.145 < 1.000 O.K
Check Combined Ratio (sqrt((M.Edy/M_ydy)^2 + (M.Edz/M_ydz)^2))		0.912 < 1.000 O.K

5. Elastic Shear Capacity

[END]	y (LCB : 30, POS : J)	z (LCB : 28, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	23.4242 kN	29.4541 kN
V_Ed / V_Rdc	23.4242 / 60.7584 = 0.386	29.4541 / 63.1672 = 0.466
V_Ed / V_Rds	23.4242 / 69.5543 = 0.337	29.4541 / 69.5543 = 0.423
V_Ed / V_Rdmax	23.4242 / 281.250 = 0.083	29.4541 / 281.250 = 0.105
Shear Ratio	0.386 < 1.000 O.K	0.466 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200

[MIDDLE]	y (LCB : 30, POS : 1/2)	z (LCB : 28, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	23.4242 kN	29.4541 kN
V_Ed / V_Rdc	23.4242 / 61.3209 = 0.382	29.4541 / 63.7297 = 0.462
V_Ed / V_Rds	23.4242 / 69.5543 = 0.337	29.4541 / 69.5543 = 0.423
V_Ed / V_Rdmax	23.4242 / 281.250 = 0.083	29.4541 / 281.250 = 0.105
Shear Ratio	0.382 < 1.000 O.K	0.462 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200	0.00079 m ² /m, 2-P10 @200

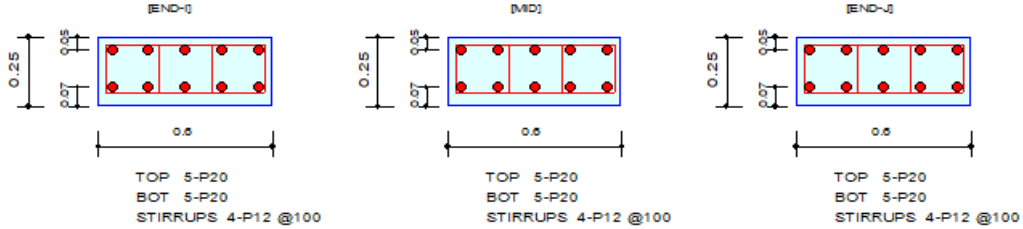
6. Serviceability : Stress Limit Check

	Conc.(Tens.)	Conc.(Comp.)	Conc.(Comp.)(QP)	Rebar
Load Combination	51(C)	51(C)	62(Q)	51(C)
Stress(s)	-3033.18	4626.38	2721.83	22579.26
Allowable Stress(sa)	3334.45	15000.00	11250.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9096	0.3084	0.2419	0.0627
Check Linear Creep			Linear Creep	

Verifiche travi 60x25+5

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 25000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	Tr60x25 (No : 2)	Beam Span	2.45m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	24	27	24
Moment (M _{Ed})	78.30	0.00	83.03
Factored Strength (M _{Rd})	103.39	103.39	103.39
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7573	0.0000	0.8030
Neutral Axis (x/d)	0.3613	0.3613	0.3613
(+) Load Combination No.	19	18	20
Moment (M _{Ed})	58.70	88.99	60.59
Factored Strength (M _{Rd})	91.92	91.92	91.92
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.6386	0.9681	0.6591
Neutral Axis (x/d)	0.3213	0.3213	0.3213
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0016	0.0016	0.0016
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0016	0.0016	0.0016

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	5	22	5
Factored Shear Force (V _{Ed})	223.64	82.24	224.68
V _{Rdc}	85.86	85.86	85.86
V _{Rds}	286.53	286.53	286.53
V _{Rdmax}	405.00	405.00	405.00
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0045	0.0045	0.0045
Using Stirrups Spacing	4-P12 @100	4-P12 @100	4-P12 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	2.6048	0.9578	2.6169
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.7805	0.2870	0.7841
Check Ratio	0.7805	0.9578	0.7841

4. Elastic Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	32	35	32
Moment (M _{Ed})	78.30	0.00	83.03
Elastic Strength (M _{y,d'})	89.11	89.11	89.11
Check Ratio	0.8787	0.0000	0.9318

(+) Load Combination No.	28	28	28
Moment (M _{Ed})	56.90	60.59	60.59
Elastic Strength (M _{yd})	86.83	86.83	86.83
Check Ratio	0.6553	0.6978	0.6978

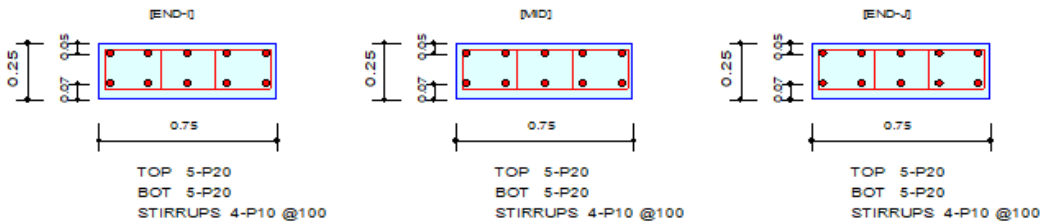
5. Elastic Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	32	30	28
Factored Shear Force (V _{Ed})	178.40	82.24	178.97
V _{Rdc}	92.10	85.86	85.86
V _{Rds}	318.37	286.53	286.53
V _{Rdmax}	450.00	405.00	405.00
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0045	0.0045	0.0045
Using Stirrups Spacing	4-P12 @100	4-P12 @100	4-P12 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	1.9370	0.9578	2.0845
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.5604	0.2870	0.6246
Check Ratio	0.5604	0.9578	0.6246

Verifiche travi 75x25+5

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	f _{ck} = 25000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa		
Section Property	Tr75x25 (No : 4)	Beam Span	2.45m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	24	24	24
Moment (M _{Ed})	61.54	6.50	66.76
Factored Strength (M _{Rd})	108.17	108.17	108.17
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5690	0.0601	0.6172
Neutral Axis (x/d)	0.3330	0.3330	0.3330
(+) Load Combination No.	20	18	20
Moment (M _{Ed})	45.03	52.88	47.60
Factored Strength (M _{Rd})	94.64	94.64	94.64
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4758	0.5588	0.5030
Neutral Axis (x/d)	0.2979	0.2979	0.2979
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0016	0.0016	0.0016
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0016	0.0016	0.0016

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	24	20	12
Factored Shear Force (V _{Ed})	106.77	79.61	98.69
V _{Rdc}	106.88	99.63	99.63
V _{Rds}	222.57	200.32	200.32
V _{Rdmax}	562.50	506.25	506.25
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0032	0.0032	0.0032
Using Stirrups Spacing	4-P10 @100	4-P10 @100	4-P10 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9990	0.7991	0.9906
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.4797	0.3974	0.4927
Check Ratio	0.9990	0.7991	0.9906

4. Elastic Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	32	32	32
Moment (M _{Ed})	61.54	6.50	66.76
Elastic Strength (M _{yd'})	90.43	90.43	90.43
Check Ratio	0.6806	0.0718	0.7382
(+) Load Combination No.	28	28	28
Moment (M _{Ed})	45.03	47.60	47.60
Elastic Strength (M _{yd'})	84.60	84.60	84.60
Check Ratio	0.5323	0.5626	0.5626

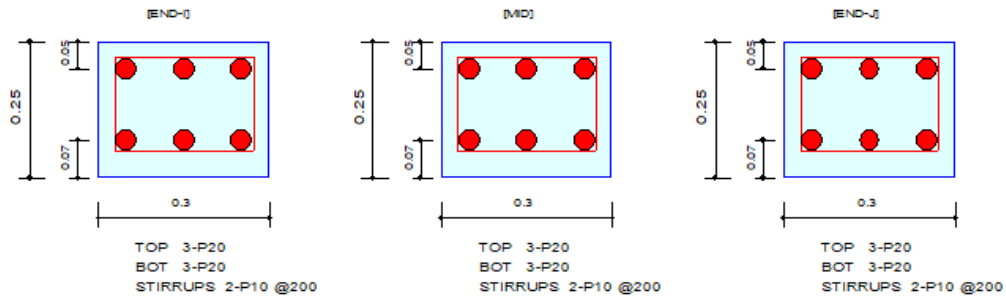
5. Elastic Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	32	28	30
Factored Shear Force (V _{Ed})	106.77	79.61	93.75
V _{Rdc}	106.88	99.63	99.63
V _{Rds}	222.57	200.32	200.32
V _{Rdmax}	562.50	506.25	506.25
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0032	0.0032	0.0032
Using Stirrups Spacing	4-P10 @100	4-P10 @100	4-P10 @100
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9990	0.7991	0.9411
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.4797	0.3974	0.4680
Check Ratio	0.9990	0.7991	0.9411

