



Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

L 5 8

D

d

0 0 3

I T

A 1

R 0

SARONNO CITY HUB

Progetto Definitivo

Edificio 4
Relazione di calcolo
delle strutture

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	mag 2023	prima emissione		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
PROCURATORE
Ing. Roberto Riva

Progettista



PROVINCIA DELLA PROVINCIA
DOTT. ING.
ERBA LUCA
Sez. A Settori:
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 639

Collaborazione

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	4
1.1. Generalità	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.1. Norme generali	4
2.2. Norme sismiche	4
2.3. Eurocodici	5
2.4. Istruzioni ferroviarie	5
3. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	5
3.1. Vita nominale di progetto	5
3.2. Classe d'uso e periodo di riferimento	6
4. MATERIALI	7
4.1. Calcestruzzo	7
4.1.1. <i>Magroni</i>	7
4.1.2. <i>Fondazioni</i>	7
4.2. Acciaio	8
4.2.1. <i>Acciaio in tondo da c.a.</i>	8
4.2.2. <i>Acciaio da carpenteria</i>	8
4.2.3. <i>Bulloni, tasselli e tirafondi</i>	8
4.2.4. <i>Saldature</i>	8
4.2.5. <i>Reti</i>	9
5. GEOTECNICA	10
5.1. Caratteristiche geomeccaniche di riferimento	10
5.2. Falda	10
5.3. Categoria di sottosuolo	11
5.4. Categoria topografica	11
6. CRITERI DI CALCOLO	12
6.1. Codici di calcolo	12

6.2. Verifiche di resistenza	13
6.2.1. <i>Verifiche allo stato limite ultimo</i>	13
6.2.2. <i>Verifiche agli stati limite di esercizio</i>	13
7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	16
7.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi.....	16
7.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma	16
7.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio	17
7.4. Coefficienti parziali di sicurezza	17
7.5. Coefficienti di combinazione	18
8. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	19
8.1. Pesi propri dei materiali strutturali	19
8.2. Carichi permanenti non strutturali.....	19
8.3. Azione del vento	19
8.4. Azione sismica	20
8.4.1. <i>Comportamento strutturale, fattore di comportamento e tipo di analisi</i>	20
8.4.2. <i>Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche</i>	21
8.4.3. <i>Stati limite e probabilità di superamento</i>	21
8.4.4. <i>Spettro e parametri SLV</i>	23
8.4.5. <i>Spettro e parametri SLD</i>	24
8.4.6. <i>Spettro e parametri SLC</i>	25
8.4.7. <i>Definizione delle masse sismiche delle tamponature in lamiera di separazione area rifiuti</i>	25
9. ANALISI E VERIFICHE CHIUSURA PERIMETRALE AREA RIFIUTI.....	26
9.1. Descrizione delle opere	26
9.2. Condizioni elementari di carico	26
9.2.1. <i>Peso proprio g_{1k}</i>	26
9.2.2. <i>Permanenti portati g_{2k}</i>	27
9.2.3. <i>Azione del vento</i>	27
9.2.4. <i>Azione del sisma</i>	28
9.3. Combinazioni di carico	28
9.3.1. <i>Combinazioni di carico</i>	28
9.4. Modellazione FEM.....	28

9.4.1. Software.....	28
9.4.2. Descrizione del modello di calcolo	28
9.4.3. Risultati	33
9.4.4. Verifiche	39

1. INTRODUZIONE

1.1. Generalità

La presente Relazione di calcolo interessa il dimensionamento e la verifica delle opere in conglomerato cementizio armato (normale, precompresso, gettato in opera e prefabbricato) relative all'impianto manutenzione rotabili situato all'interno del Polo Tecnologico Manutentivo di Saronno (VA); in particolare la relazione riguarda la quinta di separazione a schermatura dell'area rifiuti.

Sul lato Nord del fabbricato esistente è prevista l'installazione di una parete di chiusura perimetrale sul lato Ovest, avente una struttura staticamente indipendente dall'esistente. L'opera si sviluppa in maniera lineare seguendo l'andamento del fabbricato esistente per circa 25,60m; l'estremità della stessa è alla medesima quota sommitale delle cornici poste sulle finestre del piano superiore del fabbricato esistente, con un'altezza di circa 6,55m. Essa è costituita da una struttura metallica, vincolata alla fondazione in c.a. gettata in opera.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti. In particolare:

2.1. Norme generali

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Ministero delle Infrastrutture. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni 2018".
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

2.2. Norme sismiche

- Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20 marzo 2003, e allegati "Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale".

- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio servizio Sismico Nazionale “Nota esplicativa dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003” datata 4 giugno 2003.

2.3. Eurocodici

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 4 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.
- EUROCODICE 8 indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

2.4. Istruzioni ferroviarie

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A “Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”

3. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso dell’opera, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso. Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascuna costruzione moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U in funzione della classe d’uso di appartenenza dell’opera.

3.1. Vita nominale di progetto

Con riferimento alla Tab. 2.4.I NTC, il cui stralcio è allegato sotto, si considera un Tipo di costruzione **2** a cui corrisponde una Vita nominale di **50** anni.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

3.2. Classe d'uso e periodo di riferimento

Con riferimento al § 2.4.2 NTC si considera una Classe d'uso **II** (Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti). Il Coefficiente d'uso per quanto di cui alla Tab. 2.4.II NTC, , il cui stralcio è allegato sotto, assume pertanto un valore pari a **1.0** e il periodo di riferimento è conseguentemente di **50** anni.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

4. MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali meglio elencati nel seguito. Per quanto qui non espressamente citato si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

4.1. Calcestruzzo

4.1.1. Magroni

CALCESTRUZZO MAGRO	X0	C12/15	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Dimensione massima aggregati	d _{max}	20	mm

4.1.2. Fondazioni

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC3	C32/40	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	Φ_{max}	32	mm
Dimensione massima aggregati	d _{max}	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck}	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	33.20	MPa
Resistenza media cilindrica	f _{cm}	41.20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f _{ctm}	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	2.17	MPa
Modulo elastico	E _{cm}	33643	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	α	10*10 ⁻⁶	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.81	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	σ_{c_rara}	19.92	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	σ_{c_qp}	14.94	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	1.45	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f _{bd}	3.25	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	σ_{ct_ese}	2.58	MPa

4.2. Acciaio

4.2.1. Acciaio in tondo da c.a.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO		B 450	C
È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui alle vigenti NTC e controllati con le modalità riportate nelle stesse			
Densità	ρ	78.50	kN/m ³
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y0, m})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	MPa
Tensione massima in esercizio	f_{yd}	360	MPa
Modulo elastico	E_s	210000	MPa
Limitazione sui diametri	Φ_{barre}	$>=6 <=40$	mm
Acciai forniti in rotoli	Φ_{rotoli}	$<=16$	mm

4.2.2. Acciaio da carpenteria

ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE		S355	t ≤ 40
Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 NTC.			
Modulo elastico	E_s	210000	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	MPa
Modulo di elasticità trasversale	G	80769	MPa
Coefficiente di espansione termica lineare T<100°C	α	$12 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Densità	ρ	78.50	kN/m ³
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355	MPa

4.2.3. Bulloni, tasselli e tirafondi

BULLONI		Classe	10.9
I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XIII.b NTC.			
Tensione caratteristica di rottura	f_{tb}	1000	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yb}	900	MPa

4.2.4. Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle norme CNR e in ottemperanza alle NTC. Tutte le saldature, inoltre, sono da realizzarsi a piena penetrazione o a cordoni d'angolo ove espressamente indicato negli elaborati grafici di progetto.

4.2.5. Reti

RETI E TRALICCI ELETTRICALDATI		B 450	C
Densità	ρ	78.50	kN/m ³
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y nom})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	MPa
Massimo interasse delle barre	f_{yd}	330	mm
Modulo elastico	E_s	210000	MPa
Limitazione sui diametri	Φ_{barre}	$\geq 6 \leq 16$	mm
Rapporto tra i diametri	$\Phi_{ro to li}$	$\geq 0,6$	-

5. GEOTECNICA

Gli aspetti geologici/geotecnici sono compendati nella relazione redatta all'uopo che, con la presente, costituisce parte integrante della documentazione progettuale.

In particolare, si riscontrano le seguenti caratteristiche dei terreni:

UNITA' 1 - Da 0 metria- 3.5 metri

$N_{SPT} = 30$

$$\Phi = 35^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 70 \%$$

$$E_{\text{Young}} \approx 23600 \text{ kPa}$$

$$c', c_u \approx 0$$

UNITA' 2 - Da - 3.5metria- 5 metri

$N_{SPT} = 9.5$

$$\Phi = 29.5^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 35 \%$$

$$E_{\text{Young}} \approx 11300 \text{ kPa}$$

$$c', c_u \approx 0$$

UNITA' 3 - Da - 5 metria- 12 metri

$N_{SPT} = 24$

$$\Phi = 33^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 65 \%$$

$$E_{\text{Young}} \approx 20000 \text{ kPa}$$

$$c', c_u \approx 0$$

5.1. Caratteristiche geomeccaniche di riferimento

Vista la quota del piano di imposta delle fondazioni di quanto oggetto della presente relazione di calcolo, è ragionevole riferirsi alle caratteristiche meccaniche dell'**UNITÀ 2**.

5.2. Falda

La falda è presente a una profondità superiore a 15 m da p.c.

