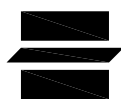


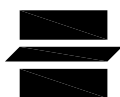
Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



FERROVIENORD

FNM GROUP



NORD_ING

FNM GROUP

CODICE
COMMESSA

B 3 2

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.
207/10

f

PROGRESSIVO
ELABORATO

1 0 4

CATEGORIA
OPERA

I T

NUMERO
OPERA

- -

REVISIONE

R 0

SCALA

LINEA BRESCIA- ISEO-EDOLO - COMUNE DI ROVATO
IMPIANTO DI DEPOSITO E MANUTENZIONE TRENI
Progetto Definitivo

OPERE CIVILI
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE
Struttura interrata in opera

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	MAGG. 2022	PRIMA EMISSIONE		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE
Ing. Marco Mariani

Progettista



NORD_ING

FNM GROUP

REGIONE LOMBARDIA
COMMISSIONE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI LECCO
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.

1. INTRODUZIONE	4
1.1. Generalità.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1. Norme generali.....	5
2.2. Norme sismiche	6
2.3. Eurocodici.....	6
2.4. Istruzioni ferroviarie	6
2.5. Altre norme	6
3. BIBLIOGRAFIA.....	6
4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	7
4.1. Vita nominale di progetto	7
4.2. Classe d'uso e periodo di riferimento	7
5. MATERIALI.....	8
5.1. Calcestruzzo.....	8
5.1.1. <i>Magroni</i>	8
5.1.2. <i>Pali di fondazione</i>	8
5.1.3. <i>Struttura scatolare in opera - pilastri</i>	9
5.1.4. <i>Struttura scatolare in opera – elevazioni ad eccezione dei pilastri</i>	9
5.1.5. <i>Struttura scatolare in opera – solaio copertura e di fondazione</i>	10
5.2. Acciaio	10
5.2.1. <i>Acciaio in tondo da c.a.</i>	10
5.2.2. <i>Reti</i>	11
5.2.3. <i>Acciaio da carpenteria</i>	11
5.2.4. <i>Bulloni, tasselli e tirafondi</i>	11
5.2.5. <i>Saldature</i>	11
5.2.6. <i>Inghisaggi</i>	12
6. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO	12

6.1. Stratigrafia	12
6.2. Falda	12
6.3. Categoria di sottosuolo	12
6.4. Categoria topografica	13
7. CRITERI DI CALCOLO.....	13
7.1. Codici di calcolo	14
7.2. Verifiche di resistenza	14
7.2.1. <i>Verifiche allo stato limite ultimo.....</i>	<i>15</i>
7.2.2. <i>Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo.....</i>	<i>15</i>
7.2.3. <i>Verifiche agli stati limite di esercizio: acciaio</i>	<i>18</i>
8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	19
8.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi.....	19
8.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma	20
8.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio	20
8.4. Coefficienti parziali di sicurezza	20
8.5. Coefficienti di combinazione	21
9. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	22
9.1. Pesi propri dei materiali strutturali	22
9.2. Carichi permanenti non strutturali.....	22
9.3. Azioni variabili verticali.....	24
9.3.1. <i>Azioni da traffico ferroviario.....</i>	<i>24</i>
9.3.2. <i>Azioni da traffico stradale.....</i>	<i>24</i>
9.3.3. <i>Ambienti interni</i>	<i>25</i>
9.4. Azione sismica	25
9.4.1. <i>Comportamento strutturale, fattore di comportamento, tipo di analisi e di struttura.....</i>	<i>27</i>
9.5. Definizione delle masse sismiche	27
9.5.1. <i>Masse sismiche dovute ai carichi permanenti a piano terra</i>	<i>27</i>
9.5.2. <i>Masse sismiche dovute alla presenza di convogli ferroviari nel deposito</i>	<i>28</i>
9.5.3. <i>Masse sismiche dovute alla presenza dei carichi variabili a piano terra</i>	<i>30</i>
10. Descrizione delle opere.....	31

10.1. Generalità	31
10.2. Analisi svolta con l'ausilio di un software di calcolo	32
10.3. Modello di calcolo	32
10.3.1. Sistema di vincolo	35
10.4. Casi di carico	36
10.5. Combinazioni di carico	43
10.5.1. Combinazioni statiche SLU.....	43
10.5.2. Combinazioni sismiche SLV.....	43
10.6. Spostamenti in combinazione sismica.....	45
10.6.1. Combinazione SLV.....	45
10.7. Involuppo delle sollecitazioni struttura in elevazione.....	46
10.7.1. Involuppo SLU	46
10.7.2. Involuppo SLV.....	57
10.8. Verifiche.....	68
10.9. Verifiche dei pilastri.....	68
10.9.1. Verifiche strutturali.....	68
10.10. Verifiche muro sp. 50cm.....	76
10.11. Verifiche solaio piano interrato	78
10.12. Verifiche solaio piano terra	81
10.12.1. Trave allineamento D	81
10.12.2. Travi da allineamento 3 ad allineamento 10.....	84

1. INTRODUZIONE

1.1. Generalità

La presente Relazione di calcolo interessa il dimensionamento e la verifica delle opere in conglomerato cementizio armato gettato in opera relative alla struttura interrata dell'edificio servizi del nuovo impianto di manutenzione rotabili, localizzato in corrispondenza della stazione di Rovato FN e del relativo parco, nell'ambito del progetto "H2IseO".

Il nuovo impianto sarà destinato alla manutenzione dei nuovi treni alimentati ad idrogeno, per il servizio di trasporto regionale passeggeri sulla tratta ferroviaria Brescia-Iseo-Edolo; nella fattispecie, i due corpi principali che costituiscono l'opera nel suo complesso sono evidenziati in Figura 1.

In particolare, la parte dell'edificio servizi del Corpo 2 oggetto della presente relazione ospita al piano interrato locali principalmente adibiti a spogliatoi, mentre al piano terra sono presenti magazzini e locali tecnici.

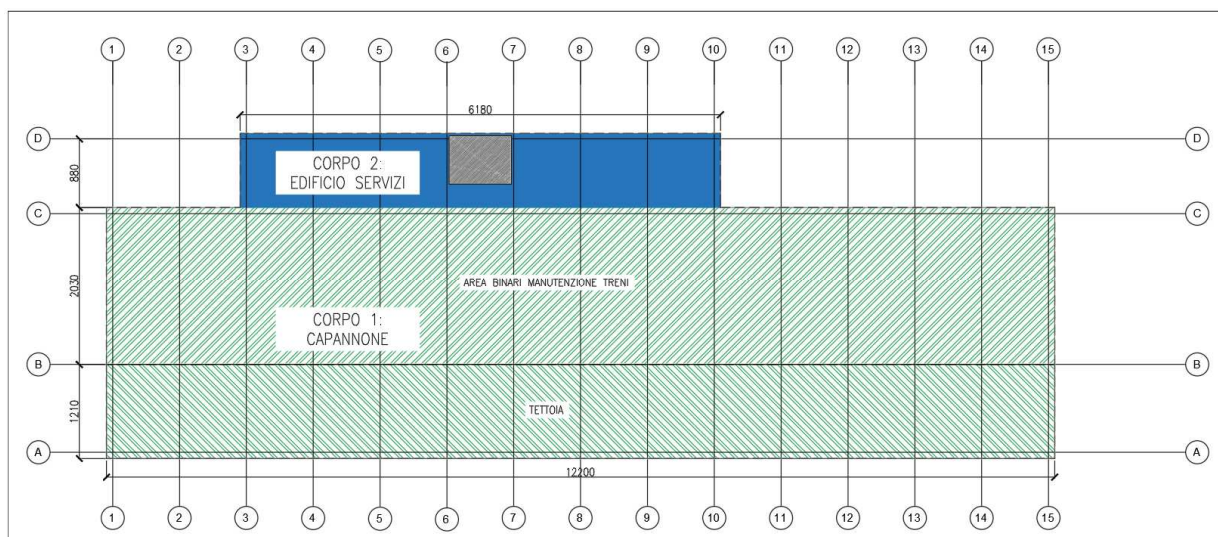


Figura 1 – Planimetria con identificazione dei due corpi principali

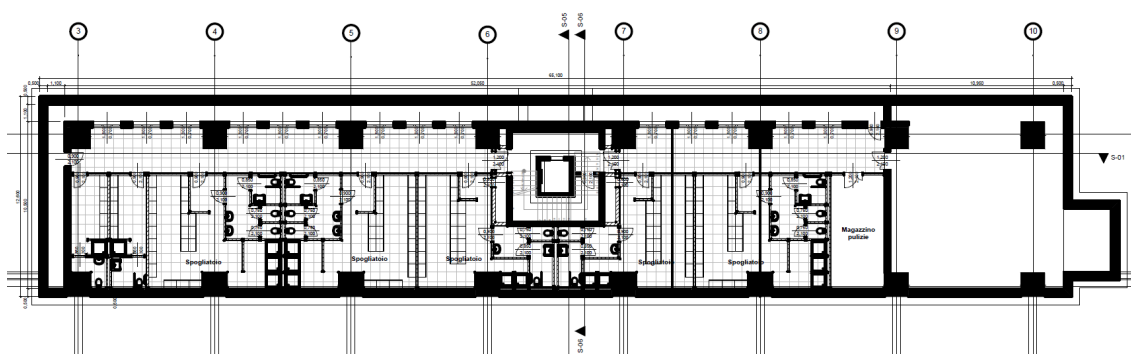


Figura 2 – Pianta piano interrato edificio servizi

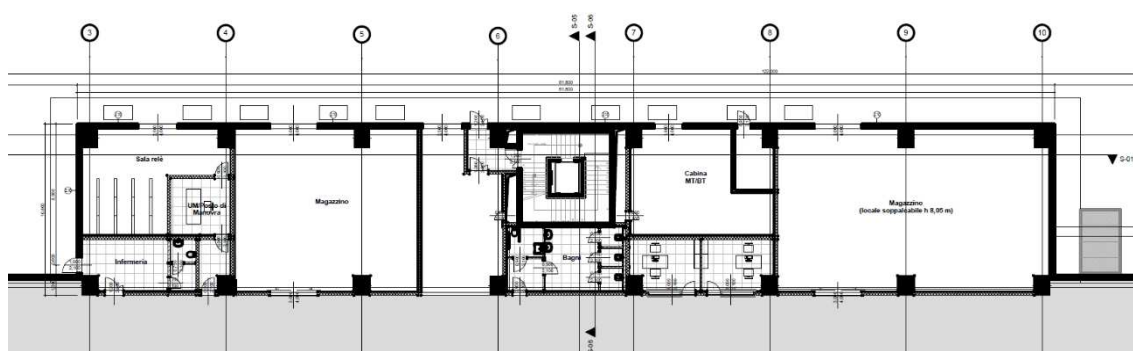


Figura 3 – Pianta piano terra edificio servizi

I pilastri della struttura interrata sono collocati lungo gli allineamenti C e D su cui, a piano terra, sono collegati monoliticamente i pilastri prefabbricati.

La fondazione è costituita da una soletta di ripartizione di spessore pari a un metro su pali di grande diametro, collocati al di sotto di ogni pilastro e tra due pilastri consecutivi.

La struttura interrata, data la sua configurazione, è concepita come uno scatolare rigido.

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”.
- UNI EN 1991-3:2006 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 3: Azioni indotte da gru e macchinari”
- UNI EN 1993-6:2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento”
- UNI EN 1993-1-5:2006/A2:2019 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”

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”
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria”

2.5. Altre norme

- UNI EN 1090-1:2012 “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali”

3. BIBLIOGRAFIA

- “Linee guida ASSOBETON per la progettazione sismica di strutture prefabbricate” ASSOBETON Sezione Strutture Prefabbricate

- “Guida all’uso dell’Eurocodice 2 – Progetto strutturale di edifici civili ed industriali in calcestruzzo armato, Vol. II” Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso, Edizione pubblicazione
- “Edifici Monopiano ad Uso Industriale” A. Dall'Asta, R. Landolfo, W. Salvatore, Fondazione Promozione Acciaio - Dario Flaccovio Editore
- “Manuale pratico per la progettazione delle strutture in acciaio” B. Cordova, Hoepli
- “Il Solaio Alveolare – Progettazione e Impieghi” Associazione Produttori di Solai Alveolari Precompressi

4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

In generale, 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.

4.1. Vita nominale di progetto

Con riferimento alla Tab. 2.4.I NTC, e per tutti gli interventi in progetto, 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

4.2. Classe d’uso e periodo di riferimento

Con riferimento al § 2.4.2 NTC, , e per tutti gli interventi in progetto, 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 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

5. 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.

5.1. Calcestruzzo

5.1.1. Magroni

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

5.1.2. Pali di fondazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	C25/30	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}	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	24.90	MPa
Resistenza media cilindrica	f_{cm}	32.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1.79	MPa
Modulo elastico	E_{cm}	31447	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	α	$10 \cdot 10^{-6}$	$1/^\circ C$
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14.11	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	σ_{c_rara}	14.94	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	σ_{c_qp}	11.21	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.19	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f_{bd}	2.69	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	σ_{ct_ese}	2.13	MPa

5.1.3. Struttura scatolare in opera - pilastri

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC4	C45/55	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
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}	55	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	45.65	MPa
Resistenza media cilindrica	f_{cm}	53.65	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.68	MPa
Modulo elastico	E_{cm}	36416	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	α	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.87	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	σ_{c_rara}	27.39	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	σ_{c_qp}	20.54	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.79	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f_{bd}	4.02	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	σ_{ct_ese}	3.19	MPa

5.1.4. Struttura scatolare in opera – elevazioni ad eccezione dei pilastri

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC4	C32/40	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
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	$10 \cdot 10^{-6}$	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

5.1.5. Struttura scatolare in opera – solaio copertura e di fondazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	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	$10 \cdot 10^{-6}$	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

5.2. Acciaio

5.2.1. 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/m3
Tensione caratteristica di rottura	f _{tk}	≥540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk}	≥450	MPa
Allungamento	(A _{gt}) _k	≥7,5	%
Caratteristiche di duttilità	(f _t /f _y) _k	≥1,15 <1,35	-
	(f _y /f _{y no m}) _k	≤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 _{ro to li}	<=16	mm

5.2.2. 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	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y0m})_k$	$\leq 1,25$	-
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	$\Phi_{roto li}$	$\geq 0,6$	-

5.2.3. 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

5.2.4. 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

5.2.5. 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.

5.2.6. Inghisaggi

MALTE CEMENTIZIE		EMACO S55 o sim.	
Malta cementizia espansiva applicabile mediante collaggio conforme ai limiti ed ai requisiti di accettazione indicate da UNI 8993 e UNI 8994 circa le classi di consistenza per i tipi superfluido, fluido e plastico; UNI 8994 e UNI 8996, UNI 8147 per l'espansione sia in fase plastica che indurita; UNI 8998, circa l'assenza di bleeding.			
Resistenza a compressione	Classe	R4	-
Modulo elastico minimo	E	>20	GPa
Densità	ρ	19.50	kN/m3

6. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO

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

6.1. Stratigrafia

Da quanto espresso si evince per il terreno oggetto di intervento una stratigrafia che consta di tre unità litotecniche principali riconoscibili. Seguono le proprietà di interesse strato per strato impiegate nelle calcolazioni:

Profondità [m]	Tipologia	ϕ [°]	E [MPa]	γ [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	$V_{s,eq}$ [m/s]
0,00 – 1,00	Ghiaia sabbiosa	34	36	18,5	21	274
1,00 – 2,50	Sabbia debolmente limosa	28	12,5	17,5	18,8	
2,50 – 20,00	Ghiaia sabbiosa	36	60	20	21	

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

6.2. Falda

La falda è presente a una profondità superiore a 20m da p.c.

6.3. Categoria di sottosuolo

Come si evince dalla relazione geologica/geotecnica allegata alla presente e con riferimento alla Tab. 3.2.II NTC riportata in calce la categoria di sottosuolo è di tipo **B**.

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>

6.4. 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 $i > 30^\circ$

7. 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.

7.1. 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, il calcolo delle sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali modellati e le relative verifiche sono condotti utilizzando il codice **Midas Gen** prodotto da MIDAS IT Information Technology Co. Ltd Korea e distribuito in Italia da Harpaceas s.r.l. dotato di regolare licenza d'uso. Per la descrizione degli elementi finiti in uso, le convenzioni adottate e l'interpretazione dei risultati ottenuti si rimanda al manuale del software.
- Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. sono condotte utilizzando i **fogli di calcolo** redatti e testati dallo scrivente e/o utilizzando il codice di calcolo **Sax 10** prodotto e distribuito da Aztec Informatica;
- Le verifiche geotecniche sono condotte utilizzando i codici di calcolo **Carl 14** e **Max 15** prodotti e distribuiti da Aztec Informatica.

7.2. Verifiche di resistenza

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare esplicativa.

7.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_{Ed} sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_{Rd} 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 concerne le membrature in acciaio vale quanto previsto nel § 4.2.4.1 NTC.

7.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo

7.2.2.1. 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:

Pali di fondazione:	Classe di esposizione XC2
Struttura scatolare interrata:	Classe di esposizione XC4-XF2
Elevazioni:	Classe di esposizione XC4-XF2

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

- per i pali in c.a. di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali "ordinarie"
- per gli elementi in c.a. di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali "aggressive"
- per gli elementi in c.a. di impalcato trattasi di condizioni ambientali "aggressive"

7.2.2.2. Verifiche allo stato limite di fessurazione

La Tab. 4.1.IV NTC riportata in calce indica i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento sia al tipo di armatura che alle condizioni ambientali:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Lo stato limite considerato per i vari elementi strutturali è pertanto il seguente:

- per i **pali in c.a. di fondazione** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi in c.a. del **plinto di fondazione** e di **fondazione diretta** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi di **elevazione in c.a. gettato in opera** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;

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

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

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

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

7.2.2.3. Copriferri e interferri

Al fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro per gli elementi in calcestruzzo armato. 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

Alla luce di quanto indicato nel Manuale di Progettazione RFI, capitolo 2.5.2.2.3.2, nei casi in cui le condizioni ambientali siano aggressive e molto aggressive, il copriferro minimo, indicato nella tabella 2.5.2.2.3.2.-1 dello stesso Manuale (pari a 60mm per i pali di fondazione, a 40mm per fondazioni armate ed elevazioni, a 35mm per solette di estradosso), va aumentato rispettivamente di 10mm e di 20mm.

Per i pali di fondazione si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<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 _{fdk} /R _{ck}	C25/30	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

Copriferro minimo da NTC2018: c=35mm

Copriferro minimo da Manuale di Progettazione RFI (opere di fondazione): c=60mm

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive: Δc=0mm

Copriferro minimo totale da Manuale di Progettazione RFI: c=60mm

Si adotta un copriferro pari a **60** mm.

Per le elevazioni dello scatolare in opera si ottiene (muri e pilastri):

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<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.	Aggressive	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fdk} /R _{ck}	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	45	mm

*Nota: nel calcolo, si adotta la classe di resistenza inferiore, che è quella dei muri (i pilastri hanno classe di resistenza pari a C35/45)

Copriferro minimo da NTC2018: c=45mm

Copriferro minimo da Manuale di Progettazione RFI (opere di fondazione): c=40mm

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive: Δc=10mm

Copriferro minimo totale da Manuale di Progettazione RFI: c=50mm

Si adotta un copriferro pari a **50** mm.

Per la fondazione dello scatolare in opera si ottiene:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<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 _{fdk} /R _{ck}	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

Copriferro minimo da NTC2018: c=35mm

Copriferro minimo da Manuale di Progettazione RFI (opere di fondazione): c=40mm

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive: Δc=0mm

Copriferro minimo totale da Manuale di Progettazione RFI: c=40mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **50mm**.

Per solaio a piano terra della struttura in opera si ottiene:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<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 _{fdk} /R _{ck}	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

Copriferro minimo da NTC2018: c=35mm

Copriferro minimo da Manuale di Progettazione RFI (opere di fondazione): c=40mm

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive: Δc=0mm

Copriferro minimo totale da Manuale di Progettazione RFI: c=40mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **40mm**.

7.2.3. Verifiche agli stati limite di esercizio: acciaio

Nello specifico, lo stato limite di esercizio da considerare, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possono compromettere l'uso efficiente della costruzione è, secondo quanto di cui al § 4.2.2.1 NTC, quello di "deformazione e/o spostamento". Vale, pertanto, quanto espresso nel § 4.2.4.2 NTC. I limiti di deformabilità sono compendati nelle Tab. 4.2.XII e 4.2.XIII NTC. Per quanto concerne la Classe di Esecuzione (EXC) di una struttura, quest'ultima deve essere fatta prima dell'inizio della costruzione e si basa su criteri di affidabilità, sul tipo di struttura e sulla tipologia di carico di progetto ed è compito del Progettista. La Classe di Conseguenza (CC) per quanto specificato

nella norma UNI EN 1990 - Appendice B è assunta per la struttura in oggetto pari a **CC2** come meglio descritto nel prospetto sottostante:

Prospetto B.1 – Definizione della classe di conseguenze		
Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (per esempio, una sala concerti)
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (per esempio un edificio per uffici)
CC1	Conseguenze basse per perdita di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nei quali generalmente nessuno entra (per esempio, i magazzini), serre

Individuata la Classe di Conseguenza (CC) è quindi possibile determinare la Classe di Esecuzione (EXC) facendo riferimento alla Tabella C.1 della UNI EN 1993-1-1:2014 (Annex C – Selection of execution class) sotto riportata:

Table C.1 - Choice of execution class (EXC)		
Reliability Class (RC) or Consequences Class (CC)	Type of loading	
	Static, quasi-static or seismic DCL ^a	Fatigue ^b or seismic DCM or DCH ^a
RC3 or CC3	EXC3 ^c	EXC3 ^c
RC2 or CC2	EXC2	EXC3
RC1 or CC1	EXC1	EXC2

^a Seismic ductility classes are defined in EN 1998-1: Low=DCL; Medium=DCM; High=DCH.
^b See EN 1993-1-9.
^c EXC4 may be specify for structures with extreme consequences of structural failure.

Per la struttura in oggetto ne consegue una Classe di Esecuzione tipo **EXC2**.

8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

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

8.1. 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} = coefficienti 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

8.2. 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

8.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad \text{SLE rara}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{SLE frequente}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{SLE quasi permanente}$$

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

8.4. 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	EQU	A1	A2
		γ_F			
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_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

8.5. 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

9. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

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

9.1. 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

9.2. 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.

Le stratigrafie adottate sono verificabili nei seguenti elaborati grafici:

- B32Ec007FB--R0
- B32Ec010FB--R0
- B32Ec012FB--R0

In particolare:

Pacchetto di finiture a	Pavimentazione	0.4 kN/m ²
pavimento piano -1	Sottofondo sp. 6cm	1.0 kN/m ²
	Isolante	0.1 kN/m ²

	Soletta in c.a. sp. 8cm	2.0 KN/m ²
	Totale carico permanente agente sopra l'elemento alleggerito	3.5 KN/m ²
	Getto cls a raso elementi di alleggerimento H 20cm (consumo cls 0.034 m ³ /m ²)	0.85 KN/m ²
	Elementi di alleggerimento H 20cm	0.05 KN/m ²
	Sottofondo sp. 2cm	0.4 KN/m ²
	Carico applicato	4.8 KN/m²
Finiture a piano terra	Sottofondo sp. 8cm	1.3 KN/m ²
	Massetto 6cm e guaina	1.6 KN/m ²
	Carico applicato	2.9 KN/m²
Controsoffitto (permanente PT)		0.3 KN/m ²
Impianti (permanente PT)		0.1 KN/m ²
Totale permanenti P-1 uniformemente distribuiti		4.8 KN/m²
Totale permanenti PT uniformemente distribuiti		3.3 KN/m²
Tramezzi piano -1	Mattoni forati sp. 12cm	1.32 KN/m ²
	Intonaco sp. 1.5cm	0.18 KN/m ²
	Piastrelle	0.5 KN/m ²
	Totale carico a m ²	2.0 KN/m ²
	Altezza di interpiano	3.4 m
	Carico applicato	6.8 KN/m
Tramezzi PT	Blocchi sp. 20cm	2.4 KN/m ²
	Isolante	0.1 KN/m ²
	Cartongesso sp. 1.2cm	0.2 KN/m ²
	Piastrelle	0.5 KN/m ²
	Totale carico a m ²	3.2 KN/m ²
	Altezza di interpiano	4.55 m

Carico applicato

15 KN/m

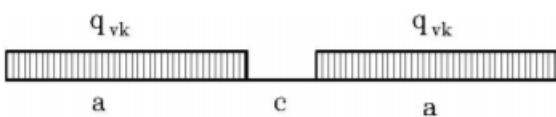
9.3. Azioni variabili verticali

9.3.1. Azioni da traffico ferroviario

In accordo con il paragrafo 5.2.2.2.1.5 delle NTC 2018, il carico verticale agente a tergo del muro perimetrale al di sotto dell'area del corpo 1 può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3.0m.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

Il modello denominato "SW/2" è illustrato nella figura seguente e nella Tab. 5.2.I NTC di cui si riporta uno stralcio:



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Considerando una stesa di carico del tipo "SW/2", si ottiene un'azione caratteristica per unità di superficie pari a:

$$q_{v,1,k} = 150.00 / 3.00 = 50.00 \text{ kN/m}^2$$

9.3.2. Azioni da traffico stradale

A tergo del manufatto, dove si prevede il passaggio di mezzi stradali, la spinta del terreno viene calcolata considerando un'azione verticale pari a 20 KN/m², rappresentativa del passaggio dei mezzi.

Sulla struttura esterna, adottando lo schema di carico 2, l'azione caratteristica per unità di superficie è pari a:

$$q_{\text{TRAFFICO EST},k} = 400 / 2 = 200 \text{ KN/m}$$

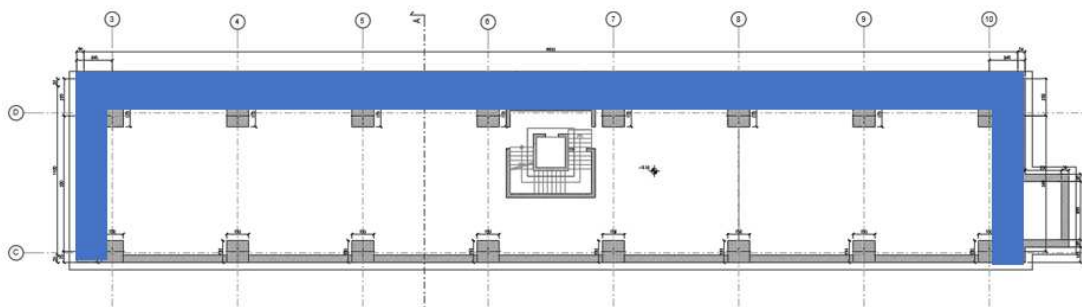


Figura 4 – struttura esterna, su cui è applicato il carico $q_{\text{TRAFFICO EST},k}$

9.3.3. Ambienti interni

Carico variabile piano interrato $q_{1k}=3 \text{ KN/m}^2$

Carico variabile piano terra $q_{1k}=12 \text{ KN/m}^2$

9.4. 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. Ai fini delle vigenti NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale a_g , F_0 e T^*_c per i quali si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti. Per il Comune di Rovato (BS) oggetto dell'intervento vale quanto segue:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
10.0011

LATITUDINE
45.5667

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Lombardia

PROVINCIA
Brescia

COMUNE
Rovato

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

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".

Nodi del reticolo intorno al sito

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 - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0.138 g
F_o	2.458
T_C	0.275 s
S_S	1.200
C_C	1.424
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.667
T_B	0.130 s
T_C	0.391 s
T_D	2.154 s

L'incremento di spinta orizzontale in condizioni sismiche è un carico uniforme distribuito valutato in accordo alla teoria di Wood.

Le spinte delle terre sono calcolate in regime di spinta a riposo.

L'accelerazione massima orizzontale è pari a:

$$a_{\max(\text{SLV})} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 1.2 \cdot 1 \cdot 0.138g = 0.166g$$

9.4.1. Comportamento strutturale, fattore di comportamento, tipo di analisi e di struttura

Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate in accordo con uno dei comportamenti strutturali di cui al § 7.2.2. NTC.

Si progetta con un comportamento strutturale non dissipativo, pertanto, nella valutazione della domanda, tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico. L'analisi è pseudostatica, ipotizzando un comportamento rigido.

Come riportato nel paragrafo 9.4, l'accelerazione massima orizzontale è stimata pari a:

$$a_{\max(\text{SLV})} = 0.166g$$

In accordo al paragrafo 5.2.2.8, per la determinazione degli effetti dell'azione sismica, si considerano a favore di sicurezza, oltre all'incremento di spinta del terreno, anche le masse sismiche corrispondenti a:

- pesi propri piedritti, pilastri e soletta piano terra
- carichi permanenti a piano terra
- masse dovute alla presenza dei convogli ferroviari nel deposito, a tergo dello scatolare, con un coefficiente $\psi_2 = 0.2$
- masse dovute ai carichi variabili a piano terra, con un coefficiente $\psi_2 = 0.8$ (categoria E1)

9.5. Definizione delle masse sismiche

9.5.1. Masse sismiche dovute ai carichi permanenti a piano terra

La massa sismica dovuta ai carichi permanenti a piano terra è pari a:

$$SLW-G2 = G2 \cdot x_{\max(\text{SLV})} = g_{2k} \cdot B \cdot x_{\max(\text{SLV})} + G_{2_tramezzi} \cdot x_{\max(\text{SLV})} = 3.3 \times 11.6 \times 0.166 + 15 \times 0.166 = 9 \text{ KN/m}$$

Tale carico viene applicato in asse soletta, in entrambe le direzioni.