Verifiche travi 30x25+5

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	$f_{ck} = 25000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa		
Section Property	Tr30x25 (No : 3)	Beam Span	6.7m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	26	26	26
Moment (M _{Ed})	34.51	13.95	32.06
Factored Strength (M _{Rd})	59.83	59.83	59.83
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5767	0.2332	0.5358
Neutral Axis (x/d)	0.3848	0.3848	0.3848
(+) Load Combination No.	22	22	22
Moment (M _{Ed})	34.74	21.55	36.48
Factored Strength (M _{Rd})	53.71	53.71	53.71
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.6467	0.4013	0.6791
Neutral Axis (x/d)	0.3398	0.3398	0.3398
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0009	0.0009	0.0009
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0009	0.0009	0.0009

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	26	22	22
Factored Shear Force (V _{Ed})	31.85	27.52	30.30
V _{Rdc}	48.94	45.62	45.62
V _{Rds}	55.64	50.08	50.08
V _{Rdmax}	225.00	202.50	202.50
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.6509	0.6033	0.6643
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.5725	0.5495	0.6051
Check Ratio	0.6509	0.6033	0.6643

4. Elastic Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	34	34	34
Moment (M _{Ed})	34.51	13.95	32.06
Elastic Strength (M _{y,d})	53.82	53.82	53.82
Check Ratio	0.6411	0.2592	0.5956

(+) Load Combination No.	30	30	30
Moment (M _{Ed})	34.74	21.55	36.48
Elastic Strength (M _{yd})	51.37	51.37	51.37
Check Ratio	0.6762	0.4196	0.7101

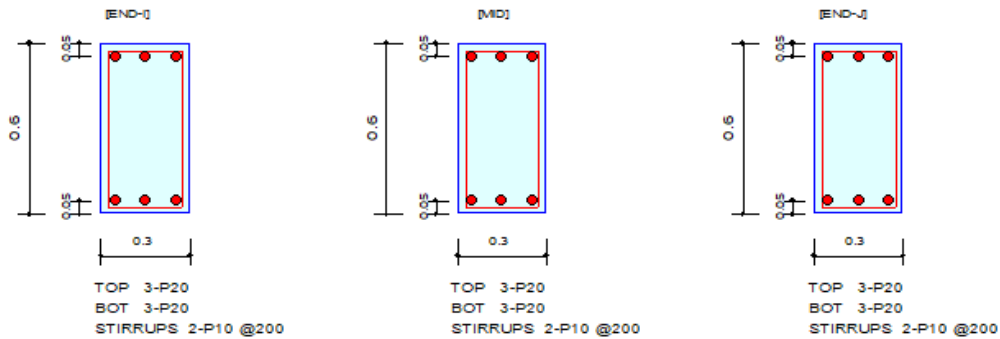
5. Elastic Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	34	30	30
Factored Shear Force (V _{Ed})	31.85	27.52	30.30
V _{Rdc}	48.94	45.62	45.62
V _{Rds}	55.64	50.08	50.08
V _{Rdmax}	225.00	202.50	202.50
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.6509	0.6033	0.6643
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.5725	0.5495	0.6051
Check Ratio	0.6509	0.6033	0.6643

Verifiche nervature platea

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	f _{ck} = 25000, f _{yk} = 450000, f _{yw} = 450000 KPa	Beam Span	1m
Section Property	Tr fond (No : 1)		



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	26	26	26
Moment (M _{Ed})	63.02	62.13	67.97
Factored Strength (M _{L,Rd})	189.18	189.18	189.18
Check Ratio (M _{Ed} /M _{L,Rd})	0.3331	0.3284	0.3593
Neutral Axis (x/d)	0.1113	0.1113	0.1113
(+) Load Combination No.	18	18	18
Moment (M _{Ed})	82.17	67.71	81.16
Factored Strength (M _{L,Rd})	189.18	189.18	189.18
Check Ratio (M _{Ed} /M _{L,Rd})	0.4344	0.3579	0.4290
Neutral Axis (x/d)	0.1113	0.1113	0.1113
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0009	0.0009	0.0009
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0009	0.0009	0.0009

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	19	19	19
Factored Shear Force (V _{Ed})	71.69	67.69	73.05
V _{Rdc}	76.99	76.99	76.99
V _{Rds}	153.02	153.02	153.02
V _{Rdmax}	618.75	618.75	618.75
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.9311	0.8791	0.9488
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.4685	0.4423	0.4774
Check Ratio	0.9311	0.8791	0.9488

4. Elastic Bending Moment Capacity

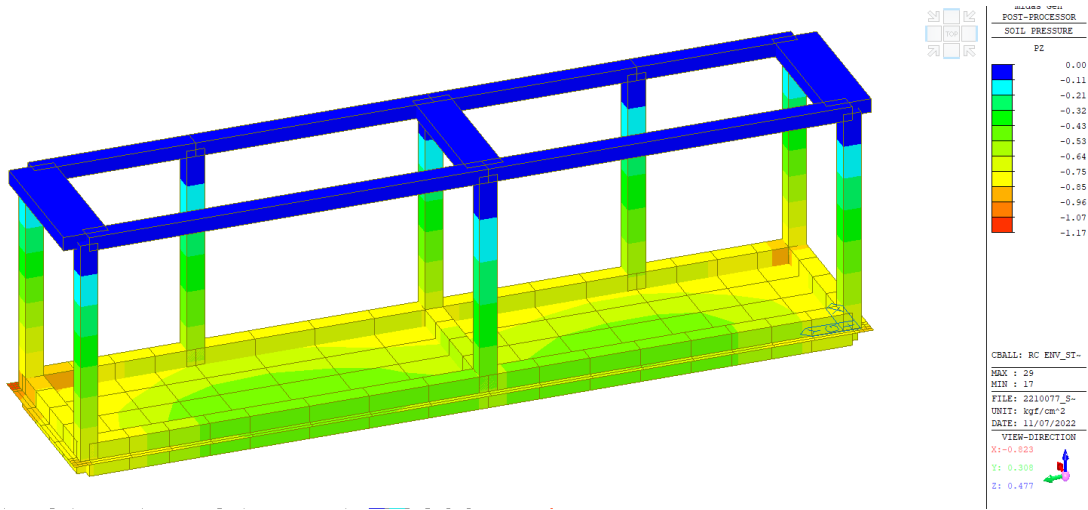
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	34	34	34
Moment (M _{Ed})	63.02	62.13	67.97
Elastic Strength (M _{yd'})	181.28	181.28	181.28
Check Ratio	0.3476	0.3427	0.3750
(+) Load Combination No.	30	30	30
Moment (M _{Ed})	77.39	63.35	73.88
Elastic Strength (M _{yd'})	181.28	181.28	181.28
Check Ratio	0.4269	0.3495	0.4075

5. Elastic Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	32	28	28
Factored Shear Force (V _{Ed})	65.72	62.88	67.00
V _{Rdc}	76.99	76.99	76.99
V _{Rds}	153.02	153.02	153.02
V _{Rdmax}	618.75	618.75	618.75
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.8536	0.8167	0.8703
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.4295	0.4109	0.4379
Check Ratio	0.8536	0.8167	0.8703

Verifica tensioni sul terreno e platea

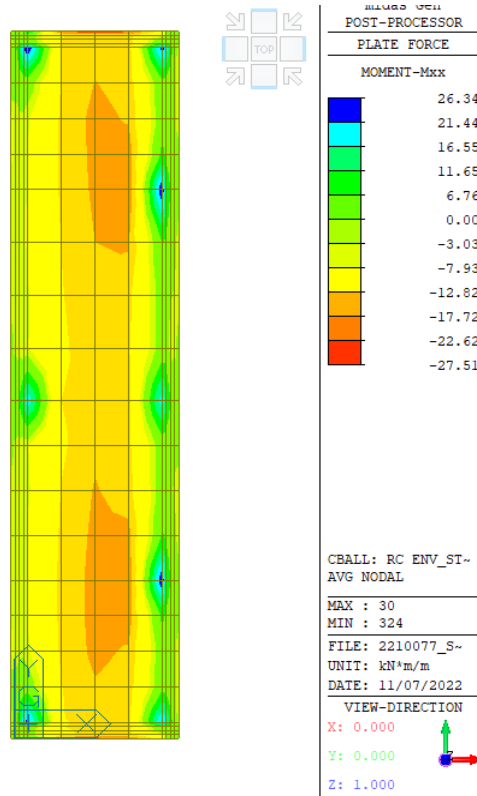
Si riporta di seguito l'involuppo delle tensioni sul terreno derivanti sia dalle sollecitazioni sia statiche che sismiche.