5.3. Categoria di sottosuolo

Come si evince dalla relazione geologica/geotecnica e con riferimento alla Tab. 3.2.II NTC, il cui stralcio è allegato sotto, il suolo è di tipo **B**. È stata infatti effettuata un'indagine sismica con la metodologia MASW il cui risultato in termini di $V_{s,eq}$ conferma quanto sopra affermato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

5.4. Categoria topografica

Dalla Tab. 3.2.III NTC riportata in calce si desume una categoria topografica di tipo **T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

6. CRITERI DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate nella presente sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio. Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo normativa vigente, sono assunti pari a:

- Opere in cemento armato

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale
di esercizio	1.00	1.00

- Opere in carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio γ_m
ultimo	1.05
di esercizio	1.00

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

6.1. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

- L'analisi delle strutture tridimensionali e il calcolo delle sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali modellati sono condotti utilizzando il codice **Midas Gen** prodotto da MIDAS IT Information Technology Co. Ltd Korea e distribuito da Harpaceas s.r.l.;
- Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. sono condotte utilizzando diversi **fogli di calcolo** redatti e testati dallo scrivente

6.2. Verifiche di resistenza

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 (NTC e relativa Circolare) e seguendo le indicazioni della norma UNI EN 1992-2005.

Più specificatamente, la verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto della verifica agli stati limite ultimi e delle verifiche nei riguardi della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

6.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto. La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018. Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al § 4.1.2.3.5 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti" del D.M. 17 gennaio 2018 ed a quanto indicato nell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1).

6.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio

6.2.2.1. *Condizioni ambientali*

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori

Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004. Per le opere trattate nella presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazioni: Classe di esposizione XC3

In ragione di ciò e per quanto previsto dalle NTC nella Tab. 4.1.III si evince che:

- per tutti gli elementi di fondazione, trattasi di condizioni ambientali “ordinarie”

6.2.2.2. Verifiche allo stato limite di fessurazione

La Tab. 4.1.IV NTC indica i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento sia al tipo di armatura che alle condizioni ambientali. Per tutti gli elementi di fondazione presenti lo stato limite considerato è quello di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili”. In combinazione “frequente” la limitazione è pari a w_3 e in combinazione “quasi permanente” è pari a w_2 . Per tutti gli elementi di elevazione presenti lo stato limite considerato è quello di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili”. In combinazione “frequente” la limitazione è pari a w_1 e in combinazione “quasi permanente” è pari a w_1 .

In ottemperanza al § 4.1.2.2.4 punto c) delle NTC, vale quanto segue:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Elemento strutturale	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura poco sensibile	w_k
Fondazioni	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_2$

Figura 1 – stato limite di fessurazione per ogni tipologia strutturale, in accordo con Tab. 4.1.IV, NTC2018

6.2.2.3. Copriferri e interferri

Al fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro. Il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell’armatura metallica più prossima, individua il cosiddetto “copriferro nominale” ed è determinato secondo quanto di cui al § 4.1.6.1.3 NTC. Segue la determinazione analitica dei copriferri in progetto per le varie tipologie di elementi in ottemperanza a quanto previsto nella Tab. C.4.1.IV della Circ. 7/2019 sotto riportata:

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per gli **elementi strutturali di fondazione** si ottiene, considerando un valore di tolleranza di posa in ottemperanza a quando prescritto nell'Eurocodice relativo, il seguente valore del copriferro nominale:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	V_N	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Altro c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C_{fck}/R_{ek}	C32/40	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	35	mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **35mm**.

7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

7.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi SLU si adottano le combinazioni del tipo:

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

dove:

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

γ_{Gi} = coeff. parziali per i carichi permanenti/permanenti non strutturali nelle verifiche SLU

γ_{Qi} = coefficienti parziali per i carichi variabili nelle verifiche SLU

γ_P = coefficiente parziale della precompressione nelle verifiche SLU

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione

7.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma

Per le verifiche agli stati limite ultimi connesse all'azione sismica si adottano combinazioni del tipo:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

E = azione sismica

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione

7.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE si adottano combinazioni del tipo:

$$\begin{aligned}
 G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots & \quad \text{SLE rara} \\
 G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots & \quad \text{SLE frequente} \\
 G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots & \quad \text{SLE quasi permanente}
 \end{aligned}$$

dove:

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

ψ_{ji} = coefficiente di combinazione

7.4. Coefficienti parziali di sicurezza

I valori considerati per i coefficienti parziali di sicurezza sono desunti dalle Tab. 2.6.I e 5.2.V NTC sotto riportate. In particolare:

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

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

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

7.5. Coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono desunti dalla Tab. 2.5.I e 5.2.VI NTC sotto riportate. In particolare:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

8. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si fa espressamente riferimento a quanto previsto nei § 3.1 e 5.2 NTC.

8.1. Pesi propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nel Tab. 3.1.I NTC. In particolare:

Calcestruzzo ordinario:	24.0 kN/m ³
Calcestruzzo armato (e/o precompresso):	25.0 kN/m ³
Acciaio:	78.5 kN/m ³

8.2. Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi di unità di volume dei materiali costituenti. In particolare:

Tamponatura in lamiera metallica 0.20 kN/m²

Tale carico dovrà essere verificato in fase di fornitura; se differente da quanto ipotizzato è necessario verificarne la compatibilità strutturale.

8.3. Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali come quelle in oggetto tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 NTC. In particolare, in ottemperanza a quanto di cui al § 3.3 NTC e a meno dei coefficienti di pressione, da valutare caso per caso, si determina quanto segue:

Azione del vento secondo NTC2018

Dati di Input

Stazione FNM	Saronno	-
Luogo dove sorge l'opera	Lombardia	-
Zona	1	-
Quota s.l.m. dove sorge l'opera - a _s	209	m
Periodo di ritorno - T _R	50	anni
Classe di rugosità del terreno	B	-
Categoria di esposizione	IV	-
Altezza dal suolo dell'opera - z	8	m

Dati di Output

Velocità base di riferimento a livello del mare - v_{b0}	25	m/s
Altitudine di riferimento - a_0	1000	m
Coefficiente - k_s	0.40	-
Coefficiente di altitudine - c_a	1	-
Velocità base di riferimento - $v_b = v_{b0} \cdot c_a$	25.0	m/s
Coefficiente di ritorno - c_r	1.00	-
Velocità di riferimento - $v_r = v_b \cdot c_r$	25.0	m/s
Densità dell'aria - ρ	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento - q_r	391.2	N/mq
Coefficiente - K_r	0.22	-
Altezza di base dal suolo - z_0	0.30	m
Altezza minima dal suolo - z_{min}	8	m
Coefficiente di topografia - c_t	1	-
Coefficiente di esposizione - c_e	1.63	-
Coefficiente dinamico - c_d	1	-
Pressione del vento	0.64	kN/m²

8.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Le forme spettrali sono definite a partire dai parametri a_g , F_0 , T_c^* su sito di riferimento rigido orizzontale desunti dagli allegati A e B al D.M. 14/01/2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4/2/2008, n.29 ed eventuali successivi aggiornamenti.

8.4.1. Comportamento strutturale, fattore di comportamento e tipo di analisi

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipatori, devono essere progettate in accordo con uno dei comportamenti strutturali di cui al §7.2.2 delle NTC18.

8.4.1.1. Chiusura area rifiuti

Si progetta con un **comportamento strutturale non dissipativo**, pertanto, nella valutazione della domanda, tutte le membrature ed i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico. L'analisi è di tipo “lineare” secondo

quanto previsto nel §7.3.1 NTC18. La domanda sismica è calcolata con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo per il fattore di comportamento $q=1.00$, secondo i limiti di cui alla Tab. 7.3.I, con i valori di base “ q_0 ” della Tab. 7.3.II, ed in accordo con l’espressione [7.3.2] delle NTC18.

Segue uno stralcio della Tab. 7.3.I delle NTC:

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

Il metodo di analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell’azione sismica è l’**analisi modale con spettro di risposta o “dinamica”**. In essa l’azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto di cui al § 3.2.3.5 NTC18.

8.4.2. Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

A riguardo si rimanda al §5.3 e §5.4 della presente relazione di calcolo in cui si ritrova:

Categoria di sottosuolo	B
Condizioni topografiche	T1

8.4.3. Stati limite e probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli stati limite di esercizio (SLE) che gli stati limite ultimi (SLU), sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato limite di operatività (SLO)
- Stato limite di danno (SLD)

Gli stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I NTC sotto riportata:

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per il Comune di Saronno (VA) vale quanto di seguito riportato:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE
9,0357
 LATITUDINE
45,6288

☒ Ricerca per comune
 REGIONE
Lombardia
 PROVINCIA
Varese
 COMUNE
Saronno

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
 Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto
 Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info
 Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$
 SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$
 SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO
 --- Strategia per costruzioni ordinarie
 --- Strategia scelta

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

8.4.4. Spettro e parametri SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo B [info](#)
 Categoria topografica T1 [info](#)

$S_S =$ 1,200 $C_C =$ 1,414 [info](#)
 $h/H =$ 0,000 $S_T =$ 1,000 [info](#)
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) ξ (%) 5 $\eta =$ 1,000 [info](#)
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1,000 [info](#)

Elaborazioni
[Grafici spettri di risposta](#)
[Parametri e punti spettri di risposta](#)

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0,041 g
F_o	2,654
T_C	0,285 s
S_S	1,200
C_C	1,414
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,134 s
T_C	0,403 s
T_D	1,765 s

8.4.5. Spettro e parametri SLD

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLD info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo B info
 Categoria topografica T1 info

$S_S =$ 1,200 info
 $h/H =$ 0,000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$C_C =$ 1,550 info
 $S_T =$ 1,000 info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%) 5 info
 Fattore q_0 1 info

$\eta =$ 1,000 info
 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1,000 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

$S_{d,0}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_d	0,020 g
F_0	2,540
T_C^*	0,180 s
S_S	1,200
C_C	1,550
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,093 s
T_C	0,279 s
T_D	1,681 s

8.4.6. Spettro e parametri SLC

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: SLC info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: B info

Categoria topografica: T1 info

$S_S =$ 1.200 info

$C_C =$ 1.395 info

$h/H =$ 0.000 info

$S_T =$ 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%): 5 info

Fattore q_0 : 1 info

$\eta =$ 1.000 info

Regol. in altezza: si info

Compon. verticale
Spettro di progetto

Fattore q : 1 info

$\eta =$ 1.000 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ➡

Parametri e punti spettri di risposta ➡

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_0	0.050 g
F_0	2.707
T_C^*	0.304 s
S_S	1.200
C_C	1.395
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.142 s
T_C	0.425 s
T_D	1.800 s

8.4.7. Definizione delle masse sismiche delle tamponature in lamiera di separazione area rifiuti

Si assume che i pannelli gravino interamente sui montanti, pertanto si ipotizza che la massa sismica indotta dalle tamponature metalliche sia applicata nel baricentro del montante.

