

COMMITTENTE:  
**KERAKOLL S.p.a**  
Via dell'Artigianato 9  
41049 Sassuolo (MO)

## SITO K2X KERAKOLL

in Sassuolo e Fiorano Modenese (MO)

### Provvedimento Autorizzativo Unico Regionale (PAUR) ai sensi della L.R. 4/2018



SEDE LEGALE  
Via Galileo Galilei 220 - 41126 Modena - Italy  
Tel. +39 059 35 65 27 Fax. +39 059 35 60 87  
info@politecnica.it www.politecnica.it

SEDE LEGALE  
Via Radici in Piano n. 309 - 41043 Casalbo di Formigine - Italy  
Tel. +39 059 512556

RESPONSABILE DI PROGETTO  
Ing. Andrea Dal Cerro (Politecnica)

PROGETTO ARCHITETTONICO  
Arch. Stefano Maffei (Politecnica)  
Ing. Arch. Corrado Giacobazzi (Politecnica)

URBANISTICA  
Arch. Maria Cristina Fregni (Politecnica)

PREVENZIONE INCENDI  
Ing. Massimo Fiorini (Politecnica)  
Ing. Giulio Bechi (Politecnica)

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI  
Ing. Marco Balestrazzi (Politecnica)  
Ing. Marcello Gusso (Politecnica)

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI  
Ing. Federico Gasperini (Politecnica)  
Ing. Francesco Frassinetti (Politecnica)

PROGETTO IDRAULICA, OPERE ESTERNE E INFRASTRUTTURE  
Ing. Stefano Ripari (Politecnica)  
Ing. Alessandro Cecchelli (Politecnica)

PROGETTO STRUTTURE  
Ing. Giandomenico Cassanelli (CGroup)  
Ing. Marco Cesaroni (CGroup)  
Geom. Gaetano De Bartolo (CGroup)  
Ing. Giulia Meglioli (CGroup)

COORDINAMENTO SICUREZZA IN PROGETTAZIONE  
Ing. Giandomenico Cassanelli (CGroup)

COLLABORATORI  
Arch. Luca Magnani (Politecnica)  
Arch. Luca Braglia (Politecnica)  
Arch. Anna Giusti (Politecnica)  
Ing. Marco Bazzani (Politecnica)  
Ing. Marco Corvino (Politecnica)  
Ing. Massimiliano Roberto (Politecnica)  
P.i. Andrea Menditto (Politecnica)  
Ing. Nicole Saulino (Politecnica)  
Ing. Sara Merelli (Politecnica)  
Ing. Alessandro Romei (Politecnica)  
Ing. Marco Cardin (Politecnica)  
Arch. Irene Cogliano (Politecnica)  
Ing. Valeria Prandi (CGroup)  
Ing. Fabio Santangelo (CGroup)  
Ing. Michele Altilla (CGroup)  
Ing. Michele Franchini (CGroup)  
Arch. Chiara Lenzotti (CGroup)

ELABORATO

## OPERE STRUTTURALI

### STRUTTURA PREFABBRICATA IN ELEMENTI IN C.A. E IN C.A.P. CONTENENTE IL MAGAZZINO MIA E IL FABBRICATO BP0 (LINEA GRANDI CONFEZIONI)

#### RELAZIONE TECNICA ATTINENTE ALLA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO NECESSARIA PER IL RILASCIO DEL PDC

		PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE	REV.
		01	CA	RT01	2	0
Cartella	File name	Prot.	Scala		Formato	
6	01_CA_RT01_20_5079.pdf.p7m	5079	-		A4	
5						
4						
3						
2						
1						
0	EMISSIONE PER PAUR		07.03.2022	VP	MC	GC

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
------	-------------	------	---------	------------	-----------

Il presente progetto è il frutto del lavoro dei professionisti associati in Politecnica e del RTP. A termine di legge tutti i diritti sono riservati.  
E' vietata la riproduzione in qualsiasi forma senza autorizzazione di POLITECNICA Soc. Coop.