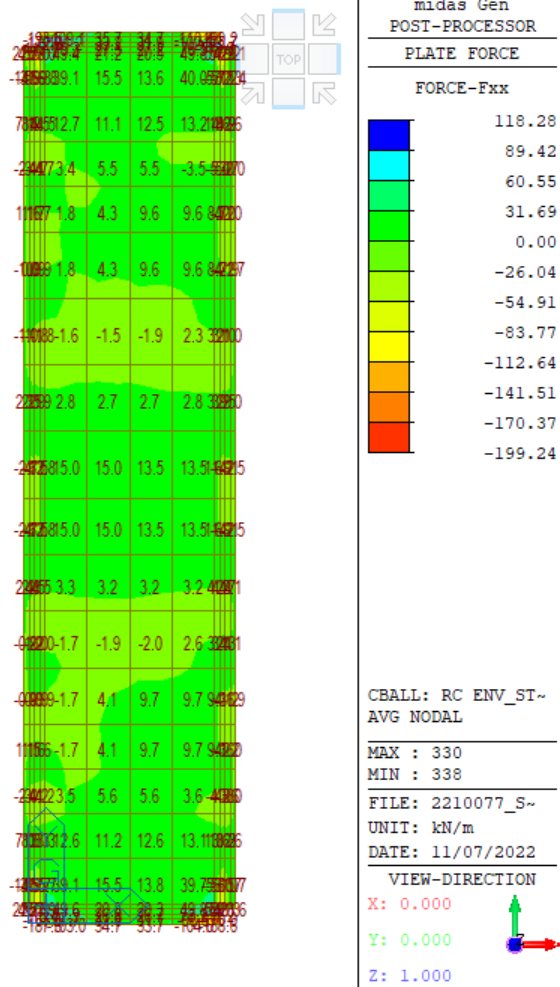
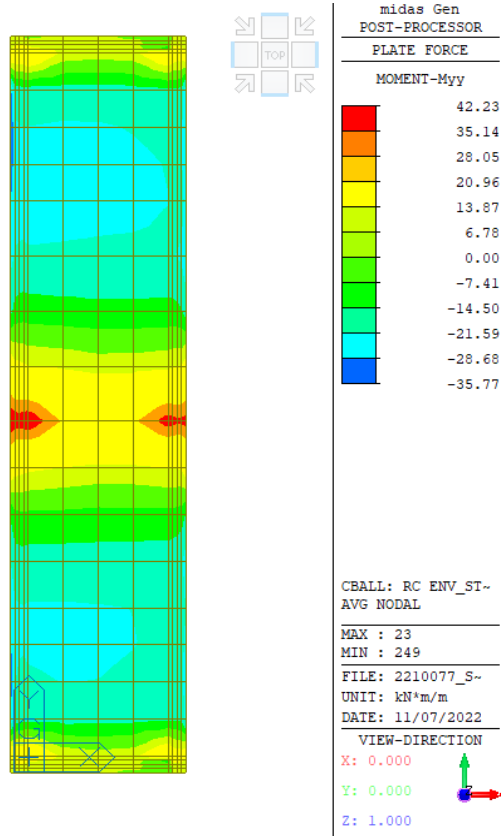


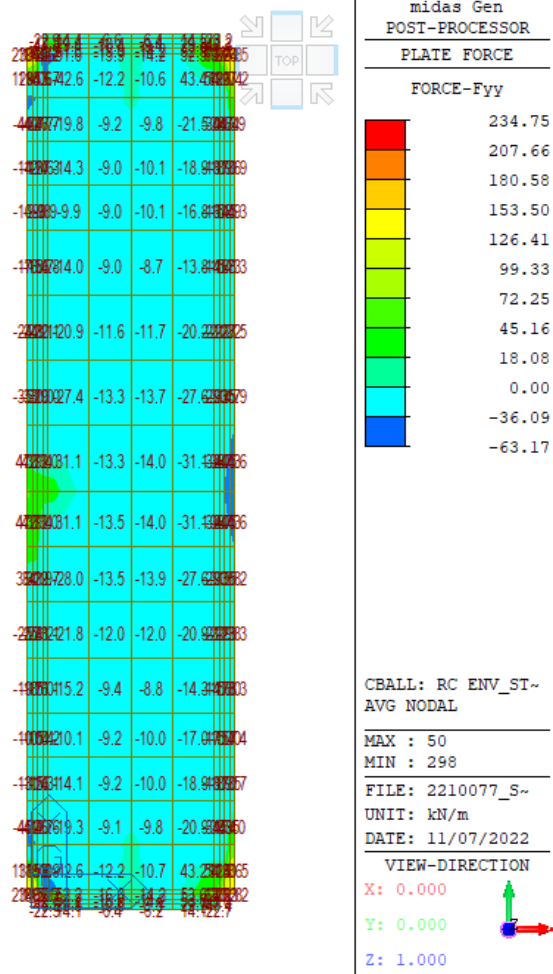
$\sigma_{max} = 1,17 \text{ kg/cm}^2$

La tensione risulta inferiore alla resistenza di progetto.

Si riporta di seguito la verifica delle armature previste per la platea.







I picchi localizzati di taglio dovuti a singolarità numeriche vengono trascurati.

Si riporta di seguito la verifica della platea:

CLS 25/30		
Densità	d =	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_c =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$a_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa
Deformazione ultima	$e_{cu} =$	0,35% ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$e_{c2} =$	0,20% ---

ACCIAIO B450C		
Densità	d =	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	g _s =	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	450,00 MPa
Modulo di elasticità	E _s =	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} =	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	e _{yd} =	0,19% ---

Luce	L =	---	cm
Altezza totale sezione	H =	30,00	cm
Altezza utile sezione	d =	26,50	cm
Bordo superiore sezione	B =	100,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	100,00	cm

◆ **Dimensionamento delle sezioni**

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed \text{ SLU}} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove M_{Ed SLU} è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto 0,9·d rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule:

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq 0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm ² /m

Parametri	udm	Incastro
Armatura		
A's	cm ²	4,52
ferri	cm ²	5Ø12
Asl _{inf}	cm ²	5,65
s _{max}	cm	21,2
A'st _{min TOT}	cm ² /m	15,00
passo staffe	cm	20
n bracci	---	0
Ø staffe	mm	14
A _{st} · n bracci	cm ²	0,00
Ast _{TOT}	cm ² /m	0,00

◆ **Verifica allo stato limite ultimo**

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm ²
Posizione asse neutro	$y =$	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$x =$	y/d	---
Rapporto d'armatura	$w_s =$	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z =$	$d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$r_l =$	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k =$	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$n_{min} =$	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$s_{cp} =$	N_{ed}/A_c	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	a		°
Inclinazione bielle compresse	q		°

Parametri della sezione	udm	
b_w	cm	100,00
y	cm	1,96
w_s	---	0,06
z	cm	25,72
r_l	---	0,002
k	---	1,87
n_{min}	MPa	0,45
s_{cp}	kN/cm ²	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm ²	118,23
Taglio resistente	kN/cm ²	103,67

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
M_{Rd}	kNcm	5685,60
M_{Ed}/M_{Rd}	---	74%
Verifica		

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	
V_{Rd1}	kN	118,23
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	37%
Verifica		

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica SLD

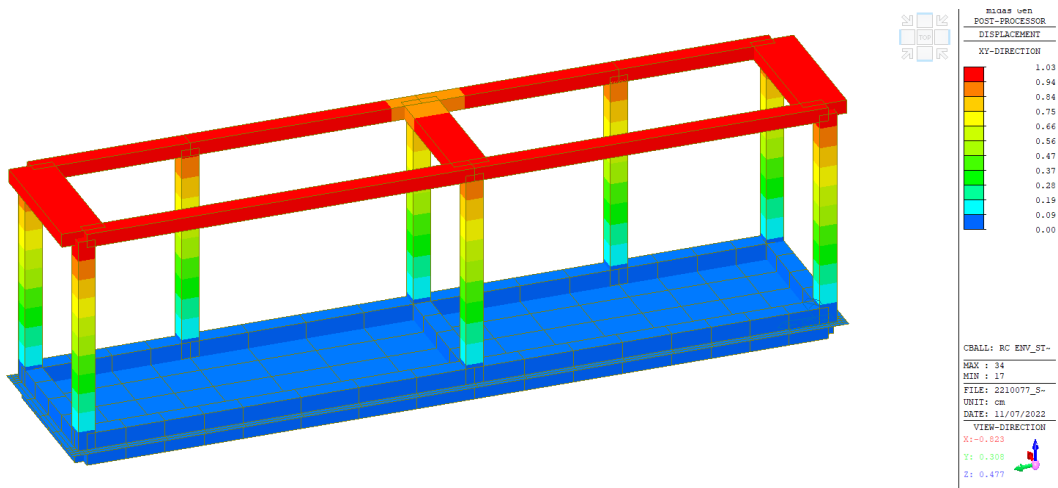
Trattandosi di una struttura strategica (CU = IV) è necessario eseguire le verifiche di resistenza anche allo SLD. Avendo tuttavia assunto un fattore di struttura pari a 1,5 allo SLV, lo spettro SLD risulta sempre inferiore a quello SLV, e pertanto anche le sollecitazioni saranno inferiori. Le verifiche risultano dunque automaticamente soddisfatte.

Verifica SLO

Gli spostamenti allo SLO sono stati determinati tramite analisi sismica con spettro di risposta. Si è proceduto al calcolo degli spostamenti per il modello nel piano x-y del sistema di riferimento principale allegato alla presente relazione. Dai risultati degli spostamenti derivanti dal modello spaziale adottato si determina lo spostamento massimo Dr di interpiano massimo valutato in corrispondenza della struttura in c.a., tralasciando quella metallica, non influente ai fini del comportamento strutturale globale. Le valutazioni vengono differenziate tra la struttura in corrispondenza del bunker, con altezza di interpiano ridotta, e gli altri locali.