Si riporta di seguito la determinazione delle masse dovute ai tamponature nei pannelli centrali:

- Massa per unità di superficie del pannello $m=0.20 \text{ KN/m}^2$
- Larghezza pannello $L_{p1}=2.425\text{m}$
- Altezza pannello $h_{p1}=6.55\text{m}$
- Massa totale $M_1=(h_{p1} \cdot L_{p1}) \cdot m=3.2 \text{ KN/montante}$

9. ANALISI E VERIFICHE CHIUSURA PERIMETRALE AREA RIFIUTI

9.1. Descrizione delle opere

Sul lato Nord del fabbricato esistente è prevista l'installazione di una parete di chiusura perimetrale sul lato Ovest, avente una struttura staticamente indipendente dall'esistente.

L'opera si sviluppa in maniera lineare seguendo l'andamento del fabbricato esistente per circa 25,60m, con un'apertura di 8m per consentire l'accesso ai mezzi; l'estremità della struttura è alla medesima quota sommitale delle cornici poste sulle finestre del piano superiore del fabbricato esistente, con un'altezza di circa 6,55m. Essa è costituita da una struttura metallica con tamponatura in lamiera, vincolata alla fondazione in c.a. gettata in opera.

I montanti, i traversi e le controventature sono in carpenteria metallica.

Per tutto quanto non esplicitato si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

A favore di sicurezza, nel calcolo si considera un'altezza della struttura pari a 7,80m a partire dallo spiccato della fondazione.

9.2. Condizioni elementari di carico

Seguono le condizioni elementari di carico implementate nell'analisi.

9.2.1. Peso proprio q_{1k}

Il peso proprio è calcolato assumendo il peso specifico del calcestruzzo pari a:

- Acciaio: 78.5 KN/m^3

Di seguito si riporta il calcolo dei pesi degli elementi principali.

ELEVAZIONI							
Elemento	Profilo	n	L	A	γ_s	$G_{k_unitario}$	G_{k_tot}
[#]	[#]	[#]	[m]	[m ²]	[KN/m ³]	[KN]	[KN]
Pilastrì	HEB400	9	6.55	0.01978	78.5	10.17	91.53
Traversi	HEA200	28	2.12	0.0053	78.5	0.88	24.70
Controventi	L70x7	48.0	2.40	0.00094	78.5	0.18	8.50
Totale							124.73

FONDAZIONI							
Elemento	n	L _x	L _y	L _z	γ _{cls}	G _{k_unitario}	G _{k_tot}
[#]	[#]	[m]	[m]	[m]	[KN/m ³]	[KN]	[KN]
Trave rovescia	1	3.6	1.1	26	25	2600	2600
Totale							2600

9.2.2. Permanenti portati g_{2k}

TAMPONATURE METALLICHE						
Elemento	n	L _x	L _y	γ _{pan}	G _{2k_unitario}	G _{2k_tot}
[#]	[#]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[KN]	[KN]
Tamponature metalliche 1	1	2.75	6.55	0.2	4	3.60
Tamponature metalliche 2	1	14.85	6.55	0.2	19	19.45
Totale						23.06

9.2.3. Azione del vento

9.2.3.1. *Pressione del vento in direzione normale*

Pressione del vento secondo NTC2018, §3.3.5

Zona A (a favore di sicurezza si considera l'intera struttura in zona A)

Pressione cinetica di riferimento - q _r	391.2	N/mq
Coefficiente di esposizione - c _e	1.63	-
Coefficiente di pressione - c _p (EC1, parte 1-4, §7.4.1, con l/h>10)	3.4	
Pressione del vento - p_{va}	2.20	kN/m²

9.2.3.2. *Azione tangente del vento*

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è determinata in accordo a (NTC2018, §3.3.5):

Azione tangente del vento secondo NTC2018, §3.3.5

Pressione cinetica di riferimento - q _r	391.2	N/mq
Coefficiente di esposizione - c _e	1.78	-
Coefficiente di attrito - c _f (EC1, parte 1-4, §7.5)	0.04	
Numero facce esposte - n _f (EC1, parte 1-4, fig. 7.22)	2	
Azione tangente del vento - p_f	0.06	kN/m²

9.2.4. Azione del sisma

L'effetto del sisma è valutato tramite un modello agli elementi finiti, considerando la quota di zero per l'analisi sismica coincidente con l'incastro teorico al piede dei pilastri, in corrispondenza della quota di testa dei collari.

9.3. Combinazioni di carico

Le condizioni di carico elementari sopra introdotte, opportunamente combinate conducono alle seguenti sollecitazioni:

9.3.1. Combinazioni di carico

	G_{1k}	G_{2k}	P_f	P_v
SLU 1	1	1	0	0
SLU 2	1.3	1.3	0	0
SLU 3	1	1	1.5	1.5
SLU 4	1.3	1.3	1.5	1.5
SLE rara 1	1	1	0	0
SLE rara 2	1	1	1	1

9.4. Modellazione FEM

9.4.1. Software

La modellazione agli elementi finiti è svolta con il programma di calcolo Midas Gen (rif. § 6.1). Si fa riferimento al singolo montante nella situazione tipologica, considerando una larghezza di influenza corrispondente all'interasse fra i montanti, pari a 2.5m.

9.4.2. Descrizione del modello di calcolo

Il comportamento strutturale e le sollecitazioni nei vari elementi sono ricavati per mezzo di modellazione FEM, sviluppata sulla base dei dati progettuali, adottando elementi monodimensionali tipo "beam", per travi e pilastri, e tipo "plate" per le fondazioni.

Nel modello statico il sistema di vincolo è posizionato in corrispondenza degli elementi di fondazione e consiste in:

- supporti elastici verticali di rigidezza pari a 27000 KN/m^3 , in accordo con quanto stimato nella relazione geologica di riferimento;
- supporti elastici orizzontali con rigidezza pari a $1/3$ del valore dei rispettivi supporti verticali.

In condizioni statiche si considera il montante collegato monoliticamente alla fondazione.

In condizioni sismiche si adottano vincoli rigidi in corrispondenza dello spiccatto della fondazione; si prevede un vincolo ad incastro nella direzione principale e un vincolo a cerniera nel piano della controventatura.

Le analisi svolte con il modello sismico sono di tipo dinamico lineare.