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>INDICE E RIFERIMENTI PROGETTUALI .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>ESTREMI DEL COMMITTENTE.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>PROGETTISTI .....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>INDIVIDUAZIONE DEL SITO .....</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>DOCUMENTAZIONE TECNICA APPLICATIVA .....</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>INDAGINE GEOLOGICA E PIANIFICAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE .....</b>	<b>9</b>
6.1	Risultanze indagine geologia .....	9
6.2	Pianificazione indagini geognostiche.....	10
<b>7</b>	<b>INDICAZIONI SULLE IPOTESI DEL SISTEMA FONDALE .....</b>	<b>14</b>
<b>8</b>	<b>DESTINAZIONI D'USO E ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>16</b>
<b>9</b>	<b>LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA, VITA NOMINALE E CLASSE D'USO .....</b>	<b>26</b>
<b>10</b>	<b>TIPOLOGIA STRUTTURALE ADOTTATA .....</b>	<b>27</b>
<b>11</b>	<b>INDICAZIONE SUI MATERIALI.....</b>	<b>31</b>
<b>12</b>	<b>INDIVIDUAZIONE PARAMETRI AZIONE SISMICA .....</b>	<b>33</b>
<b>13</b>	<b>RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE.....</b>	<b>35</b>
<b>14</b>	<b>VALUTAZIONE EFFETTI NON-LINEARI PDR/VH .....</b>	<b>42</b>
<b>15</b>	<b>COMPONENTI NON STRUTTURALI: INTERAZIONI .....</b>	<b>44</b>
<b>16</b>	<b>ANALISI SULLA REGOLARITÀ STRUTTURALE.....</b>	<b>45</b>
<b>17</b>	<b>PREDIMENSIONAMENTI .....</b>	<b>46</b>

# 1 INDICE E RIFERIMENTI PROGETTUALI

## ◆ Documenti di progetto di riferimento

### ▪ ELABORATI GRAFICI

- 01\_CA\_S001\_20\_5079;
- 01\_CA\_S002\_20\_5079;
- 01\_CA\_S003\_20\_5079;
- 01\_CA\_S004\_20\_5079;
- 01\_CA\_S001\_20\_5079;
- 01\_CA\_S002\_20\_5079;
- 01\_CA\_S003\_20\_5079;
- 01\_CA\_S004\_20\_5079;
- 01\_CA\_S004\_20\_5079.

### ▪ ELABORATI SPECIALISTICI DI RIFERIMENTO

- doc. n. - RELAZIONE GEOLOGICA, RELAZIONE GEOTECNICA E ANALISI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE – Oggetto: Caratterizzazione geologico-geotecnica e sismica di un'area sita in fregio a Via Pedemontana nel Comune di Sassuolo (MO), Dot Geol. Pier Luigi Dallari, 362/2021, MAGGIO 2021.

## ◆ Abbreviazioni e riferimenti progettuali

- EC: Eurocodice
- NTC: Norme Tecniche Per le Costruzioni 2018

## 2 ESTREMI DEL COMMITTENTE

*“Indicazione degli estremi del committente”*

Il presente elaborato è redatto su commissione di:

Kerakoll S.p.a.

Via Artigianato n.9

41049, Sassuolo (MO)Premessa

### 3 PROGETTISTI

*“Indicazione degli estremi del progettista architettonico e del progettista strutturale che curano la progettazione dell’intero intervento, nonché di altre eventuali figure concorrenti alla progettazione dell’opera”*

#### **PROGETTISTA ARCHITETTONICO**

Ing. Andrea Dal Cerro

c/o Politecnica Viale Amendola, 6 int. 3 50121 Firenze (FI)

Albo Ingegneri di Firenze n° 3810

C.F. DLCNDR68E12H501O

#### **DIRETTORE LAVORI ARCHITETTONICO**

Ing. Andrea Dal Cerro

c/o Politecnica Viale Amendola, 6 int. 3 50121 Firenze (FI)

Albo Ingegneri di Firenze n° 3810

C.F. DLCNDR68E12H501O

#### **PROGETTISTA STRUTTURALE**

Ing. Giandomenico Cassanelli

Via Dante Alighieri, 6 Casinalbo di Formigine (MO)

Albo Ingegneri di Modena n° 1447

C.F. CSSGDM65T22F257D

Con studio CGROUP SRL, in Via Radici in piano n. 309 Formigine (MO)

Ing. Marco Cesaroni

Via Urbinate, 267 Urbino (PU)

Albo Ingegneri di Pesaro e Urbino n° A1730

C.F. CSRMRC82R08L500W

Con studio in Via Molino del sole n. 10 Urbino (PU)

**DIRETTORE LAVORI STRUTTURALE**

Ing. Giandomenico Cassanelli

Via Dante Alighieri, 6 Casinalbo di Formigine (MO)

Albo Ingegneri di Modena n° 1447

C.F. CSSGDM65T22F257D

Con studio CGROUP SRL, in Via Radici in piano n. 309 Formigine (MO)

Ing. Marco Cesaroni

Via Urbinate, 267 Urbino (PU)