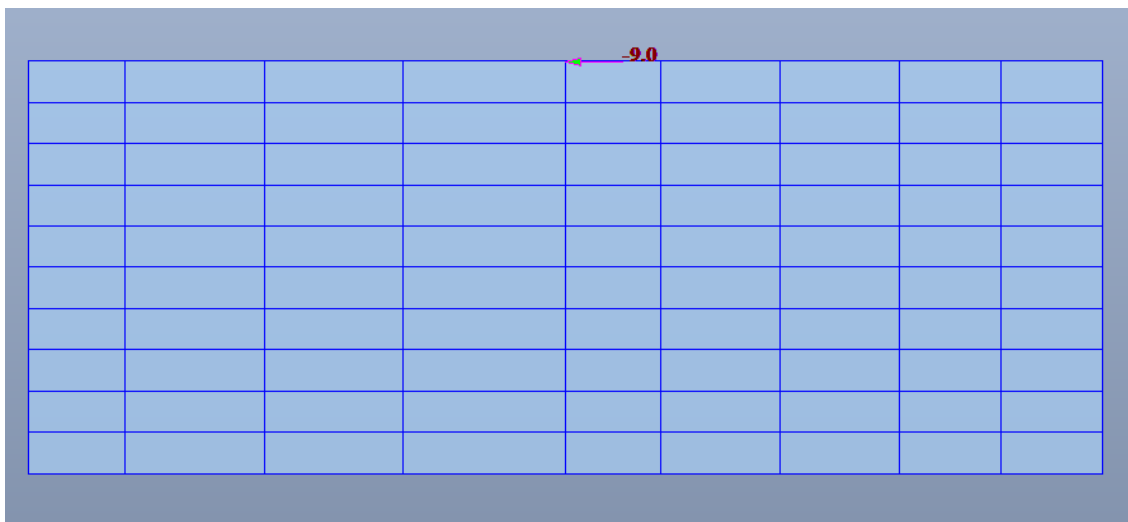


Figura 5: masse sismiche per permanenti portati a piano terra (SLW-G2_sx) - modello di calcolo

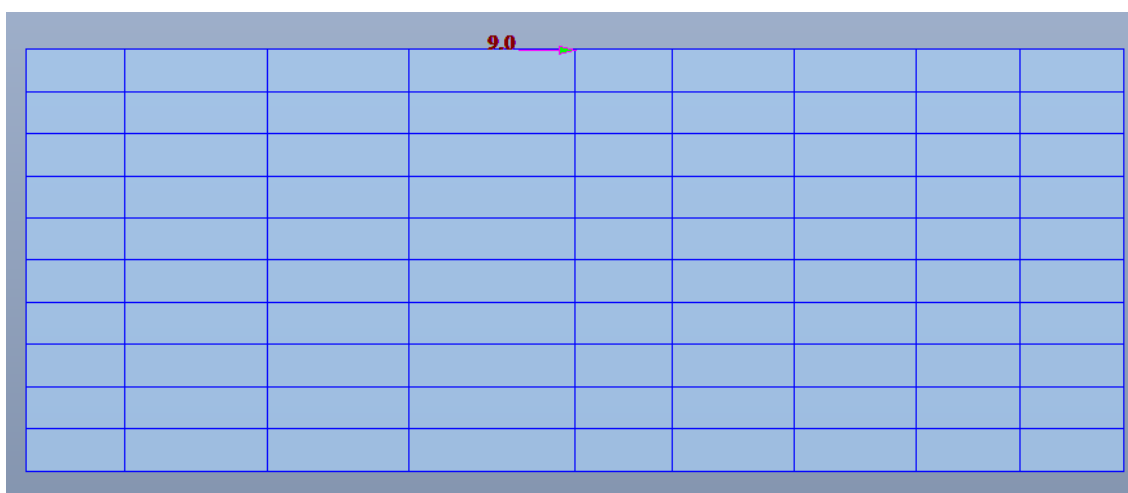


Figura 6: masse sismiche per permanenti portati a piano terra (SLW-G2_dx) - modello di calcolo

9.5.2. Masse sismiche dovute alla presenza di convogli ferroviari nel deposito

Gli effetti inerziali sono valutati considerando il 20% delle masse associate ai carichi da traffico ferroviario; poiché il carico indotto dai convogli agisce a tergo dell'opera, l'inerzia sismica genera un incremento di spinta.

La spinta esercitata sulla parete della struttura interrata generata dalla massa sismica è pari a:

$$QSpThdx = 50 \times k_h \times 0.2 = 50 \times 0.47 \times 0.2 = 23.5 \text{ KN/m}^2 \times 0.2 = 4.7 \text{ KN/m}$$

In corrispondenza dei pilastri tale carico è pari a:

$$QSpThdx_pilastri = 50 \times k_h \times 0.2 \times 1.5 = 50 \times 0.47 \times 1.5 \times 0.2 = 35.3 \text{ KN/m}^2 \times 0.2 = 7.05 \text{ KN/m}$$



Figura 7: masses sísmiques, a menys del factor 0.2, per presència de convogls ferroviaris a tergo (QspThdx) - modello di calcolo - pareti



Figura 8: masses sísmiques, a menys del factor 0.2, per presència de convogls ferroviaris a tergo (QspThdx) - modello di calcolo - pilastri

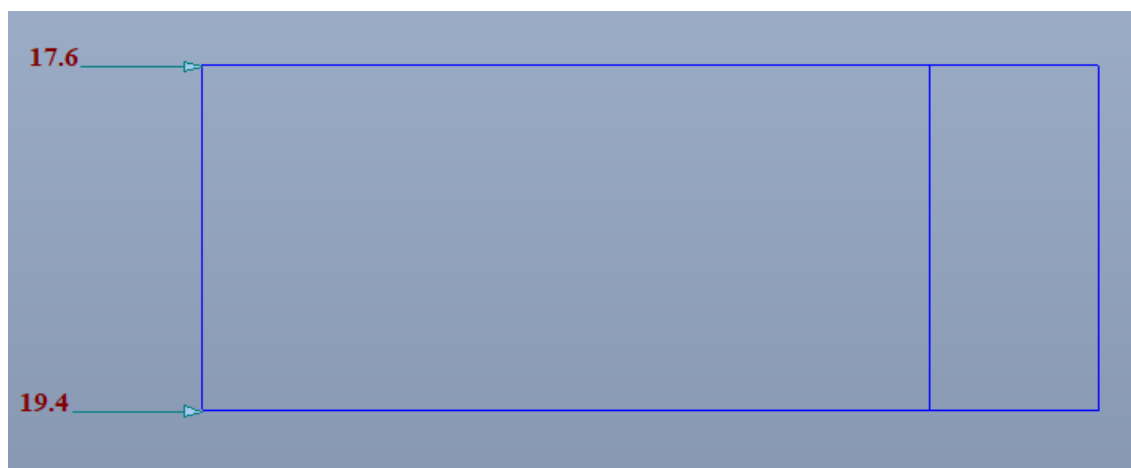


Figura 9: masse sismiche, a meno del fattore 0.2, per presenza di convogli ferroviari a tergo (QspThdx) - modello di calcolo – forze concentrate per azione agente sul semi-spessore delle solette in corrispondenza dei pilastri

9.5.3. Masse sismiche dovute alla presenza dei carichi variabili a piano terra

La massa sismica dovuta ai carichi variabili a piano terra è pari a:

$$SLW-Q_MAG=Q_MAG \times a_{max}(SLV)=q_{k_var_mag} \times B \times a_{max}(SLV) = 12 \times 11.6 \times 0.166 = 23.1 \text{ KN/m}$$

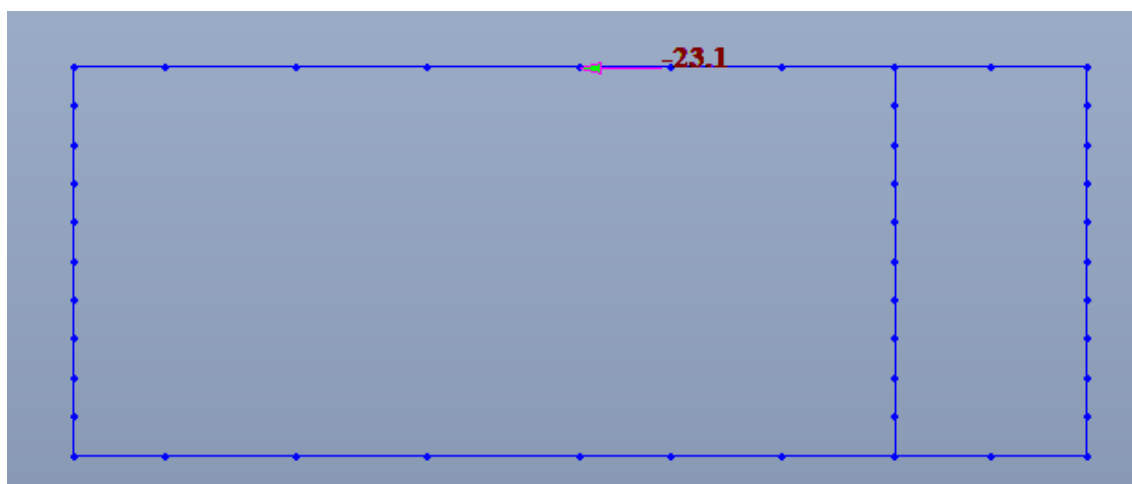


Figura 10: masse sismiche per carichi variabili a piano terra (SLW-Q_MAG_sx) - modello di calcolo

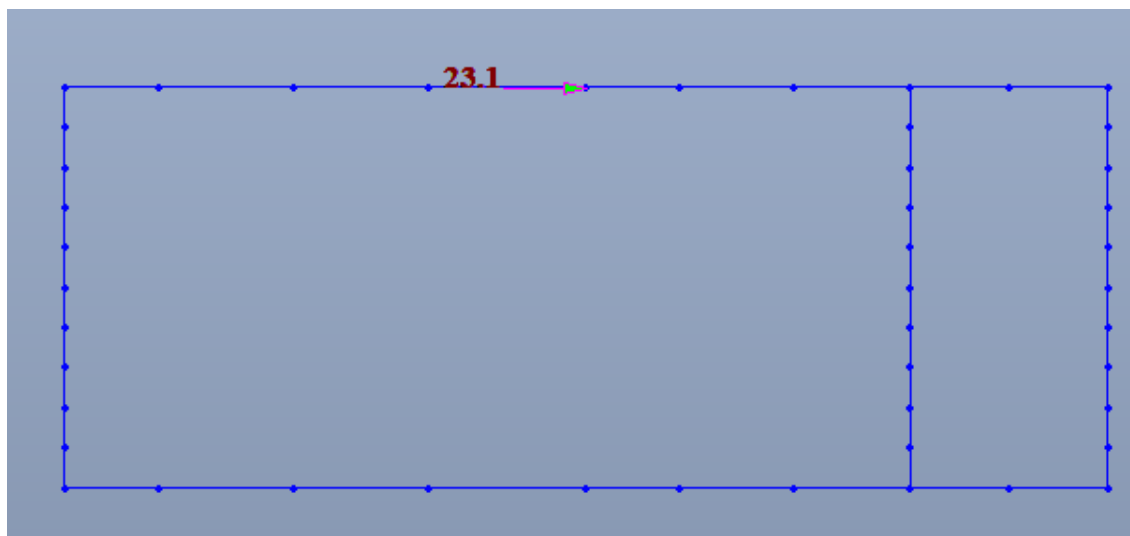


Figura 11: masse sismiche per carichi variabili a piano terra (SLW-Q_MAG_dx) - modello di calcolo

10. DESCRIZIONE DELLE OPERE

10.1. Generalità

La costruzione analizzata è a pianta rettangolare, di dimensioni planimetriche complessive di 65.1 x 12.6m, ed è composta da piano interrato e da piano terra. A piano terra sono collegati monoliticamente i pilastri che sostengono i due corpi principali, lungo gli allineamenti C e D; i due corpi separati nel piano orizzontale da un giunto sismico presente lungo l'allineamento C.

La struttura portante è in cemento armato ordinario.

I pilastri rigidi ed il solaio di piano terra conferiscono alla struttura interrata un comportamento trasversale a telaio; i pali di grande diametro vincolano rigidamente l'opera al terreno e sono solidarizzati dalla soletta di fondazione di spessore 110cm. I muri laterali esplicano principalmente la funzione di contrasto alla spinta del terreno a tergo. In corrispondenza dei pilastri lungo l'allineamento D e, trasversalmente, lungo gli allineamenti da 3 a 9 la soletta a piano terra presenta spessore pari a 100cm. Nelle restanti aree, lo spessore del solaio è pari a 60cm.

Lungo gli assi C e D, i pilastri emergenti sono collegati monoliticamente con la parte interrata.

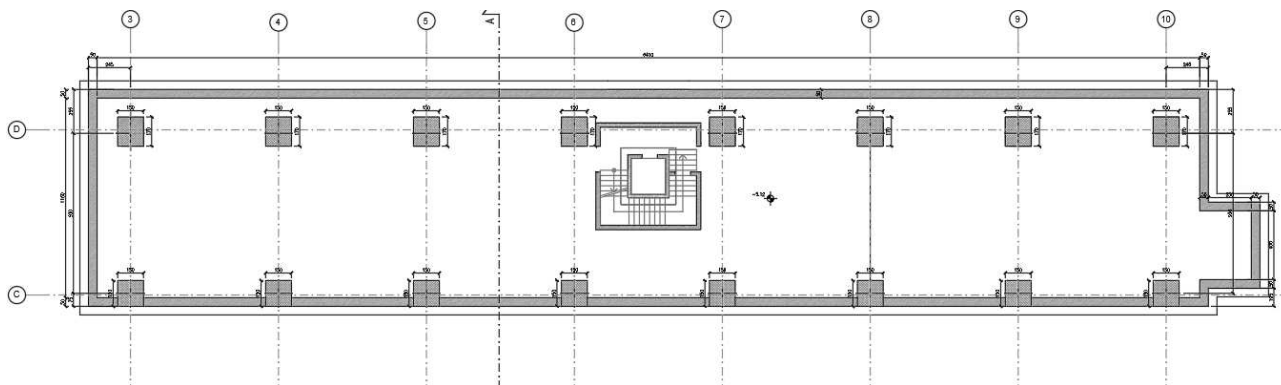


Figura 12 - Pianta piano interrato – Elevazioni

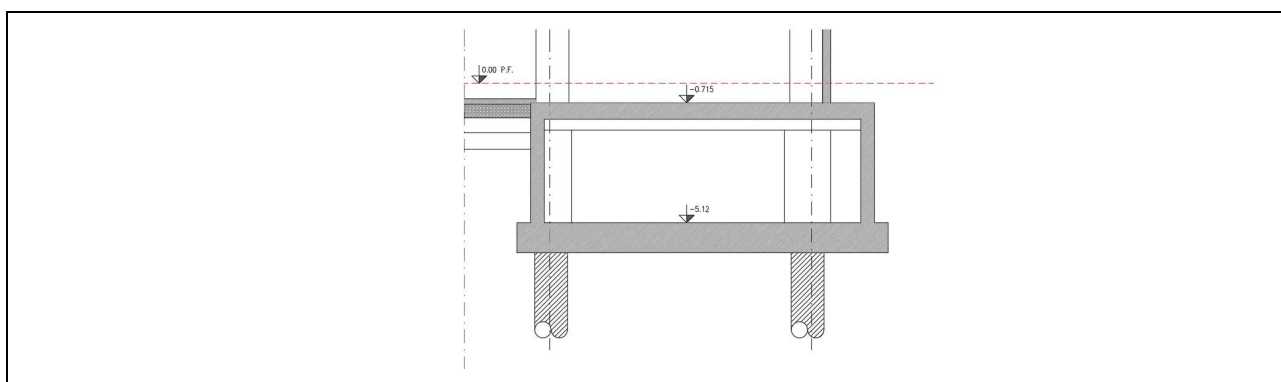


Figura 13 - Sezione

La struttura interrata è uno scatolare rigido, progettato con comportamento non dissipativo.

Le azioni provenienti dalla parte fuori terra vengono applicate sulla sommità del nodo di ciascun pilastro, secondo le combinazioni più significative, in condizioni statiche e sismiche. Le azioni sono ricavate sulla base dei modelli di calcolo illustrati nelle relazioni pertinenti (Rif. Doc. B32Ed102IT e B32Ed103IT).

10.2. Analisi svolta con l'ausilio di un software di calcolo

La modellazione numerica della struttura ha previsto l'impiego di elementi tipo "beam", che descrivono i pilastri, e di tipo "plate", che descrivono i solai e i muri. Il vincolo implementato tra pilastri, muri e solai è di continuità.

Alla base, i pali sono modellati come vincoli rigidi.

Non è stata ridotta la rigidità flessionale per l'analisi sismica.

10.3. Modello di calcolo

Nell'immagine seguente la vista tridimensionale del modello di calcolo in uso:

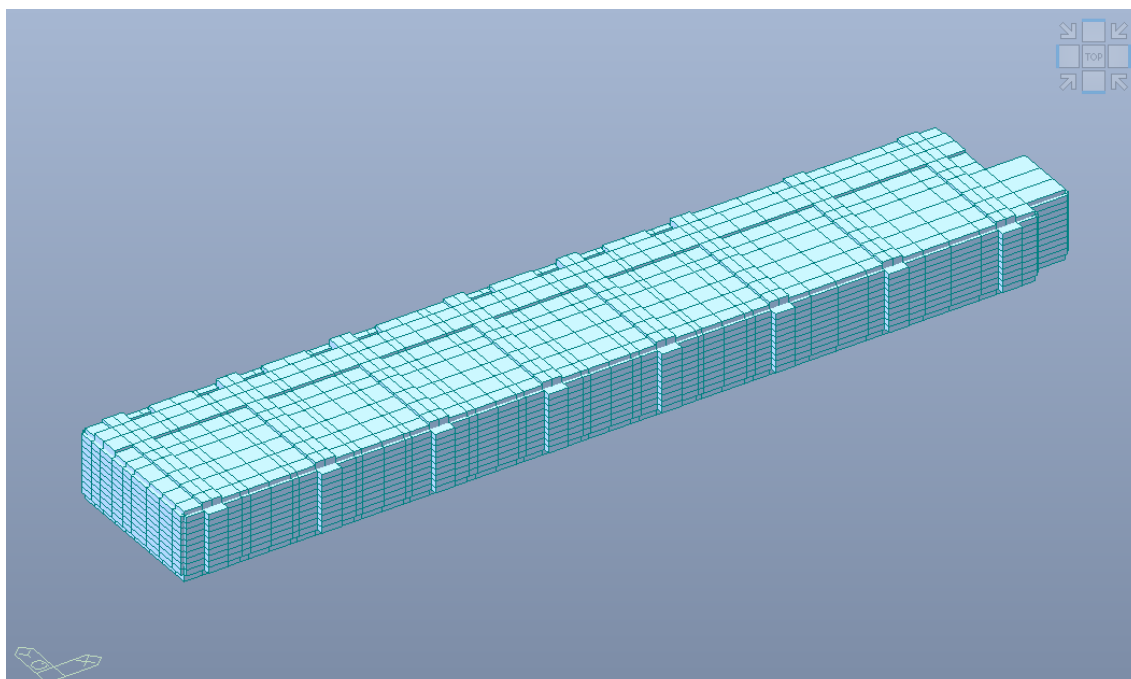


Figura 14 - Vista 3D della struttura – vista 1

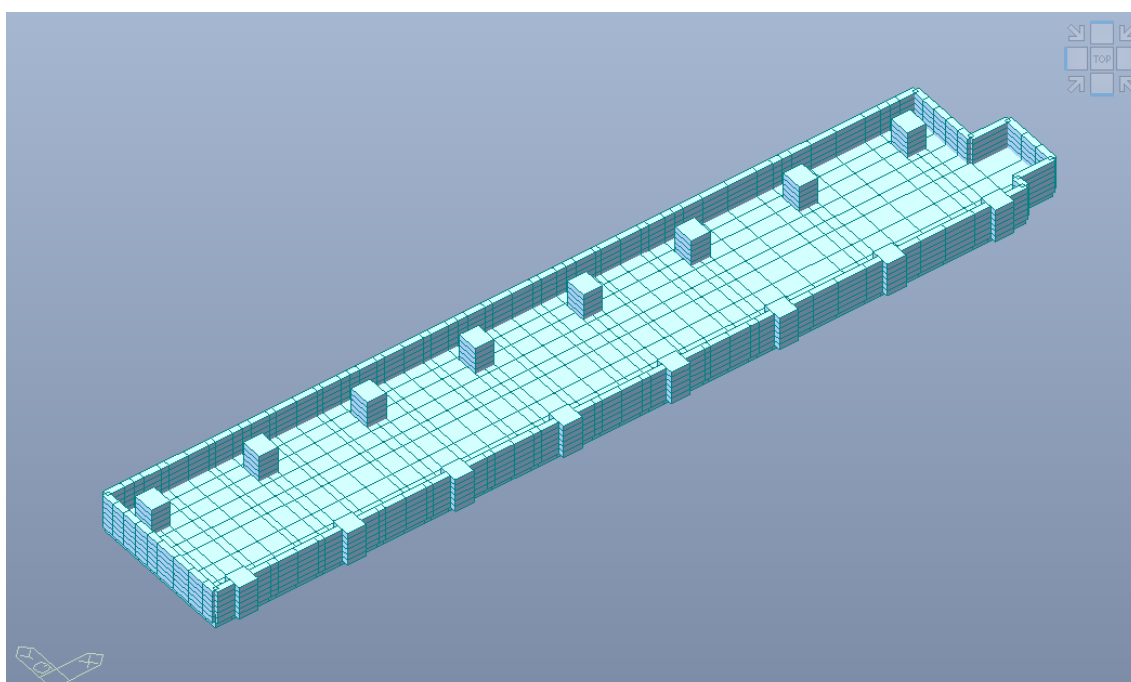


Figura 15 - Vista 3D della struttura – vista 2

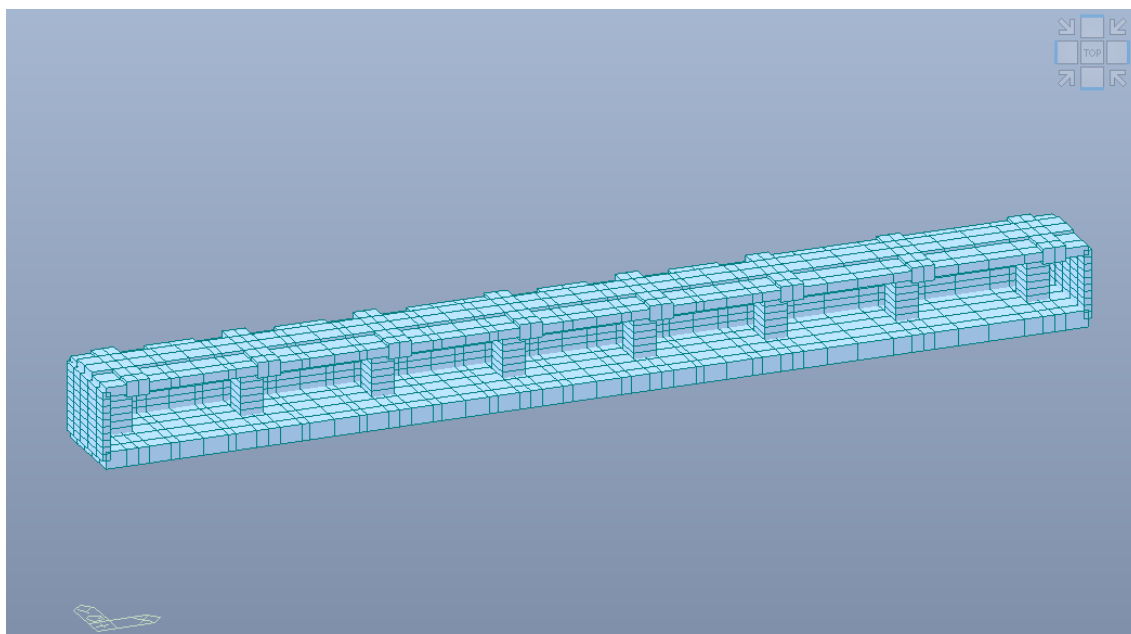


Figura 16 - Vista 3D della struttura – vista 3

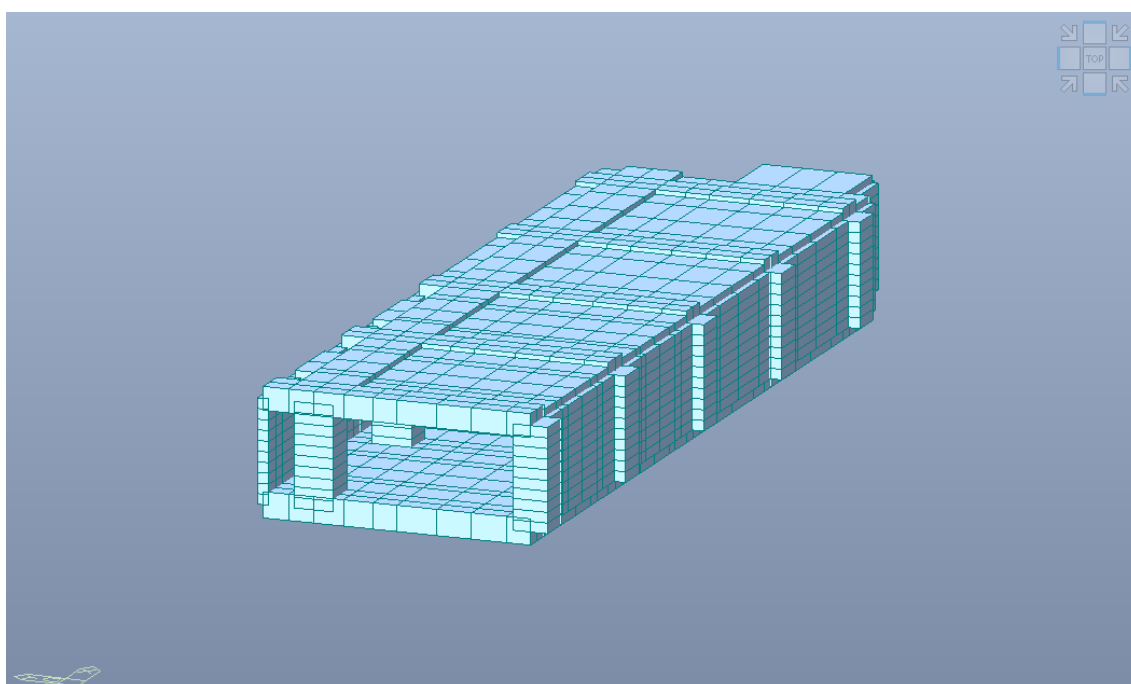


Figura 17 - Vista 3D della struttura – vista 4

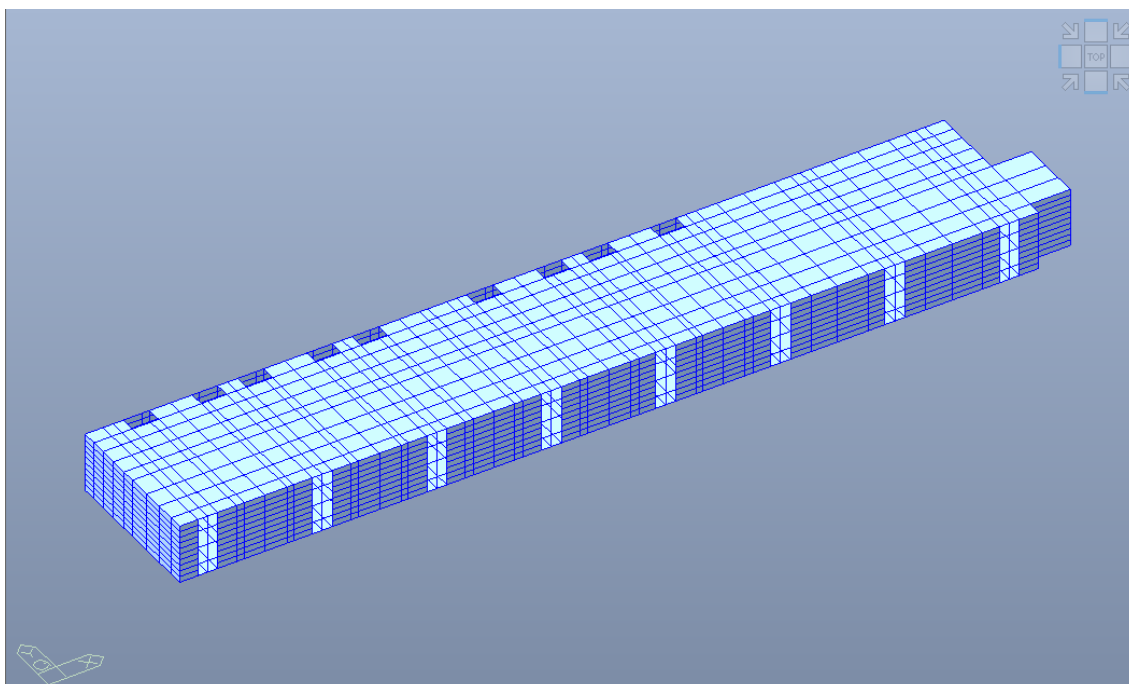


Figura 18 – Vista 3D della struttura – vista 5

10.3.1. Sistema di vincolo

Il sistema di vincolo del modello di calcolo è realizzato nel modo seguente:

- vincolo rigido alla traslazione e alla rotazione in corrispondenza dei pali;
- vincolo cedevole alla base della fondazione al di sotto del perimetro dei muri laterali
[Kw=1000 KN/m]

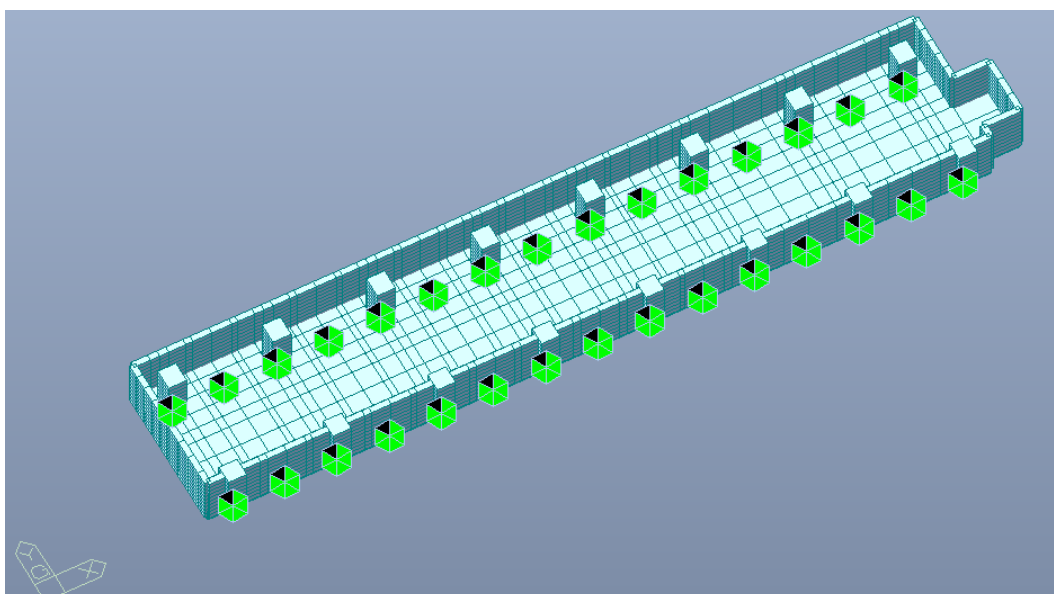


Figura 19 – sistema di vincolo in corrispondenza dei pali

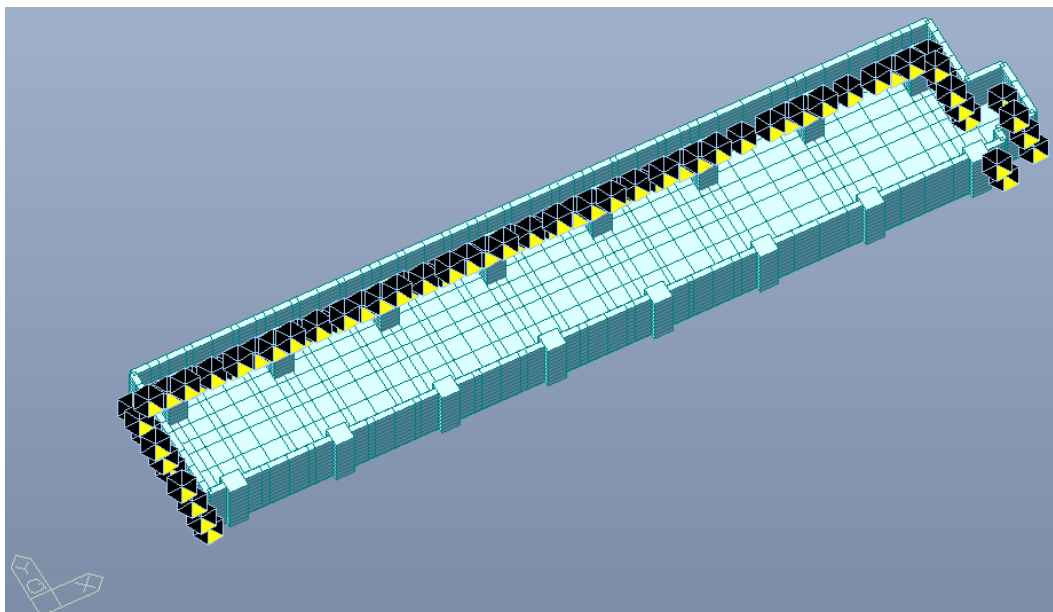


Figura 20 – sistema di vincolo cedevole al di sotto dei muri perimetrali

10.4. Casi di carico

Come descritto nel paragrafo 10.1, oltre ai carichi agenti sui solai e alla spinta del terreno, sono stati applicati i carichi provenienti dalla parte fuori terra dei Corpi 1 e 2 sulla sommità dei pilastri, considerando le combinazioni più gravose.