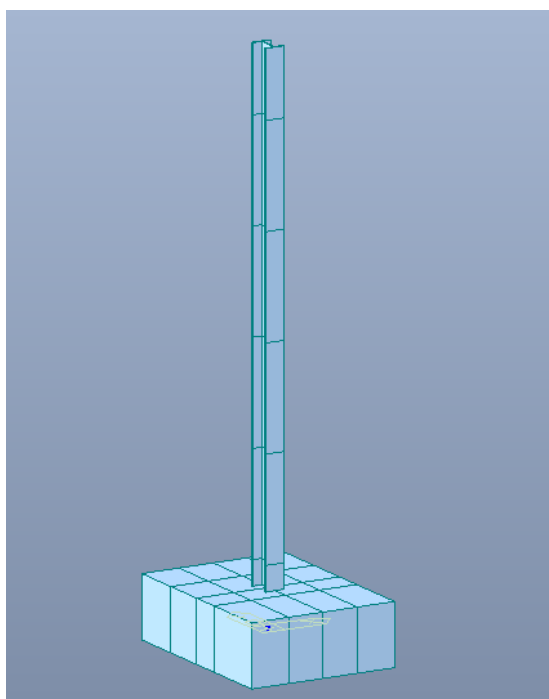


Figura 2 - vista solida del modello FEM – modello statico

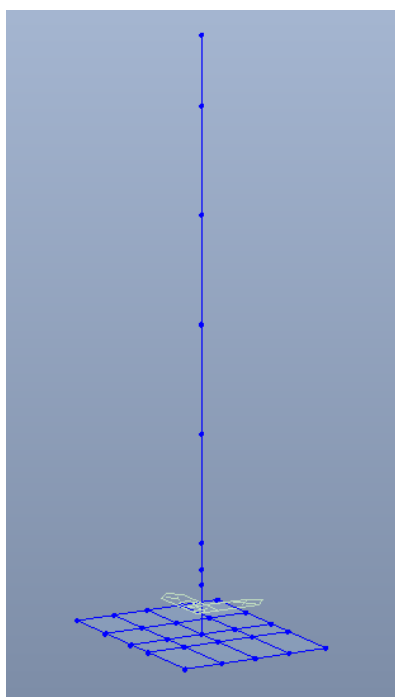


Figura 3 - vista unifiare del modello FEM – modello statico

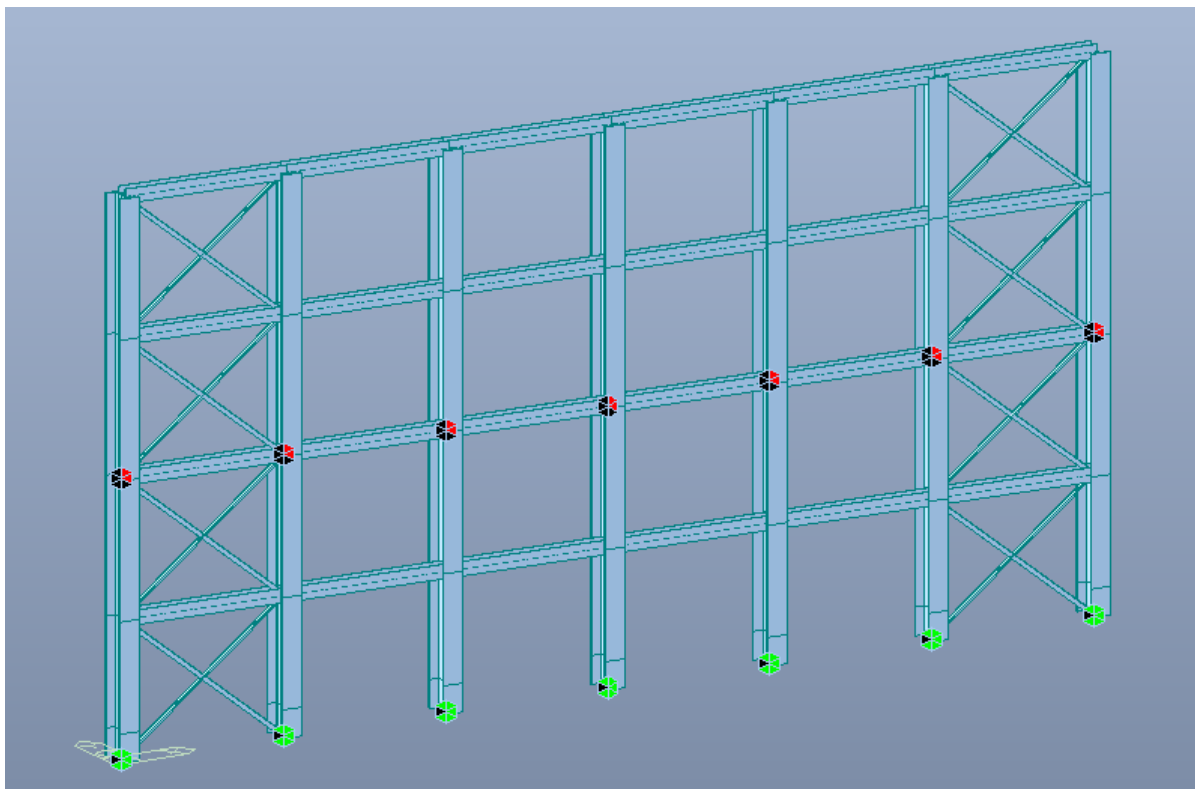


Figura 4 - vista solida del modello FEM – modello sismico

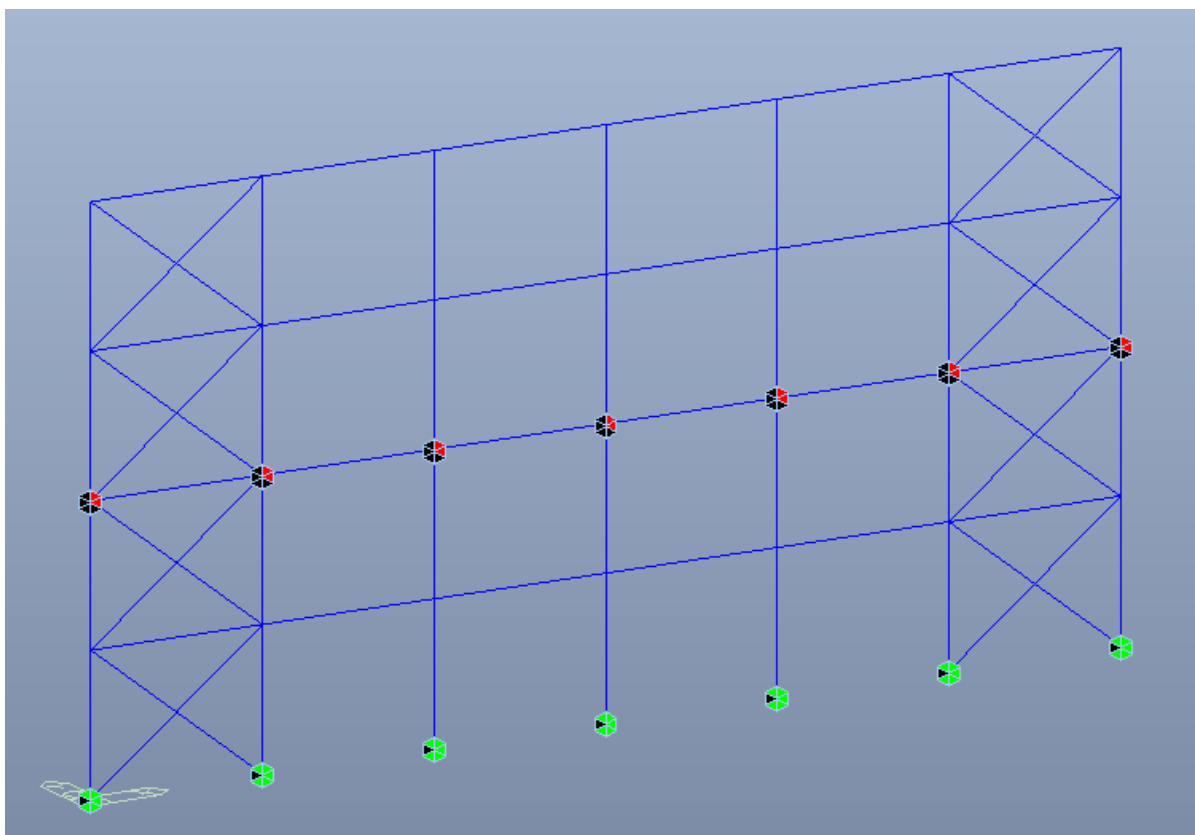


Figura 5 - vista unifilare del modello FEM – modello sismico

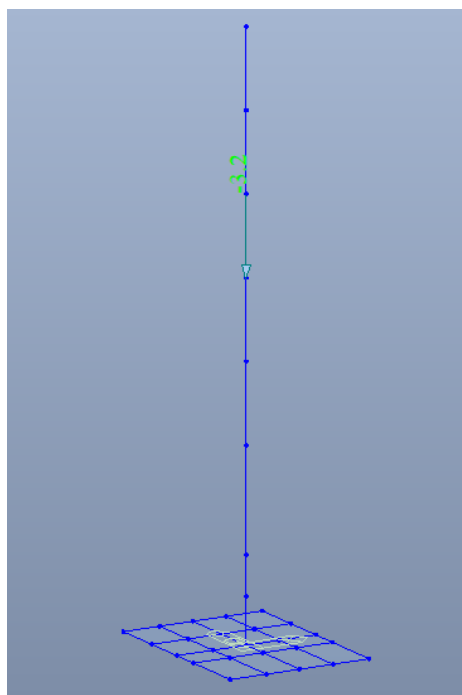


Figura 6 – carichi applicati: peso pannelli (g_{2k})

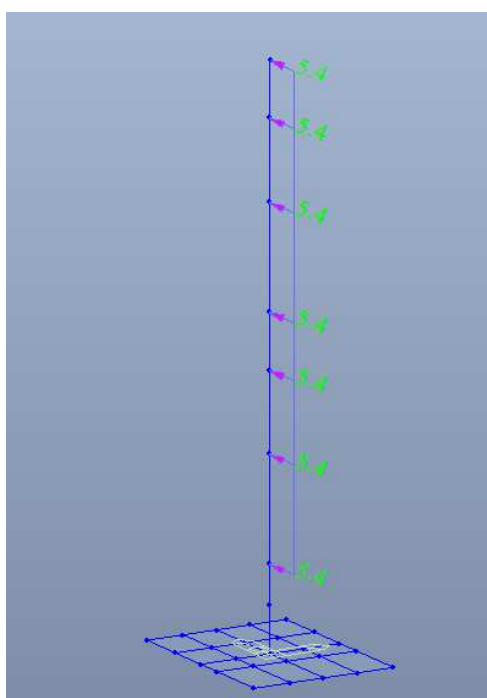


Figura 7 – carichi applicati: vento in direzione normale (p_v)

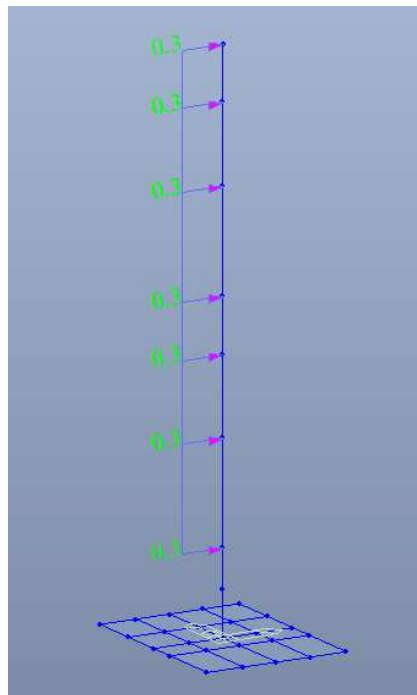


Figura 8 – carichi applicati: azione tangente del vento (p_f)