Trattandosi di un edificio strategico (Classe d'Uso IV), come previsto al §7.3.6.1 delle NTC 2018, i limiti di spostamento di interpiano previsti vengono ridotti a 2/3 rispetto a quelli indicati dalla normativa confrontandoli con gli spostamenti allo SLO.

a) tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa



altezza interpiano minima	h =	340 cm		
spost. d'interpiano MAX	$dr < (2/3) * 0,005 * h =$	1,13 cm		
spostamento calcolato (SLO)	d =	1,03 cm	91%	OK

Giunto strutturale

Si riporta di seguito il dimensionamento del giunto strutturale di separazione tra le strutture esistenti e la nuova porzione di fabbricato.

Spostamenti SLV fabbricato esistente

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 lo spostamento di una struttura esistente è stimabile mediante la seguente espressione:

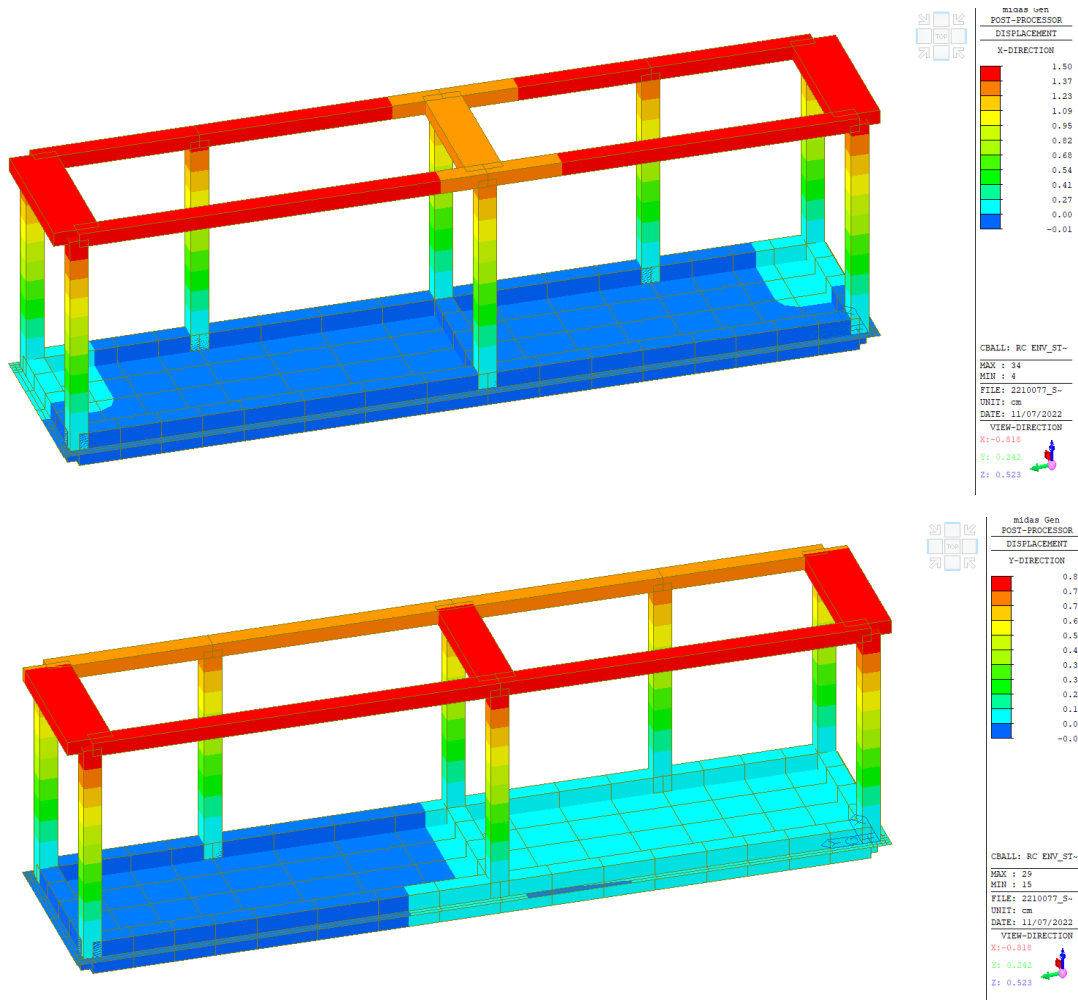
$$ag \cdot S \cdot H / 100$$

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

h =	4	m
d max=	0,63	cm

Spostamenti SLV

Dir. X	d max=	1,50	cm
Dir. Y	d max=	0,85	cm



Considerando che $T1 = 0,4195 < Tc = 0,5206$, gli spostamenti calcolati secondo §7.3.3.3 delle NTC 2018 sono:

Dir. X	d max=	2,43	cm
Dir. Y	d max=	1,38	cm

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 la distanza minima tra due costruzioni contigue è pari a:

$$2ag \cdot S \cdot H / 100$$

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

Il punto di interferenza posto a quota maggiore tra le due costruzioni è a quota +4 m circa da piano di fondazione.

Pertanto la distanza minima tra le due costruzioni per ottenere un comportamento sismico indipendente è pari a:

$$d = 1,26 \quad \text{cm}$$

Considerando la somma degli spostamenti delle due strutture si ottiene:

$$d = 3,06 \quad \text{cm}$$

Il giunto tra le due porzioni avrà ampiezza pari a 5 cm.

Verifica solaio

Si riporta di seguito la verifica del solaio tipo Predalle di copertura, che presenta uno schema statico di trave su 3 appoggi.

◆ **Caratteristiche dei materiali**

CLS 25/30		
Densità	$\delta =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione diretta	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratt. a trazione diretta (frattile 5%)	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3,07 MPa
Deformazione ultima	$\varepsilon_{cu} =$	0,35% ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$\varepsilon_{c2} =$	0,20% ---

ACCIAIO B450C		
Densità	$\delta =$	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30 MPa
Deformazione a snervamento	$\varepsilon_{yd} =$	0,19% ---

◆ **Caratteristiche delle sezioni**

Luce campata	$L_1 =$	610,00 cm
Luce sbalzo	$L_2 =$	0,00 cm
Altezza totale sezione	$H =$	30,00 cm
Altezza utile sezione	$d =$	24,00 cm

Base maggiore sezione	B =	120,00	cm
Base minore sezione	b =	40,00	cm

◆ **Analisi dei carichi**

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti su solaio tra appoggi

Peso proprio da solai	4,30	kN/m ²
Carichi permanenti equiv.	8,45	kN/m ²
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m ²
Totale carico permanente	g = 12,75	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso	0,50	kN/m ²	cat. H
Neve (max da accumulo)	3,02	kN/m ²	
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m ²	
Totale carico accidentale	q = 3,52	kN/m²	

Interasse di carico q distribuito $l = 1,20$ m

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave	0,00	kN/m
Carico da muro portante	0,00	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m
Totale carico permanente	g = 0,00	kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti	0,00	kN/m
Totale carico accidentale	q = 0,00	kN/m

Carico permanente totale	$G_1 =$	15,30	kN/m
Carico permanente non strutturale totale	$G_2 =$	0,00	kN/m
Pretensione e precompressione	$P =$	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	$Q =$	4,04	kN/m
Carico Totale	$P_{TOT} =$	19,34	kN/m

◆ Sollecitazioni

SLU

Titolo : _____

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: SLE rara SLU

Numero campate (Compresi Sbalzi) :

Camp. N°	Luce	G1	G2	Q1
1	6,1	15,3	0	4,22
2	6,1	15,3	0	4,22

App.	Largh.
1	0
2	0
3	0

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio:

Visualizza Stampa

(lunghezze in [m]; carichi in [kN/m])

ridist. M

Resultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	78,45	2,44	31,05	2,074	6,10E-03	-3,83E-04
2	-71,16		-122			
m	78,45	3,66	31,05	4,026	6,10E-03	-3,83E-04
3	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		64,14	64,14	30,84
2	-99,96	99,96	199,9	116,7
3	-64,14		64,14	30,84

Diagramma Momenti

File : Predalle spogliatoio -
 Scala momenti 1:50 - Sollecitazioni SLU
 Scala Freccie 1:0,01