Albo Ingegneri di Pesaro e Urbino n° A1730

C.F. CSRMRC82R08L500W

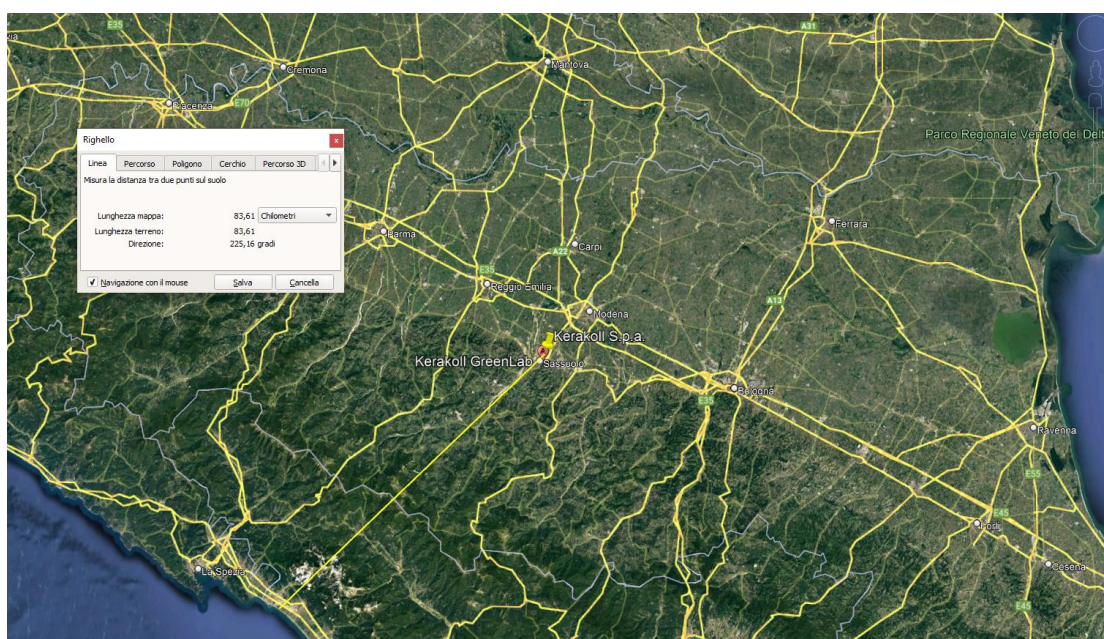
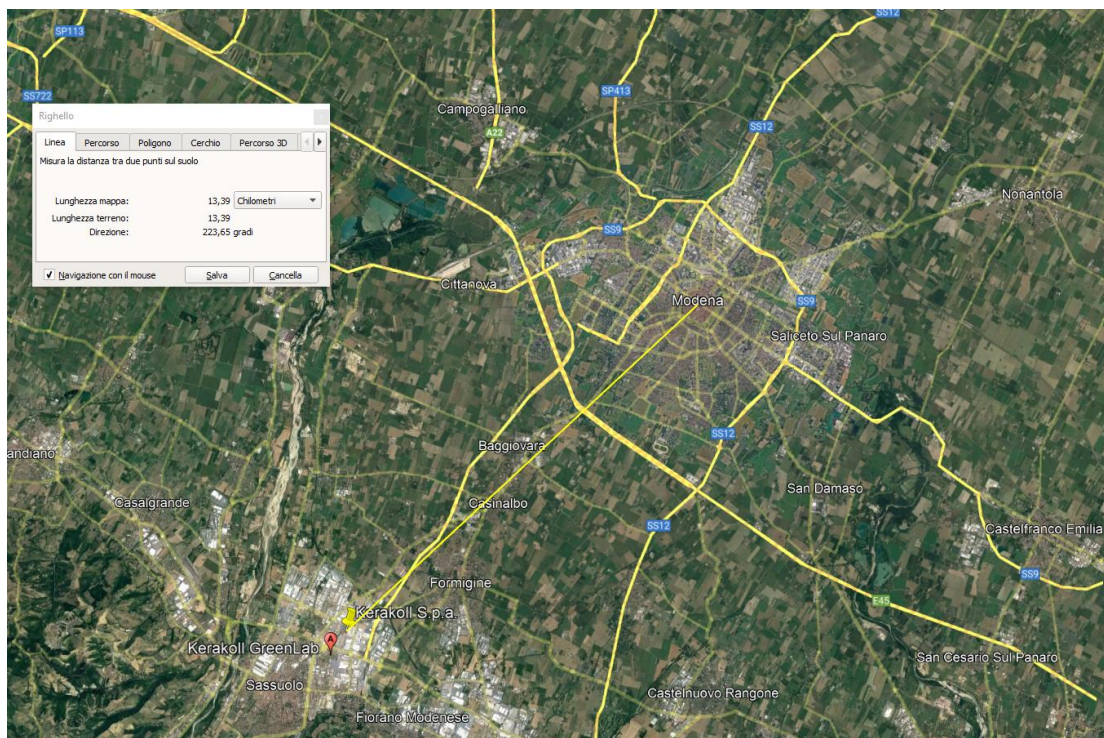
Con studio in Via Molino del sole n. 10 Urbino (PU)