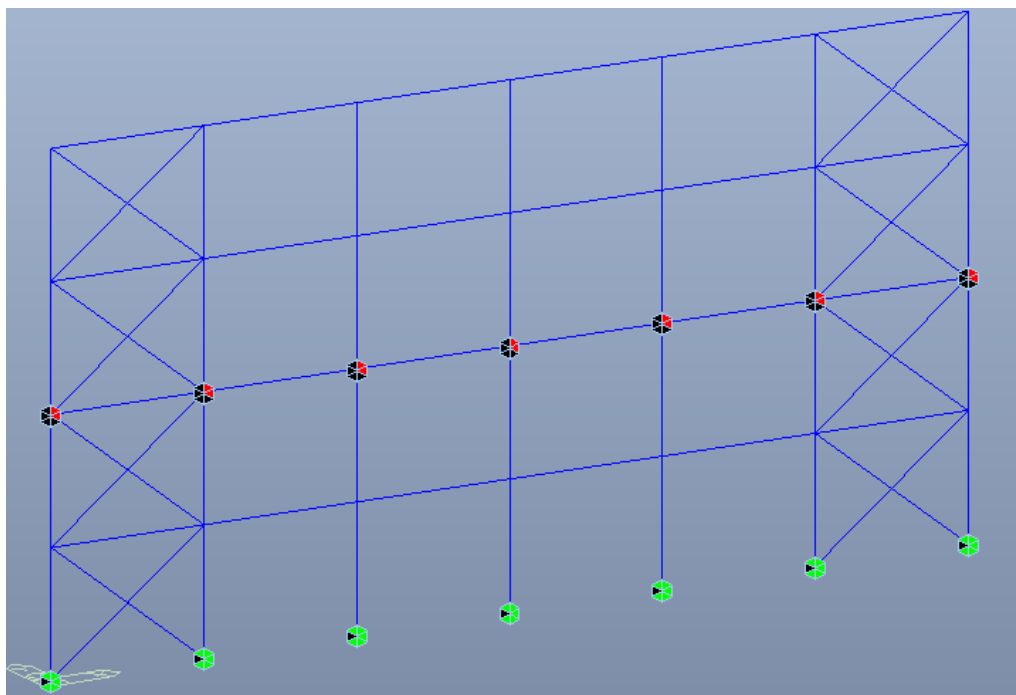


Figura 9 –masse sismiche (modello sismico)