Nell'immagine seguente sono riportati i casi di carico implementati nell'analisi numerica. In evidenza la numerazione usata nelle combinazioni, il tipo e la descrizione:

N°	Nome	Tipo	Descrizione
1	PP	Dead Load (D)	peso proprio
2	PERM	Dead Load (D)	permanenti portati
3	SPTHsx	Dead Load (D)	spinta del terreno lato sinistro scatolare
4	SPTHdx	Dead Load (D)	spinta del terreno lato destro scatolare
5	VAR_MAG	Live Load (L)	carico magazzini
6	VAR_SPOGLIATOI	Live Load (L)	Carico variabile spogliatoi
7	TRAFFICO EST	Live Load (L)	
8	QSpThsx	Live Load (L)	spinta carico variabile lato sinistro scatolare
9	QSpThdx	Live Load (L)	spinta carico variabile lato destro scatolare
10	Esx	Earthquake (E)	sovraspinta sismica lato sinistro scatolare e pareti perp.
11	Edx	Earthquake (E)	sovraspinta sismica lato destro scatolare
12	SLVS-sx	Earthquake (E)	Inerzia sismica lato sinistro
13	SLVS-dx	Earthquake (E)	Inerzia sismica lato destro
14	SLW_G2_sx	Earthquake (E)	Inerzia sismica lato sinistro permanenti
15	SLW_G2_dx	Earthquake (E)	Inerzia sismica lato destro permanenti
16	SLVW_Q_MAG-sx	Earthquake (E)	Inerzia sismica variabili lato sinistro
17	SLVW_Q_MAG-dx	Earthquake (E)	Inerzia sismica variabili lato destro
18	D-SLV 16	User Defined Load (USER)	Sisma Mxmax+ pilastri 170x150
19	D-SLV5	User Defined Load (USER)	Sisma Mxmax+ pilastri 170x150
20	D-SLV 1	User Defined Load (USER)	Sisma Mymin
21	D-SLV32 (-SLV16)	User Defined Load (USER)	Sisma MxMin- pilastri 170
22	D-SLV21 (-SLV5)	User Defined Load (USER)	Sisma MxMax- pilastri 170
23	D-SLV17 (-SLV1)	User Defined Load (USER)	Sisma MyMax

24	D-SLV7	User Defined Load (USER)	Sisma
25	C-SLV 21	User Defined Load (USER)	Sisma MxMin
26	C-SLV 1	User Defined Load (USER)	Sisma MyMin
27	C-SLV 7	User Defined Load (USER)	Sisma MxMax
28	C-SLV 17	User Defined Load (USER)	Sisma MyMax
29	C-SLV32	User Defined Load (USER)	
30	C-SLV16	User Defined Load (USER)	
31	C-SLV5	User Defined Load (USER)	
32	SLU 9	User Defined Load (USER)	
33	SLU 10	User Defined Load (USER)	
34	SLU 11	User Defined Load (USER)	
35	SLU 12	User Defined Load (USER)	
36	SLU 13	User Defined Load (USER)	
37	SLU 14	User Defined Load (USER)	
38	SLU 16	User Defined Load (USER)	

Figura 21 – Casi di carico elementari

Il peso proprio della soletta di fondazione viene applicato come un carico distribuito di intensità pari a:

$$g_{1k,inf} = s \times \gamma_{cls} = 1.1 \times 25 = 27.5 \text{ KN/m}^2$$

Per la restante parte della struttura in esame, il peso proprio viene applicato automaticamente dal programma di calcolo sulla base del valore del peso dell'unità di volume. Nel caso specifico $\gamma_{cls}=25 \text{ KN/m}^3$

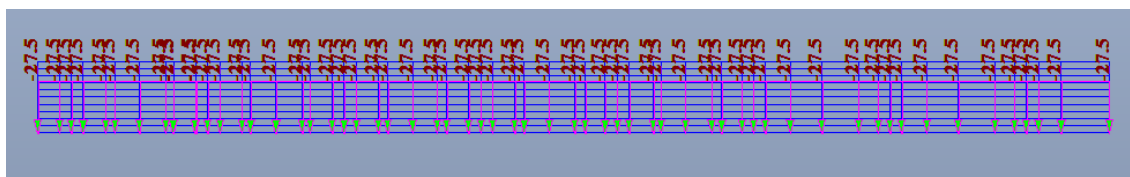


Figura 22 – Peso proprio

I permanenti portati sono carichi distribuiti a metro quadro e a metro lineare (tramezzi).

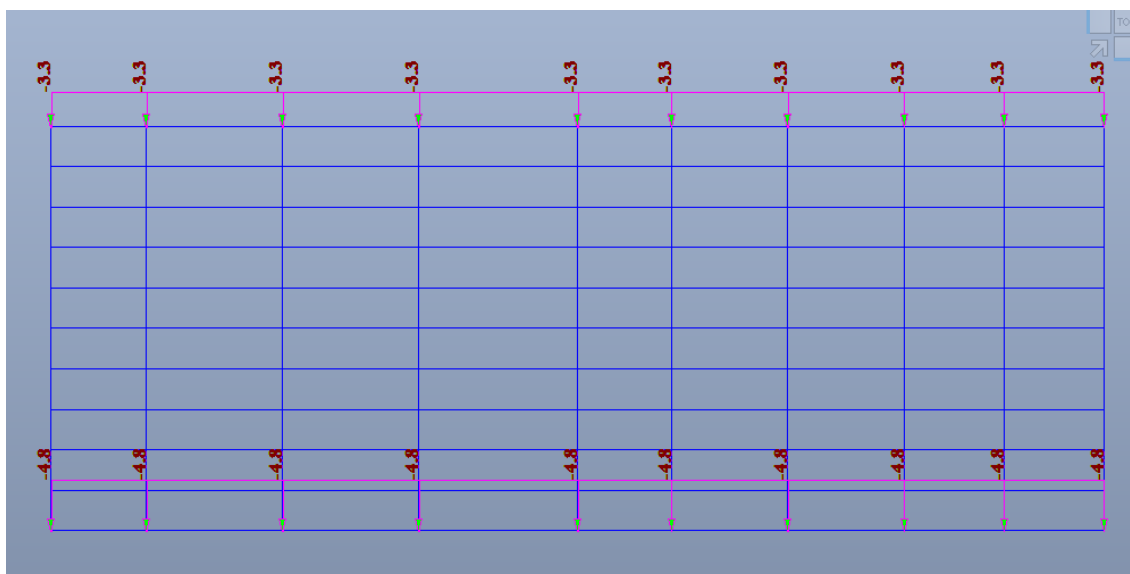


Figura 23 – stralcio - permanenti portati [KN/m²]

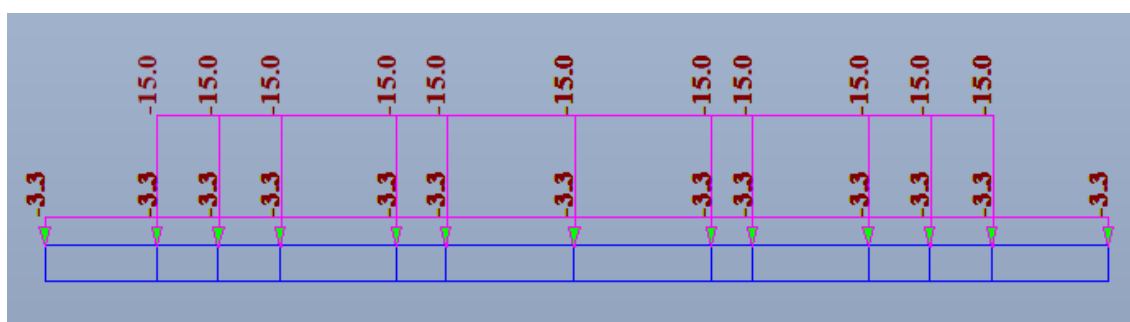
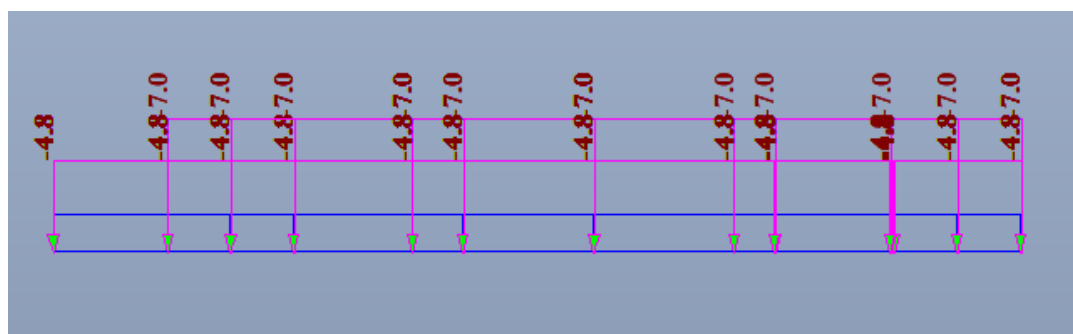


Figura 24 – stralcio - permanenti portati [KN/m² e [KN/m] a piano -1 e a piano terra

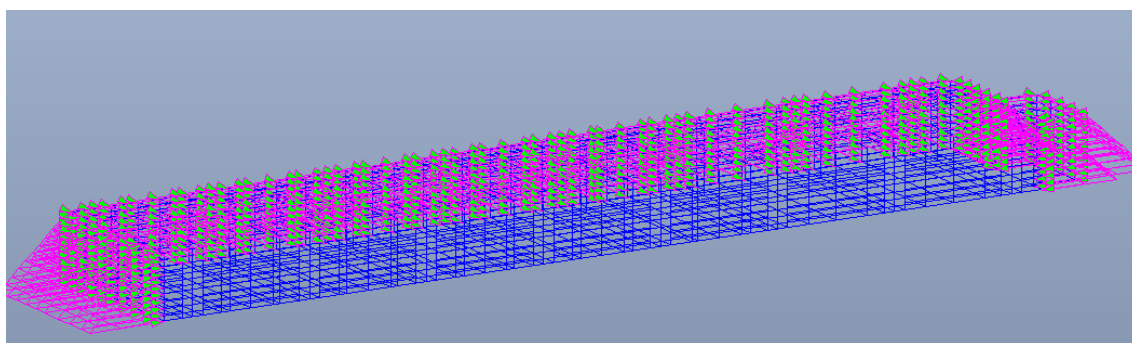
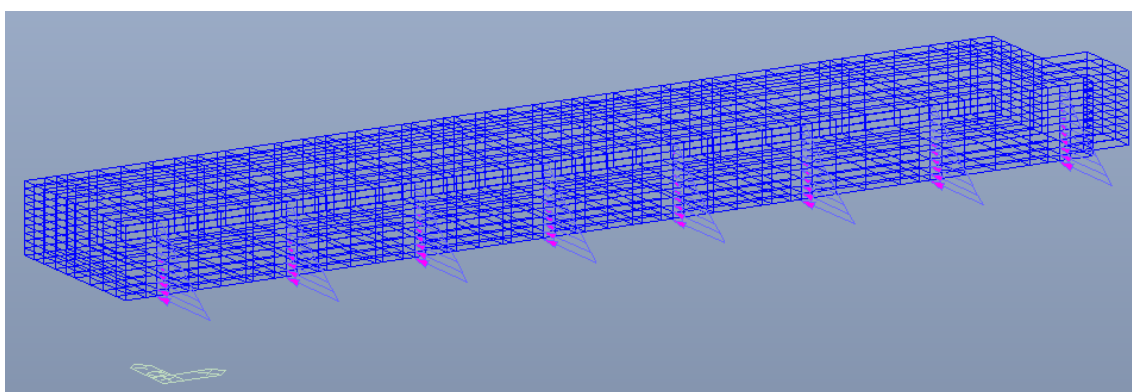
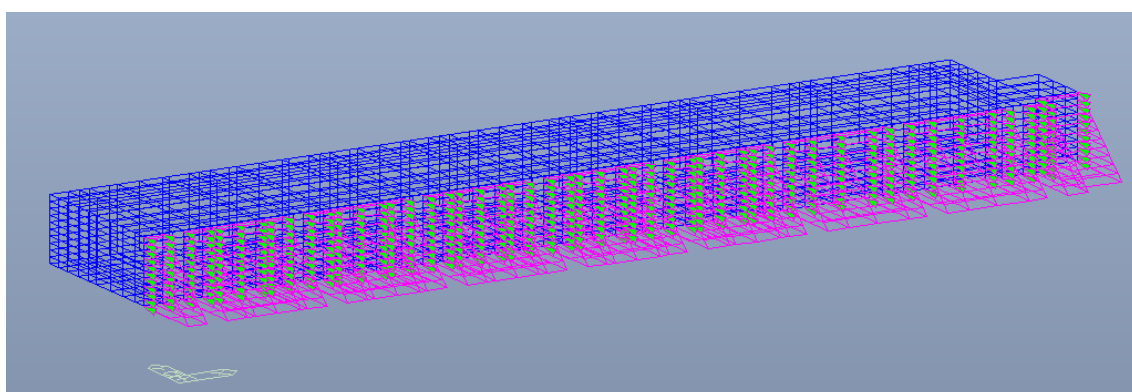


Figura 25 – spinta del terreno SPTsx





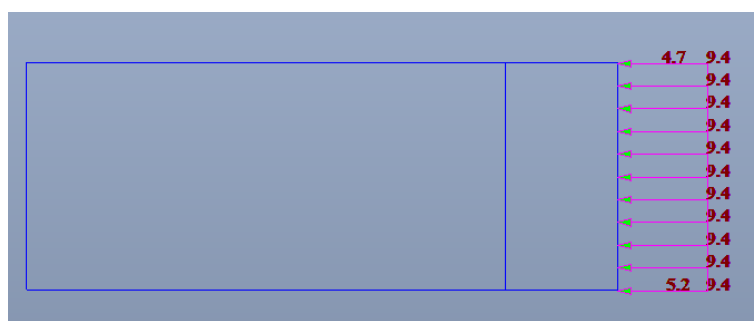
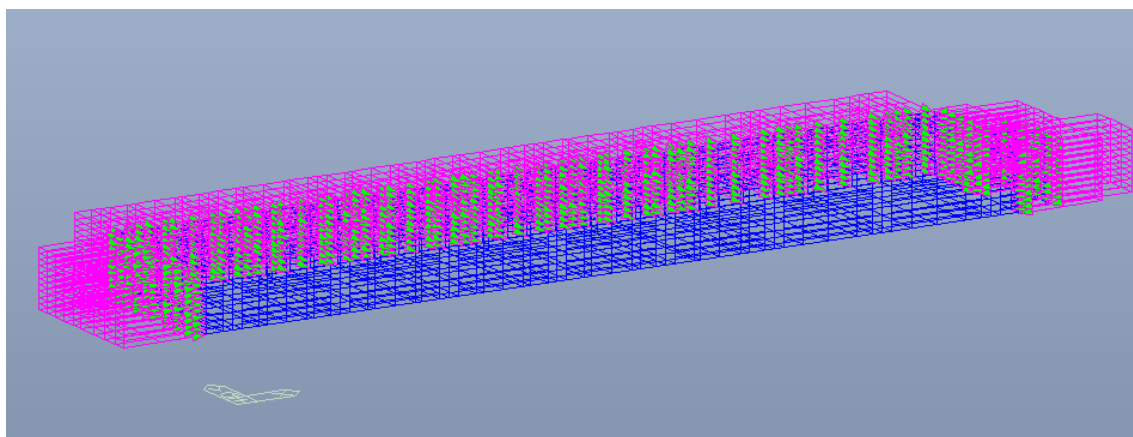


Figura 30 – Spinta per carico variabile da traffico mezzi QSpThsx [KN/m²]

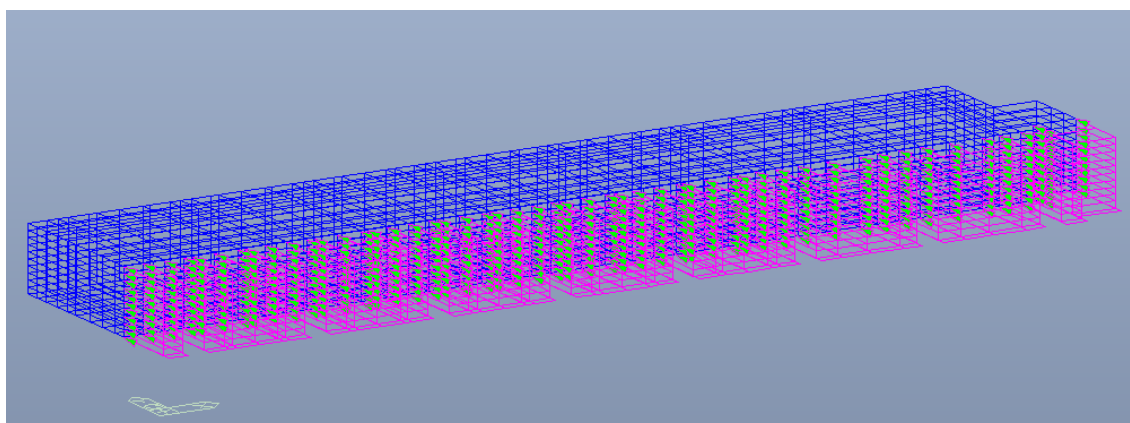


Figura 31 – Spinta per carico variabile da traffico ferroviario QSpThdx [KN/m²]

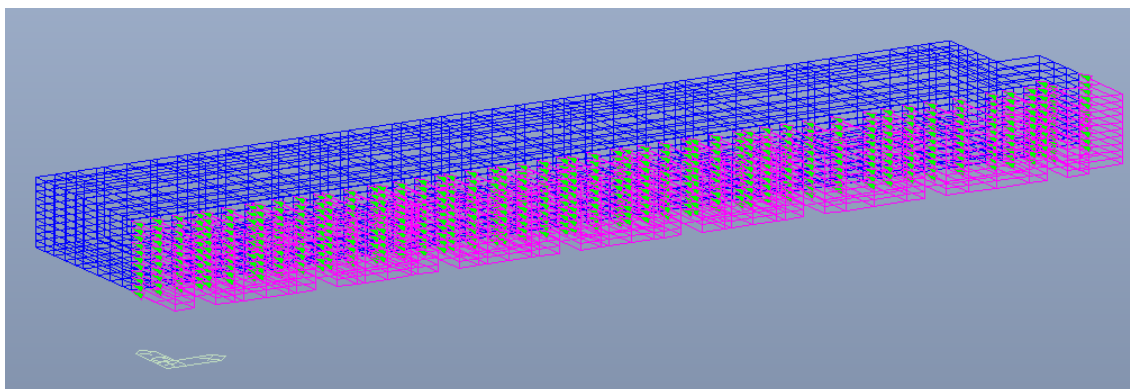


Figura 32 – Sovrappinta sismica lato destro E_d [KN/m²]

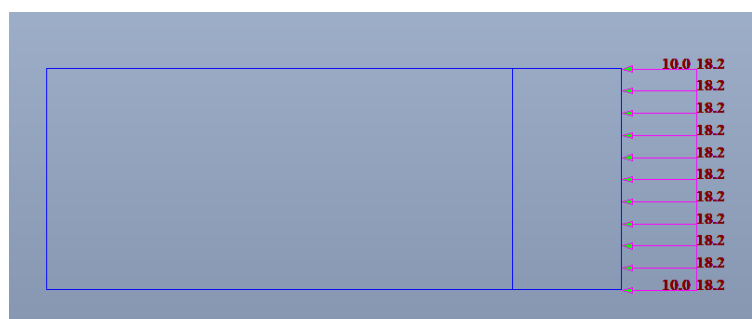
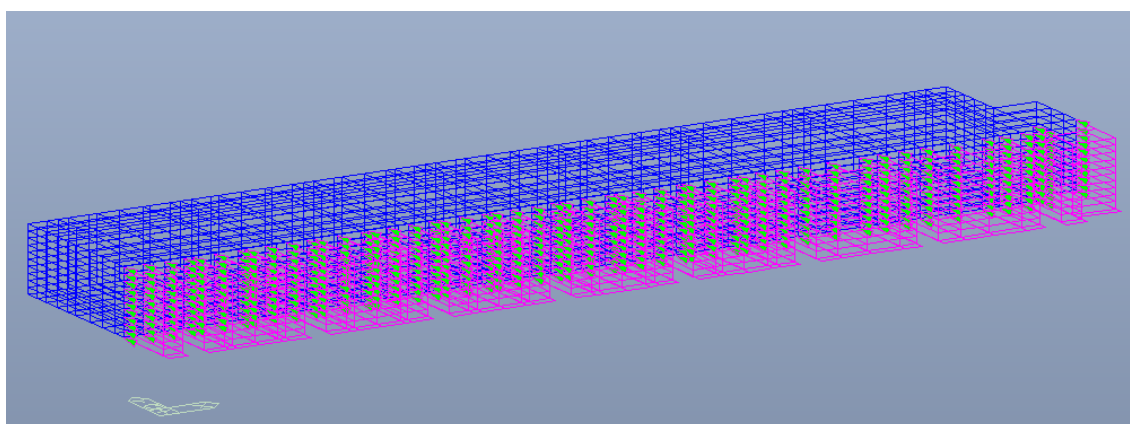


Figura 33 – Sovrappinta sismica lato sinistro E_s [KN/m²]

L'inerzia sismica di pareti e solaio piano terra viene assegnata in automatico dal programma di calcolo, assegnando in direzione orizzontale un'azione proporzionale alla massa W in accordo ai coefficienti sismici orizzontali.

Per la definizione delle restanti masse sismiche, si rimanda al paragrafo 9.5.

10.5. Combinazioni di carico

Seguono le combinazioni di carico in uso:

10.5.1. Combinazioni statiche SLU

	PP	PERM	SpTH _{sx}	SpTH _{dx}	cat E1 VAR-MAG	cat B VAR-SPOGLIATOI	cat G TRAFFICO EST	QSpTH _{sx}	QSpTH _{dx}	SLU 9	SLU 10	SLU 11	SLU 12	SLU 13	SLU 14	SLU 16
SCAT-SLU 1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1						
SCAT-SLU 2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0	1						
SCAT-SLU 3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0	1						
SCAT-SLU 4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	1.5	1						
SCAT-SLU 5	1	1	1	1	0	0	0	0	0		1					
SCAT-SLU 6	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0		1					
SCAT-SLU 7	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0		1					
SCAT-SLU 8	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	1.5		1					
SCAT-SLU 9	1	1	1	1	0	0	0	0	0			1				
SCAT-SLU 10	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0			1				
SCAT-SLU 11	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0			1				
SCAT-SLU 12	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	1.5			1				
SCAT-SLU 13	1	1	1	1	0	0	0	0	0				1			
SCAT-SLU 14	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0				1			
SCAT-SLU 15	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0				1			
SCAT-SLU 16	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	1.5				1			
SCAT-SLU 17	1	1	1	1	0	0	0	0	0					1		
SCAT-SLU 18	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0					1		
SCAT-SLU 19	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0					1		
SCAT-SLU 20	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	1.5					1		
SCAT-SLU 21	1	1	1	1	0	0	0	0	0						1	
SCAT-SLU 22	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0						1	
SCAT-SLU 23	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0						1	
SCAT-SLU 24	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	1.5						1	
SCAT-SLU 25	1	1	1	1	0	0	0	0	0							1
SCAT-SLU 26	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0							1
SCAT-SLU 27	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0							1
SCAT-SLU 28	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0	1.5							1

Figura 34 – Combinazioni SLU

10.5.2. Combinazioni sismiche SLV

CARICHI VERTICALI										INERZIA SISMICA - PESO PROPRIO				INERZIA SISMICA - PERMANENTI				INERZIA SISMICA - VARIABILI			
	P	PER	SpT	SpT	cat E1	cat B	cat G	QSpT	QSpT	E _{sx}	E _{dx}	SLVS _{sx}	SLVS _{dx}	SLVW _{G2} _{sx}	SLVW _{G2} _{dx}	SLVW _Q _M _{AG_{sx}}	SLVW _Q _{MA} _{G_{dx}}				
SCAT-SLV 1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0				
SCAT-SLV 2	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0				
SCAT-SLV 3	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0				
SCAT-SLV 4	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0				
SCAT-SLV 5	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0				
SCAT-SLV 6	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0				
SCAT-SLV 7	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8				
SCAT-SLV 8	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8				
SCAT-SLV 9	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0				
SCAT-SLV 10	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0				
SCAT-SLV 11	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0				
SCAT-SLV 12	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0				

SCAT-SLV 13	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0
SCAT-SLV 14	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0
SCAT-SLV 15	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8
SCAT-SLV 16	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8
SCAT-SLV 17	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0
SCAT-SLV 18	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0
SCAT-SLV 19	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0
SCAT-SLV 20	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0
SCAT-SLV 21	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0
SCAT-SLV 22	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0
SCAT-SLV 23	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8
SCAT-SLV 24	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8
SCAT-SLV 25	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0
SCAT-SLV 26	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0
SCAT-SLV 27	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0
SCAT-SLV 28	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0
SCAT-SLV 29	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0
SCAT-SLV 30	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0
SCAT-SLV 31	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8
SCAT-SLV 32	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8
SCAT-SLV 33	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0
SCAT-SLV 34	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0
SCAT-SLV 35	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0
SCAT-SLV 36	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0
SCAT-SLV 37	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0
SCAT-SLV 38	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0
SCAT-SLV 39	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8
SCAT-SLV 40	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8
SCAT-SLV 41	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0
SCAT-SLV 42	1	1	1	1	0	0	0	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0
SCAT-SLV 43	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0	1	0	1	0	1	0	0.8	0
SCAT-SLV 44	1	1	1	1	0.8	0.3	0.3	0	0.2	0	1	0	1	0	1	0	0.8

	D-SLV16 (EX6)	D-SLV5 (EX15)	D-SLV1 (EX2)	D-SLV32 (EX22)	D-SLV21 (EX31)	D-SLV17	D-SLV7	C-SLV 21	C-SLV1	C-SLV7	C-SLV17	C-SLV32	C-SLV16	C-SLV5
SCAT-SLV 1				1								1		
SCAT-SLV 2				1									1	
SCAT-SLV 3				1								1		
SCAT-SLV 4				1									1	
SCAT-SLV 5				1								1		
SCAT-SLV 6				1									1	
SCAT-SLV 7				1								1		
SCAT-SLV 8				1									1	
SCAT-SLV 9					1			1						
SCAT-SLV 10					1									1
SCAT-SLV 11					1			1						
SCAT-SLV 12					1									1
SCAT-SLV 13					1			1						
SCAT-SLV 14					1									1
SCAT-SLV 15					1			1						
SCAT-SLV 16					1									1
SCAT-SLV 17	1												1	
SCAT-SLV 18	1											1		
SCAT-SLV 19	1												1	
SCAT-SLV 20	1											1		
SCAT-SLV 21	1												1	
SCAT-SLV 22	1											1		
SCAT-SLV 23	1												1	
SCAT-SLV 24	1											1		
SCAT-SLV 25			1											1

SCAT-SLV 26	1		1			
SCAT-SLV 27	1					1
SCAT-SLV 28	1		1			
SCAT-SLV 29	1					1
SCAT-SLV 30	1		1			
SCAT-SLV 31	1					1
SCAT-SLV 32	1		1			
SCAT-SLV 33		1		1		
SCAT-SLV 34		1			1	
SCAT-SLV 35		1		1		
SCAT-SLV 36		1			1	
SCAT-SLV 37		1		1		
SCAT-SLV 38		1			1	
SCAT-SLV 39		1		1		
SCAT-SLV 40		1			1	
SCAT-SLV 41			1		1	
SCAT-SLV 42			1		1	
SCAT-SLV 43			1		1	
SCAT-SLV 44			1		1	

Figura 35 – Combinazioni SLV

10.6. Spostamenti in combinazione sismica

10.6.1. Combinazione SLV

Nelle immagini seguenti sono compendati i massimi spostamenti attesi in combinazione SLV.