## 4 INDIVIDUAZIONE DEL SITO

*“Individuazione del sito in cui sorge l’opera con rappresentazione cartografica in scala 1:1000 o 1:2000 del contesto urbano e territoriale”*

L’unità strutturale in oggetto è situata in contesto industriale nei pressi dello stabilimento KERAKOLL, sito in Via Pedemontana, 41049, Sassuolo (MO), distando 14 km circa da Modena, 120 km circa dalla costa adriatica e 85 km circa da quella ligure.



## 5 DOCUMENTAZIONE TECNICA APPLICATIVA

*“Indicazione di eventuali documenti tecnici applicativi adottati ad integrazione delle vigenti norme tecniche per le costruzioni”*

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086**  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64**  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380**  
Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- **D.M. 17 gennaio 2018**  
Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (qui indicate con NTC).
- **Circolare 21 gennaio 2019 n°7/2019 (G.U. n. 5 del 11 febbraio 2019)**  
Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **Eurocodice 2**  
“Progettazione delle strutture di calcestruzzo”, UNI EN 1992 (Ed.2005).
- **Eurocodice 3**  
“Progettazione delle strutture in acciaio”, UNI EN 1993 (Ed.2005).
- **Eurocodice 7**  
“Progettazione geotecnica”, UNI EN 1997 (Ed.2005).
- **Eurocodice 8**  
“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”, UNI EN 1998 (Ed.2005).
- **DGR 1373/2011 regione Emilia Romagna**  
“Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalita' di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1, e dell'art. 4, comma 1, della l.r. n. 19 del 2008.).
- **OPCM 3274 e seguenti modifiche**
- **CNR/UNI 10011-88**  
Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- **CEB-FIP**  
Model code 90



## 6 INDAGINE GEOLOGICA E PIANIFICAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

*“Indicazioni, basate sulle risultanze dell’indagine geologica, delle caratteristiche del terreno su cui sorgerà la costruzione e pianificazione delle indagini geognostiche necessarie in fase di progettazione esecutiva”*

### 6.1 Risultanze indagine geologia

Sul terreno oggetto di studio è stata eseguita apposita indagine Geologica da parte del Dr. Geol. Pier Luigi Dallari (Vedi elaborati specialistici), di cui al seguito se ne riportano alcuni estratti. All’interno di essa sono riportate anche le risultanze di indagini geotecniche eseguite ai fini della progettazione preliminare.

GEOLOGIA

#### 2. RELAZIONE GEOLOGICA

##### 2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

Da quanto si evince dalla “Carta geologica” (tav. n. 4) tratta dalla “Carta geologica - Progetto CARG” a cura della Regione Emilia Romagna, nell’area oggetto di studi affiora la seguente litologia:



Fig. 1.2: Carta geologica (immagine tratta da Carta geologica - Progetto CARG" a cura della Regione Emilia Romagna).

## 6.2 Pianificazione indagini geognostiche

### 2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto è stata eseguita la seguente campagna di indagini geognostiche:

*n.12 prove penetrometriche dinamiche super pesanti DPSH*

*n.1 indagine sismica MASW*

*n.2 indagini sismiche HVSR*

*n.1 sondaggio a carotaggio continuo*

I risultati delle suddette indagini sono riportati negli appositi allegati, mentre l'ubicazione è illustrata nella **tav. n. 5** e in **figura 1.3**.

In modo particolare l'area di interesse sulla quale sarà ubicata la struttura in oggetto è quella caratterizzata attraverso le prove penetrometriche DPSH n. 1, n.2 e n.10; l'area del fabbricato oggetto della presente relazione è individuato nella figura sottostante tramite il rettangolo azzurro.