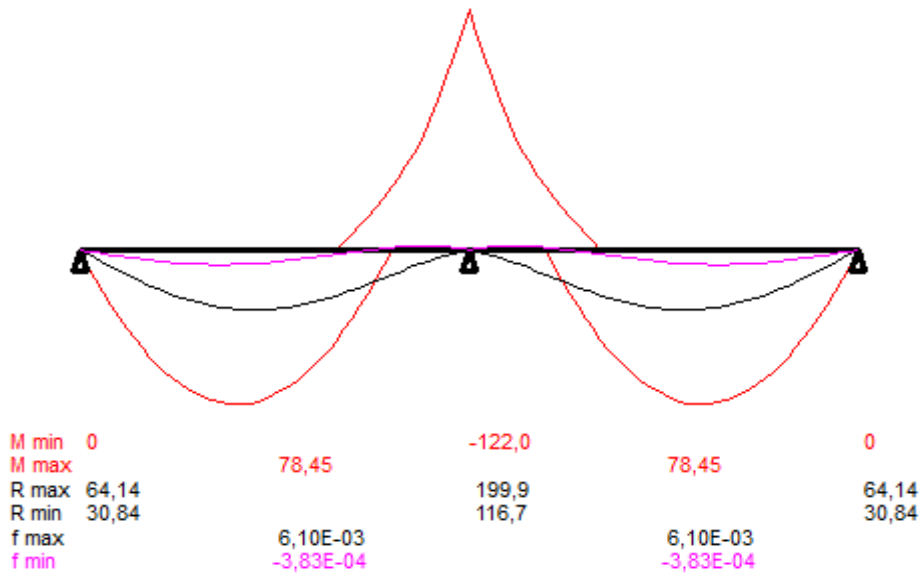
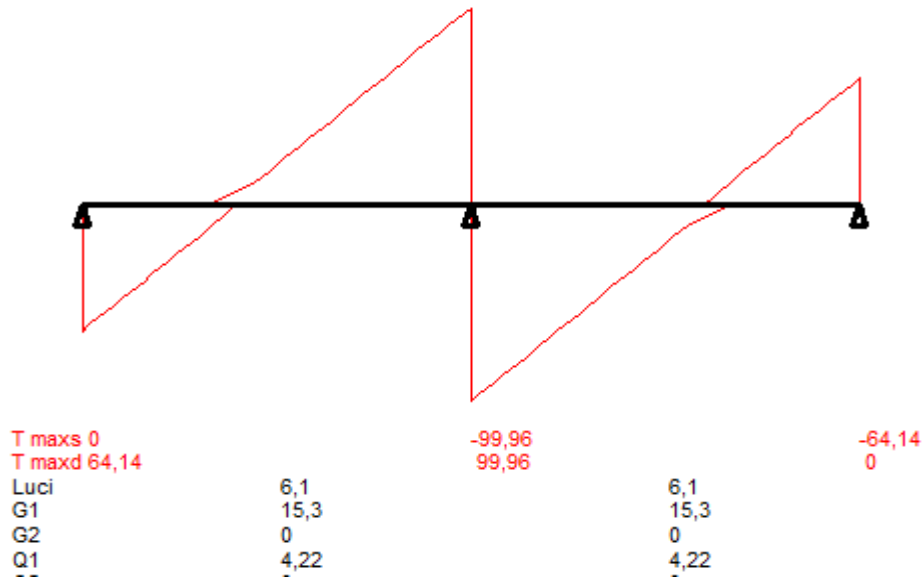


Diagramma Tagli

File : Predalle spogliatoio -
Scala tagli 1:50 - Sollecitazioni SLU



SLE CARATTERISTICA (RARA)

Titolo : _____

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: SLE SLU

Numero campate (Compresi Sbalzi) : 2

Camp. N°	Luca	G1	G2	Q1
1	6,1	15,3	0	4,22
2	6,1	15,3	0	4,22

App.	Largh.
1	0
2	0
3	0

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1: _____

Scale fisse Taglio 1: _____

Freccia 1: _____

N. Punti Plottaggio: 100

Visualizza Stampa

M I M+T

DWG Esporta Blocco ?

(lunghezze in [m]; carichi in [kN/m])

ridist. M Calcolo

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	54,79	2,318	36,43	2,196	4,06E-03	-6,30E-05
2	-71,16		-90,79			
m	54,79	3,782	36,43	3,904	4,06E-03	-6,30E-05
3	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		46,26	46,26	33,39
2	-74,42	74,42	148,8	116,7
3	-46,26		46,26	33,39

Diagramma Momenti



File : Predalle spogliatoio -
 Scala momenti 1:20 - Sollecitazioni SLE - Rara
 Scala Freccce 1:0,005

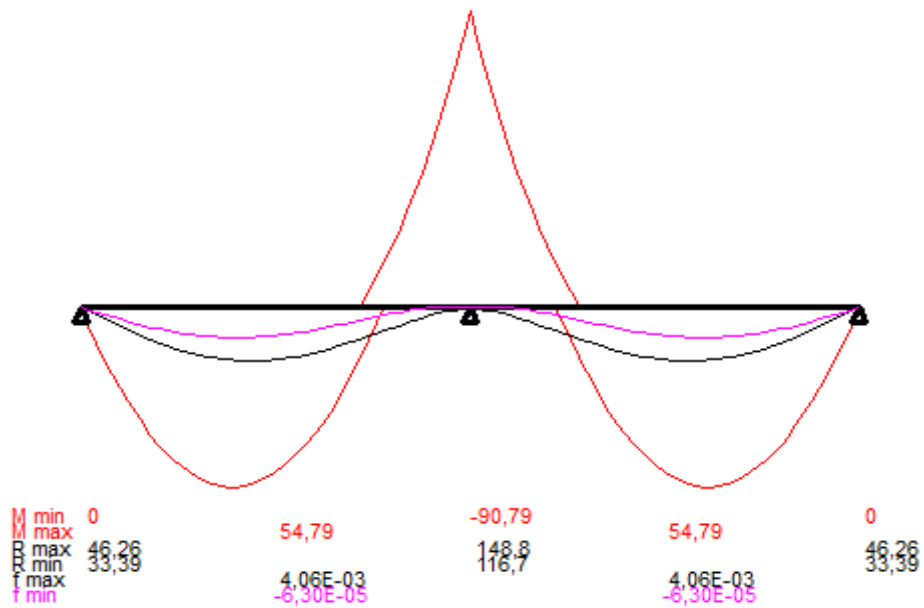
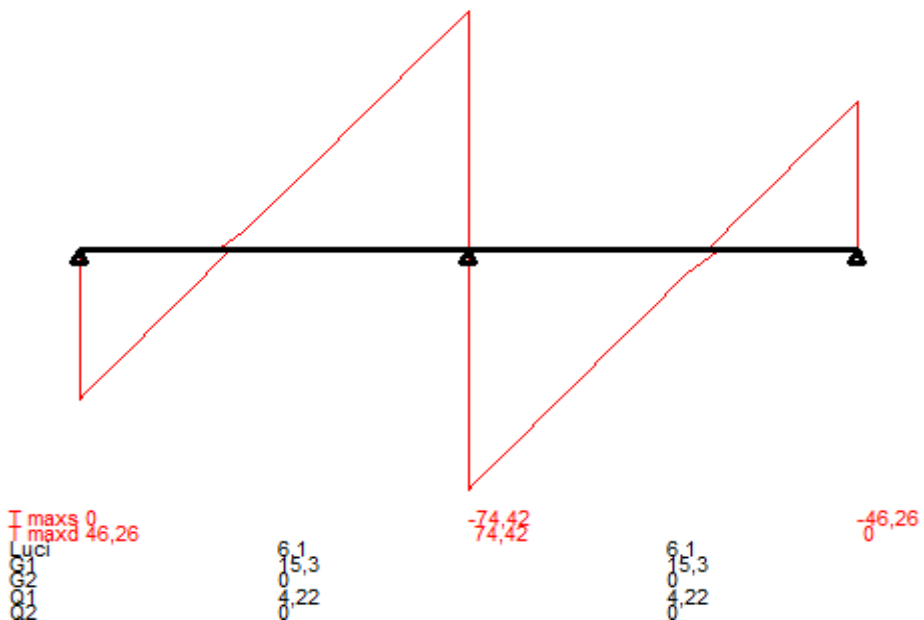


Diagramma tagli



File : Predalle spogliatoio -
 Scala tagli 1:20 - Sollecitazioni SLE - Rara



◆ **Combinazioni di carico**

Si considerano i coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione delle azioni definiti nelle tab. 2.5.I e 2.6.I DM 17/01/2018; a favore di sicurezza si considererà il contributo di tutte le azioni agenti come sfavorevole.