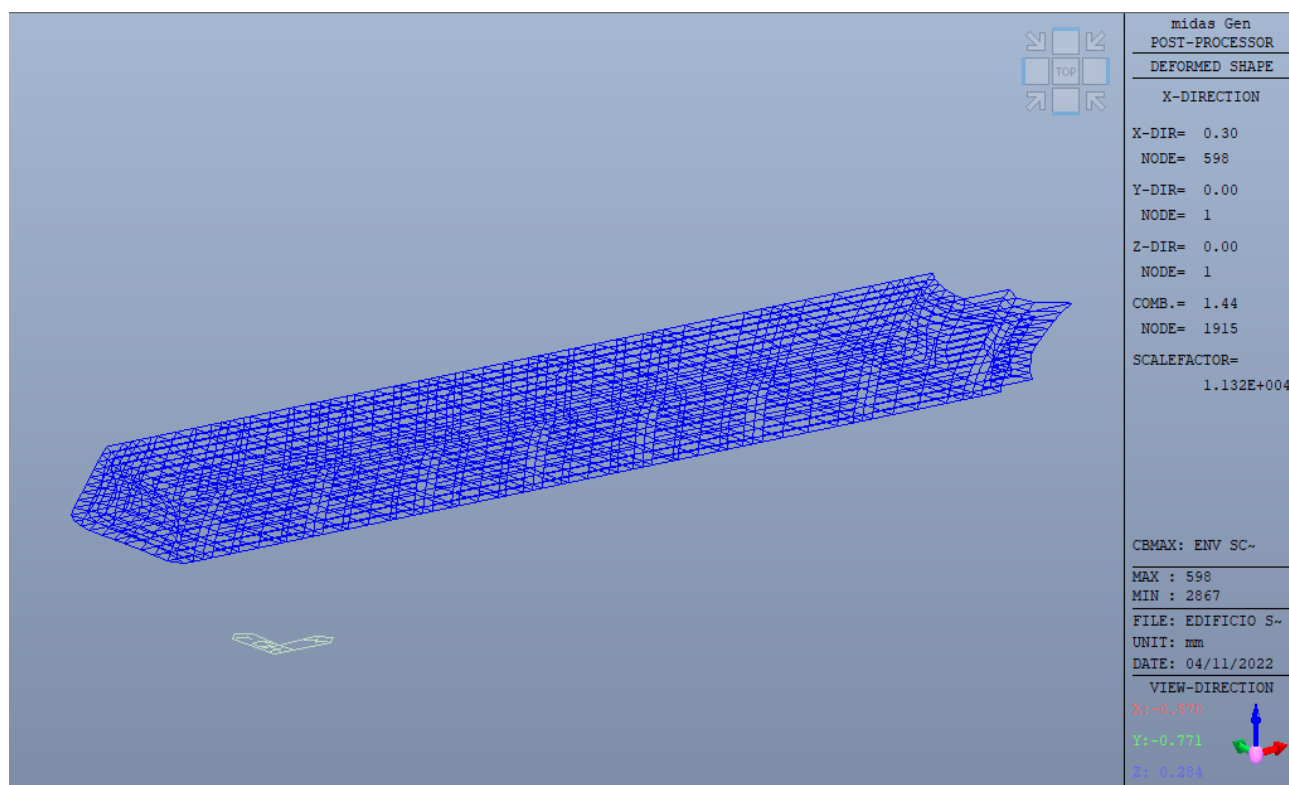


Figura 36 – Spostamenti SLV, direzione X

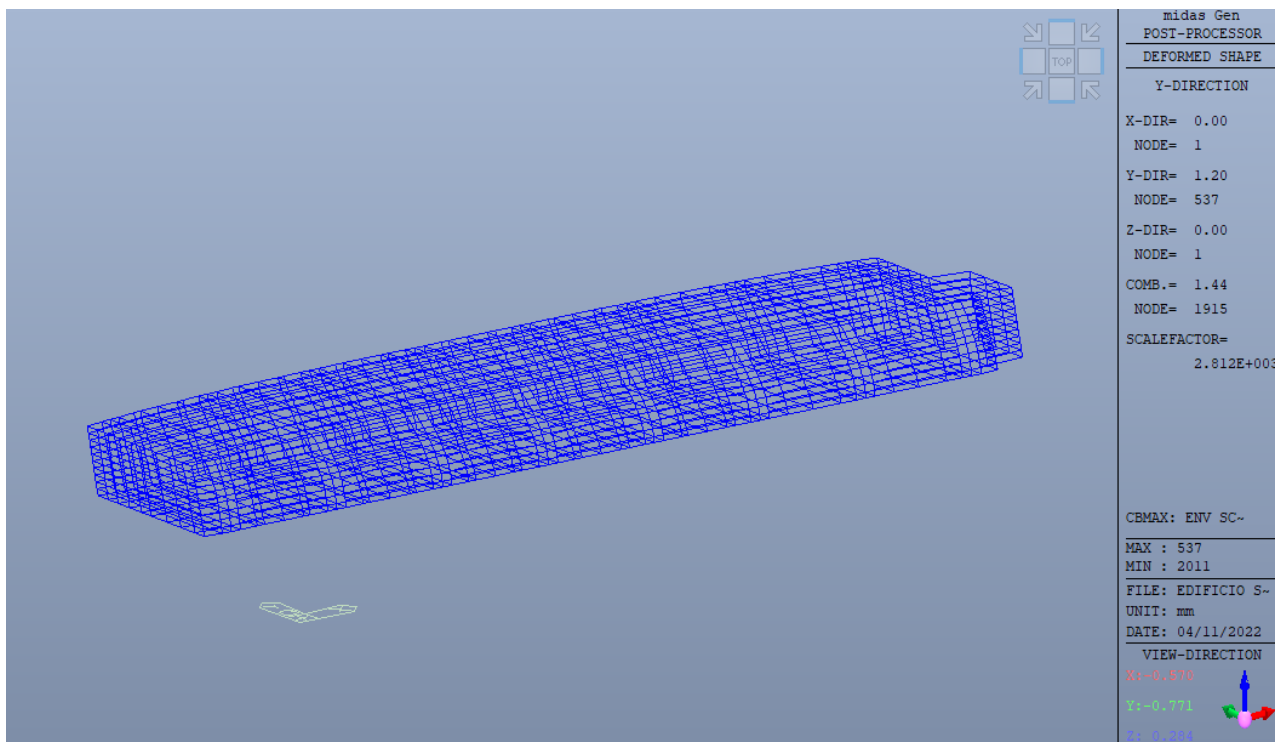


Figura 37 – Spostamenti SLV, direzione Y

10.7. Inviluppo delle sollecitazioni struttura in elevazione

10.7.1. Inviluppo SLU

Seguono gli involuppi delle sollecitazioni in combinazione SLU:

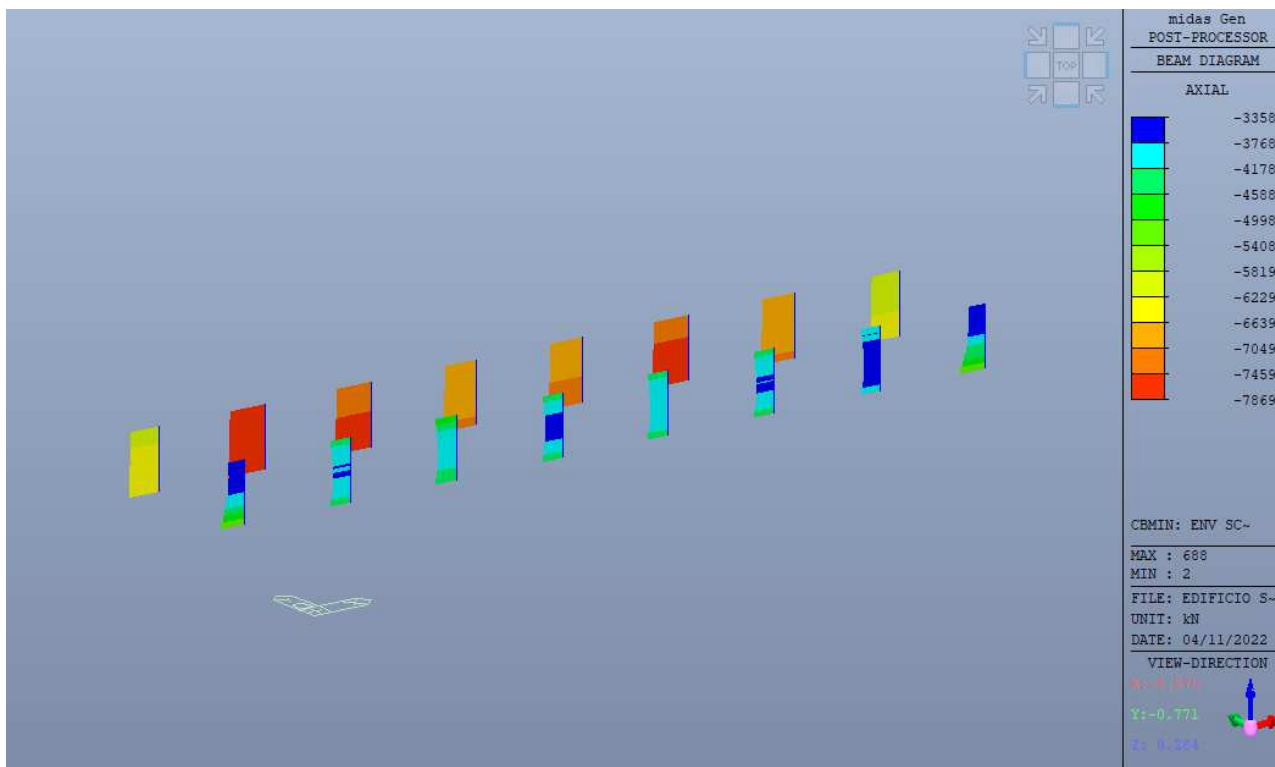


Figura 38 – Azioni assiali nei pilastri FX min

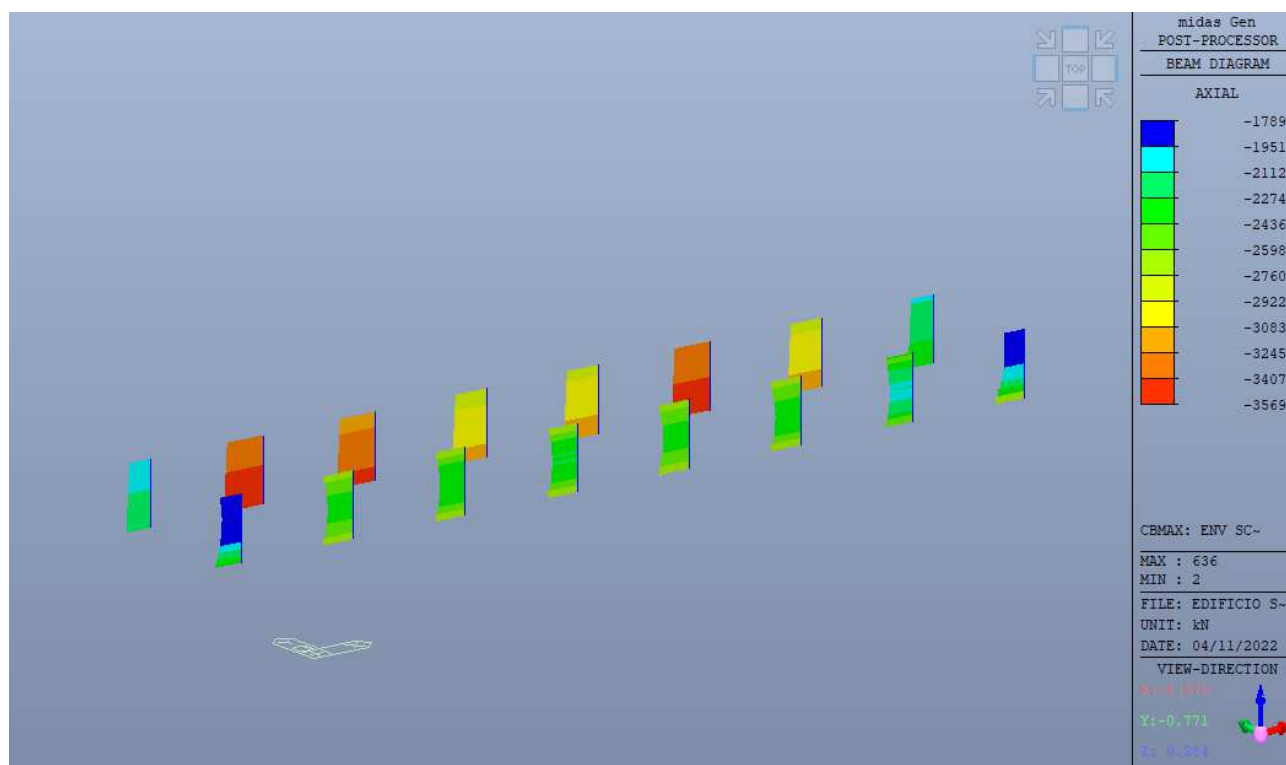


Figura 39 – Azioni assiali nei pilastri FX max

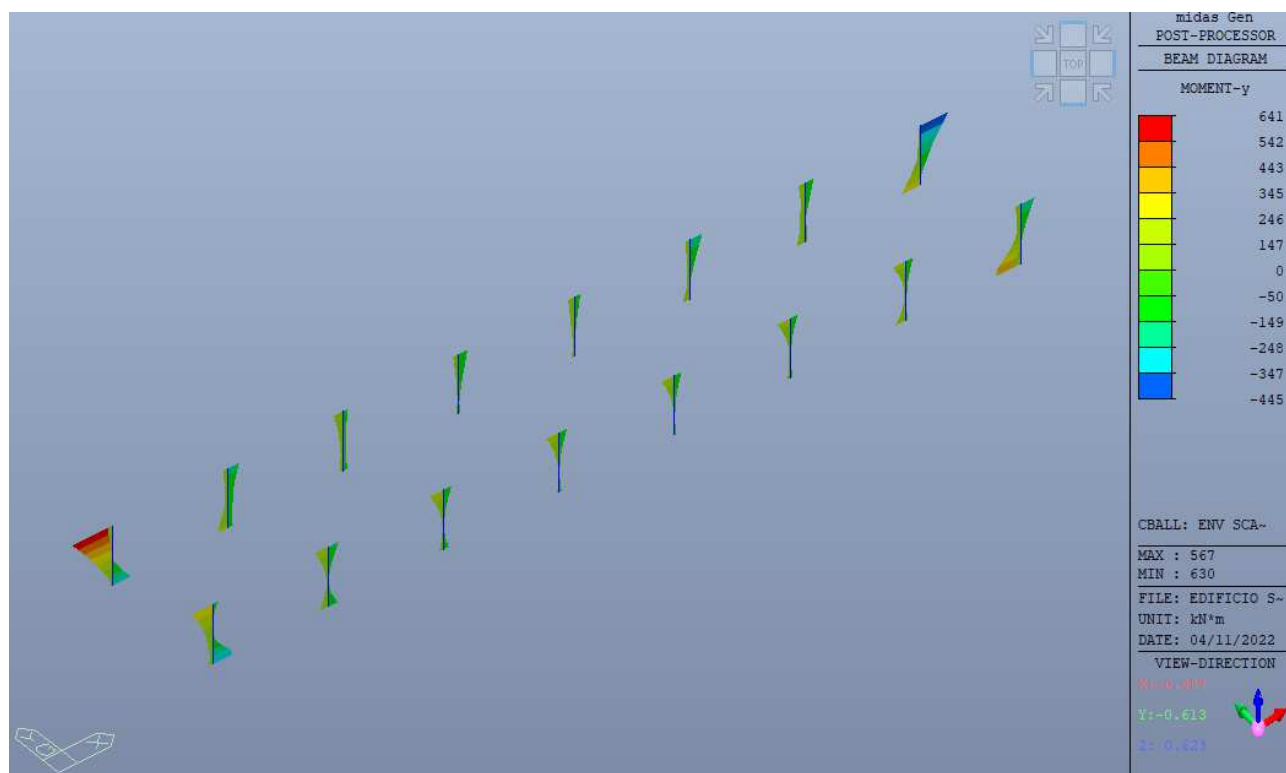


Figura 40 – Momenti MY nei pilastri

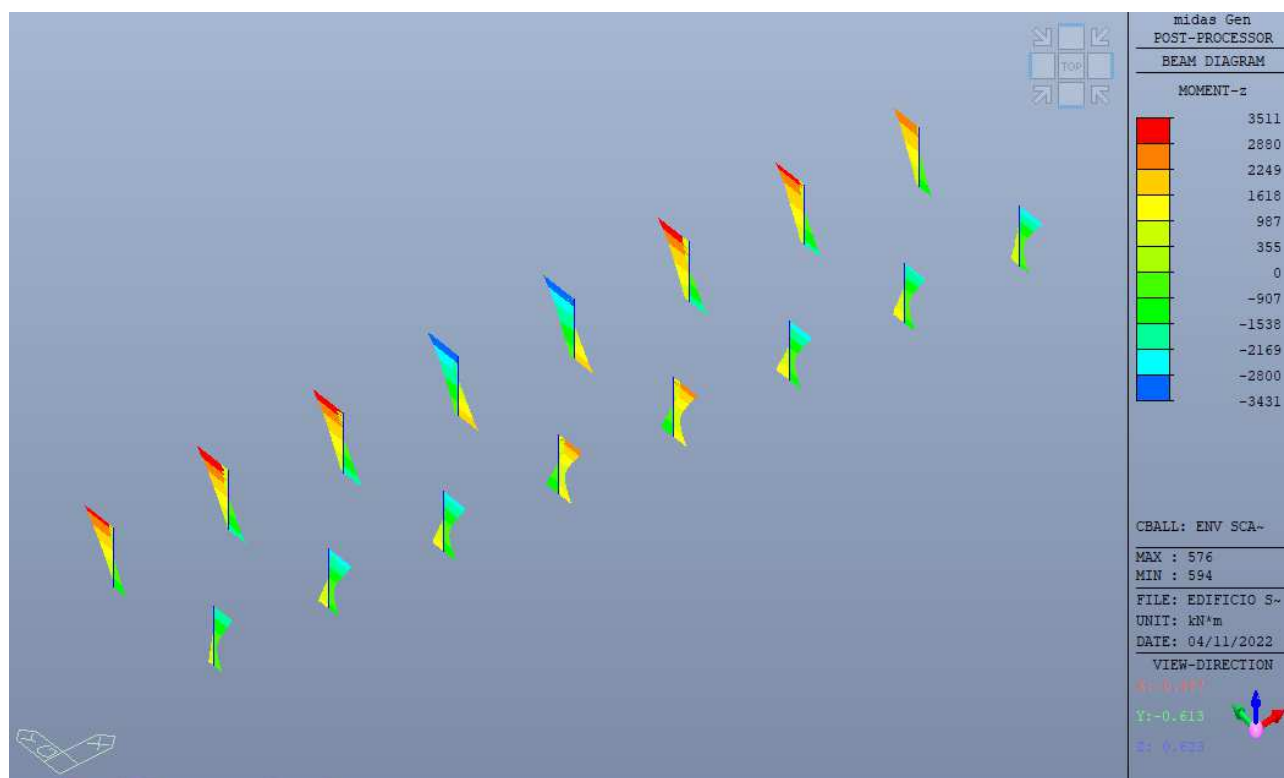


Figura 41 – Momenti MZ nei pilastri

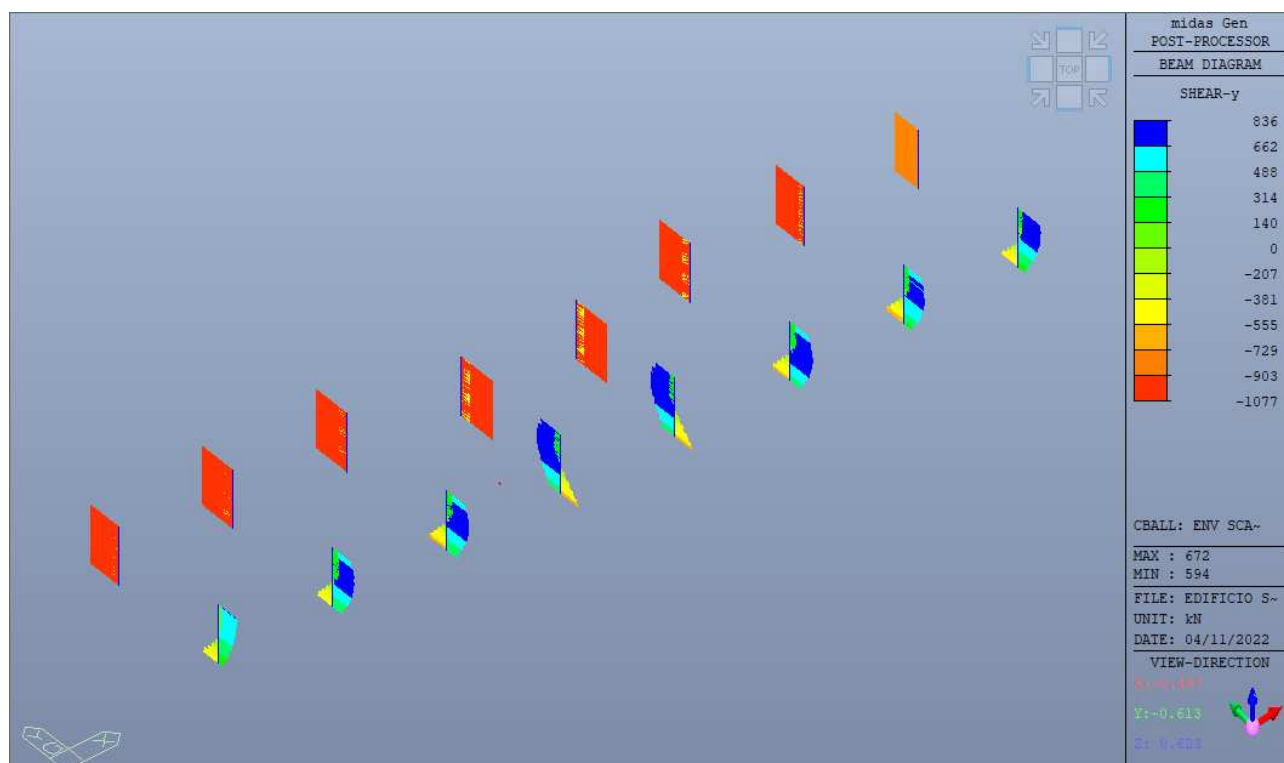


Figura 42 – Taglio FY nei pilastri

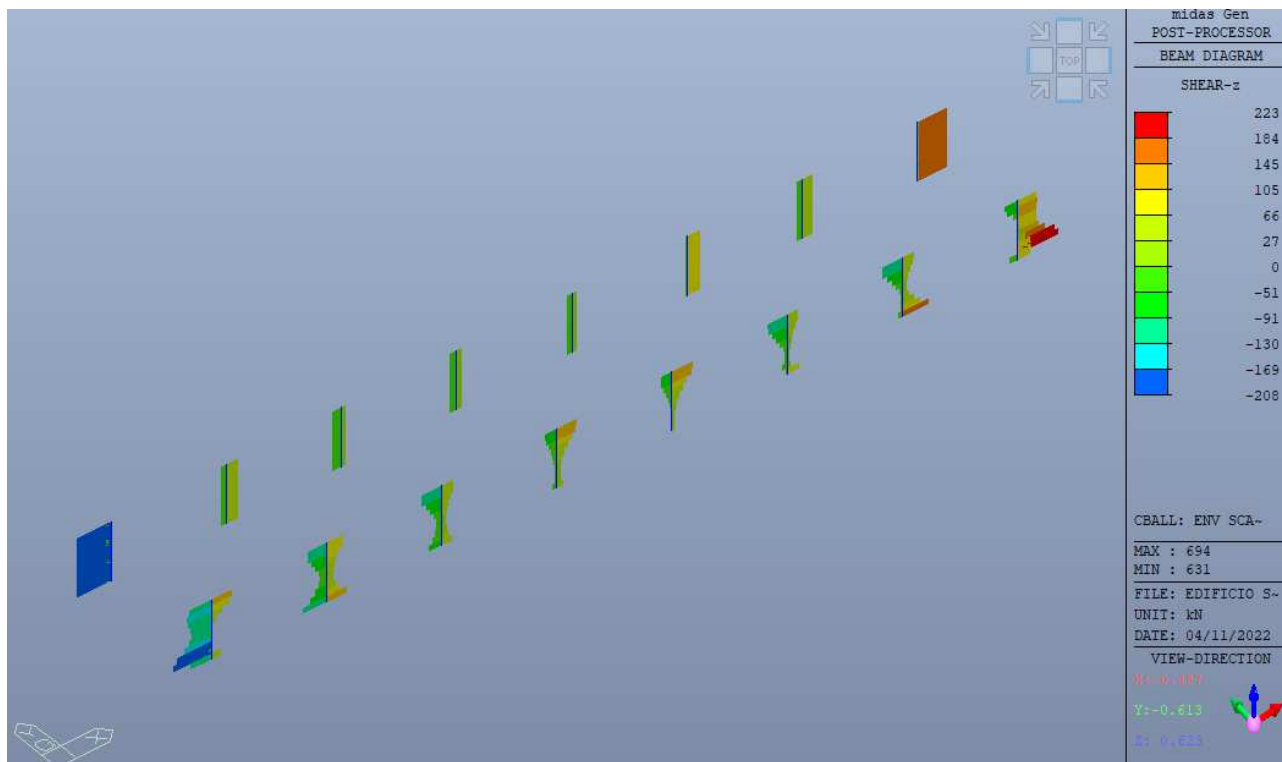


Figura 43 – Taglio FZ nei pilastri

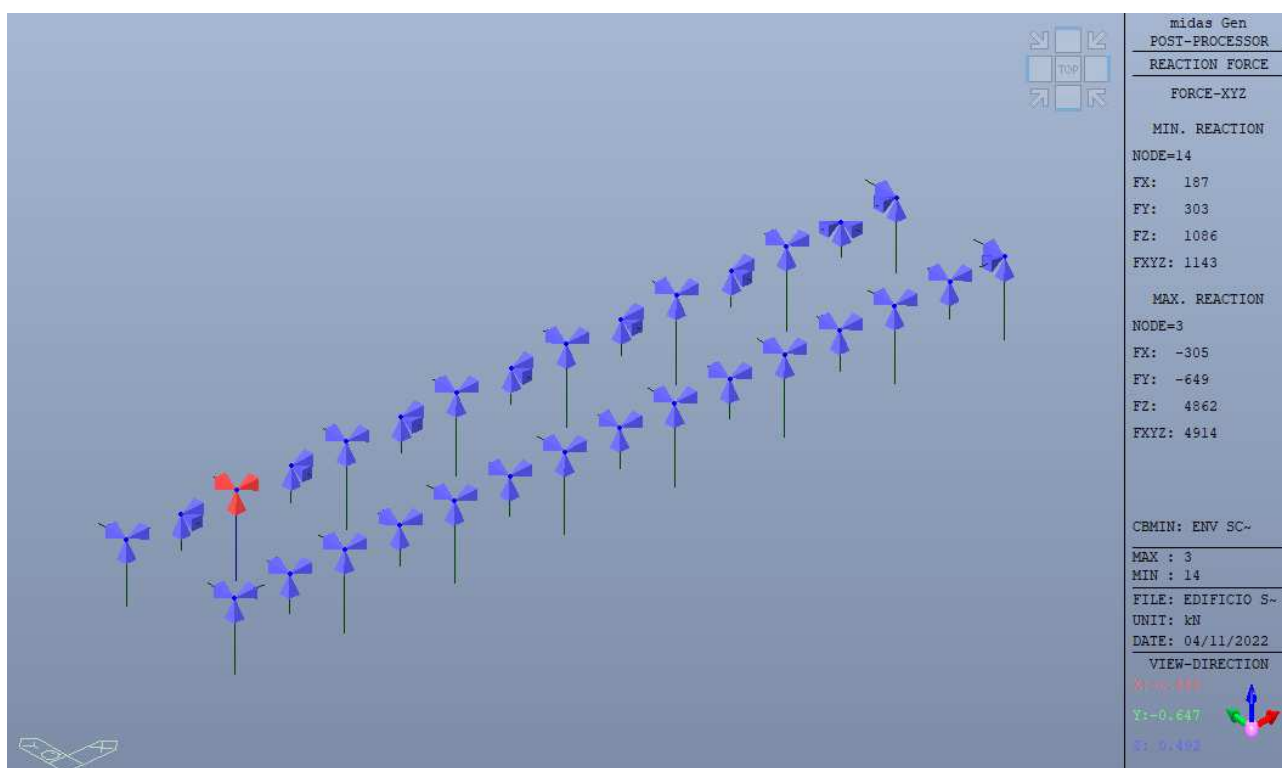


Figura 44 – Reazioni alla traslazione ai vincoli (min)

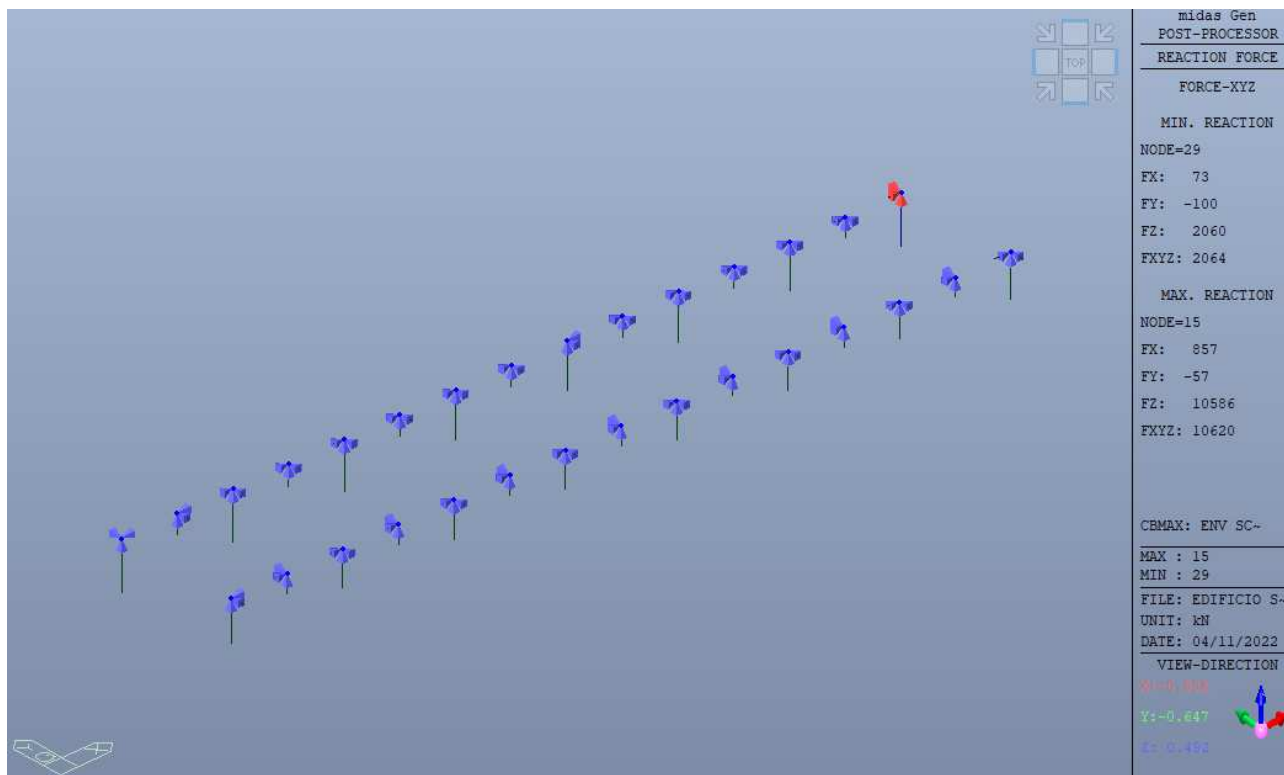


Figura 45 – Reazioni alla traslazione ai vincoli (max)