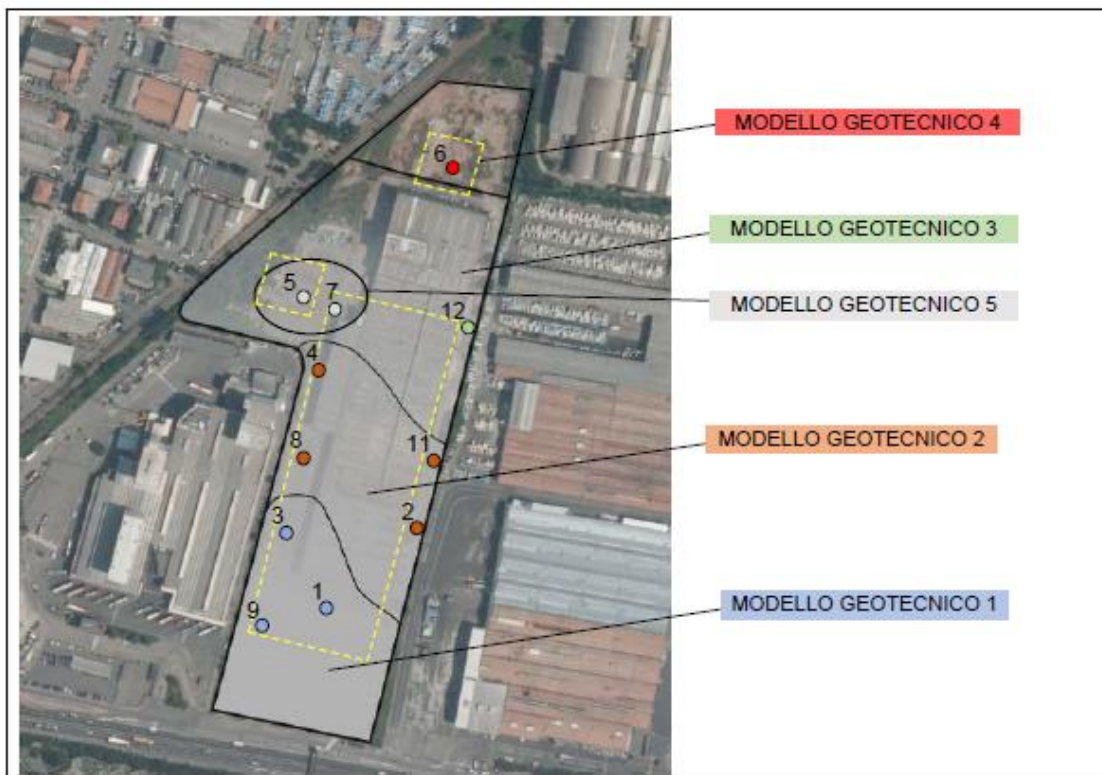


Tavola 5 e figura 1.3



## 2.7 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE DEL SITO D'INDAGINE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle prove penetrometriche eseguite nell'area di studio, sono stati individuati i seguenti modelli geotecnici:



### MODELLO 4

Materiale di riempimento fino a -8.80 m da p.c. seguito da ghiaie sabbiose addensate in posto

### MODELLO 5

Al di sotto del sottofondo del piazzale si individua un livello argilloso a scarsa consistenza attribuibile a materiale di riporto. In seguito si individuano le ghiaie addensate a -3.20 m da p.c.

### MODELLO 1,2,3

I modelli individuati sono assimilabili circa allo stesso modello; infatti al di sotto del sottofondo del piazzale si individua un livello argilloso seguito da ghiaie sabbiose molto addensate variabile da -2.00 a -3.40 m da p.c.

Come si vede le il fabbricato in oggetto è caratterizzato dal modello geotecnico 1 e dal modello geotecnico 2.

Partendo dalla testata sud dell'edificio e procedendo verso nord il livello delle ghiaie sabbiose molto addensate, sottostanti il livello argilloso, si abbassa rispetto al piano campagna, passando dal piano di campagna stesso

della prova 10, al livello -2.2 m della prova 1 fino ad un massimo di – 3 m rispetto al piano di campagna della prova 2.

Si riporta la tabella con l'indicazione del tetto delle ghiaie rispetto al piano di campagna e la profondità alla quale si è fermata la singola prova penetrometrica.