SLE - Combinazione caratteristica (rara)

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione ψ_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Cat. H	ψ_{01}	0,0
	ψ_{02}	0,0
	ψ_{03}	0,0

Neve	ψ_{01}	0,5
	ψ_{02}	0,2
	ψ_{03}	0,0

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio $M=ql^2/24$	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	2999,13	5479,00	9079,00
$V_{Ed\ SX}$	kN	-	-	74,42
$V_{Ed\ dX}$	kN	46,26	-	-

SLU - Combinazione fondamentale

$$F_d = \gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione γ_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Carichi permanenti	$\gamma_{G1} =$	1,3
Carichi permanenti non strutturali	$\gamma_{G2} =$	1,5
Carichi accidentali	$\gamma_{Qi} =$	1,5
Precompressione	$\gamma_P =$	1,0

Cat. H	ψ_{01}	0,0
	ψ_{02}	0,0
	ψ_{03}	0,0

Neve	ψ_{01}	0,5
	ψ_{02}	0,2
	ψ_{03}	0,0

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio $M=q\ell^2/24$	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	4024,26	7845,00	12200,00
$V_{Ed\ SX}$	kN	-	-	99,96
$V_{Ed\ dx}$	kN	64,14	-	-

◆ **Dimensionamento delle sezioni**

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove $M_{Ed\ SLU}$ è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto $0,9 \cdot d$ rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (par. 4.1.6.1 DM 17/01/2018):

Passo staffe massimo	$s_{max} \leq 0,8 \cdot d$	cm
Area staffe minima	$A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$	cm ² /m

Parametri Armatura	udm	Appoggio sx	Campata	Appoggio dx
A's	cm ²	4,76	9,28	14,43
ferri	cm ²	(1+1+1)Ø16	(2+2+2)Ø16	(2+2+2)Ø20
$A_{sl\ inf}$	cm ²	6,03	12,06	18,84
s_{max}	cm	19,2	19,2	19,2
$A'st_{min\ TOT}$	cm ² /m	6,00		6,00
passo staffe	cm	10		10
n bracci	---	0		0
Ø staffe	mm	6		6
$A_{st} \cdot n$ bracci	cm ²	0,00		0,00
$A_{st\ TOT}$	cm ² /m	0,00		0,00

◆ **Verifica allo stato limite di esercizio**

	COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)			
CLS ACCIAIO	σ_{cR}	$< 0,60 \cdot f_{ck} =$	1,49	kN/cm ²
	σ_{sR}	$< 0,80 \cdot f_{yk} =$	36,00	kN/cm ²
	COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE			
CLS ACCIAIO	σ_{cR}	$< 0,45 \cdot f_{ck} =$	1,12	kN/cm ²
	σ_{sR}	---	---	---

Ampiezza lembo compresso	b_w	cm
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso	y	cm
Tensione massima di compressione nel cls	σ_c	kN/cm ²
Tensione massima di trazione nell'acciaio	σ_s	kN/cm ²

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)				
Parametri sezione	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
b_w	cm	80	120	80
y	cm	6,32	7,13	9,96
σ_{cE}	kN/cm ²	0,54	0,59	1,10
σ_{cE}/σ_{cR}	-	36%	40%	74%
Verifica		OK	OK	OK
σ_{sE}	kN/cm ²	22,72	21,01	23,30
σ_{sE}/σ_{sR}	-	63%	58%	65%
Verifica		OK	OK	OK

◆ **Verifica allo stato limite ultimo**

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	4024,26	7845,00	12200,00
$V_{Ed SX}$	kN	-	-	99,96
$V_{Ed dx}$	kN	64,14	-	-

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w	cm
Altezza utile sezione	d	cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}	cm ²
Posizione asse neutro	$y = A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$\xi = y/d$	---
Rapporto d'armatura	$\omega_s = A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z = d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_1 \leq 0,02$	$\rho_1 = A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k = 1 + (200/d)^{1/2}$	---
n_{min}	$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$\sigma_{op} = N_{ed} / A_c$	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	α	°
Inclinazione bielle compresse	θ	°

Si considera di sostituire agli appoggi con getto continuo in c.a. un elemento di alleggerimento ogni due, in modo alternato.

<i>Parametri della sezione</i>	<i>udm</i>	<i>Appoggio</i>	<i>Campata</i>	<i>Appoggio</i>
b_w	cm	80,00	120,00	80,00
y	cm	2,61	3,48	8,16
ω_s	---	0,09	0,12	0,27
z	cm	22,95	22,61	20,73
ρ_l	---	0,003	0,004	0,010
k	---	1,91	1,91	1,91
v_{min}	MPa	0,46	0,46	0,46
σ_{cp}	kN/cm ²	0,00	0,00	0,00
Taglio di riferimento	kN	88,72	133,07	88,72
Taglio resistente	kN	87,48	144,43	127,89

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

<i>Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza</i>	<i>udm</i>	<i>Appoggio</i>	<i>Campata</i>	<i>Appoggio</i>
M_{Rd}	kNcm	5416,34	10668,28	15285,84
M_{Ed}/M_{Rd}	---	74%	74%	80%
Verifica		OK	OK	OK

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

<i>Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza</i>	<i>udm</i>	<i>Appoggio</i>	<i>Campata</i>	<i>Appoggio</i>
V_{Rd1}	kN	88,72		127,89
V_{Ed}/V_{Rd1}	---	72%		78%
Verifica		OK		OK

Le verifiche risultano soddisfatte considerando di procedere con l'assenza di un alleggerimento in modo alternato agli appoggi sino alle seguenti distanze dall'asse delle travi:

da appoggi laterali= 60 cm (esclusi 30 cm trave)
 da appoggio centrale= 90 cm (esclusi 30 cm trave)

Si dispone inoltre, superiormente, un'armatura di ripartizione costituita da **rete elettrosaldada $\varnothing 6/20 \times 20$ cm** su tutta l'area del solaio.

◆ Verifica di deformabilità

Freccia massima $f = d_1 + d_2$ (mezzeria)

	$d_1 =$	0,28	cm		
	$d_2 =$	0,06	cm		
spostamento finale	$f =$	0,34	<	2,44	cm
	$L/f =$	1794,12	>	250	OK
spost. carichi variabili	$d_2 =$	0,06	<	1,74	cm
	$L/d_2 =$	10166,67	>	350	OK

Verifica tamponamenti

Dato che il fabbricato in oggetto ricade in classe d'uso IV, è necessario procedere anche alla verifica degli elementi non strutturali.

Si prende in considerazione il collasso delle pareti in muratura di tamponamento perimetrale, realizzate con laterizi forati sp. 30 cm.

Si procede dunque alla verifica di tali elementi, trattandoli come elementi non strutturali, come previsto al §7.2.3 delle NTC2018 ed al §C7.2.3 della circolare esplicativa.

La verifica di stabilità degli elementi non strutturali deve essere eseguita allo SLV, come richiesto al §7.3.6 delle NTC 2018.

Si prende in considerazione la formulazione di verifica proposta nell'EC8.

Si tratta di una verifica locale, eseguita con analisi lineare statica **sui pannelli murari di tamponamento non portanti**, che può essere effettuata separatamente dall'analisi globale, adottando le forze equivalenti indicate per gli elementi non strutturali, e assumendo un fattore di struttura **qa=2**.

L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato considerando un sistema di forze orizzontali distribuite, proporzionale alle masse delle pareti, secondo la relazione seguente:

$$p_a = W_a \cdot S_a / q_a = \mathbf{0,9932 \text{ kN}}$$

dove:

W_a peso della parete

$$W_a = \gamma \cdot s \cdot h = 6,73 \text{ kN}$$

q_a fattore di struttura dell'elemento, pari a 3 per elementi strutturali e pari a 2 o 1 per elementi secondari

S_a coefficiente sismico da applicare

$$S_a = a_g \cdot S / g \cdot (3 \cdot (1 + Z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) - 0,5) = 0,2951 > a_g \cdot S / g = 0,15$$

dove:

S coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

a_g/g rapporto tra accelerazione massima al suolo e l'accelerazione di gravità

Z quota del baricentro dell'elemento

H altezza della costruzione a partire da piano di fondazione

T_a primo periodo di vibrazione dell'elemento

T_1 primo periodo di vibrazione della struttura

$$T_a = 2\pi \cdot (m/k)^{0,5} = 2\pi \cdot (5 \cdot h^3 \cdot \gamma \cdot s \cdot h / 10 / (384 \cdot E \cdot J))^{0,5} = 0,0449 \text{ s}$$

$$T_1 \text{ da modello} = 0,4276 \text{ s}$$

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,2121 \text{ s}$$

h	altezza elemento murario
m	massa elemento murario
γ	peso specifico muratura
E	Modulo elastico muratura fessurato
s	spessore elemento murario
C1	coefficiente relativo alla tipologia strutturale

$$S = 1,50$$

$$C_1 = 0,075$$

(S coefficiente che tiene conto della categoria di suolo e delle condizioni topografiche)

$$a_g = 1,03 \text{ m/s}^2$$

$$h = 3,40 \text{ m}$$

(accelerazione massima del terreno su suolo A per ogni stato limite in esame)

$$q_a = 2$$

$$\gamma = 6,6 \text{ kN/m}^3$$

$$Z = 1,70 \text{ m}$$

$$E = 3000000 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 4,00 \text{ m}$$

$$s = 0,30 \text{ m}$$

Verifica a pressoflessione fuori dal piano

La verifica a pressoflessione si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente, calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'apposita distribuzione non lineare delle compressioni.

$$M_{sd} < M_{rd}$$

Per sezioni rettangolari il momento ultimo può essere calcolato come

$$M_u = (L \cdot s^2 \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / (0,85 \cdot f_d))$$

L	larghezza elemento murario da verificare
s	spessore elemento murario da verificare
σ_0	tensione normale media riferita all'area totale della sezione
N	carichi verticali agenti da metà muratura in su
f_d	resistenza a compressione di calcolo della muratura
f_k	resistenza a compressione caratteristica della muratura
γ_M	coefficiente di sicurezza della muratura

$$\sigma_0 = N / (L \cdot s)$$

$$f_d = f_k / \gamma_M =$$

$$f_m = 3000 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_M = 2 \quad \text{vedasi C8.7.1}$$

$$f_d = 1200 \text{ kN/m}^2$$

Parete	L	s	N _{sd}	σ_0	M _{rd}	M _{sd}	Verifica
1	1,00	0,30	3,37	11,22	0,50	0,42	OK

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica nuova fondazione tamponamenti

Si riporta di seguito la verifica della nuova trave di fondazione per le pareti di tamponamento da realizzare al di fuori della nuova struttura in c.a. in elevazione.