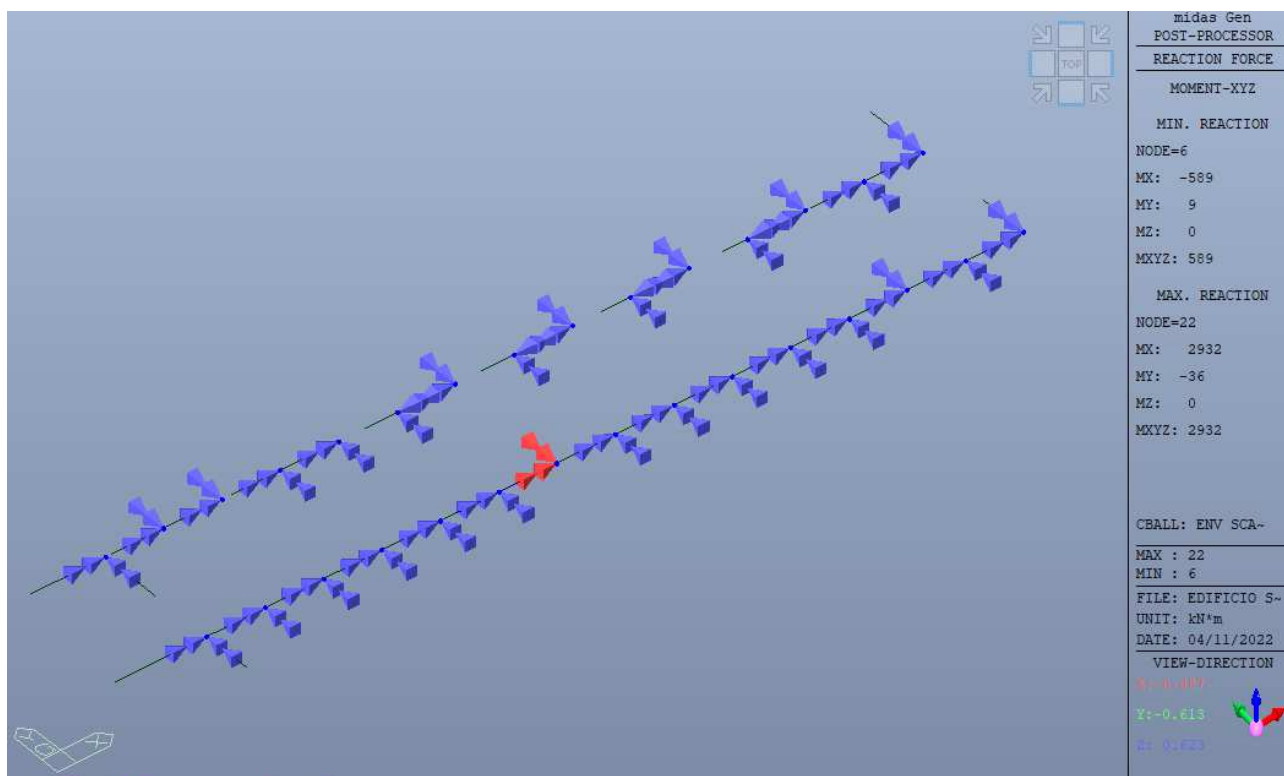


Figura 46 – Reazioni alla rotazione ai vincoli (involuppo)

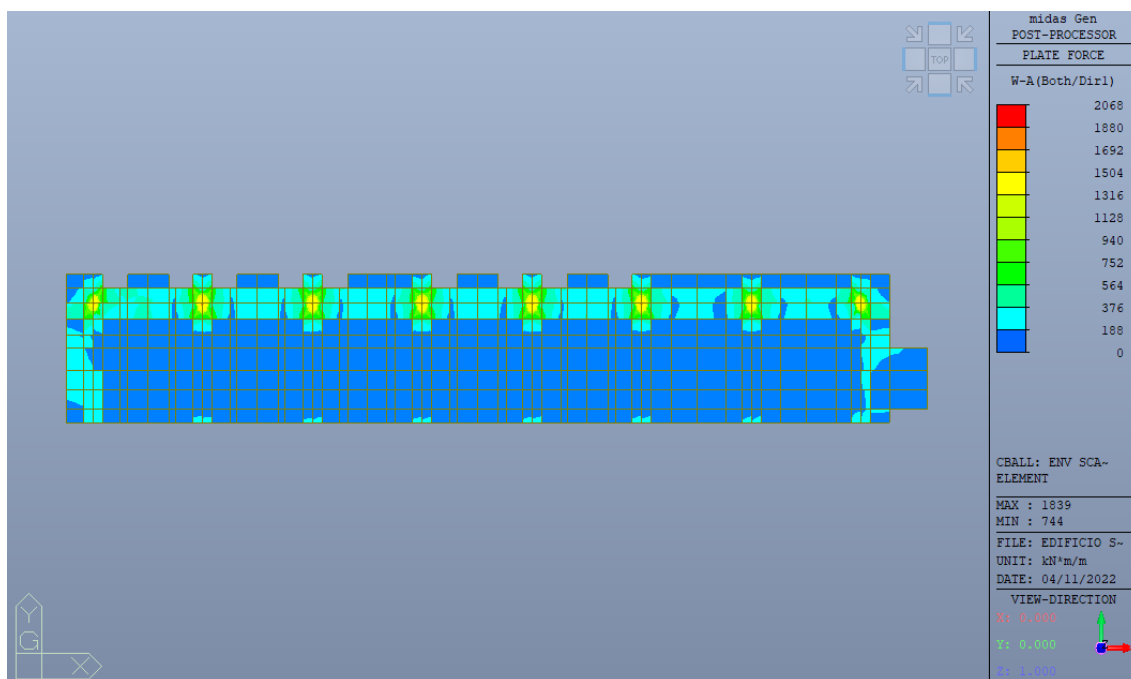


Figura 47 – Azione flettente in copertura – Wood Armer – direzione asse X sup. e inf [KNm]

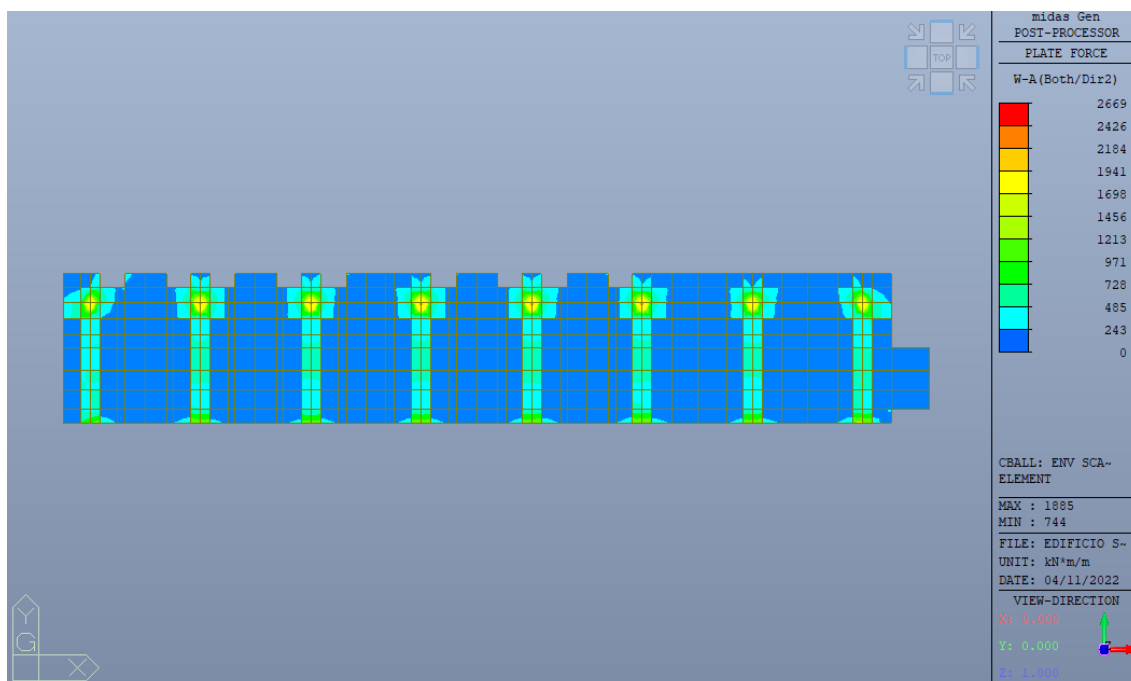
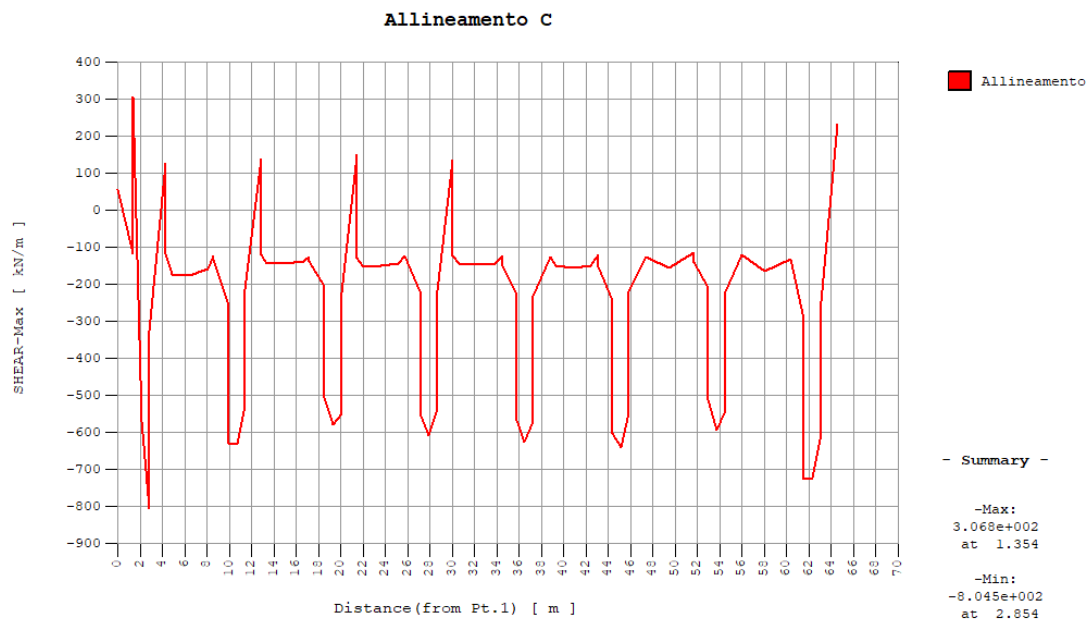
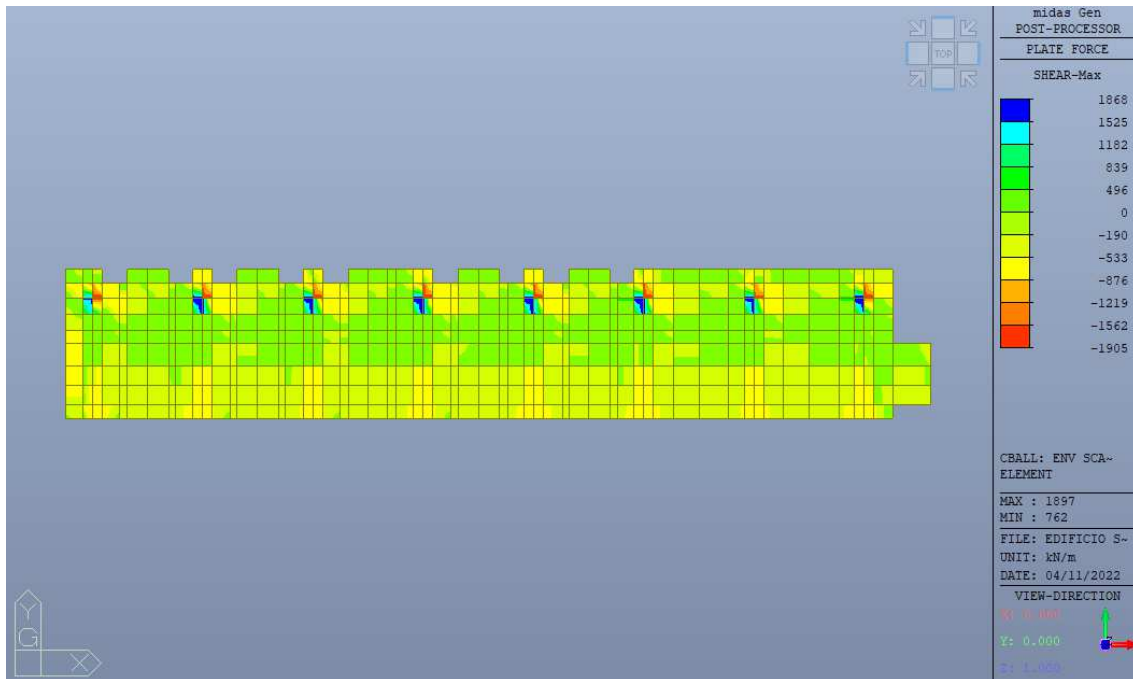


Figura 48 – Azione flettente in copertura – Wood Armer – direzione asse Y sup. e inf [KNm]



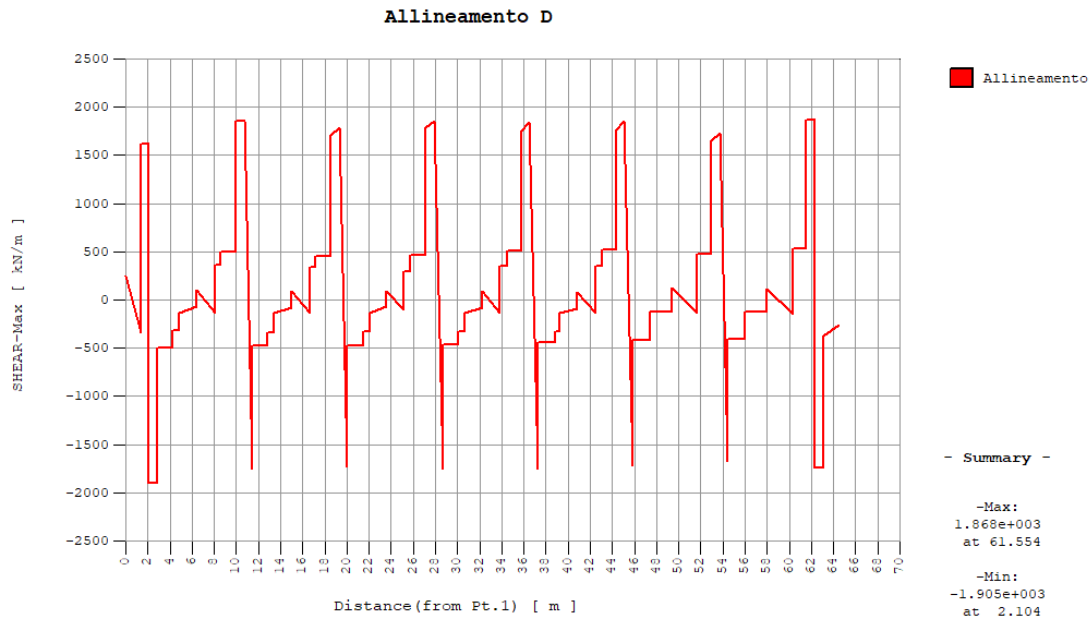


Figura 49 – Taglio massimo in copertura [KN/m]

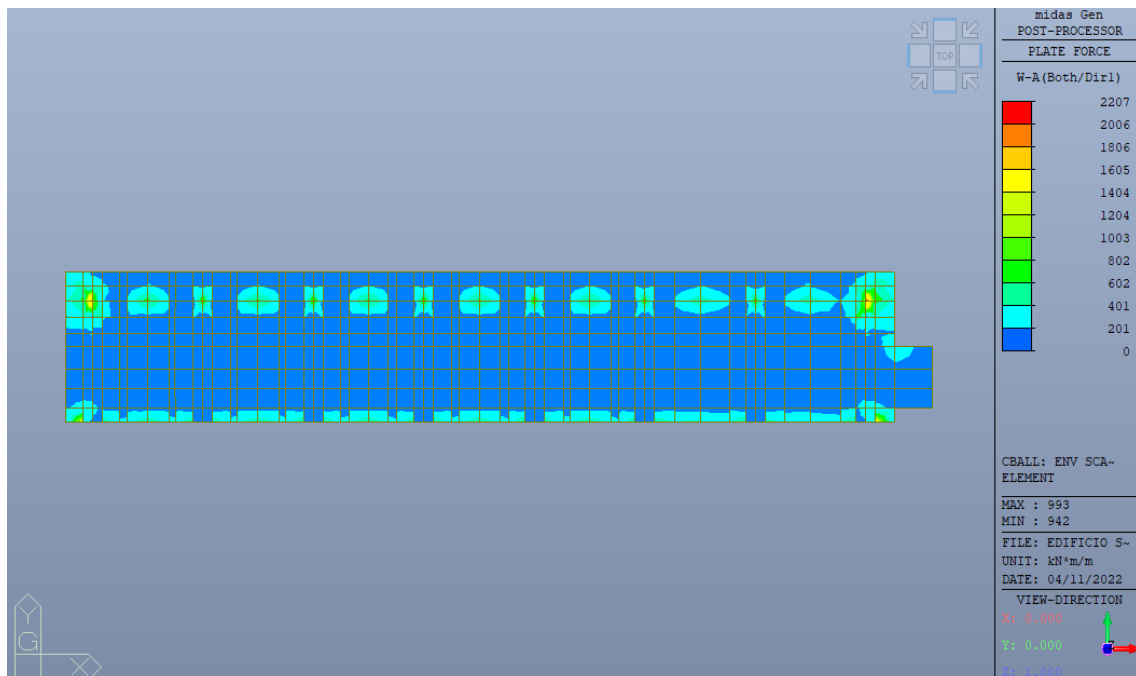


Figura 50 – Azione flettente in fondazione – Wood Armer – direzione asse X sup. e inf [KNm]

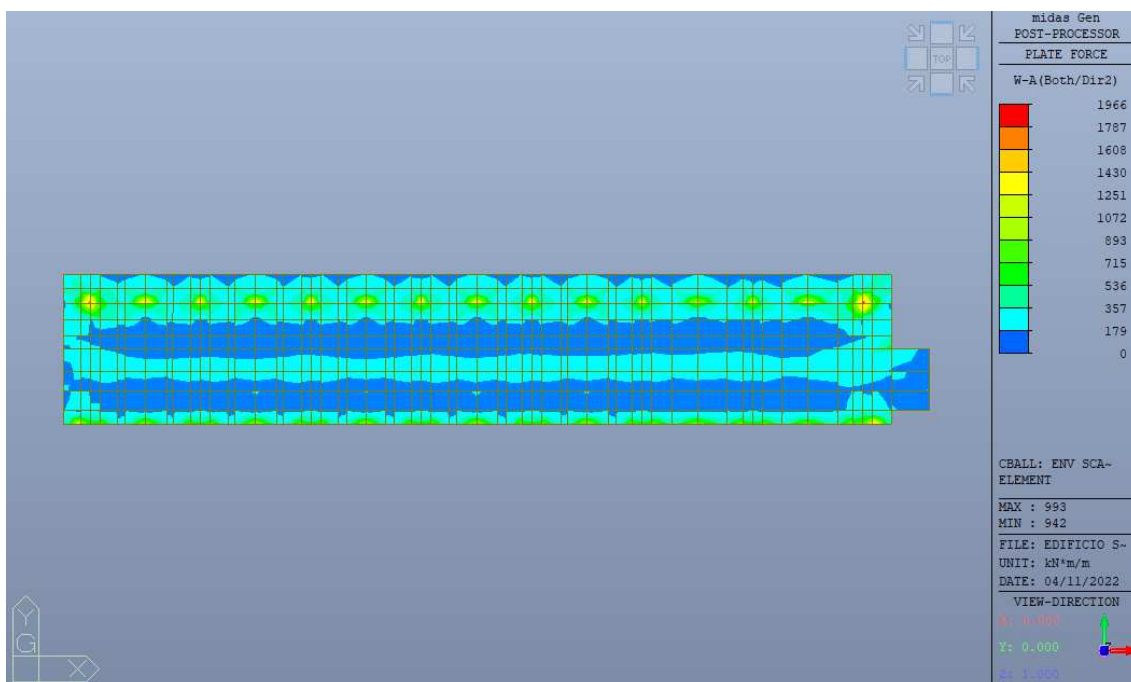
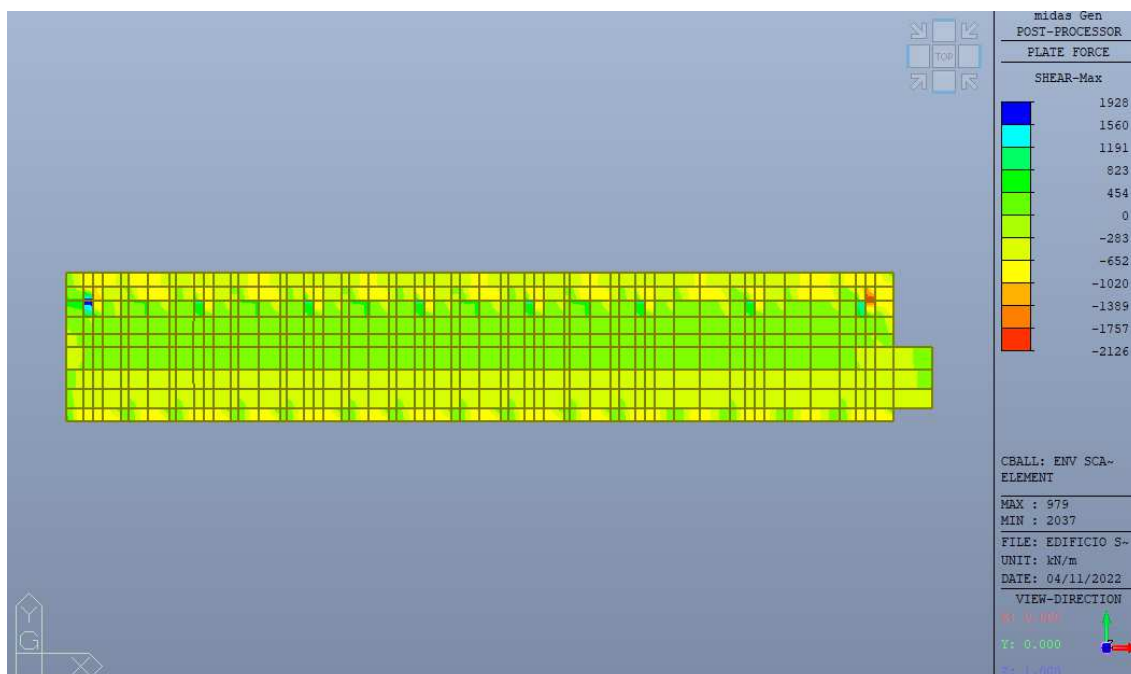


Figura 51 – Azione flettente in fondazione – Wood Armer – direzione asse Y sup. e inf [KNm]



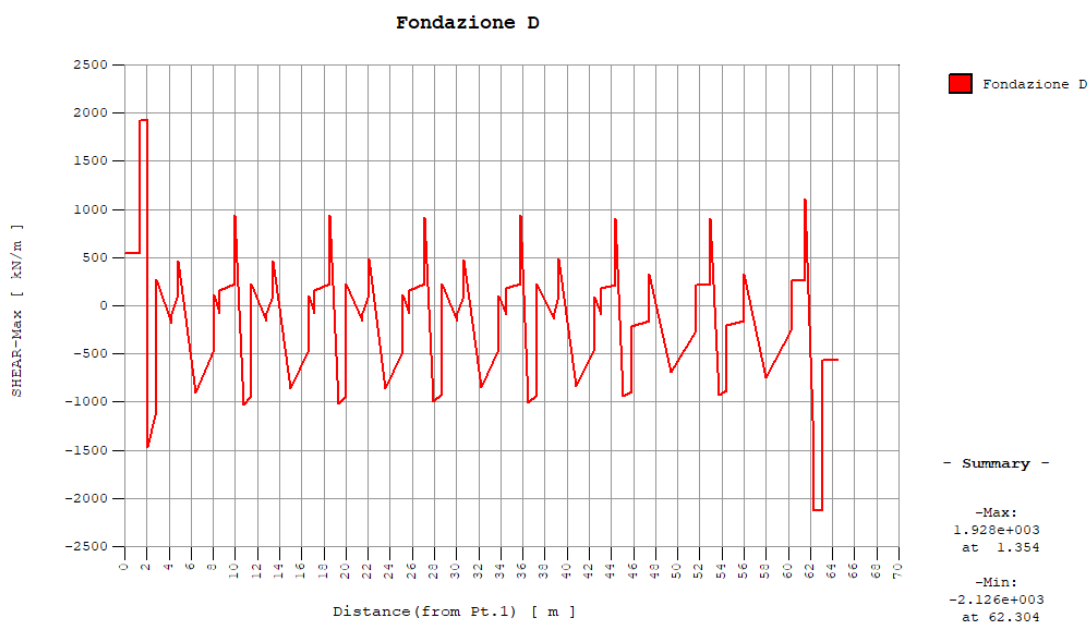
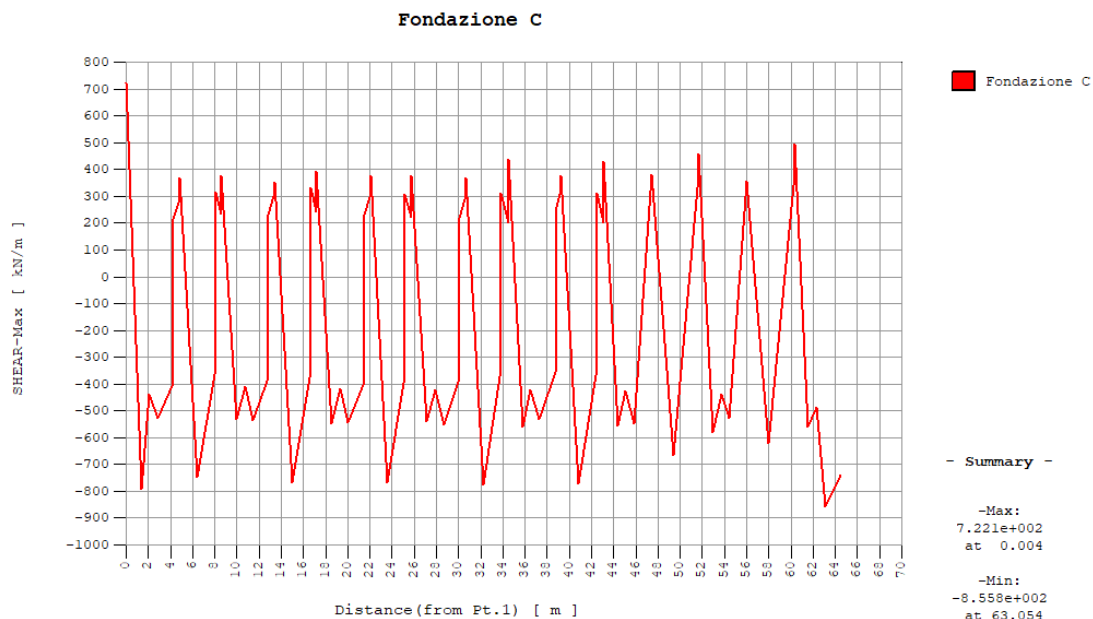


Figura 52 – Taglio massimo in fondazione [kN/m]

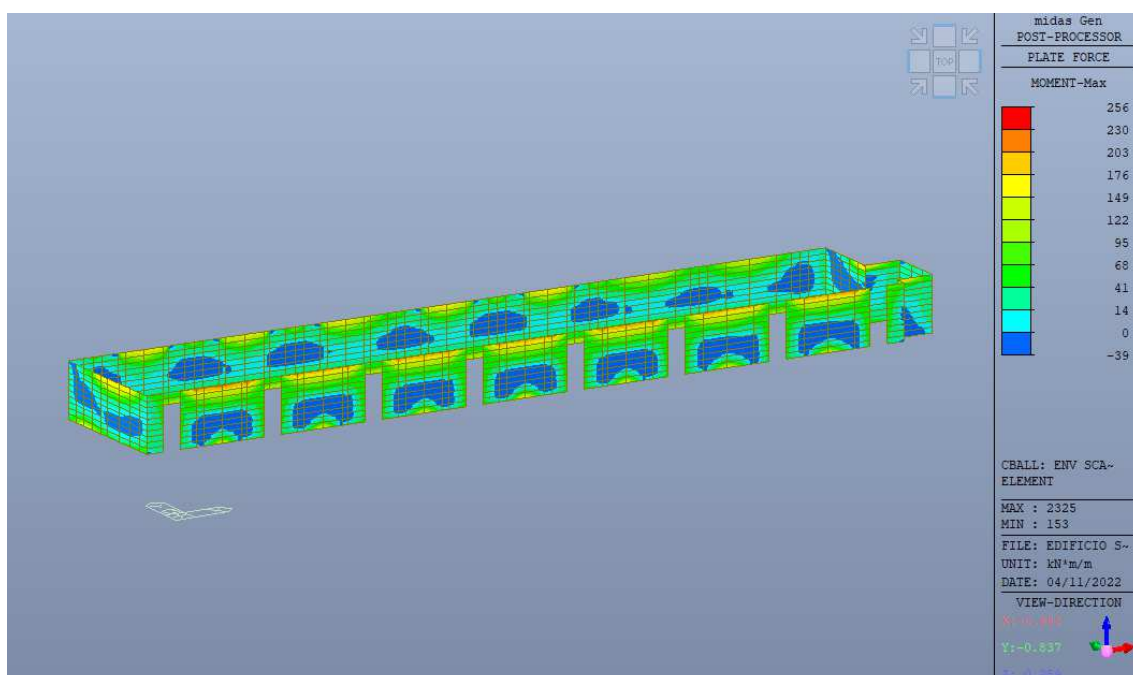


Figura 53 – Momento massimo nei muri [kNm]

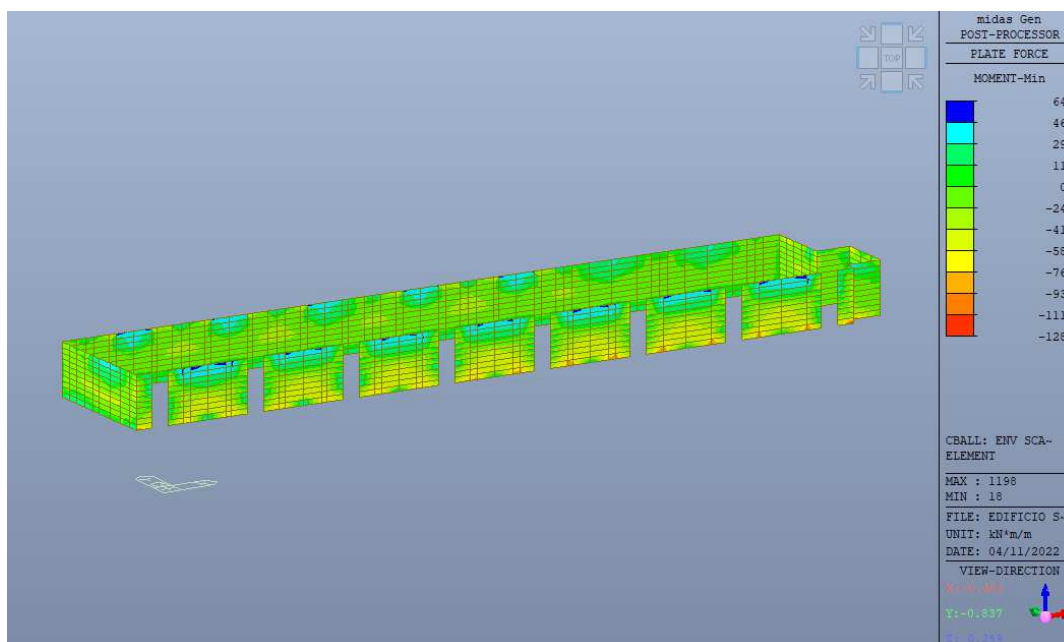


Figura 54 – Momento minimo nei muri [kNm]