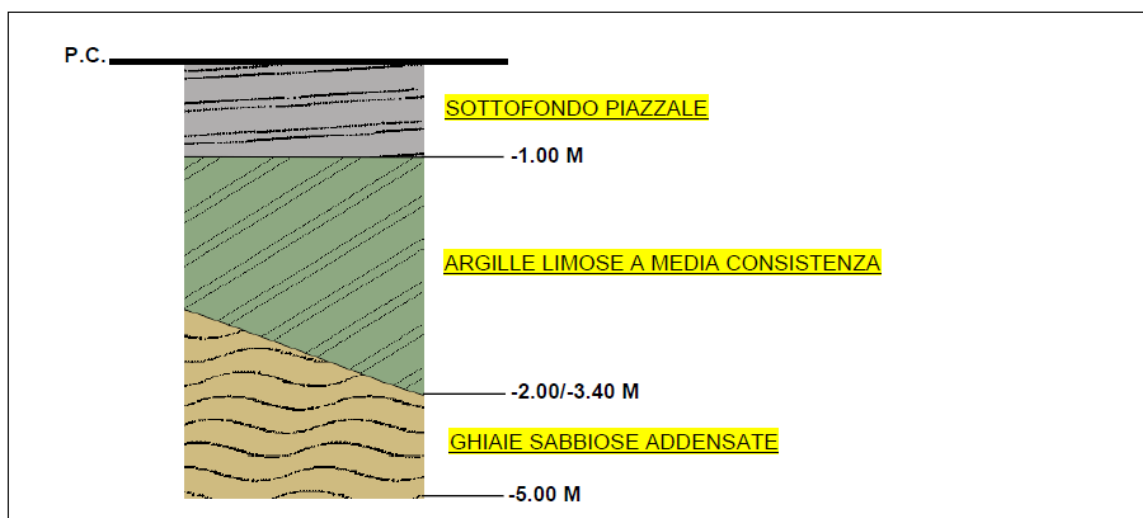
PROVA	PROFONDITA' DA P.C. (m)	PROFONDITA' TETTO GHIAIE (m)	PROVA	PROFONDITA' DA P.C. (m)	PROFONDITA' TETTO GHIAIE (m)
1	- 3.00	- 2.20	7	- 3.60	- 3.20
2	- 3.40	- 3.00	8	- 3.40	- 3.00
3	- 2.20	- 1.80	9	- 2.40	- 2.00
4	- 3.20	- 2.80	10	- 1.00	-
5	- 3.60	- 3.20	11	- 3.40	- 3.00
6	- 9.00	- 8.80	12	- 4.60	- 3.40

#### MODELLO GEOTECNICO 1

Al di sotto dello strato superficiale caratterizzato dal Sottofondo del piazzale con ciottoli e asfalto fino a -0.80 m da p.c., le prove eseguite (DPSH 1,3,9) hanno rilevato la presenza di un livello caratterizzato da Argille limose a media consistenza fino alla profondità di -2.00 m da p.c., seguito da un livello caratterizzato da Ghiaie sabbiose molto addensate fino a fine prova corrispondente alla profondità di -3.00 m da p.c. (DPSH 1). Tuttavia è possibile ipotizzare che questo livello Ghiaioso si spinga fino alla profondità di -5.00 m da p.c.. Questo andamento stratigrafico è stato riscontrato anche analizzando il saggio eseguito nelle immediate vicinanze della prova penetrometrica n.10 (andata a rifiuto a -1.00 m dal p.c. per la presenza di grossi ciottoli nel sottofondo del piazzale) come è possibile osservare nell'immagine seguente, dove al di sotto dello strato superficiale caratterizzato dal sottofondo del piazzale si individua un livello argilloso seguito da ghiaie sabbiose addensate.

#### MODELLO GEOTECNICO 2

Al di sotto dello strato superficiale caratterizzato dal Sottofondo del piazzale con ciottoli e asfalto fino a -0.80 m da p.c., le prove eseguite (DPSH 2,4,8,11) hanno rilevato la presenza di un livello caratterizzato da Argille limose a media consistenza fino alla profondità di -2.80 m da p.c., seguito da un livello caratterizzato da Ghiaie sabbiose molto addensate fino a fine prova corrispondente alla profondità di -3.40 m da p.c. (DPSH 2). Tuttavia è possibile ipotizzare che questo livello Ghiaioso si spinga fino alla profondità di -5.00 m da p.c..



Andamento stratigrafico con riportati gli spessori delle varie unità per i modelli geotecnici medi 1,2 e 3.

MODELLO GEOTECNICO 1-2-3				
	Strato	Profondità	Litotipo	Parametri geotecnici
Falda non rilevata	1	0.00 – 0.80 m da p.c.	Sottotondo del piazzale	
	2	0.80 – 2.00/3.40 m da p.c.	Argille limose a media consistenza	$\gamma$ 1800 kg/m <sup>3</sup> $\approx$ 18.00 kN/m <sup>3</sup>
				$\gamma'$ 2100 kg/m <sup>3</sup> $\approx$ 21.00 kN/m <sup>3</sup>
				C <sub>uk</sub> 0.56 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 56.0 kN/m <sup>2</sup>
				C' <sub>k</sub> 0.056 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 5.6 kN/m <sup>2</sup>
				Mo 50.0 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 5000 kN/m <sup>2</sup>
				Es 78.0 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 7800 kN/m <sup>2</sup>
				$\phi_k$ 23°
	3	2.00/3.40 – 5.00 m da p.c.	Ghiaie sabbiose molto addensate	$\gamma$ 1900 kg/m <sup>3</sup> $\approx$ 19.00 kN/m <sup>3</sup>
				$\gamma'$ 2200 kg/m <sup>3</sup> $\approx$ 22.00 kN/m <sup>3</sup>
				Dr 90%
				Es 600.0 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 60000 kN/m <sup>2</sup>
				$\phi_k$ 35°