9.4.3. Risultati

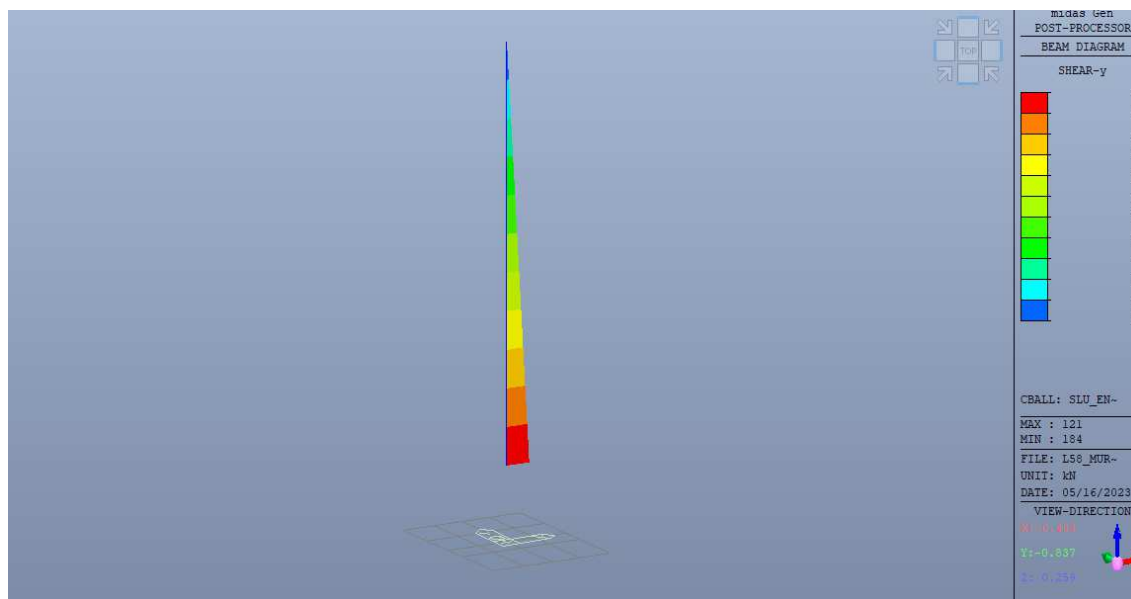


Figura 10 - Involuppo SLU - Vy

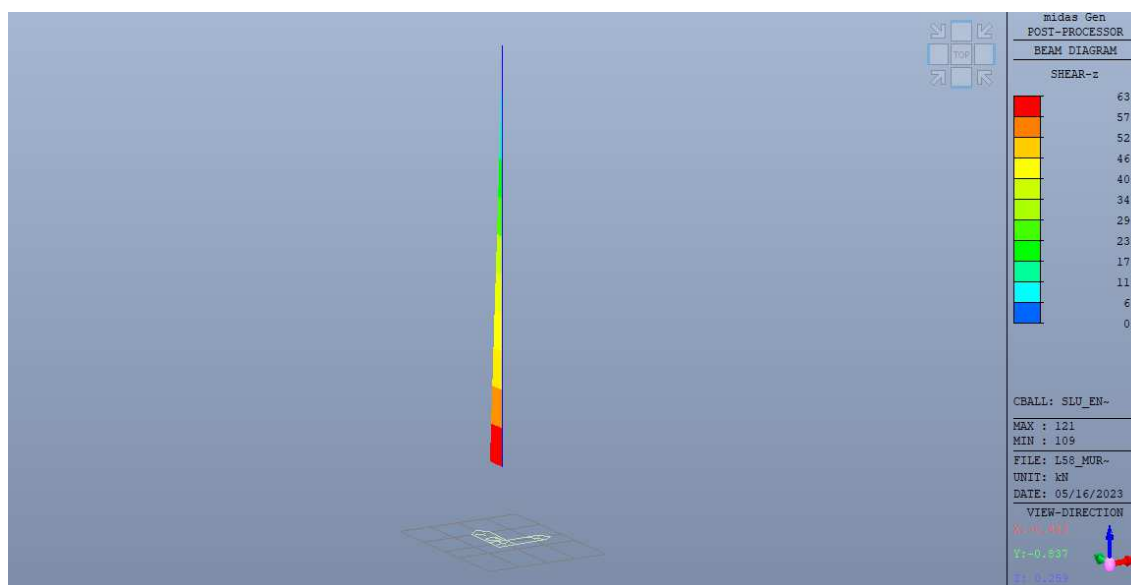


Figura 11 - Involuppo SLU - Vz

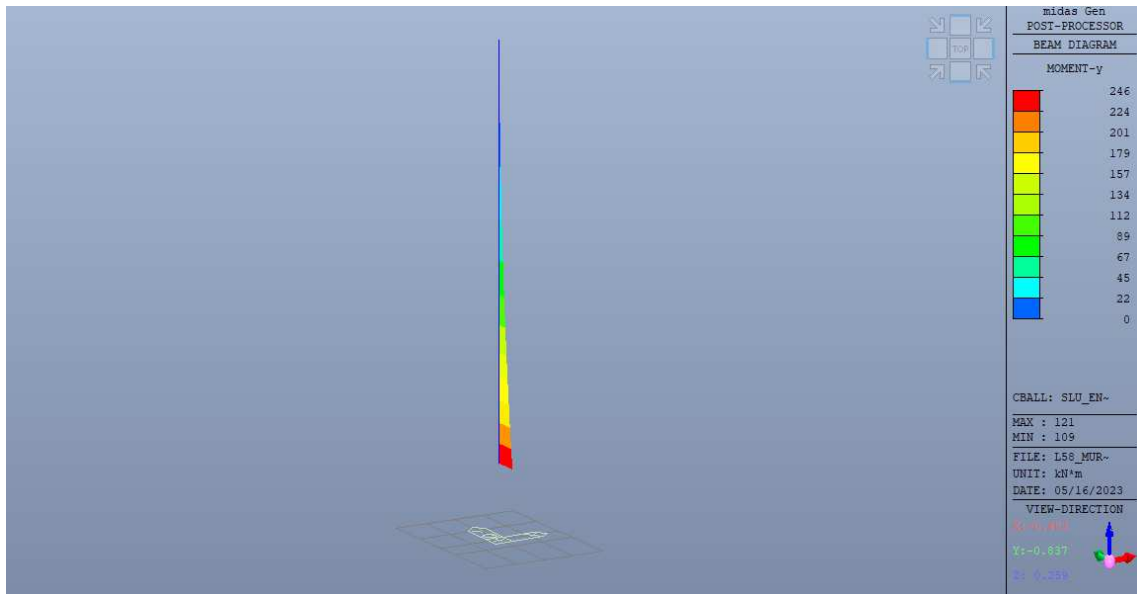


Figura 12 - Involuppo SLU - My

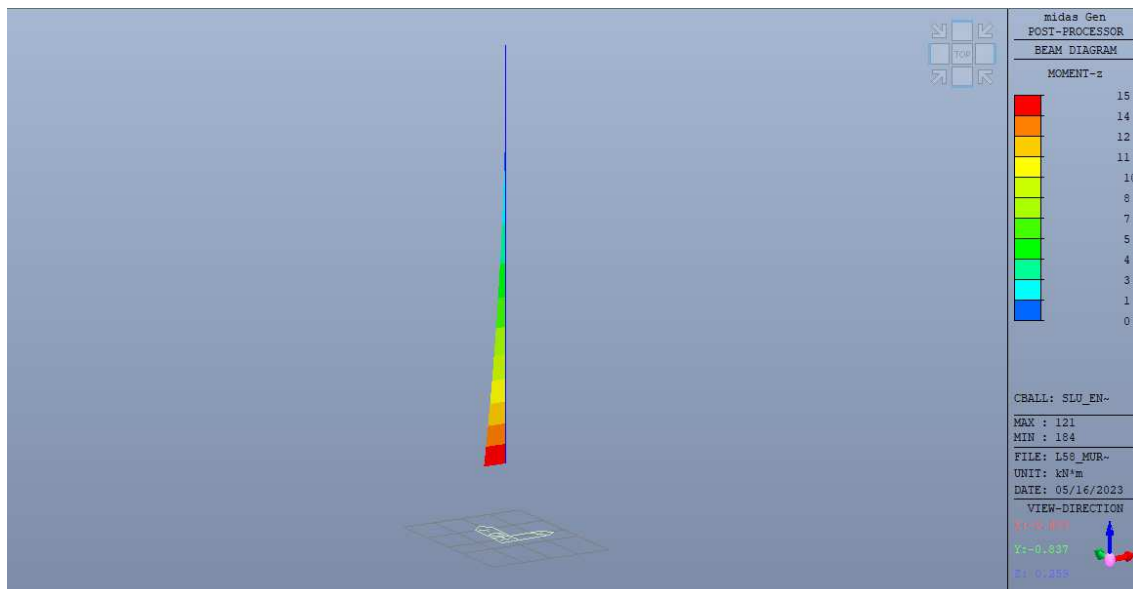


Figura 13 - Involuppo SLU - Mz

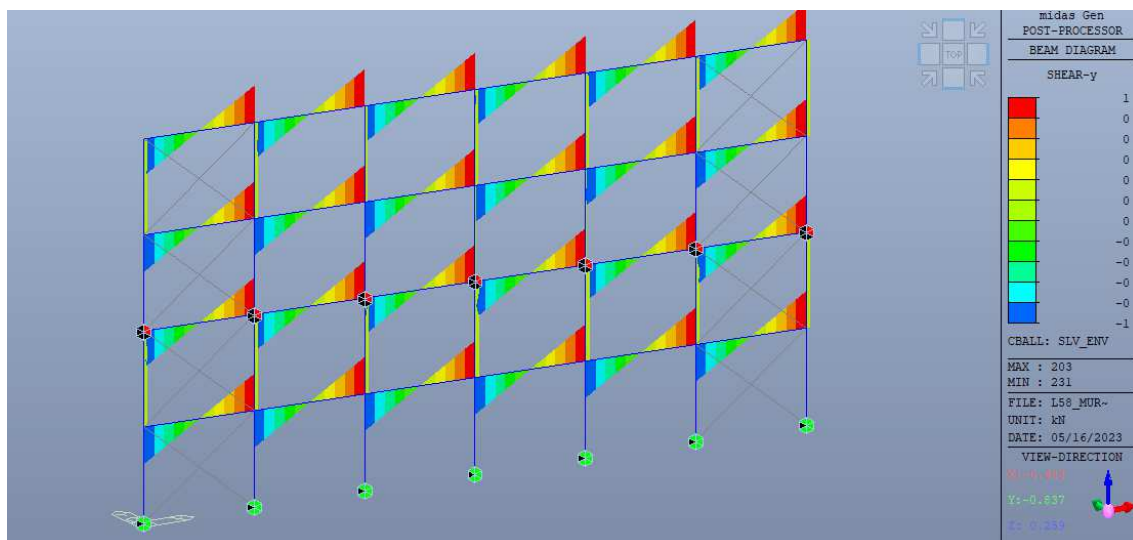


Figura 14 - Involuppo SLV - Vy

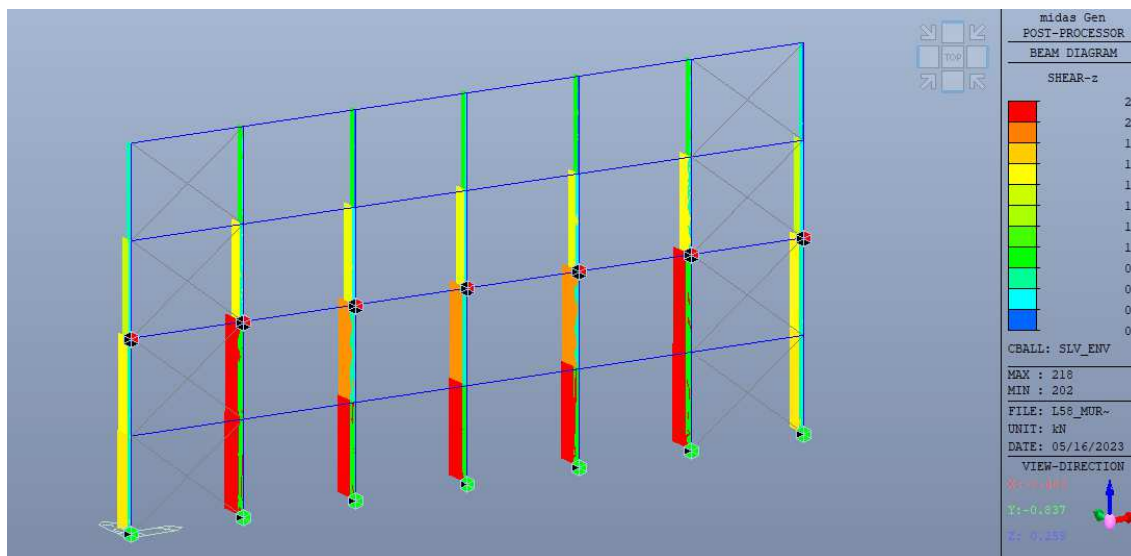


Figura 15 - Involuppo SLV - Vz

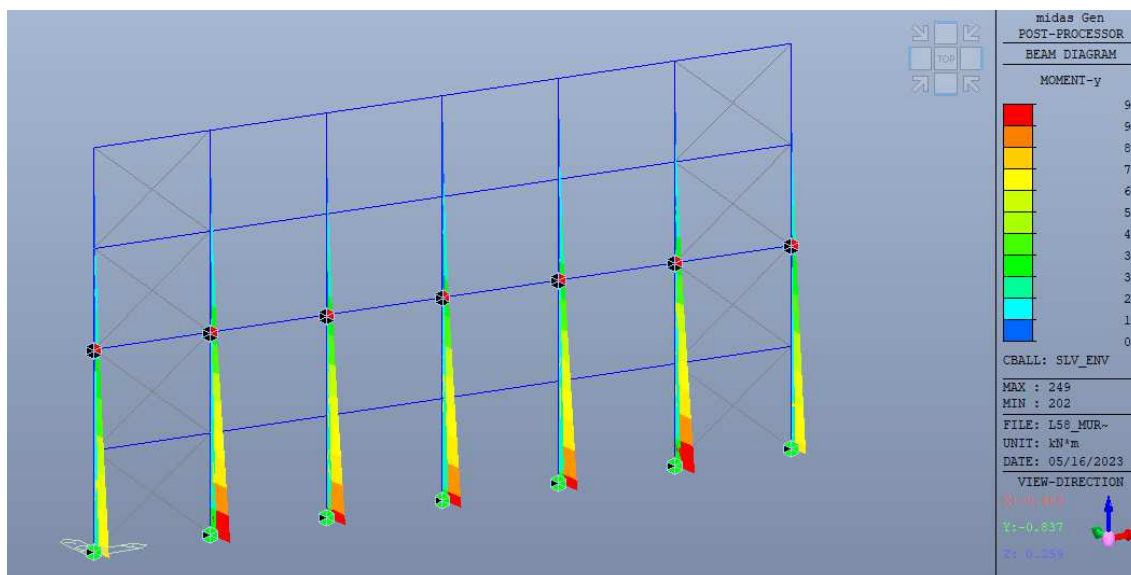


Figura 16 - Involuppo SLV - My

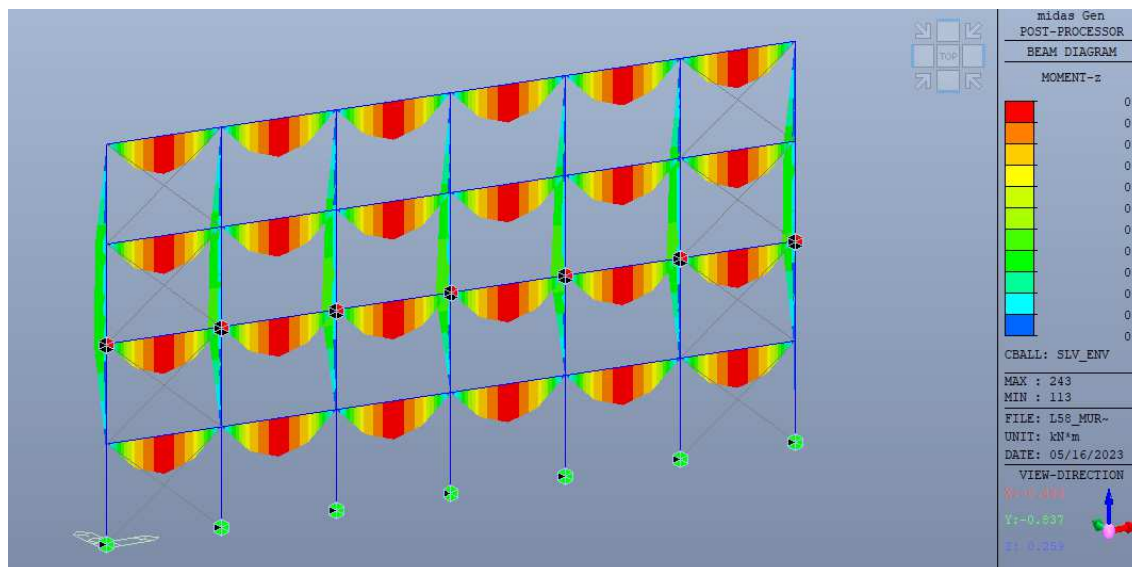


Figura 17 - Involuppo SLV - Mz

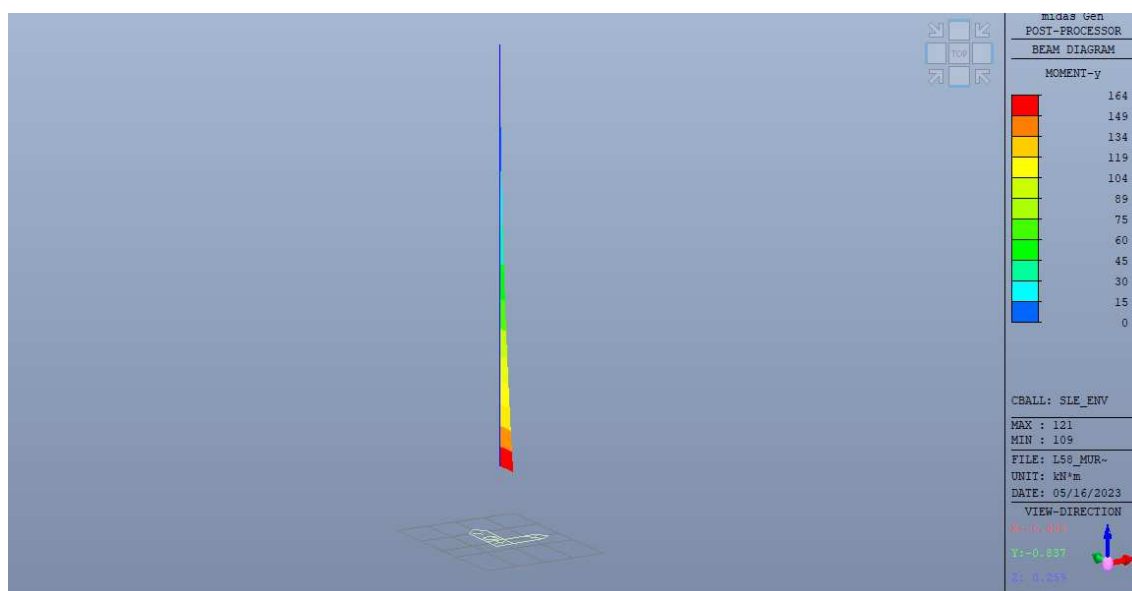


Figura 18 - Involuppo SLE - My

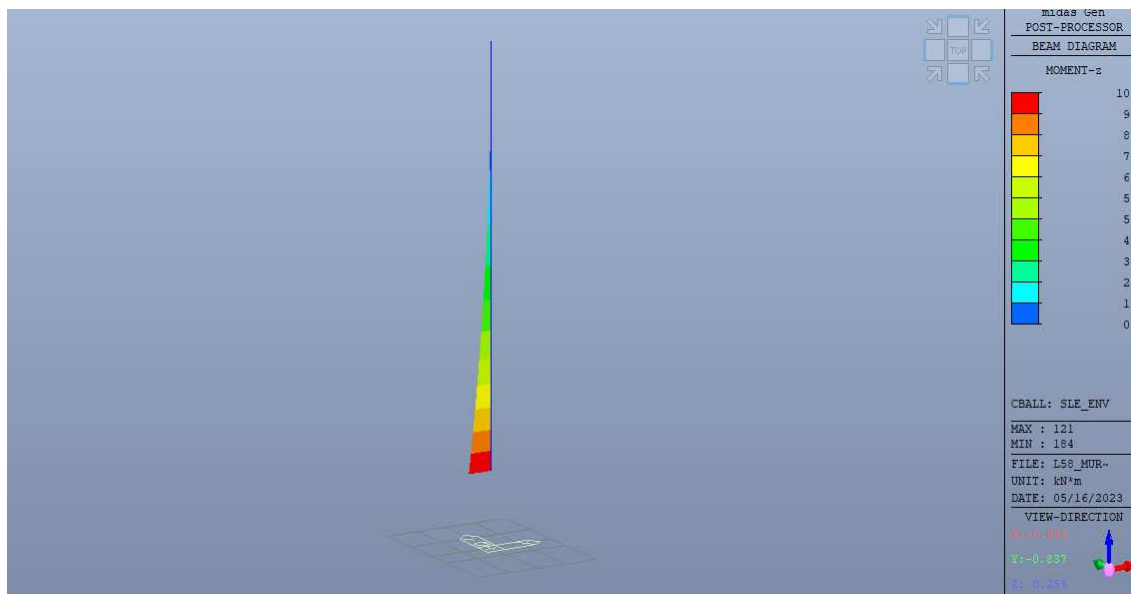


Figura 19 - Involuppo SLE - Mz

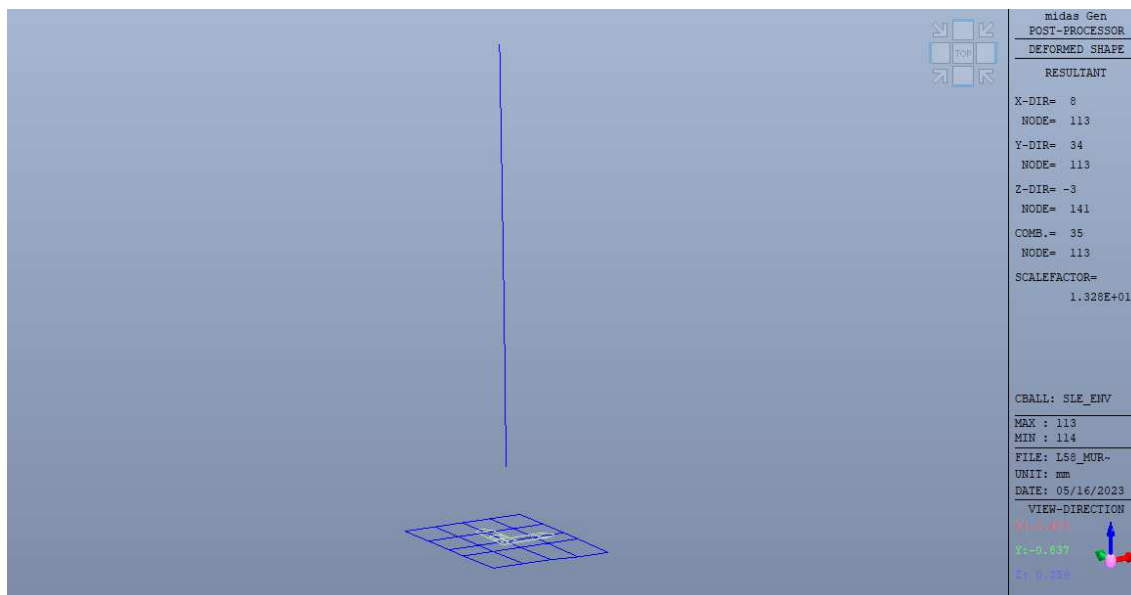


Figura 20 - Involuppo SLE – spostamenti

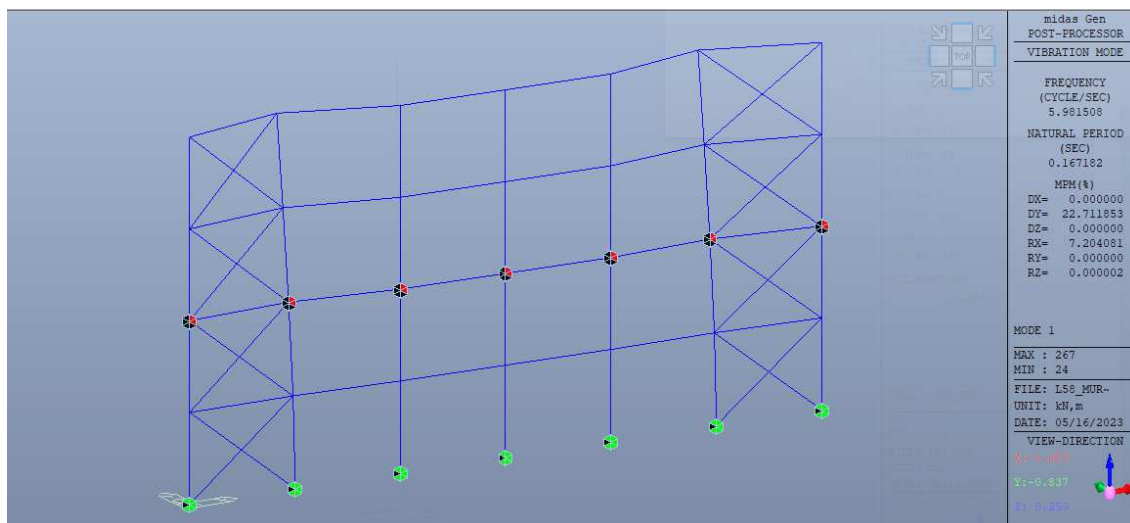


Figura 21 – SLV – modo 1

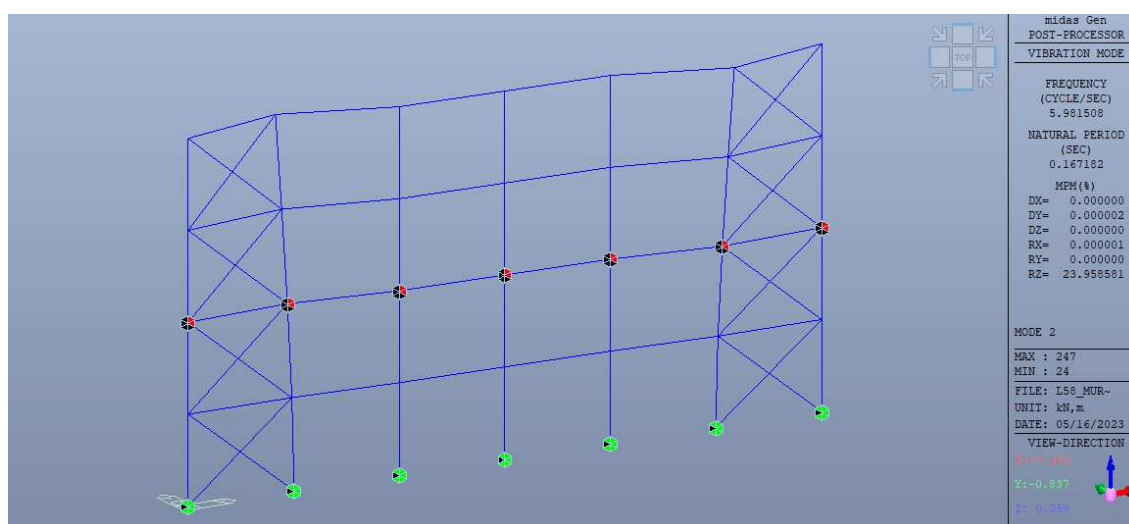


Figura 22 – SLV – modo 2

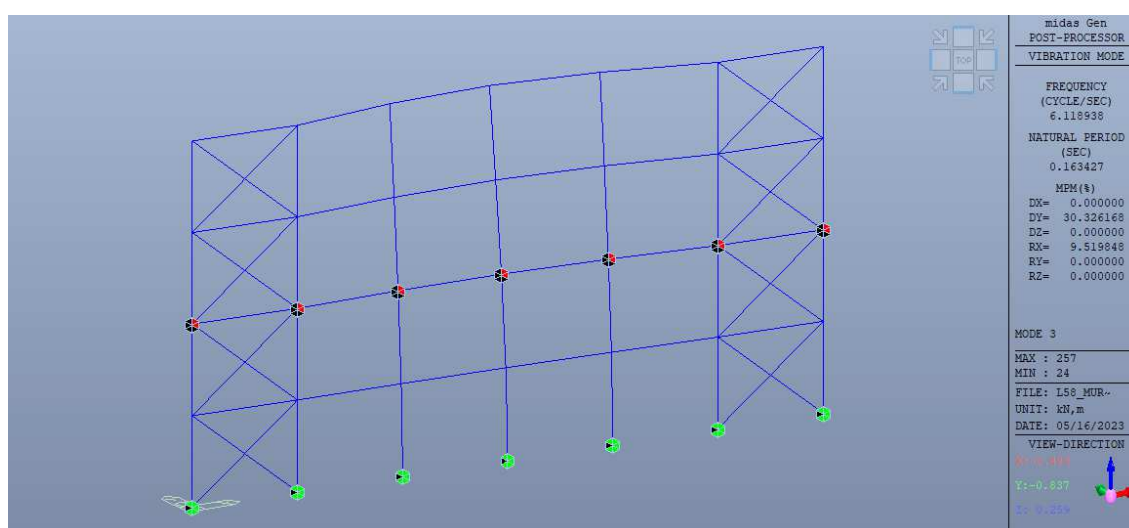


Figura 23 – SLV – modo 3

EIGENVALUE ANALYSIS									
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance				
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)					
	1	37.5829	5.9815	0.1672	0.0000e+00				
	2	37.5829	5.9815	0.1672	0.0000e+00				
	3	38.4464	6.1189	0.1634	0.0000e+00				
	4	38.4617	6.1214	0.1634	0.0000e+00				
	5	38.4768	6.1238	0.1633	0.0000e+00				
	6	41.6234	6.6246	0.1510	0.0000e+00				
	7	41.6234	6.6246	0.1510	0.0000e+00				
	8	77.6238	12.3542	0.0809	0.0000e+00				
	9	191.6429	30.5009	0.0328	0.0000e+00				
	10	191.6429	30.5009	0.0328	0.0000e+00				
	11	195.3798	31.0957	0.0322	0.0000e+00				
	12	195.3954	31.0981	0.0322	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	0.0000	0.0000	22.7119	22.7119	0.0000	0.0000	7.2041	7.2041	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