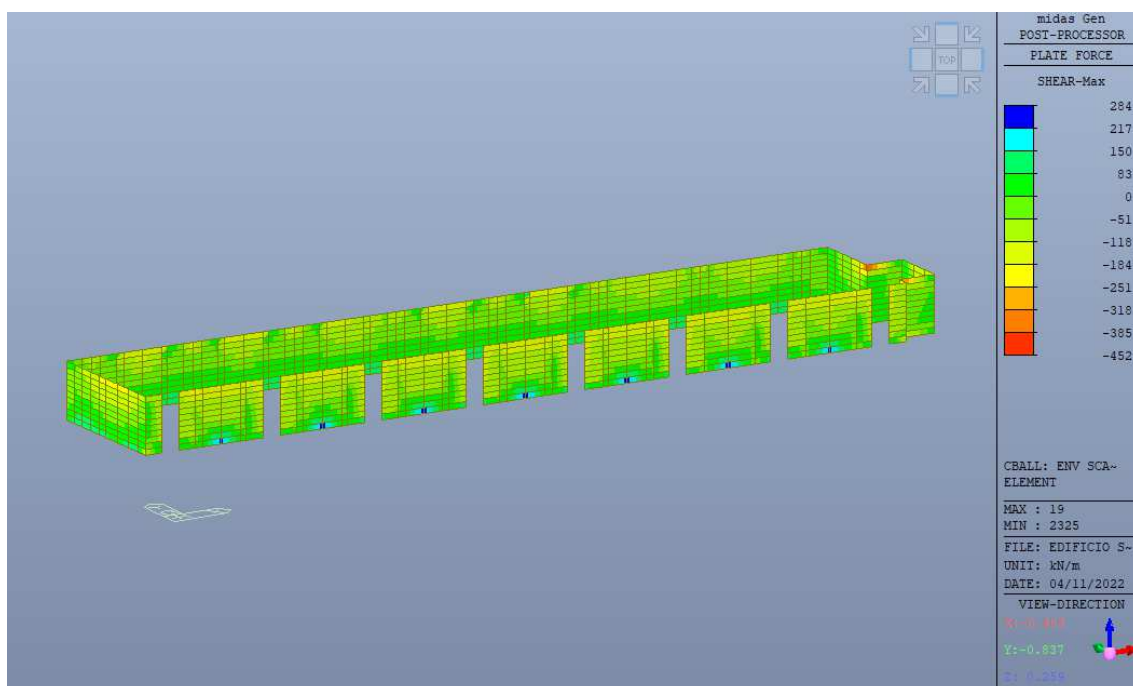


Figura 55 – Taglio massimo nei muri [KNm]

10.7.2. Inviluppo SLV

Seguono gli involuppi delle sollecitazioni in combinazione SLV:

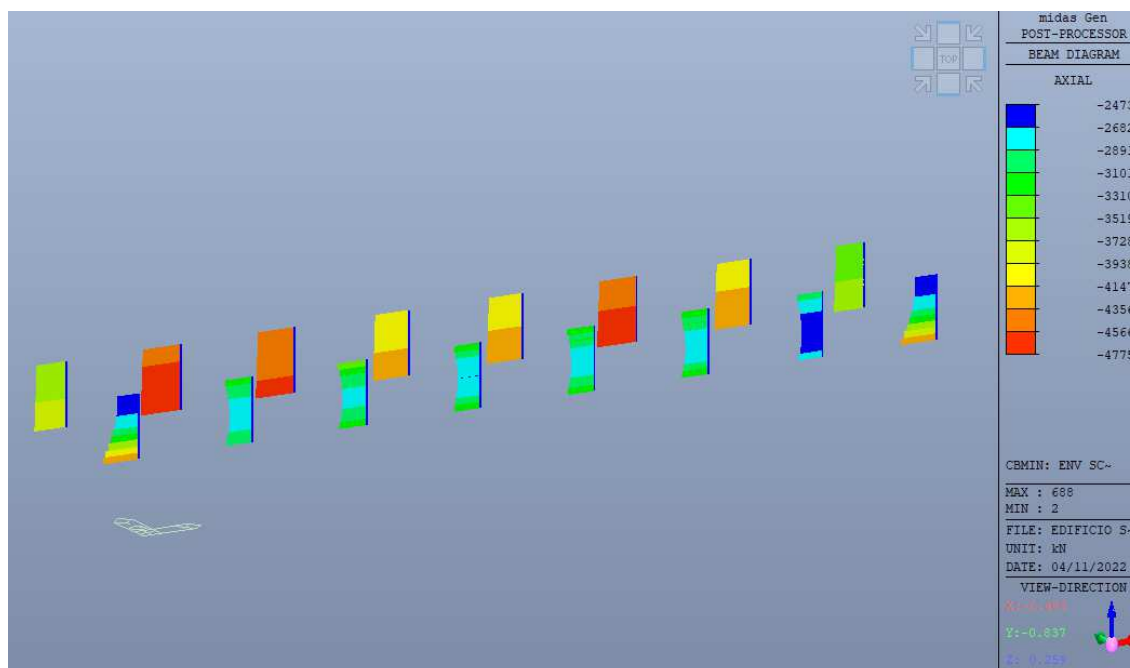


Figura 56 – Azioni assiali nei pilastri FX min

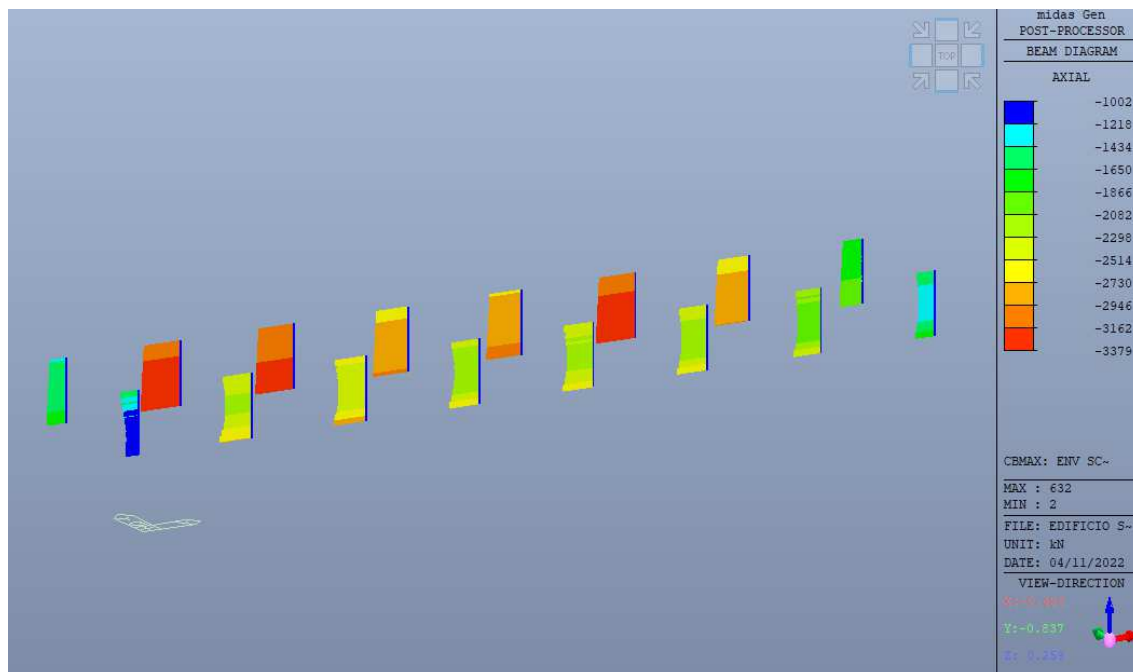


Figura 57 – Azioni assiali nei pilastri FX max

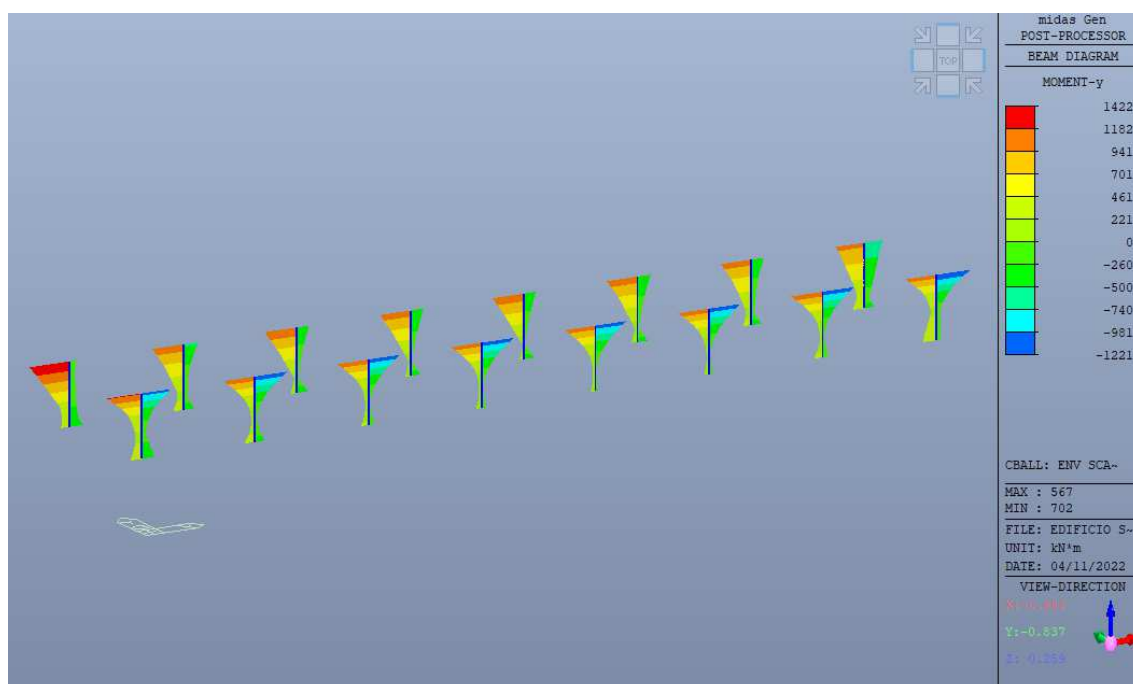


Figura 58 – Momenti MY nei pilastri

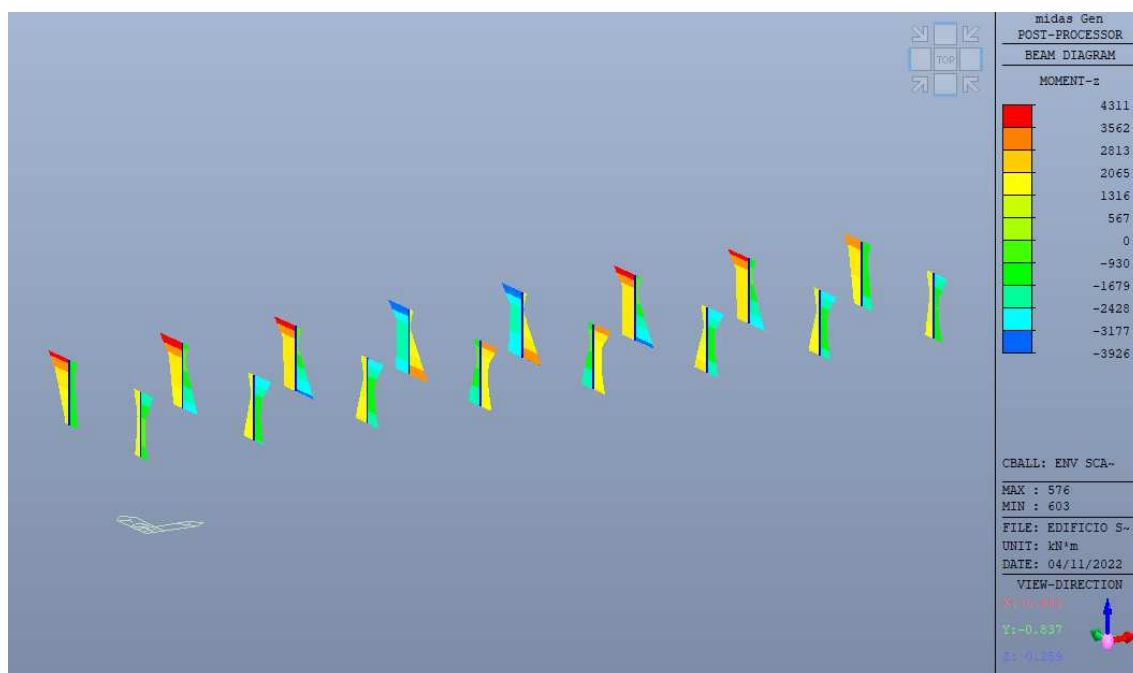


Figura 59 – Momenti MZ nei pilastri

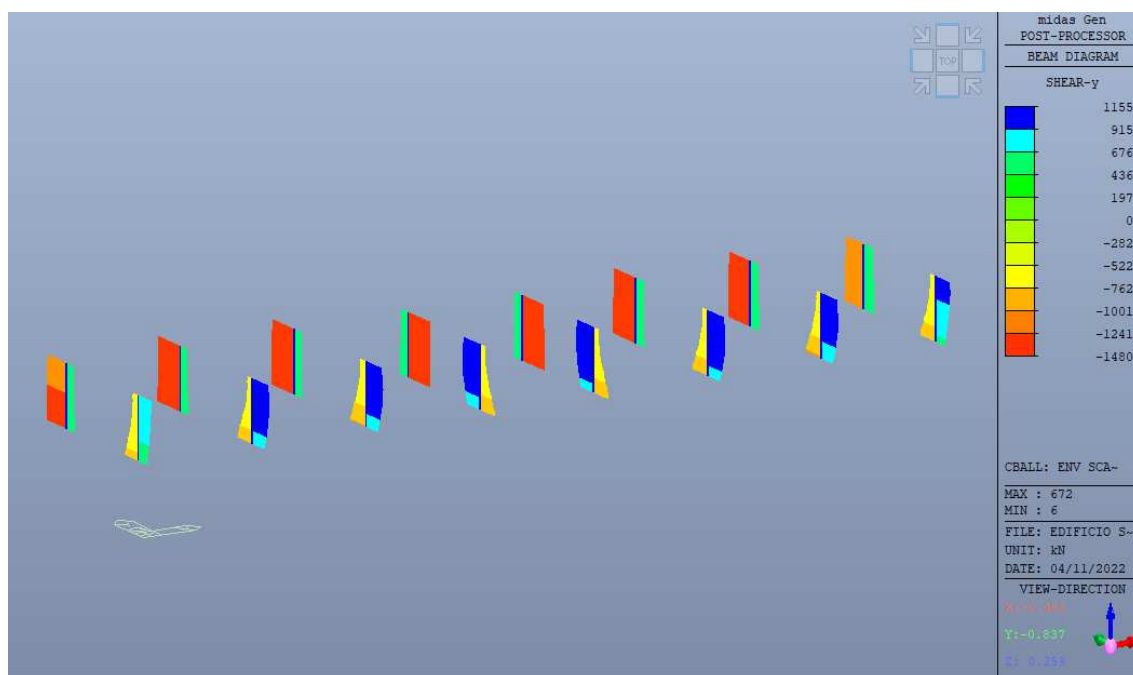


Figura 60 – Taglio FY nei pilastri

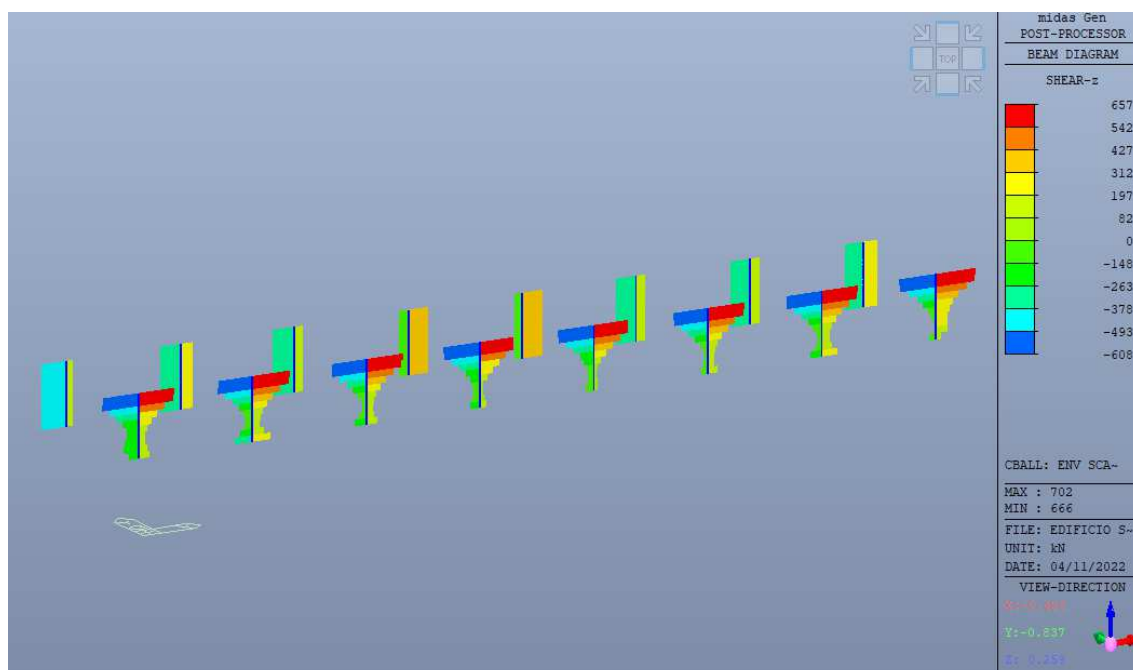


Figura 61 – Taglio FZ nei pilastri

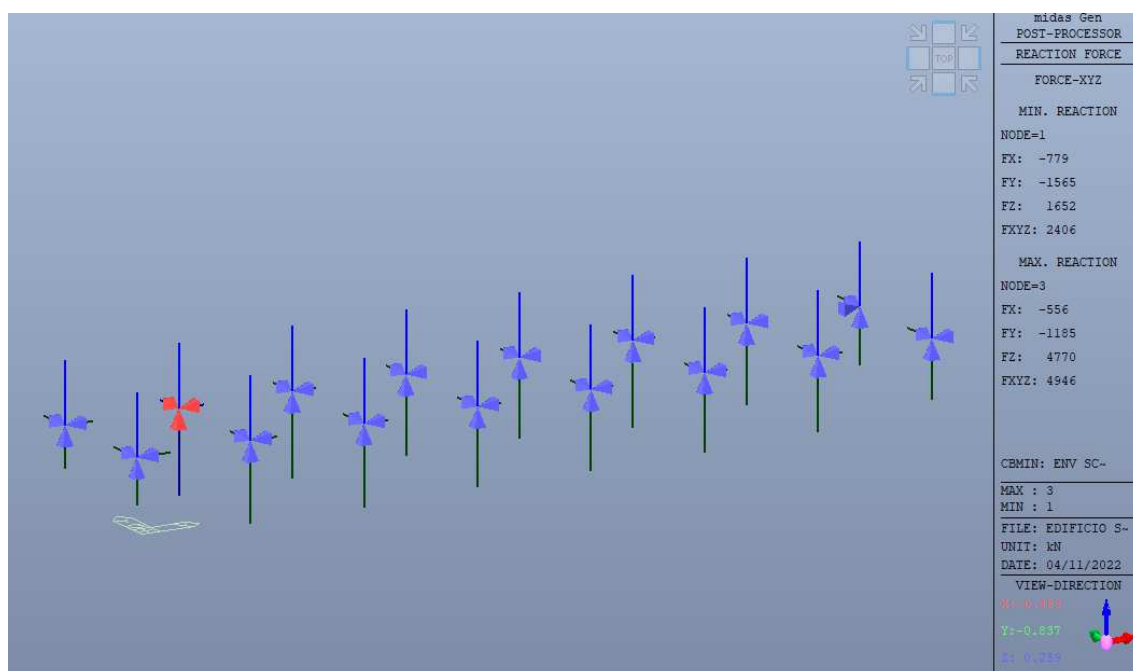


Figura 62 – Reazioni alla traslazione ai vincoli (min)

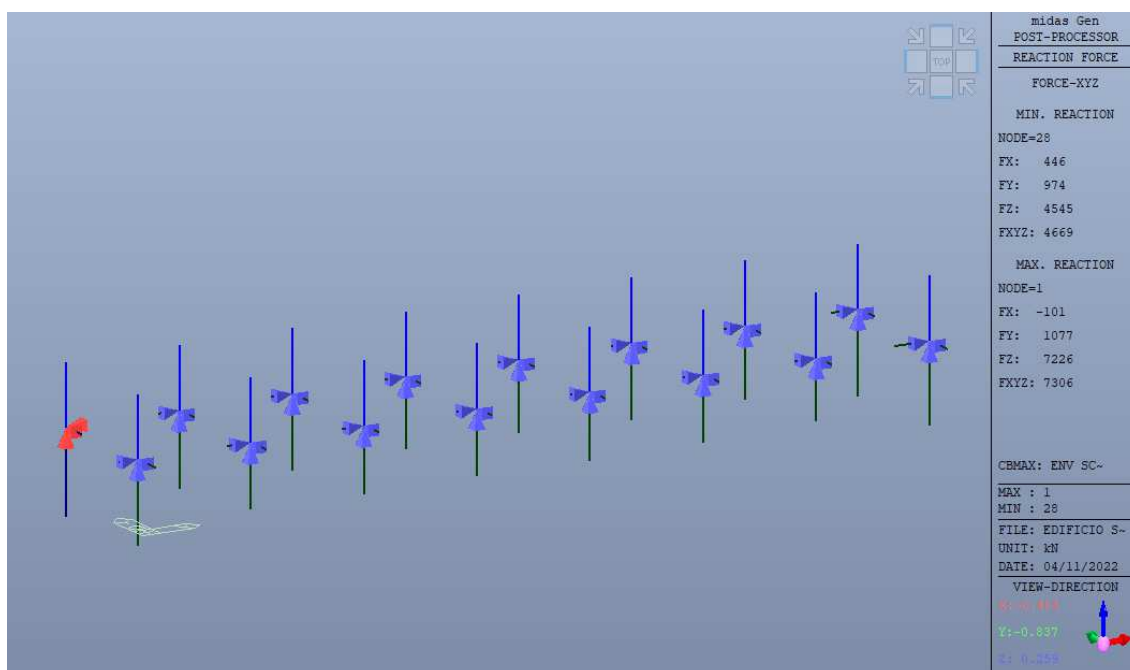


Figura 63 – Reazioni alla traslazione ai vincoli (max)

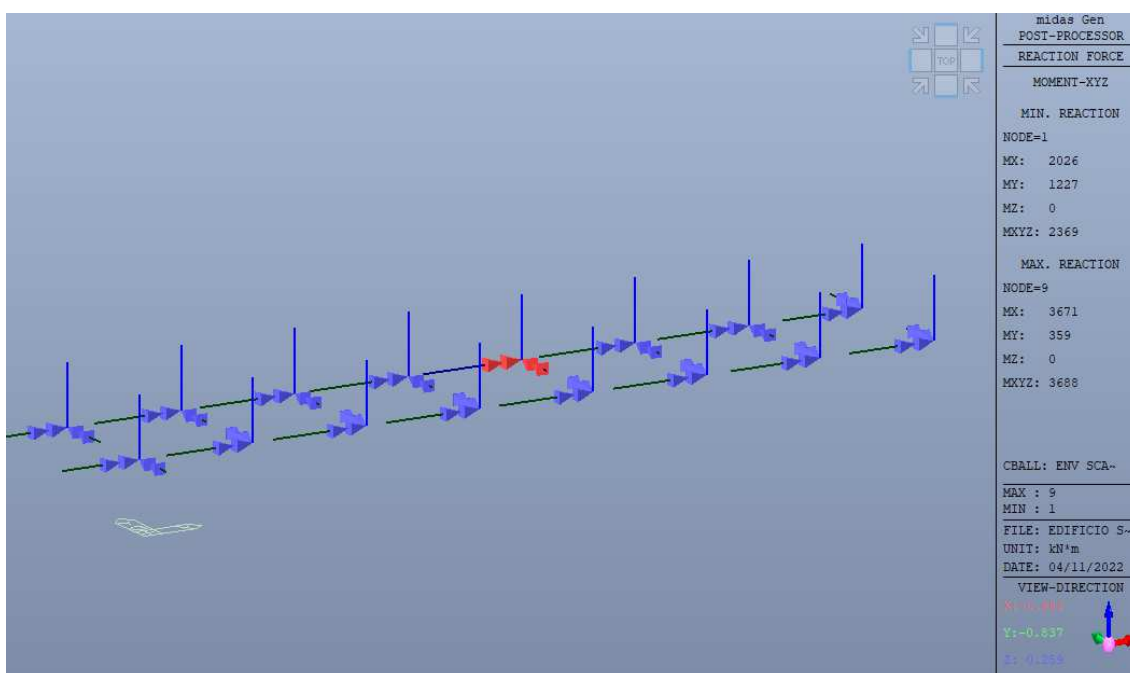


Figura 64 – Reazioni alla rotazione ai vincoli (involuppo)

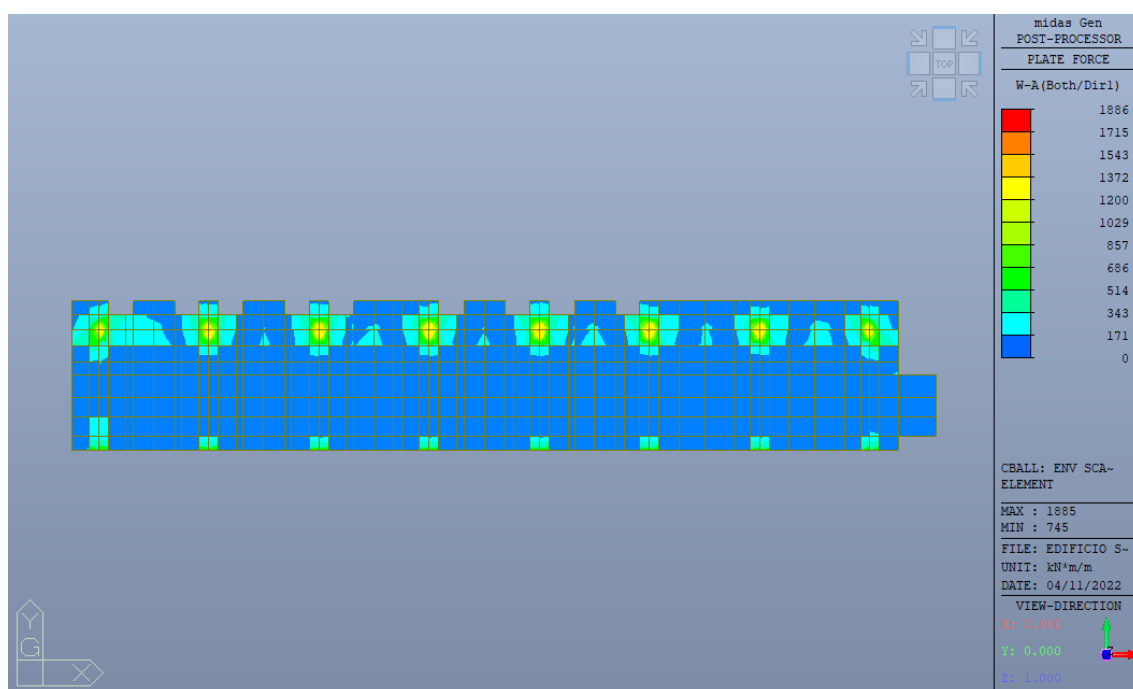


Figura 65 – Azione flettente in copertura – Wood Armer – direzione asse X sup. e inf [KNm]

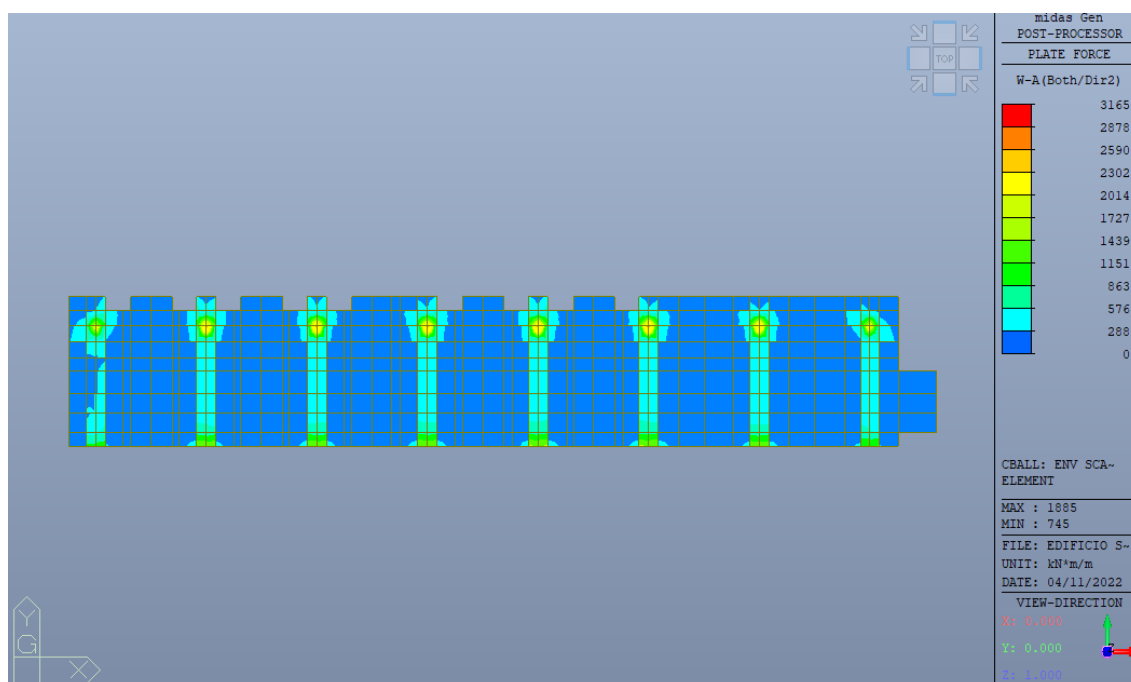
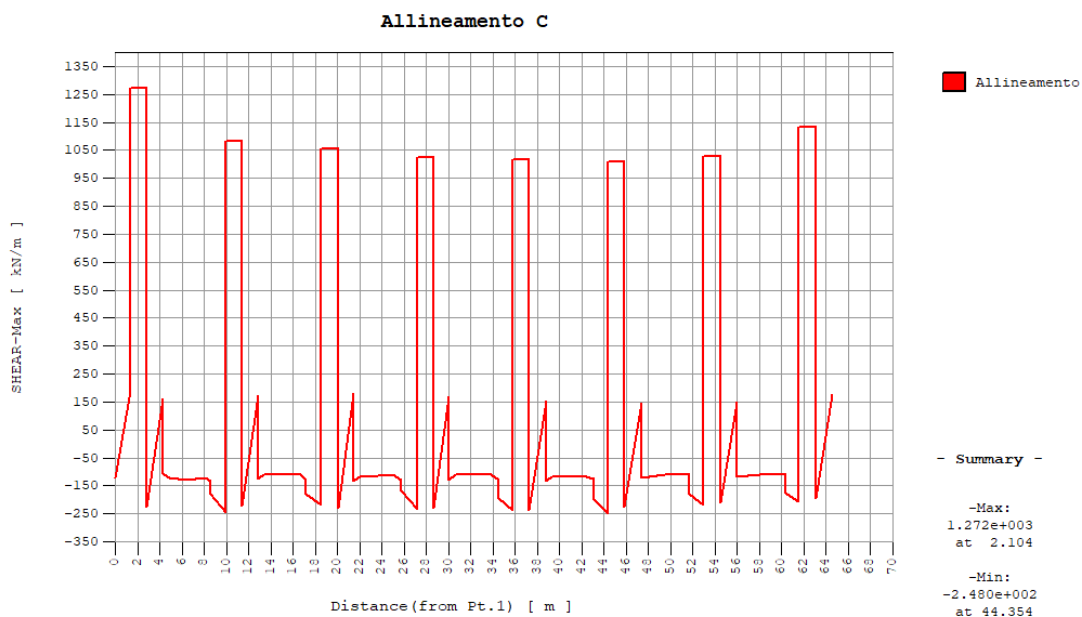
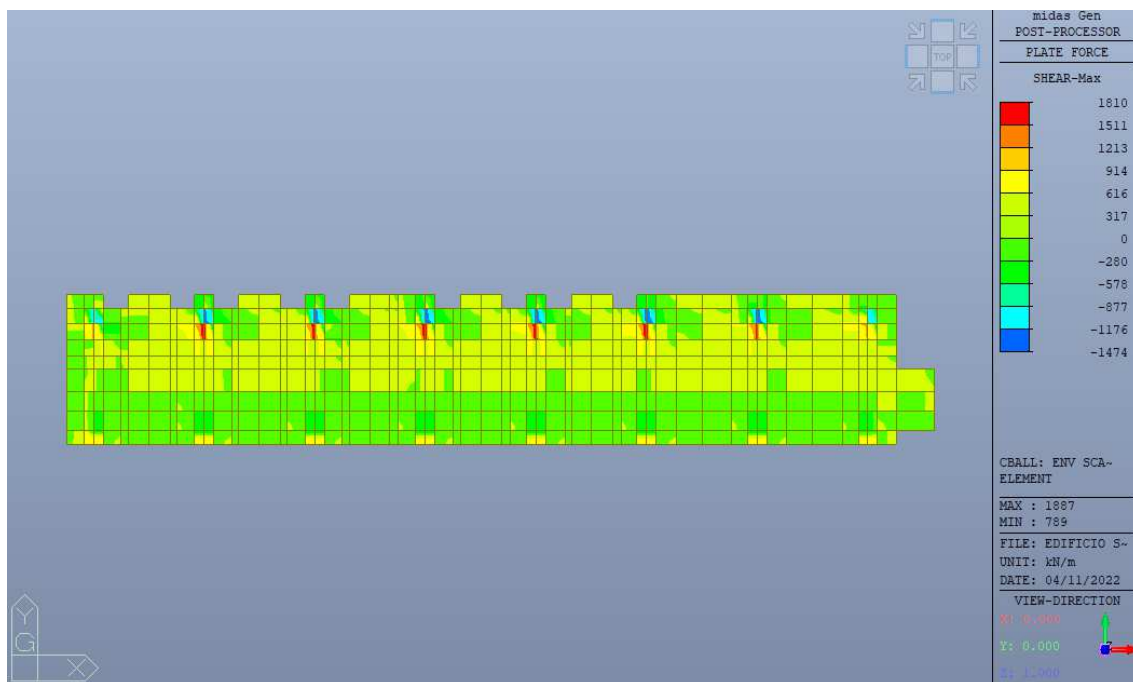