Si prevede di realizzare una fondazione ad L di altezza 60 cm e larghezza 60 cm.

Carico da tamponamento	6,732	kN/m
Peso proprio fondazione	19,5	kN/m
Area pressione	6000	cm ² /m
Pressione sul terreno SLU	0,57	kg/cm ²

La pressione sul terreno risulta accettabile.

Validazione modello numerico

Per un controllo della validità del modello e per avere una stima delle forze sismiche agenti, si effettua un'analisi statica lineare. L'azione sismica viene rappresentata con un sistema di forze statiche orizzontali:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

per l'i-esimo piano dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

- F_i è la forza da applicare alla massa dell'i-esimo piano;
- W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 1 (costruzione con meno di 3 orizzontamenti);
- g è l'accelerazione di gravità.

se $h < 40$ m, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente riportata nell'Eurocodice 2:

$T_1 = C_1 \cdot H^{(3/4)}$	$C_1 =$	0,075	c.a.	
	$H =$	4	m	circa da piano fondazione
$T_1 =$		0,21	sec	

Il periodo fondamentale ricavato dal modello numerico risulta superiore a quello stimato con la formula sopra riportata in quanto il vincolo alla base è quelli di molle e non di incastro perfetto. Si è comunque verificato che ai fini dell'azione sismica l'assunzione di tale vincolo risulta a favore di sicurezza rispetto all'incastro in termini di risultante di taglio alla base. Si considera pertanto il valore ottenuto dal modello FEM.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h(z_i \cdot W_i) / S(z_j \cdot W_j)$$

dove

$$F_h = S_d(T_1) W_l / g$$

con $l = 1$

$W_i =$ pesi della massa

con l'ordinata dello spettro di risposta di progetto pari a:

$$S_e(T_1) = 4,035 \text{ m/s}^2$$

$$q = 1,50$$

$$S_d(T_1) = 2,690 \text{ m/s}^2$$

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

Le aree di piano sono le seguenti:

Solaio 1 copertura 36,40 mq

Le lunghezze delle pareti perimetrali di tamponamento sono le seguenti:

Solaio 1 13 m

carichi solaio 1

h livello 3,4
 pp pareti 44,20
 pp c.a. 146,7
 pp solaio 156,52
 perm 125,58
 macchine 182,00
 accid 18,2
 $Y_{2j} = 0$
 $W_i = 655,00$
 $z_i = 4,00$
 $z_i \cdot W_i = 2620,00$

$W = 655,00$ kN
 $SW_i \cdot z_i = 2620,00$ kNcm

$$W = G_1 + G_2 + S Y_2 Q_k j = 655,00 \text{ kN}$$

$$F_h = 179,60 \text{ kN}$$

La risultante dell'azione sismica per l'interno fabbricato va confrontata con la risultante delle reazioni vincolari ottenuta dal modello numerico per la corrispondenza sollecitazione allo SLV nelle due direzioni principali:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)		
	Svx(RS)	161.720781	2.466772	0.000000		
	Svy(RS)	2.466772	148.985360	0.000000		

Si nota come il risultato ottenuto analiticamente sia confrontabile con quelli ottenuti dal modello numerico per le due direzioni principali. Il risultato numerico è leggermente inferiore per via della dispersione della massa partecipante su vari modi di vibrare con periodi di vibrazione diversi, e che possono ricadere in zona diverse dello spettro di risposta.

I risultati dell'analisi spettrale del modello FEM sono quindi confermati.

Verifica chiusura per passaggi impiantistici

Sul terrazzo tecnologico si prevede la realizzazione di una struttura metallica al fine di sostenere un tamponamento leggero per la protezione dei passaggi impiantistici tra le macchine esterne e l'interno del fabbricato. La struttura metallica non ha alcuna funzione strutturale portante.

La struttura è realizzata mediante 4 colonne HEA140 fissate al solaio in c.a in corrispondenza delle travi esistenti tramite barre inghisate chimicamente. Sono inoltre presenti travi perimetrali HEA140 a sostegno dei pannelli sandwich di parete e di copertura.

Si riportano di seguito le verifiche principali per la struttura in esame, ossia:

- Verifica colonna;
- Verifica unione di base;
- Verifica trave;
- Verifica pannello sandwich.

Verifica colonna HEA140

Le colonne vengono schematizzate come mensole incastrate alla base, soggette al carico orizzontale da vento (a favore di sicurezza si ipotizza l'uso di acciaio S235):

p =	0,82	kN/m ²				
b =	2,4	m				
h =	2,5	m	circa			
M _{slu} =	9,23	kNm				
W _{min} =	55,62	cm ²				
M _{rd} =	12,45	kNm	Tasso di lavoro:	0,74	< 1,00	OK

Verifica unione di base colonna HEA140

Numero file	2
Numero tasselli per fila	2
Coefficiente di sovraresistenza	1

(in condizioni ULTIME)

Taglio	V _{Ed} =	7,38 kN
Momento flettente	M _{Ed} =	922,50 kNcm
Braccio	b =	19,00 cm
Piani di contatto	n _v =	1 ---

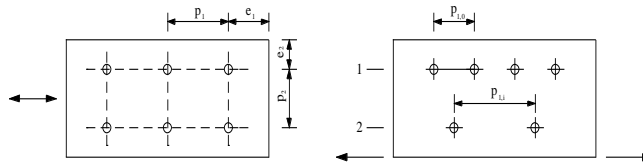
Sforzo di taglio (sul singolo) $F_{v,Ed} = V_{Ed}/(n_v \cdot n) = 1,85 \text{ kN}$
 Sforzo di trazione (sul singolo) $F_{t,Ed} = (M_{Ed}/b)/(n_M) = 24,28 \text{ kN}$

Dimensionamento e verifica della sezione

Si utilizzano barre inghisate chimicamente **M16** come indicato nelle tavole di progetto capaci di resistere agli sforzi determinati.

Coeff. Sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	---
Diametro bullone	$d =$	1,6	cm
Diametro foro	$d_0 =$	1,7	cm
Area resistente bullone	$A_{res} =$	1,54	cm ²
Spessore piastra	$t =$	1,50	cm
σ rottura bullone	$f_{tb} =$	43	kN/cm ²
σ rottura piatto	$f_{tk} =$	43	kN/cm ² (S275)

Geometria del collegamento (Par. 4.2.8.1.1, Tab.4.2.XIII DM 17/01/2018)



	MIN	MAX	ADOTTATO
	cm	cm	cm
e1	2,04	10	3
e2	2,04	10	19
p1	3,74	20	19
p1,0	-	20	-
p1,i	-	20	-
p2	4,08	20	-

Resistenza di calcolo a taglio dei tirafondi

$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 31,20 \text{ kN}$ da scheda tecnica Hilti
 $V_{Ed,i} / F_{v,Rd} = 6\%$ **OK**

Resistenza a rifollamento del piatto

$\alpha = \text{MIN}(e_1 / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_{tk}; 1) = 0,59$ ---
 $k = \text{MIN}(2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5) = 2,50$ ---
 $F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 121,41 \text{ kN}$
 $F_{v,Ed} \cdot n_v / F_{b,Rd} = 2\%$ **OK**

Resistenza a trazione degli elementi di connessione

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 27,90 \text{ kN} \quad \text{da scheda tecnica Hilti}$$

$$N_{Ed,i} / F_{t,Rd} = 87\% \quad \text{OK}$$

Resistenza a punzonamento del piatto

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d \cdot t_{tk} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 155,62 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,i} / B_{p,Rd} = 16\% \quad \text{OK}$$

Verifica combinata

Resistenza complessiva a taglio $\text{MIN}(F_{v,Rd}; F_b, R_d) = 31,20 \text{ kN}$
 Resistenza complessiva a trazione $\text{MIN}(B_{p,Rd}; F_{t,Rd}) = 27,90 \text{ kN}$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$0,06 + 0,62 \leq 1 \quad \text{OK}$$

Resistenza di progetto: calcestruzzo non fessurato C 20/25 , ancorante HIT-V 5.8

Dimensione ancorante			M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Calcestruzzo non fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	12,0	19,3	28,0	39,2	62,2	85,4	104,3	124,5
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
Calcestruzzo fessurato										
Trazione N_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	6,7	9,4	18,4	27,9	44,3	60,9	74,4	88,7
Taglio V_{Rd}	HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0