2	0.0000	0.0000	0.0000	22.7119	0.0000	0.0000	0.0000	7.2041	0.0000	0.0000	23.9586	23.9586	
3	0.0000	0.0000	30.3262	53.0380	0.0000	0.0000	9.5198	16.7239	0.0000	0.0000	0.0000	23.9586	
4	0.0000	0.0000	0.0000	53.0380	0.0000	0.0000	0.0000	16.7239	0.0000	0.0000	5.3523	29.3109	
5	0.0000	0.0000	0.8536	53.8916	0.0000	0.0000	0.2678	16.9918	0.0000	0.0000	0.0000	29.3109	
6	0.0000	0.0000	8.6944	62.5860	0.0000	0.0000	3.0435	20.0353	0.0000	0.0000	20.8773	50.1881	
7	0.0000	0.0000	8.6944	71.2803	0.0000	0.0000	3.0435	23.0788	0.0000	0.0000	20.8773	71.0654	
8	90.3654	90.3654	0.0000	71.2803	0.0000	0.0000	0.0000	23.0788	0.9509	0.9509	0.0000	71.0654	
9	0.0000	90.3654	6.6514	77.9317	0.0000	0.0000	15.6500	38.7288	0.0000	0.9509	0.0462	71.1117	
10	0.0000	90.3654	0.0435	77.9753	0.0000	0.0000	0.1024	38.8312	0.0000	0.9509	7.0662	78.1779	
11	0.0000	90.3654	9.2198	87.1951	0.0000	0.0000	21.6626	60.4938	0.0000	0.9509	0.0000	78.1779	
12	0.0000	90.3654	0.0000	87.1951	0.0000	0.0000	0.0000	60.4938	0.0000	0.9509	1.6708	79.8487	

9.4.4. Verifiche

9.4.4.1. Montanti HEB400

N=-20 KN

M_y=246 KNm

M_z=15 KNm

V_y=4 KN

V_z=63 KN

A_{vz,eff}=6998 mm²

V_{pl,z,Rd}=1366 KN>V_z=63 KN (c.s.=0.046)

A_{vy,eff}=14400 mm²

V_{pl,y,Rd}=2810.87 KN>V_y=4 KN (c.s.=0.001)

W_y=3.23x10⁶ mm³

M_{cy,Rd}=1093 KNm>M_y=246 KNm (c.s.=0.225)

W_z=1.10x10⁶ mm³

$M_{cz,Rd}=373 \text{ KNm} > M_z=15 \text{ KNm}$ (c.s.=0.040)

9.4.4.2. Fondazione

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI DIRETTE

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 7/2019 e s.m.i.

Rif. Commessa	Saronno	Rif. elem.	Schermatura
---------------	----------------	------------	--------------------

IMPOSTAZIONI PER IL CALCOLO

Calcolo del carico limite	Metodo	Tensioni efficaci
Approccio di calcolo NTC18	App	App.2

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Peso dell'unità di volume	g	18.00	kN/m ³
Angolo di attrito	f'	29.50	deg
Coesione efficace	c'	0.00	kPa