Figura 66 – Azione flettente in copertura – Wood Armer – direzione asse Y sup. e inf [KNm]



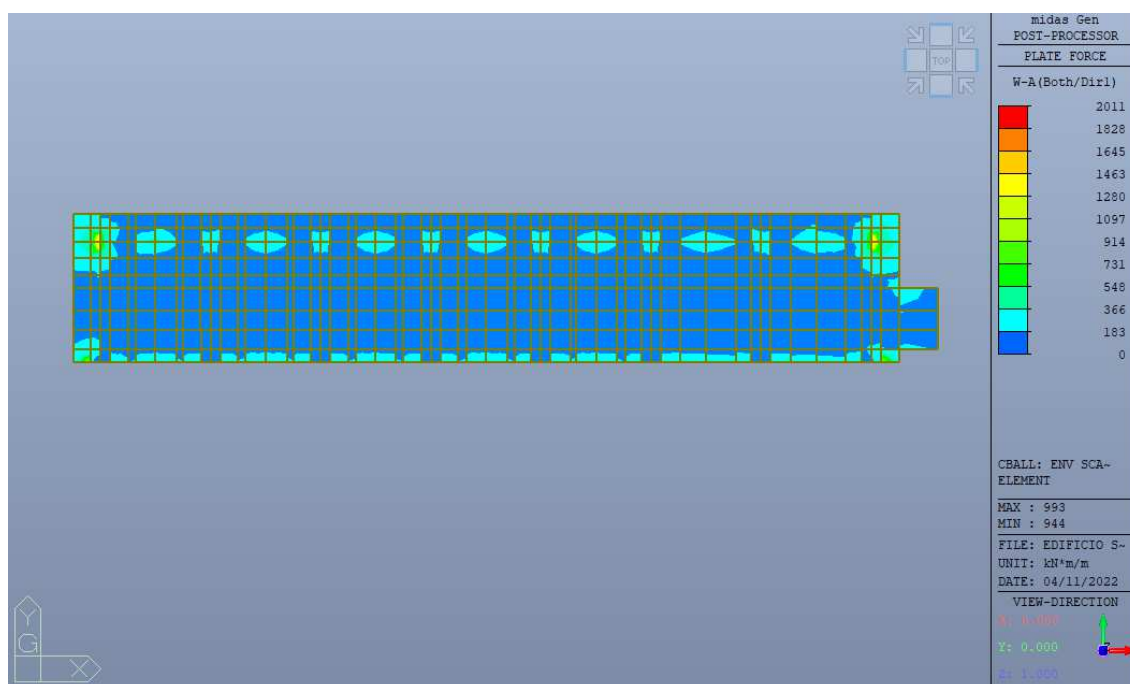
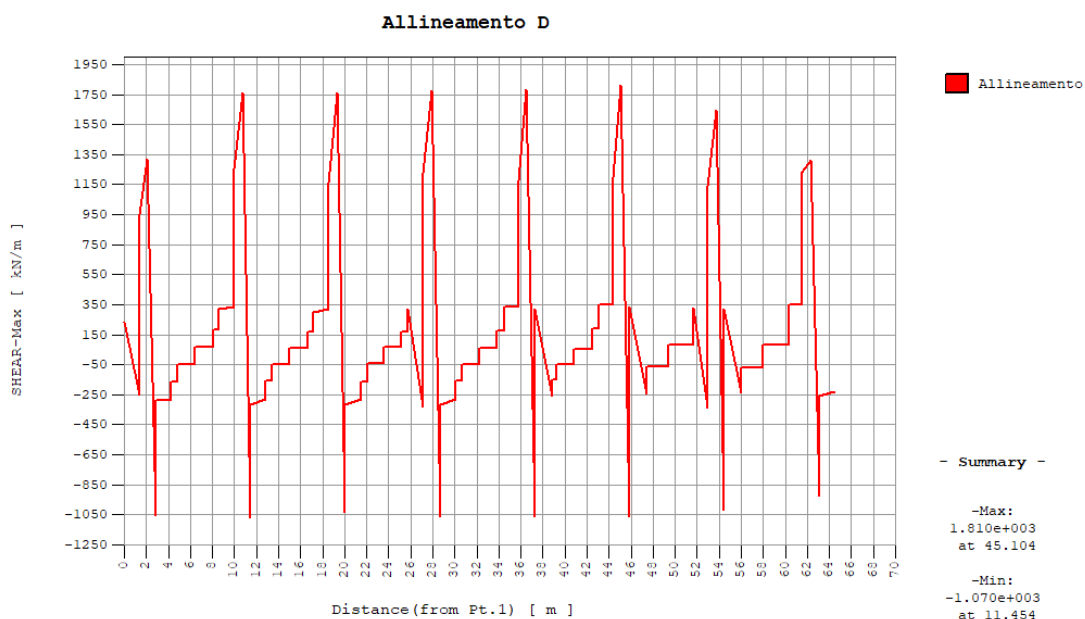


Figura 68 – Azione flettente in fondazione – Wood Armer – direzione asse X sup. e inf [KNm]

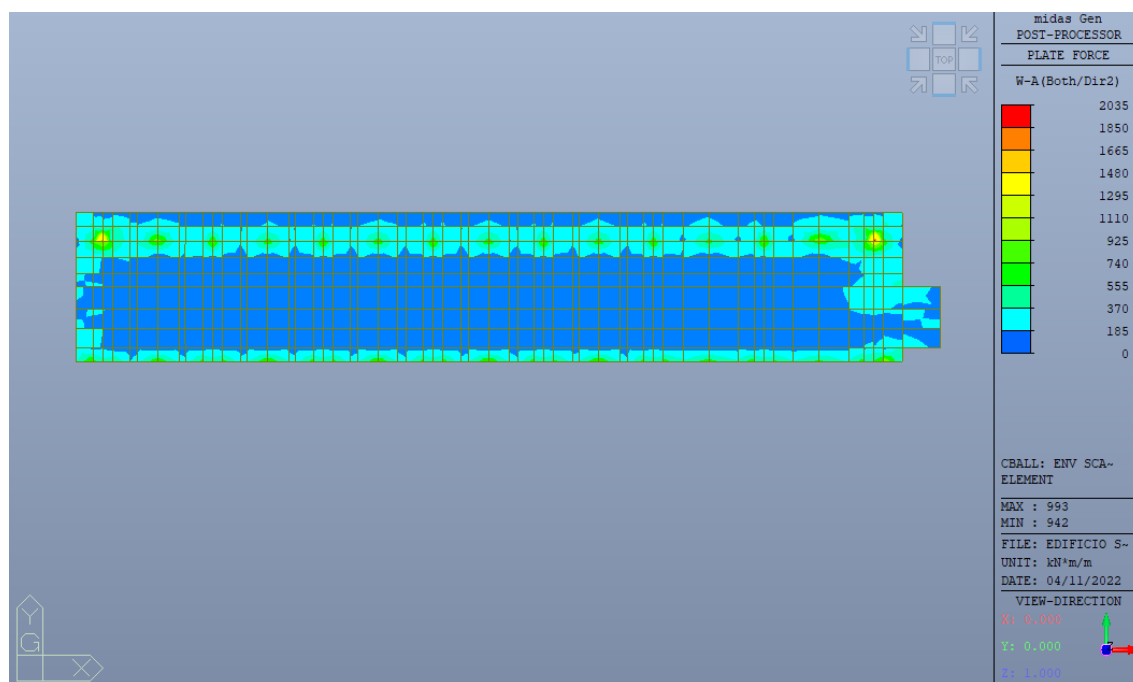
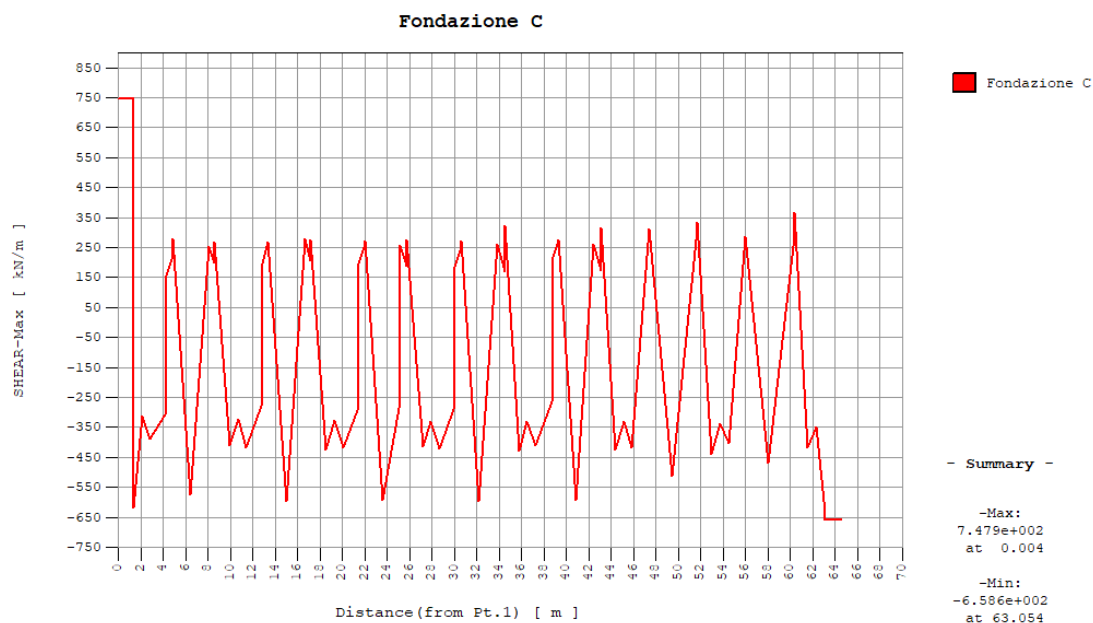


Figura 69 – Azione flettente in fondazione – Wood Armer – direzione asse Y sup. e inf [KNm]



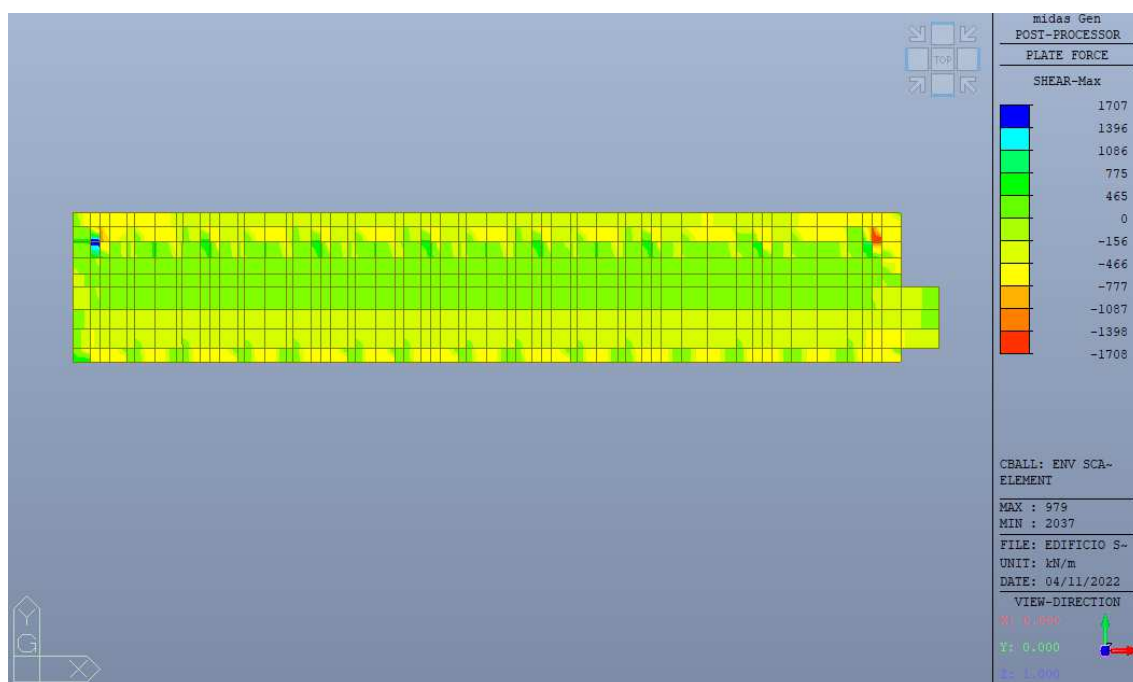
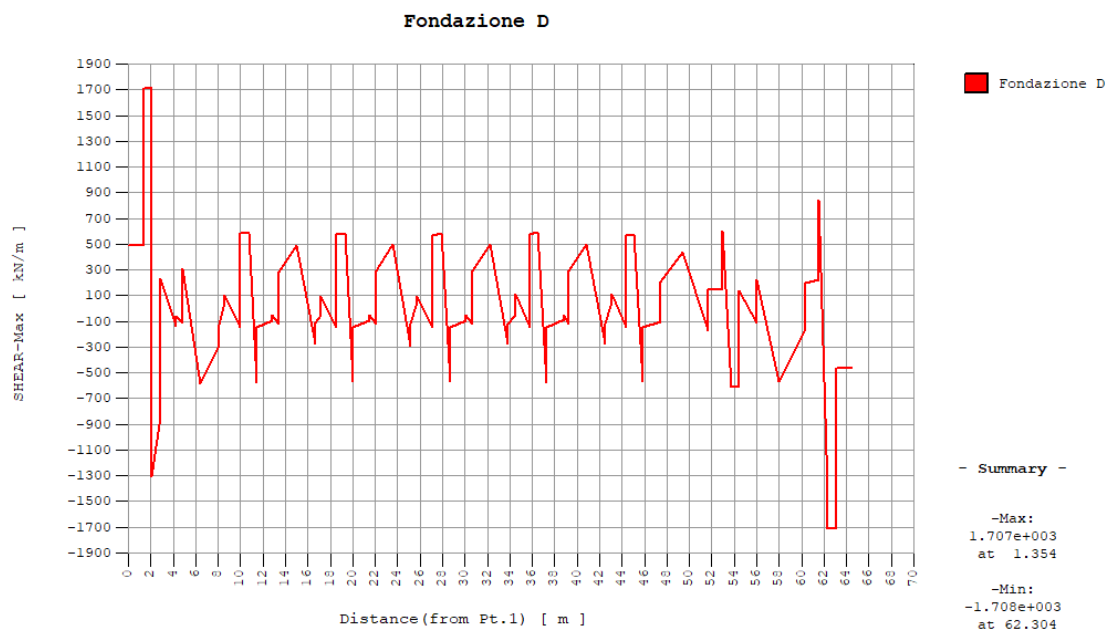


Figura 70 – Taglio massimo in fondazione [kN/m]

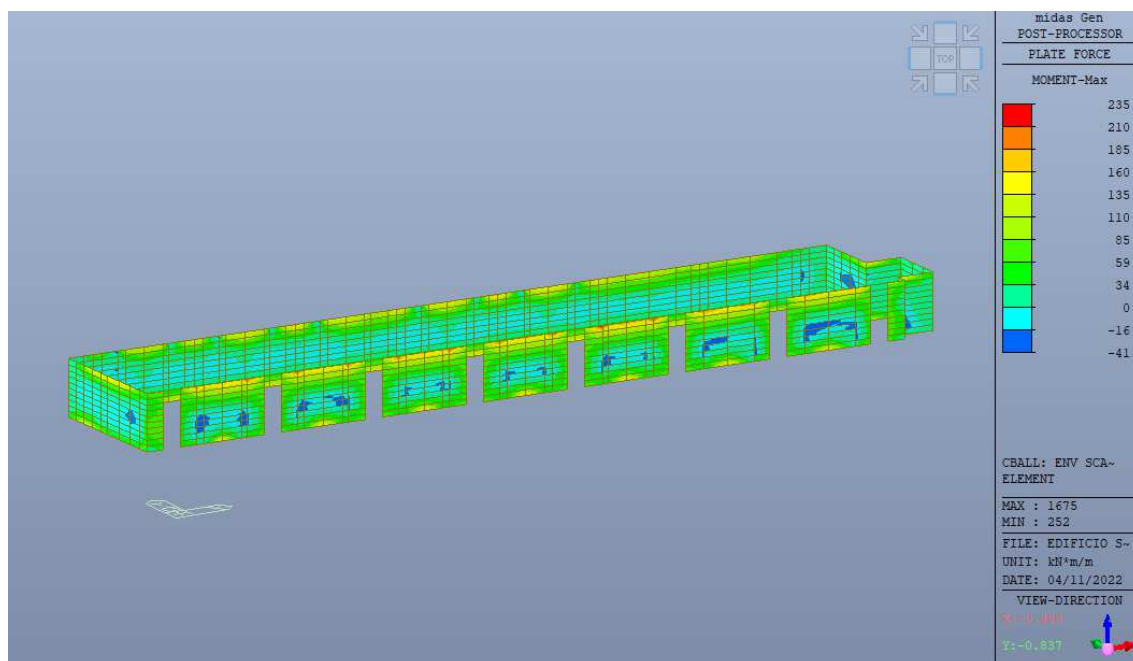


Figura 71 – Momento massimo nei muri [kNm]

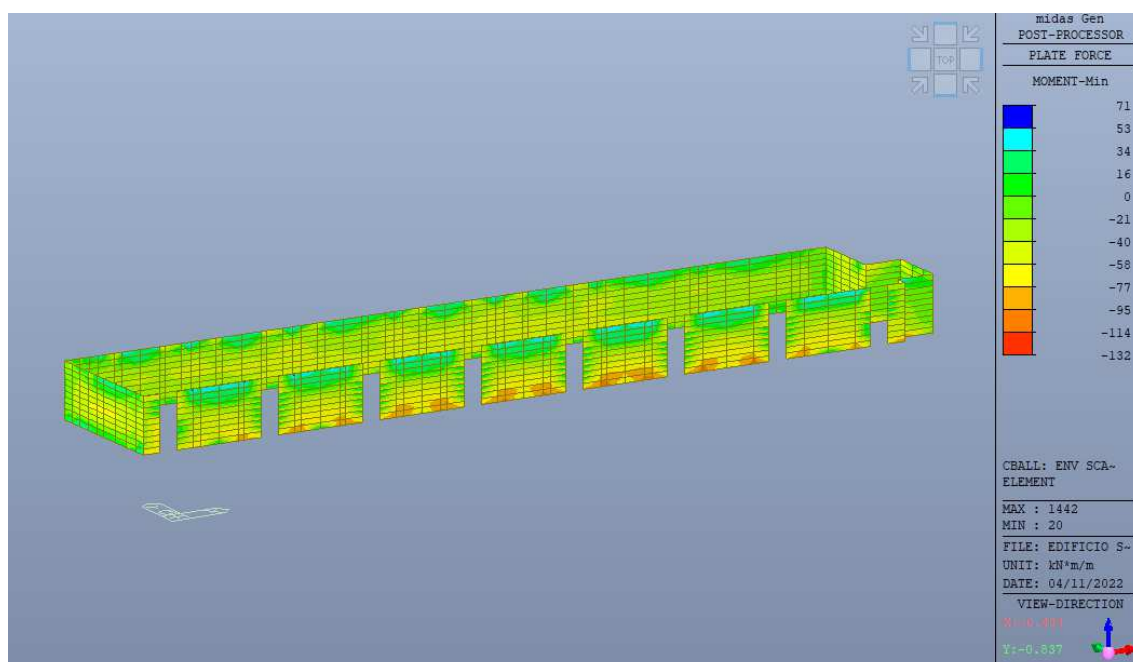


Figura 72 – Momento minimo nei muri [kNm]

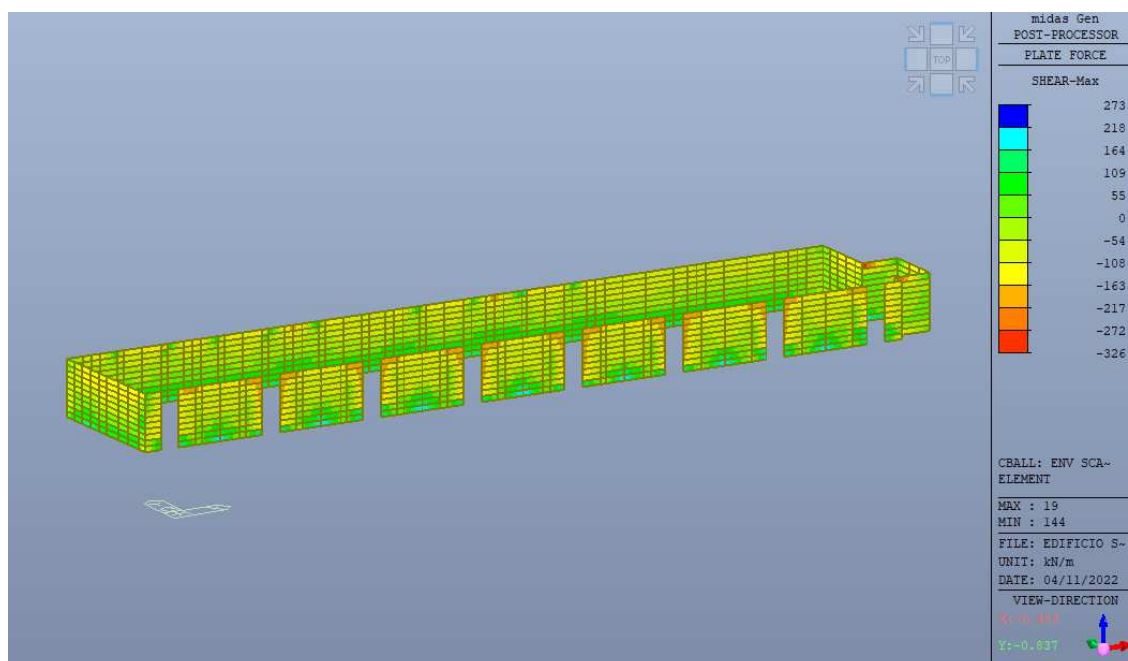


Figura 73 – Taglio massimo nei muri [kNm]

10.8. Verifiche

10.9. Verifiche dei pilastri

I pilastri dell'allineamento della struttura interrata hanno le dimensioni di seguito riportate:

	b [cm]	h [cm]
Allineamento C	150	150
Allineamento D	150	170

I pilastri, sulla base della tipologia di appartenenza, presentano le stesse caratteristiche di armature a flessione e a taglio, meglio descritte nei paragrafi a seguire; pertanto, per ciascuna tipologia, si procede con la verifica della situazione caratterizzata dal maggior impegno di sollecitazione.

Il calcestruzzo dei pilastri è di classe C45/55.

10.9.1. Verifiche strutturali

Le sollecitazioni dimensionanti di taglio e flessione sono compendiate nei paragrafi precedenti della presente relazione.

Le sollecitazioni più gravose per i pilastri sono in condizione sismica, allo SLV.

SOLLECITAZIONI ULTIME SLV						
Sezione	Condizione di carico	N [KN]	M _x [KNm]	M _y [KNm]	V _x [KN]	V _y [KN]
150x150 cm	SLV					

SOLLECITAZIONI ULTIME SLV						
Sezione	Condizione di carico	N [KN]	M _x [KNm]	M _y [KNm]	V _x [KN]	V _y [KN]
150x170 cm	SLV					

10.9.1.1. Sezione 150x150cm - Diagrammi M-N – SLV

La sezione del pilastro è armata con 38 ϕ 30, disposti come rappresentato in figura ($A_s=1,2\%A_c$).

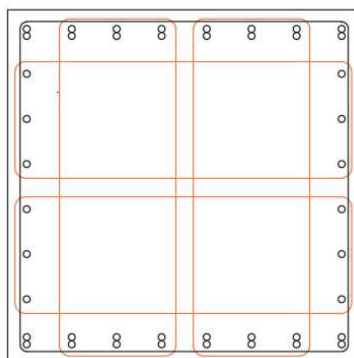
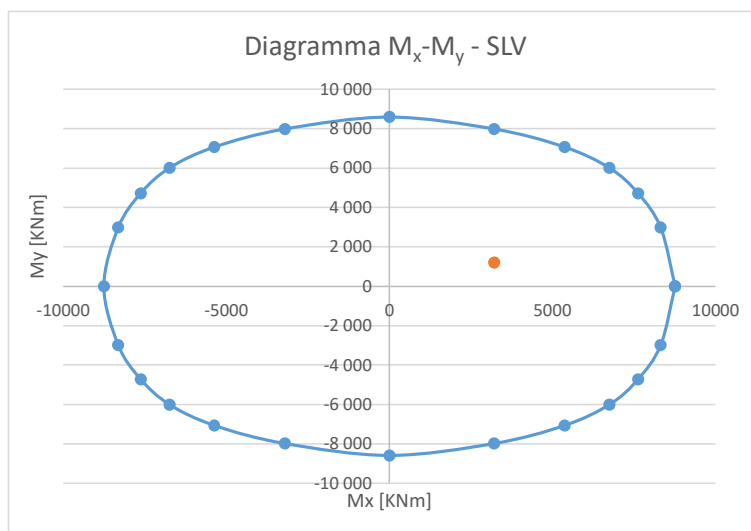


Figura 74 - Disposizione armature nel pilastro 150x150cm



SOLLECITAZIONI ULTIME SLV – MRd ultimo						
Comb.	N _{Ed} [KN]	M _{x,Ed} [KNm]	M _{y,Ed} [KNm]	M _{xu} [KNm]	M _{yu} [KNm]	c.s.
1	1002	3215	1211	8269	3130	2.6

SOLLECITAZIONI ULTIME SLV – M'_{yd} (campo sostanzialmente elastico)						
Comb.	N_{Ed} [kN]	$M_{x,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	M_{xu} [kNm]	M_{yu} [kNm]	c.s.
1	1002	3215	1211	5845	2208	1.8

10.9.1.2. Sezione 150x170cm - Diagrammi M-N – SLV

La sezione del pilastro è armata con 38 ϕ 30, disposti come rappresentato in figura ($A_s=1,05\%A_c$).

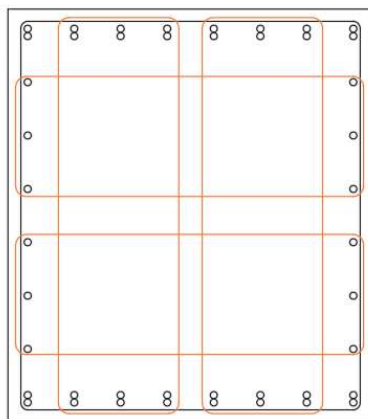
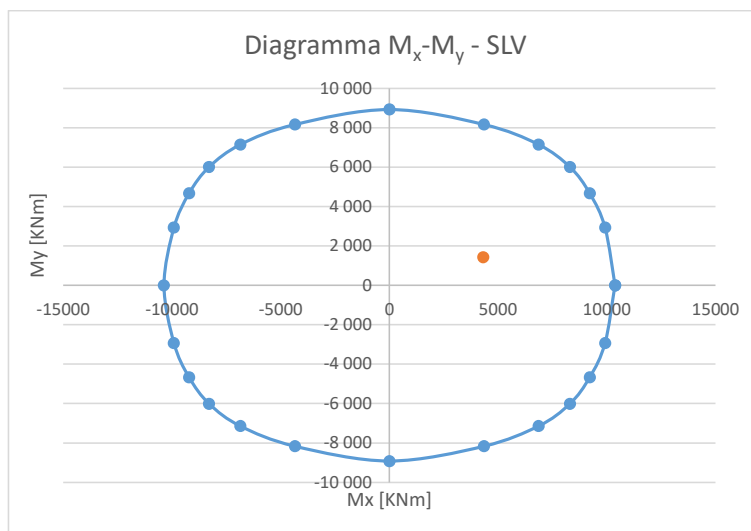


Figura 75 - Disposizione armature nel pilastro 150x170cm



SOLLECITAZIONI ULTIME SLV – M_{Rd} ultimo						
Comb.	N_{Ed} [kN]	$M_{x,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	M_{xu} [kNm]	M_{yu} [kNm]	c.s.
1	1421	4311	1422	9797	3336	2.3

SOLLECITAZIONI ULTIME SLV – M'_{yd} (campo sostanzialmente elastico)						
Comb.	N_{Ed} [kN]	$M_{x,Ed}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	M_{xu} [kNm]	M_{yu} [kNm]	c.s.
1	1421	4311	1422	6956	2389	1.6

10.9.1.3. Verifica a taglio

Sezione 150x150cm

Nei pilastri di dimensioni b x h pari a 150x150cm, l'azione di taglio massima in entrambe le direzioni è in combinazione SLV.

$$V_{x,max}=660 \text{ KN}$$

$$V_{y,max}=1160 \text{ KN}$$

Il pilastro è armato con staffe $\phi 16/15$, a 6 braccia.