## 7 INDICAZIONI SULLE IPOTESI DEL SISTEMA FONDALE

*“Indicazioni sulle prime ipotesi relative alla tipologia del sistema di fondazioni adottato”*

In virtù dei carichi trasmessi dalla struttura al terreno, del volume significativo interessato e della associata stratigrafia, con la presenza di ghiaie sabbiose contraddistinte da ottime caratteristiche meccaniche ad una profondità non elevata rispetto al piano campagna, da -2.2 m a -3 m, si è deciso di realizzare fondazioni superficiali di tipo a plinto isolato. Si segnala anche che l'attuale piano di campagna, corrispondente al piazzale esistente, è pressoché alla stessa altezza del pavimento finito del nuovo fabbricato.

Questo tipo di fondazione è la più adatta ad una struttura prefabbricata come quella che si andrà a realizzare, in quanto le distanze tra i pilastri portanti sono tali da rendere non vantaggiosa economicamente la realizzazione di travi rovesce di fondazione.

I plinti saranno poi collegati tra loro da cordoli in entrambe le direzioni, aventi la funzione di eliminare gli spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione e di conseguenza gli spostamenti relativi tra i singoli plinti in caso di sisma. Questi cordoli, lungo il perimetro dell'edificio o in caso di presenza di pannelli di tamponamento prefabbricati interni, hanno anche la funzione di travi porta pannelli; in ogni caso l'estradosso di tali cordoli si trova sempre ad una distanza inferiore ad 1 metro rispetto all'estradosso dei plinti di fondazione.

Qualora non si riuscisse a raggiungere con l'intradosso del plinto la quota delle ghiaie, in accordo con quanto riportato nella relazione geologica dal Dott. Pier Luigi Dallari, si realizza un getto di calcestruzzo debolmente armato sotto al plinto stesso, fino a posizionarsi con quest'ultimo alla quota delle ghiaie.

Si riporta un estratto della relazione geologica.

Per le fondazioni impostate su plinti risulta determinante la profondità a cui si incontra il tetto delle ghiaie. Infatti nelle aree in cui riscontriamo le ghiaie a -2.00 m da p.c. avremo dei plinti diretti a contatto direttamente con lo strato ghiaioso; mentre dove troviamo le ghiaie a -3.00/-3.40 m da p.c. occorrerà impostare i plinti sempre a -2.00 m da p.c. raggiungendo lo strato ghiaioso mediante un getto di calcestruzzo asportando le argille in posto.

Il calcolo delle fondazioni dirette si esegue adottando l'Approccio 2, definito dalle NTC 2018 al paragrafo 2.6.1 e quindi utilizzando un'unica combinazione di coefficienti parziali:  $A1 + M1 + R3$  (azioni, resistenza dei materiali, resistenza globale).

La struttura prefabbricata è progettata come dissipativa in CDB e schematizzata mediante un modello agli elementi finiti nel quale i pilastri sono considerati incastrati alla base; questa scelta è a favore di sicurezza per quanto riguarda le sollecitazioni agenti sulla struttura.

Le azioni trasmesse in fondazione dalla struttura sono amplificate mediante un coefficiente pari ad 1.1 per CDB, così come definito al paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018.

Prevedendo strutture di fondazione collegate tra loro, in accordo al cap. NTC 7.2.5 delle NTC, non si introducono ulteriori condizioni di carico dovute a spostamenti relativi tra le fondazioni.

Si segnala infine che la relazione geologica-geotecnica indica un rischio di liquefazione nullo, come generalmente avviene nel territorio nel quale è ubicato l'intervento.

Per il calcolo della portanza del terreno si riporta la seguente tabella, tratta dalla relazione geologica.

**1) CAPANNONE con modello geotecnico 1,2,3 (PLINTO 1)**

Si riportano di seguito i dati relativi al terreno e alle fondazioni considerate.