Coesione non drenata	cu		kPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Tipo di fondazione	Tipo	Rettangolare	
Profondità del piano di appoggio	D	1.40	m
Lunghezza della fondazione	L	3.60	m
Base della fondazione	B	2.40	m
Altezza della fondazione	H	1.00	m
Inclinazione del piano di posa della fondazione	β_f	0	deg
Inclinazione del piano di campagna	β_p	0	deg
Eccentricità in direzione B	eB	0.00	m
Eccentricità in direzione L	eL	1.42	m
Base fittizia della fondazione	B*	2.40	m
Lunghezza fittizia della fondazione	L*	0.75	m

AZIONI CARATTERISTICHE

Peso proprio fondazione	Pp	223.20	kN
Azione assiale	N	0.00	kN
Momento flettente intorno all'asse parallelo a L (lunghezza)	MB	0.00	kNm
Momento flettente intorno all'asse parallelo a B (base)	ML	212.00	kNm
Taglio agente secondo l'asse parallelo a L (lunghezza)	VL	45.00	kN
Taglio agente secondo l'asse parallelo a B (base)	VB	0.00	kN
Taglio agente combinato	V	45.00	kN

CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Sovraccarico alla profondità D	q	25.20	kN/m ²
Fattori di capacità portante	Nc	28.97	-
	Nq	17.39	-
	N γ	20.81	-
Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa	kp	2.94	-
	dc	1.19	-
	dq	1.17	-
	d γ	1.00	-
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico	ic	0.50	-
	iq	0.53	-
	i γ	0.37	-

Fattori di forma della fondazione	sc	2.92	-
	sq	2.81	-
	s γ	-0.28	-
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano di posa	bc	1.00	-
	bq	1.00	-
	b γ	1.00	-
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna	gc	1.00	-
	gq	1.00	-
	g γ	1.00	-
Carico limite	qlim	0.749	MPa

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

Pressione sollecitante	qEd	0.124	MPa
Resistenza di progetto	qRd	0.326	MPa
Coefficiente di sicurezza capacità portante	c.s.	2.629	ad

VERIFICA A SCORRIMENTO

Scorrimento sollecitante	HEd	67.50	kN
Resistenza di progetto	HRd	114.80	kN
Coefficiente di sicurezza scorrimento	c.s.	1.701	ad