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Pilastro 150x150
---------------	---------------	------------	-------------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	V _N	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Altro c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fk} /R _{ck}	C45/55	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	25.87	MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo	
Acciaio	NTC	tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	391.30	MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b _w	1500	mm
Altezza della sezione	h	1500	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	50	mm
Copriferro personalizzato	c _{pers}	50	mm
Altezza utile della sezione	d _i	1419	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n _{sl}	6	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ _{sl}	30	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A _{sl}	4241	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A _{tag}	SI	
Diametro staffe	φ _{sw}	16	mm
Numero bracci staffe	n _b	6	ad
Passo staffe	s _w	150	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α _w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A _{sw/m}	8042	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n _p	0	ad

Diametro ferri piegati	ϕ_p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s_p	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α_p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	$A_{sp/m}$	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V_{Ed}	660.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N_{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	$\text{ctg}\theta$	1.00	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	45.00	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.38	ad
	v_{min}	0.38	ad
	ρ_l	1.99E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	811.93	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}	12388.67	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	4019.11	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}	4019.11	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	4019.11	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	6.090	

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Pilastro 150x150
---------------	--------	------------	------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	V_N	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Altro c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C_{fck}/R_{ck}	C45/55	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.87	MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo	
Acciaio	NTC	tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio		f_{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b_w	1500	mm
Altezza della sezione	h	1500	mm

Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	50	mm
Copriferro personalizzato	c,pers	50	mm
Altezza utile della sezione	d1	1419	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	nsl	16	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φsl	30	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	Asl	11310	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A _{tag}	SI	
Diametro staffe	φsw	16	mm
Numero bracci staffe	nb	6	ad
Passo staffe	sw	150	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α _w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A _{sw/m}	8042	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n _p	0	ad
Diametro ferri piegati	φ _p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s _p	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α _p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A _{sp/m}	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V _{Ed}	1160.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N _{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	ctgθ	1.00	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	45.00	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio V _{Rd,max} per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.38	ad
	v _{min}	0.38	ad
	ρ _l	5.31E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ _{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	V _{Rd,max}	1016.95	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V _{Rcd}	12388.67	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	V _{Rsd,w}	4019.11	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	V _{Rsd,p}	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V _{Rsd}	4019.11	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V _{Rd}	4019.11	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	3.465	

$$\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,x}} + \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,y}} = 0,45 < 1 \text{ Verifica soddisfatta}$$

Sezione 150x170cm

Nei pilastri di dimensioni b×h pari a 150x170cm, l'azione di taglio massima in entrambe le direzioni è in combinazione SLV.

$$V_{x,max}=420 \text{ KN}$$

$$V_{y,max}=1480 \text{ KN}$$

Il pilastro è armato con staffe $\phi 16/15$, a 6 braccia.

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Pilastro 150x170
---------------	---------------	------------	-------------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Altro c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fk} /R _{ek}	C45/55 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	25.87 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio	NTC tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b _w	1700	mm
Altezza della sezione	h	1500	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	50	mm
Copriferro personalizzato	c _{pers}	50	mm
Altezza utile della sezione	d _i	1419	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n _{sl}	6	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	ϕ_{sl}	30	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A _{sl}	4241	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A _{tag}	SI	
Diametro staffe	ϕ_{sw}	16	mm
Numero bracci staffe	n _b	6	ad
Passo staffe	s _w	150	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α_w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A _{sw/m}	8042	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n _p	0	ad
Diametro ferri piegati	ϕ_p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s _p	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α_p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A _{sp/m}	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V _{Ed}	420.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N _{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
--	------------	-----------	--

Inclinazione della biella compressa	ctgθ	1.00	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	45.00	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.38	ad
	v_{min}	0.38	ad
	ρ_l	1.76E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	920.19	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}	14040.49	kN
Resistenza a taglio-trazione contribuito staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	4019.11	kN
Resistenza a taglio-trazione contribuito ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}	4019.11	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	4019.11	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	9.569	

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Pilastro 150x170
---------------	---------------	------------	-------------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	V_N	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Altro c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	C_{fck}/R_{ck}	C45/55 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	25.87 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio	tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f_{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	bw	1500	mm
Altezza della sezione	h	1700	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	50	mm
Copriferro personalizzato	c,pers	50	mm
Altezza utile della sezione	d1	1619	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n_{sl}	16	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	ϕ_{sl}	30	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A_{sl}	11310	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A_{tag}	SI	
Diametro staffe	ϕ_{sw}	16	mm
Numero bracci staffe	nb	6	ad

Passo staffe	s_w	150	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α_w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A_{sw}/m	8042	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n_p	0	ad
Diametro ferri piegati	ϕ_p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s_p	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α_p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A_{sp}/m	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V_{Ed}	1480.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N_{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	$\text{ctg}\theta$	1.00	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	45.00	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.35	ad
	v_{min}	0.37	ad
	ρ_l	4.66E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	1091.05	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}	14134.78	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	4585.58	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}	4585.58	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	4585.58	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	3.098	

$$\frac{V_{Ed,x}}{V_{Rd,x}} + \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,y}} = 0,47 < 1$$

10.10. Verifiche muro sp. 50cm

10.10.1.1. Verifica a flessione in direzione verticale – SLU

Il momento massimo agente in direzione verticale è pari a:

$$M_{Ed,y}=256 \text{ KNm/m}$$

Il momento resistente è pari a:

$$M_{Rd,y}=444.3 \text{ KNm/m (c.s.=1.7)}$$

In campo sostanzialmente elastico, il momento resistente è pari a:

$$M'_y=422 \text{ KNm/m (c.s.=1.6)}$$

10.10.1.2. Verifica a flessione in direzione X – SLE – RARA

Per ottenere il valore sollecitante in condizione rara, in via cautelativa si divide il momento allo SLU per il fattore 1.3.

$$M_{RARA}=197 \text{ KNm/m}$$

Si ottengono le seguenti tensioni nel calcestruzzo e nelle armature:

$$\sigma_c=-6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s=183 \text{ N/mm}^2$$

Dato il valore delle tensioni all'interno delle barre di armatura e del calcestruzzo, le verifiche in esercizio si ritengono soddisfatte.

La sezione è verificata

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	muro
---------------	---------------	------------	-------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Altro c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fdk} /R _{ck}	C32/40 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.81 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio	NTC tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b _w	1000	mm
Altezza della sezione	h	500	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	50	mm
Copriferro personalizzato	c _{pers}	66	mm
Altezza utile della sezione	d _l	408	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n _{sl}	10	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ _{sl}	19	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A _{sl}	2904	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A _{tag}	SI	
Diametro staffe	φ _{sw}	16	mm

Numero bracci staffe	nb	2.5	ad
Passo staffe	sw	200	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α_w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A_{sw}/m	2513	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	np	0	ad
Diametro ferri piegati	ϕ_p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	sp	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α_p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A_{sp}/m	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V_{Ed}	452.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N_{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	$\text{ctg}\theta$	1.50	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	33.69	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.70	ad
	v_{min}	0.45	ad
	ρ_l	7.11E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	238.98	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}	1595.72	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	542.20	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}	542.20	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	542.20	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	1.200	

10.11. Verifiche solaio piano interrato

10.11.1.1. Verifica a flessione in direzione X – SLU

In direzione X il massimo momento è pari a:

$$M_{x,Ed}=2207 \text{ KNm/m}$$

$$A_{s,I \text{ strato}}=10 \times \phi 26=5309 \text{ mm}^2 \quad d'=6.3 \text{ cm}$$

$$A_{s,II \text{ strato}}=5 \times \phi 26=2655 \text{ mm}^2 \quad d'=11.5 \text{ cm}$$

$$A'_{s,I \text{ strato}}=10 \times \phi 26=5309 \text{ mm}^2 \quad d=103.7 \text{ cm}$$

$$A'_{s,II \text{ strato}}=5 \times \phi 26=2655 \text{ mm}^2 \quad d=98.5 \text{ cm}$$

$$M_{Rd}=3013 \text{ KNm/m} \quad (\text{c.s.}=1.4)$$

In campo sostanzialmente elastico, il momento resistente è pari a:

$$M'_{y}=2807 \text{ KNm/m} \quad (\text{c.s.}=1.3)$$

La sezione è verificata.

10.11.1.2. Verifica a flessione in direzione X – SLE – RARA

Per ottenere il valore sollecitante in condizione rara, in via cautelativa si divide il momento allo SLU per il fattore 1.3.

$$M_{RARA}=1698 \text{ KNm/m}$$

Si ottengono le seguenti tensioni nel calcestruzzo e nelle armature:

$$\sigma_c=-7.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s=237 \text{ N/mm}^2$$

L'apertura delle fessure risulta pari a:

$$w_s=0.25\text{mm}$$

La sezione è verificata

10.11.1.3. Verifica a flessione in direzione Y – SLU

In direzione X il massimo momento è pari a:

$$M_{x,Ed}=2035 \text{ KNm/m}$$

$$A_{s,I \text{ strato}}=10 \times \phi 26=5309 \text{ mm}^2 \quad d'=8.9 \text{ cm}$$

$$A_{s,II \text{ strato}}=5 \times \phi 26=2655 \text{ mm}^2 \quad d'=14.1 \text{ cm}$$

$$A'_{s,I \text{ strato}}=10 \times \phi 26=5309 \text{ mm}^2 \quad d=101.1 \text{ cm}$$

$$A'_{s,II \text{ strato}}=5 \times \phi 26=2655 \text{ mm}^2 \quad d=95.9 \text{ cm}$$

$$M_{Rd}=2890 \text{ KNm/m} \quad (\text{c.s.}=1.4)$$

In campo sostanzialmente elastico, il momento resistente è pari a:

$$M'_{y}=2698 \text{ KNm/m} \quad (\text{c.s.}=1.3)$$

La sezione è verificata.

10.11.1.4. Verifica a flessione in direzione Y – SLE – RARA

Per ottenere il valore sollecitante in condizione rara, in via cautelativa si divide il momento allo SLU per il fattore 1.3.

$$M_{RARA}=1566 \text{ KNm/m}$$

Si ottengono le seguenti tensioni nel calcestruzzo e nelle armature:

$$\sigma_c=-7.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s=227 \text{ N/mm}^2$$

L'apertura delle fessure risulta pari a:

$w_s=0.25\text{mm}$

La sezione è verificata

10.11.1.5. Verifica a taglio

Il taglio sollecitante massimo è pari a 2126 kN/m

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	solaio -1
---------------	---------------	------------	------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Altro c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	Cfck/Rck	C32/40 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	18.81 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio NTC	tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b _w	1000	mm
Altezza della sezione	h	1100	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	50	mm
Copriferro personalizzato	c _{pers}	53	mm
Altezza utile della sezione	d _l	1018	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	nsl	10	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φsl	26	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	Asl	5309	mm2
Presenza di armatura resistente a taglio	Atag	SI	
Diametro staffe	φsw	16	mm
Numero bracci staffe	nb	5	ad
Passo staffe	sw	200	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	αw	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	Asw/m	5027	mm2/m
Numero ferri piegati in parallelo	np	0	ad
Diametro ferri piegati	φp	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	sp	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	αp	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	Asp/m	0	mm2/m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V _{Ed}	2126.00	kN
---------------------------------------	-----------------	----------------	----

Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N _{Ed}	0.00	kN
---	-----------------	-------------	----

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	ctgθ	1.50	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	33.69	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.44	ad
	v _{min}	0.35	ad
	ρ _l	5.22E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ _{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	456.12	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}	3977.72	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	2703.12	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}	2703.12	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	2703.12	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	1.271	

10.12. Verifiche solaio piano terra

10.12.1. Trave allineamento D

Lungo l'allineamento D è presente una trave di rinforzo di dimensioni BxH=230x100cm.

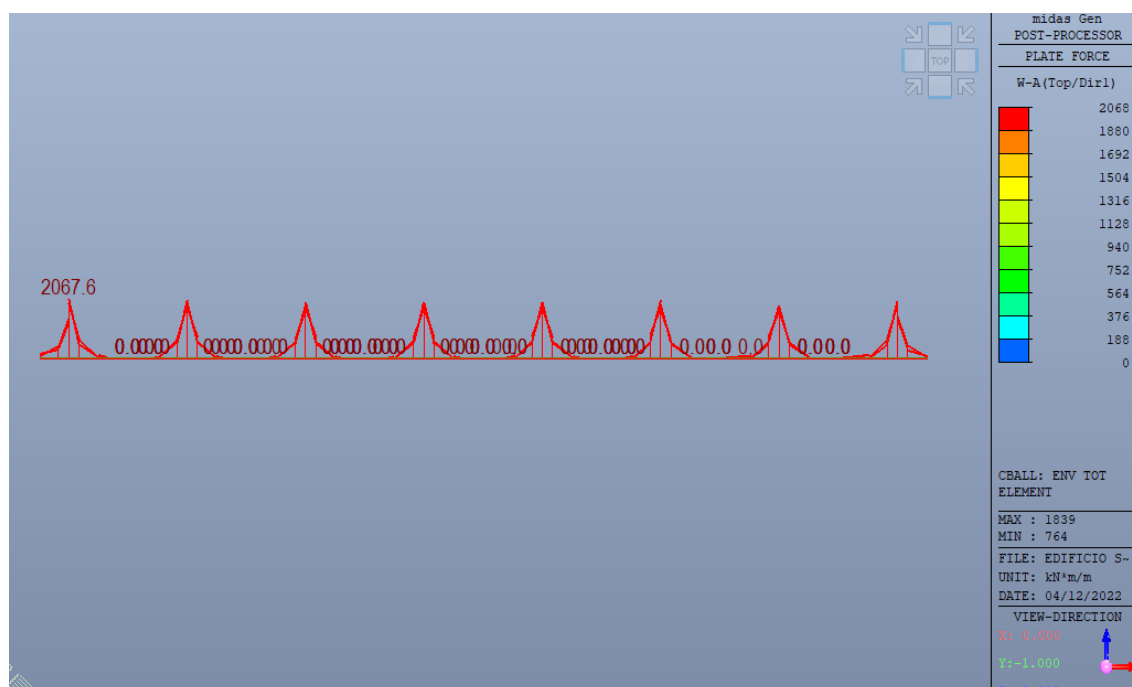


Figura 76 Trave allineamento D - Momento flettente superiore (Wood Armer)

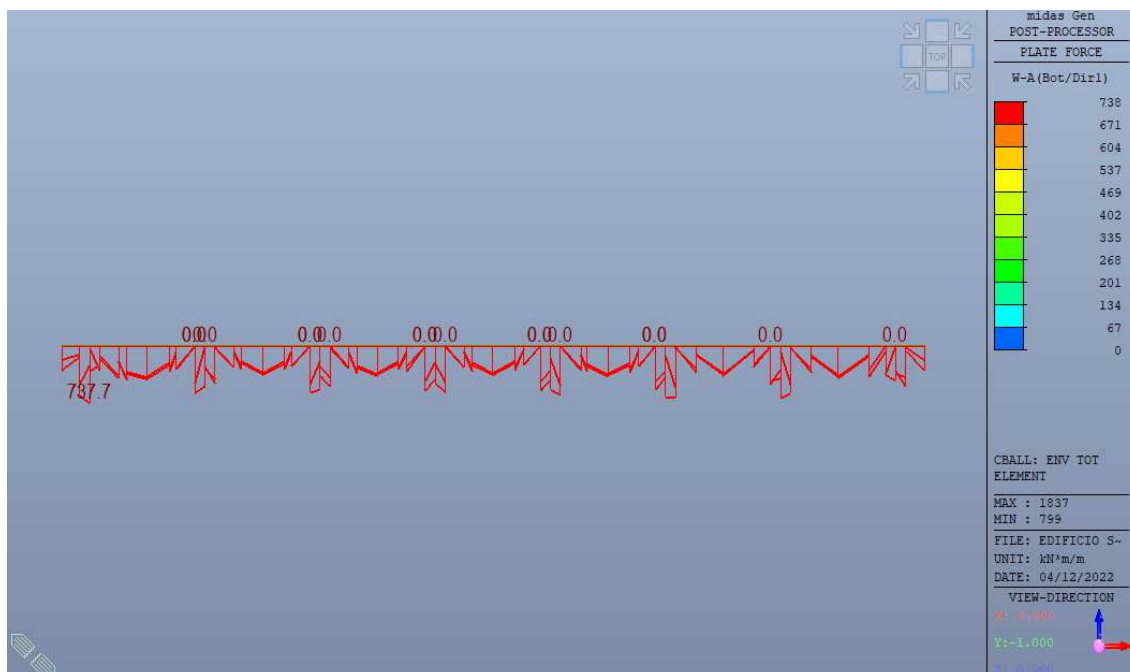


Figura 77 Trave allineamento D - Momento flettente inferiore (Wood Armer)

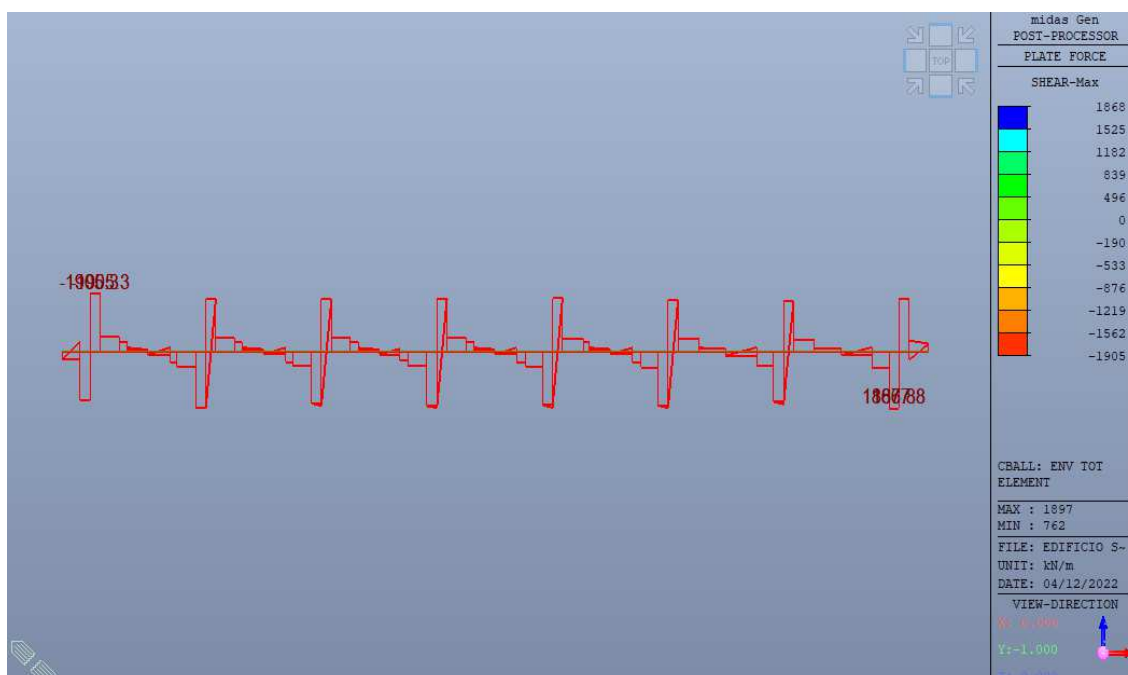


Figura 78 Trave allineamento D - Taglio massimo

10.12.1.1. Verifica a flessione - SLU

$$M_{Max_Ed} = 2070 \text{ KNm/m} \times 2.30 \text{ m} = 4761 \text{ KNm}$$

$$A_{s, \text{strato}} = 22 \times \phi 30 = 15551 \text{ mm}^2 \quad d' = 86.3 \text{ cm}$$

$$A_{s,II\ strato}=22 \times \phi 30=15551\ mm^2 \quad d'=80.3\ cm$$

$$A'_{s,I\ strato}=22 \times \phi 30=15551\ mm^2 \quad d=17.5\ cm$$

$$A'_{s,II\ strato}=22 \times \phi 30=15551\ mm^2 \quad d=11.5\ cm$$

$$M_{Rd}=8894\ KNm \quad (c.s.=1.9)$$

In campo sostanzialmente elastico, il momento resistente è pari a:

$$M'_y=8117\ KNm \quad (c.s.=1.7)$$

La sezione è verificata

10.12.1.2. Verifica a flessione – SLE – RARA

Per ottenere il valore sollecitante in condizione rara, in via cautelativa si divide il momento allo SLU per il fattore 1.3.

$$M_{RARA}=3662\ KNm$$

Si ottengono le seguenti tensioni nel calcestruzzo e nelle armature:

$$\sigma_c=-7.8\ N/mm^2$$

$$\sigma_s=176\ N/mm^2$$

Dato il valore delle tensioni in combinazione rara, si può affermare che anche le verifiche SLE sono soddisfatte.

10.12.1.3. Verifica a taglio

Il taglio sollecitante massimo è pari a $1905 \times 2.3 = 4382\ KN$

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Trave230x100
---------------	---------------	------------	---------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Altro c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	Cfck/Rck	C32/40 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	fcd	18.81 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio NTC	tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b_w	2300	mm
Altezza della sezione	h	1000	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	50	mm
Copriferro personalizzato	c_{pers}	110	mm
Altezza utile della sezione	d_l	855	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n_{sl}	44	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	ϕ_{sl}	30	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A_{sl}	31102	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A_{tag}	SI	
Diametro staffe	ϕ_{sw}	20	mm
Numero bracci staffe	n_b	8	ad
Passo staffe	s_w	150	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α_w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	$A_{sw/m}$	16755	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n_p	0	ad
Diametro ferri piegati	ϕ_p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s_p	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α_p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	$A_{sp/m}$	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V_{Ed}	4381.50	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N_{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	$\text{ctg}\theta$	1.00	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	45.00	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.48	ad
	v_{min}	0.36	ad
	ρ_l	1.58E-02	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	1311.04	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}	8324.19	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	5045.12	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}	5045.12	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	5045.12	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	1.151	

10.12.2. Travi da allineamento 3 ad allineamento 10

Lungo l'allineamento D è presente una trave di rinforzo di dimensioni BxH=150x100cm.



Figura 79 Trave allineamenti da 3 a 10 - Momento flettente massimo sup. e inf. (Wood Armer)

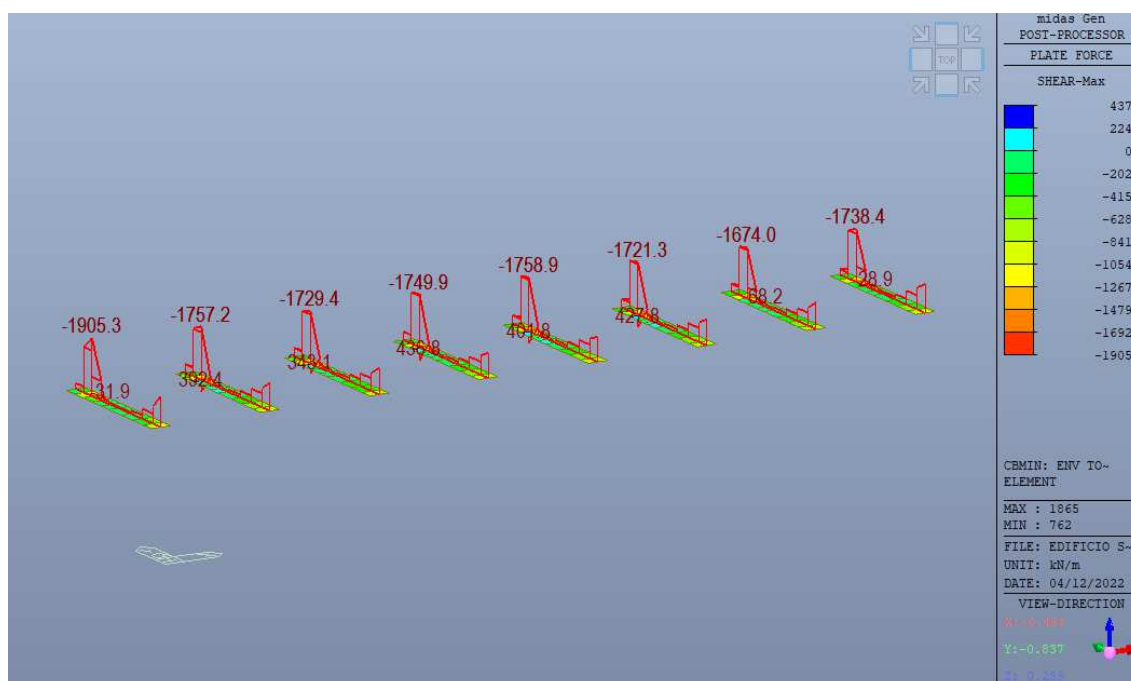


Figura 80 Trave allineamenti da 3 a 10 - Taglio massimo

In corrispondenza del momento massimo è presente un'azione di trazione pari a 440 KN.

10.12.2.1. Verifica a flessione - SLU

$$M_{\text{Max_Ed}} = 3170 \text{ KNm/m} \times 1.50 \text{ m} = 4755 \text{ KNm}$$

$$A'_{s,I \text{ strato}} = 14 \times \phi 30 = 9896 \text{ mm}^2 \quad d' = 8.5 \text{ cm}$$

$$A'_{s,II \text{ strato}} = 14 \times \phi 30 = 9896 \text{ mm}^2 \quad d' = 14.5 \text{ cm}$$

$$A'_{s,III \text{ strato}} = 6 \times \phi 30 = 4241 \text{ mm}^2 \quad d' = 20.5 \text{ cm}$$

$$A_{s,I \text{ strato}} = 14 \times \phi 30 = 9896 \text{ mm}^2 \quad d = 83.3 \text{ cm}$$

$$A_{s,II \text{ strato}} = 14 \times \phi 30 = 9896 \text{ mm}^2 \quad d = 89.3 \text{ cm}$$

$$A_{s,III \text{ strato}} = 6 \times \phi 30 = 4241 \text{ mm}^2 \quad d = 77.3 \text{ cm}$$

$$A_{s,intermedia} = 7 \times \phi 26 = \text{mm}^2 \quad d = 45.3 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = 8064 \text{ KNm} \quad (\text{c.s.} = 1.7)$$

In campo sostanzialmente elastico, il momento resistente è pari a:

$$M'_{\gamma} = 6317 \text{ KNm} \quad (\text{c.s.} = 1.3)$$

La sezione è verificata

10.12.2.2. Verifica a flessione – SLE – RARA

Per ottenere il valore sollecitante in condizione rara, in via cautelativa si divide il momento allo SLU per il fattore 1.3. A favore di sicurezza, nella verifica si mantiene un'azione di trazione pari a 440KN.

$$M_{\text{MAX,SLU}} = 2670 \text{ KNm/m} \times 1.5 = 4005 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{RARA}} = 3081 \text{ KNm}$$

Si ottengono le seguenti tensioni nel calcestruzzo e nelle armature:

$$\sigma_c = -8.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 195 \text{ N/mm}^2$$

L'apertura delle fessure risulta pari a:

$$w_s = 0.39 \text{ mm} < w_4 = 0.40 \text{ mm}$$

pertanto, le verifiche in esercizio risultano soddisfatte.

10.12.2.3. Verifica a taglio

Il taglio sollecitante massimo è pari a $1905 \times 1.5 = 2858 \text{ KN}$

VERIFICA A TAGLIO DELLE SEZIONI IN C.A.

Normativa di riferimento: D.M. 17/01/2018 NTC + Circ. 617/2009 e s.m.i.

Rif. Commessa	Rovato	Rif. elem.	Trave 150x100
---------------	---------------	------------	----------------------

CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	50 anni
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.617/09)	elemento	Altro c.a.
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie

MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo

Livello di conoscenza (Tab. C8A.1.2 Circ.617/09)	LC	Nuovo
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fdk} /R _{ck}	C32/40 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.81 MPa

Acciaio in tondo da c.a.

Livello di conoscenza	LC	Nuovo
Acciaio NTC	tipo	B450C MPa
Resistenza di progetto dell'acciaio	f _{yd}	391.30 MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

Base della sezione	b _w	1500	mm
Altezza della sezione	h	1000	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.617/09)	c	50	mm
Copriferro personalizzato	c _{pers}	110	mm
Altezza utile della sezione	d _l	855	mm

DATI DI ARMATURA

Numero ferri longitudinali corrente teso	n _{sl}	13	ad
Diametro ferri longitudinali corrente teso (ai sensi della 4.1.23 NTC)	φ _{sl}	30	mm
Area totale ferri longitudinali corrente teso	A _{sl}	9189	mm ²
Presenza di armatura resistente a taglio	A _{tag}	SI	
Diametro staffe	φ _{sw}	20	mm
Numero bracci staffe	n _b	6	ad
Passo staffe	s _w	150	mm
Angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse dell'elemento	α _w	90	deg
Area totale staffe in un metro di elemento	A _{sw/m}	12566	mm ² /m
Numero ferri piegati in parallelo	n _p	0	ad
Diametro ferri piegati	φ _p	0	mm
Passo ferri piegati (misurato nel senso longitudinale dell'elemento)	s _p	0	mm
Angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse dell'elemento	α _p	0	deg
Area totale piegati in un metro di elemento	A _{sp/m}	0	mm ² /m

DATI DI SOLLECITAZIONE

Taglio agente in comb. ultima SLU-SLV	V _{Ed}	2858.00	kN
Azione assiale agente in comb. ultima SLU-SLV (compressioni positive)	N _{Ed}	0.00	kN

DATI DI CALCOLO

Contributo alla resistenza dell'armatura longitudinale	eff. spin.	SI	
Inclinazione della biella compressa	ctgθ	1.00	ad
Angolo di inclinazione della biella compressa	θ	45.00	deg
Parametri di calcolo della resistenza a taglio V _{Rd,max} per elementi senza apposite armature trasversali (§ 4.1.23 NTC)	k	1.48	ad
	v _{min}	0.36	ad
	ρ _l	7.17E-03	ad
Tensione media di compressione nella sezione	σ _{cp}	0.00	MPa

VERIFICA A ROTTURA PER TAGLIO

§ 4.1.2.3.5 NTC

Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura (4.1.23 NTC)	$V_{Rd,max}$	656.68	kN
Resistenza a taglio-compressione (4.1.28 NTC)	V_{Rcd}	5428.82	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo staffe (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,w}$	3783.84	kN
Resistenza a taglio-trazione contributo ferri piegati (4.1.27 NTC)	$V_{Rsd,p}$	0.00	kN
Resistenza a taglio-trazione elemento (4.1.27 NTC)	V_{Rsd}	3783.84	kN
Resistenza a taglio dell'elemento (4.1.29 NTC)	V_{Rd}	3783.84	kN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	1.324	