Verifica trave HEA140

Le travi vengono schematizzate come semplicemente appoggiate sulle colonne. Si riporta di seguito la verifica della trave con luce maggiore.

sandwich = 0,15 kN/m²
 neve = 4,00 kN/m² (accumulo)
 vento = 0,82 kN/m² (a favore di sicurezza)

b = 0,7 m
 l = 3,4 m circa

M_{slu} = 7,51 kNm
 W_{max} = 155,40 cm²
 M_{rd} = 34,78 kNm

Tasso di lavoro: 0,22 < 1,00 OK

Verifica pannello sandwich copertura

Il pannello sandwich di copertura presenta spessore 10 cm ed è soggetto ai seguenti carichi:

neve =	4,00	kN/m ²
vento =	0,82	kN/m ²
	<u>4,82</u>	kN/m ²

Si considera la scheda tecnica di un produttore per verificare la portata del pannello, che ha luce 140 cm circa:

TABELLA PORTATE

Spessore pannello (mm)	Spessore Nominale		Peso pannello (Kg/m ²)	Larghezza efficace appoggio: 100 mm																
	Supporto Esterno Acciaio (mm)	Supporto Interno Acciaio (mm)																		
				150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	450	500	550	600		
30	0,40	0,40	7,8	250	195	155	130	105	85	65	55									
	0,50	0,40	8,8	260	220	195	170	140	110	85	70	55								
	0,50	0,50	9,6	-	-	-	-	145	115	90	70	60								
	0,60	0,40	9,7	-	-	-	-	150	125	100	80	65	50							
	0,80	0,40	11,7	-	-	-	-	130	120	95	75	60	50							
40	0,40	0,40	8,2	290	230	190	160	135	115	90	70	60	50							
	0,50	0,40	9,2	330	280	245	210	175	140	115	90	75	60	50						
	0,50	0,50	10,0	-	-	-	215	180	145	120	95	80	65	55						
	0,60	0,40	10,1	-	-	-	-	190	155	125	100	85	70	60						
	0,80	0,40	12,1	-	-	-	-	170	150	120	100	85	70							
50	0,40	0,40	8,6	335	270	225	190	160	140	115	95	75	65	55						
	0,50	0,40	9,6	400	340	290	245	210	175	140	115	95	80	65						
	0,50	0,50	10,4	-	-	295	250	215	180	145	120	100	85	70	50					
	0,60	0,40	10,5	-	-	-	260	235	190	155	130	105	90	75	55					
	0,80	0,40	12,5	-	-	-	-	210	180	150	125	105	90	65						
60	0,40	0,40	9,0	380	310	260	220	190	165	145	120	100	80	70	50					
	0,50	0,40	10,0	470	400	335	285	245	210	170	145	120	100	85	60					
	0,50	0,50	10,8	-	-	-	290	250	215	180	150	125	105	90	65	50				
	0,60	0,40	10,9	-	-	350	310	275	230	190	155	130	110	95	70	55				
	0,80	0,40	12,9	-	-	-	-	245	215	180	150	130	110	80	60					
80	0,40	0,40	9,8	470	395	335	290	250	220	195	175	145	120	105	80	55				
	0,50	0,40	10,8	580	485	420	365	320	280	235	200	170	145	125	95	70	50			
	0,50	0,50	11,6	585	490	425	370	325	285	245	210	180	155	130	100	75	55			
	0,60	0,40	11,7	610	520	450	400	355	305	255	215	185	160	135	105	80	60			
	0,80	0,40	13,7	-	-	-	-	320	285	245	210	180	155	120	90	70	55			
100	0,50	0,50	12,4	685	585	510	450	400	355	315	270	235	205	175	135	105	80	65		
	0,60	0,50	13,4	705	600	525	465	415	375	335	295	250	215	190	145	115	90	70		
	0,80	0,50	15,4	-	-	-	-	-	-	340	315	275	240	210	165	130	105	80		
120	0,50	0,50	13,2	735	625	545	485	435	395	360	330	290	255	225	175	140	110	90		
	0,60	0,50	14,2	-	-	-	-	-	-	-	-	305	270	240	190	150	120	95		
	0,80	0,50	16,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	280	260	210	165	135	110		
150	0,50	0,50	14,4	775	660	575	510	460	415	380	350	325	300	280	240	190	155	125		
	0,60	0,50	15,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	245	205	165	135		
	0,80	0,50	17,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	215	185	155		

Calcolo Eseguito in accordo Norma UNI EN 14509 Allegato E:
 • Valori in Nero: Stati Limite Ultimo
 • Valori in Rosso: Stati Limite di Esercizio (freccia = 1/200 Luce)

Calculation performed in accordance to attached E UNI EN 14509 Norm:
 • Values in Black: Ultimate Limit States
 • Values in Red: Serviceability Limit States (deflection = 1/200 span)

La portata è pari a 6,85 kN/m², pertanto la verifica risulta soddisfatta.

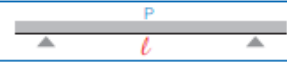
Verifica pannello sandwich parete

Il pannello sandwich di parete presenta spessore 10 cm ed è soggetto ai seguenti carichi:

vento = 0,82 kN/m²

Si considera la scheda tecnica di un produttore per verificare la portata del pannello, che ha luce 250 cm circa:

TABELLA PORTATE varianpaneel
Panneau de bardage



Spessore pannello (mm)	Spessore Nominale		Peso pannello (Kg/m ²)	Larghezza efficace appoggio: 100 mm l=cm	Luce (cm)														
	Supporto Esterno Acciaio (mm)	Supporto Interno Acciaio (mm)			150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500
25	0,40	0,40	6,8	P = kg/m ²	160	115	90	70	55										
	0,50	0,50	8,5		170	145	120	90	75	60									
	0,60	0,50	9,4		-	-	125	100	80	65	50								
30	0,40	0,40	7,0	P = kg/m ²	195	140	110	85	70	55									
	0,50	0,50	8,7		210	180	155	125	100	80	65	55							
	0,60	0,50	9,6		-	-	-	135	110	90	75	60	50						
35	0,40	0,40	7,2	P = kg/m ²	225	165	125	100	80	65	55								
	0,50	0,50	8,9		240	205	180	150	120	100	85	70	60	50					
	0,60	0,50	9,8		-	-	-	160	130	105	90	75	65	55	50				
40	0,40	0,40	7,4	P = kg/m ²	260	190	145	115	90	75	65	55							
	0,50	0,50	9,1		270	235	205	170	140	115	95	80	70	60	50				
	0,60	0,50	10,0		-	-	-	180	145	120	100	85	75	65	55	50			
50	0,40	0,40	7,8	P = kg/m ²	320	235	180	140	115	95	80	65	55	50					
	0,50	0,50	9,5		330	280	245	210	170	140	120	100	85	75	65	55	50		
	0,60	0,50	10,4		-	-	-	215	180	150	125	105	90	80	70	60	55	50	
60	0,40	0,40	8,2	P = kg/m ²	375	275	210	165	135	110	90	80	65	60	50				
	0,50	0,50	9,9		-	320	280	250	200	165	140	120	100	90	75	70	60	55	50
	0,60	0,50	10,8		-	-	-	-	215	175	150	125	110	95	80	75	65	60	55
80	0,40	0,40	9,0	P = kg/m ²	455	355	270	210	170	140	120	100	85	75	65	60	50		
	0,50	0,50	10,7		-	390	340	300	260	215	180	150	130	115	100	90	80	70	60
	0,60	0,50	11,6		-	-	-	-	270	225	190	160	140	120	105	95	85	75	65
100	0,50	0,50	11,5	P = kg/m ²	530	455	395	350	310	255	215	180	155	135	120	105	95	85	75
	0,60	0,50	12,4		-	-	-	-	315	270	225	195	165	145	125	110	100	90	80
120	0,50	0,50	12,3	P = kg/m ²	590	505	440	395	350	290	240	205	175	155	135	120	105	95	85
	0,60	0,50	13,2		-	-	-	-	355	310	260	220	190	165	145	130	115	100	90
150	0,50	0,50	13,5	P = kg/m ²	655	560	490	435	390	330	275	235	205	175	155	135	120	110	100
	0,60	0,50	14,4		-	-	-	-	-	350	295	250	215	190	165	145	130	115	105

Calcolo Eseguito in accordo Norma UNI EN 14509 Allegato E:
 • Valori in Nero: Stati Limite Ultimo
 • Valori in Rosso: Stati Limite di Esercizio (freccia = 1/100 Luce)

Calculation performed in accordance to attached E UNI EN 14509 Norm:
 • Values in Black: Ultimate Limit States
 • Values in Red: Serviceability Limit States (deflection = 1/100 span)

La portata è pari a 3,10 kN/m², pertanto la verifica risulta soddisfatta.

Il Progettista
delle Strutture