Parametri del terreno		
peso specifico terreno naturale	$\gamma$	= 1900 kg/m <sup>3</sup> $\approx$ 19.00 kN/m <sup>3</sup>
peso specifico terreno saturo	$\gamma'$	= 2200 kg/m <sup>3</sup> $\approx$ 22.00 kN/m <sup>3</sup>
Densità relativa	Dr	= 90%
Modulo elastico	Es	= 600.0 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 60000 kN/m <sup>2</sup>
angolo d'attrito caratteristico	$\phi_k$	= 35°
profondità falda freatica	Dw	= assente

La capacità portante del terreno di fondazione agli SLU è calcolata con Terzaghi:

$q = \gamma \cdot D$  sovraccarico laterale sulle fondazioni.

con  $\gamma = 1800$  daN/m<sup>2</sup> e  $D = 1.8$  m,

$q = 1800 \cdot 1.8 = 3240$  daN/m<sup>2</sup> = 3240/10000 = 0.324 daN/cm<sup>2</sup>

Per interpolazione  $N_q = 41.4$  con  $\phi = 35^\circ$

Valori tratti da Tabella 4.2 del capitolo 4 di "Fondazioni, progetto e analisi" di J. E. Bowles.

$q_{lim} = q \cdot N_q = 0.324 \cdot 41.4 = 13.41$  daN/cm<sup>2</sup>

$q_{progetto} = 13.41/2.3 = 5.83$  daN/cm<sup>2</sup>

La relazione geologica riporta i seguenti valori della portanza ultima del terreno, valori che tengono conto dei fattori correttivi sismici di Paolucci e Pecker.

La resistenza  $R_d$  calcolata in condizioni "drenate" seguendo l'Approccio 2, combinazione (A1 + M1 + R3), applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione:  $\tan \phi'd = \tan \phi'k / 1.0$ , dove  $\phi'd$  è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo  $\phi'k = \phi'd$ . Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

Tipologia fondazione	CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
	Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3 (Terzaghi)
PLINTO 1	-3.40 m da p.c.	B=4.00 m x L=4.00 m	
			HANSEN (1970)
			TERZAGHI (1955)
			5.33 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 533 kN/m <sup>2</sup>
			5.64 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 564 kN/m <sup>2</sup>
PLINTO 2	-3.00 m da p.c.	B=4.00 m x L=4.00 m	
			HANSEN (1970)
			TERZAGHI (1955)
			5.17 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 517 kN/m <sup>2</sup>
			5.58 kg/cm <sup>2</sup> $\approx$ 558 kN/m <sup>2</sup>

Per il pre-dimensionamento delle fondazioni, si adotta un valore della portanza del terreno agli SLU/SLV pari a  $5 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ kN/m}^2$



## 8 DESTINAZIONI D'USO E ANALISI DEI CARICHI

*“Indicazione delle destinazioni d’uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, con specificazione delle azioni permanenti e relativa descrizione tipologica degli elementi che concorrono alla definizione di tali azioni, nonché specificazione delle azioni variabili agenti”*

La struttura in oggetto è di tipo industriale, in particolare nella parte con copertura a + 15 m vi è un magazzino automatizzato, mentre nella parte con copertura a +8.5 m si trova la linea produttiva “Grandi Confezioni”.

La struttura è costituita da un prefabbricato monopiano caratterizzato da due differenti altezze della copertura.

I maggiori carichi, dovuti al magazzino automatizzato e alla linea produttiva, si trovano sul pavimento industriale, pavimento in appoggio direttamente sul terreno costipato e stabilizzato.

Sulle coperture, poste su due differenti livelli, e sulle pensiline non insistono particolari carichi variabili, ad esclusione di una zona, caratterizzata da una copertura piana con tegoli tipo Pi-greco, dove è prevista la presenza di Unità Trattamento Aria (UTA).

Questo tipo di carico si configura come un carico di categoria E2, ambienti ad uso industriale, secondo la Tabella 3.1.II delle NTC2018.

Il valore di tale carico, pari a 350 daN/m<sup>2</sup>, è stato stabilito in accordo con la committenza ed il progettista architettonico.

Sulle restanti zone della copertura sono presenti i carichi variabili dovuti alla neve, compresa la presenza di diverse zone di accumulo, e al vento.

Inoltre su tutte le coperture sono presenti carichi permanenti pari a 50 daN/m<sup>2</sup>, comprensivi del manto di copertura, incluso l’eventuale strato isolante, dei pannelli fotovoltaici, dove presenti, e dei carichi appesi dovuti a piccoli impianti, come ad esempio l’illuminazione.

Anche i carichi permanenti sono stati stabiliti in accordo con la committenza e con il progettista architettonico, tuttavia non si esclude che, nella successiva fase di progettazione esecutiva, questi carichi possano subire delle variazioni.

Infine sulla copertura è presente il carico di Categoria H, pari a 50 daN/m<sup>2</sup>, per coperture accessibili per sola riparazione e manutenzione, Tab.3.1.II delle NTC2018; tale carico non è stato considerato nel pre-dimensionamento globale della struttura in quanto poco significativo rispetto ad altri carichi presenti.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d’uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d’accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d’uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Si riportano di seguito in dettaglio i carichi considerati nel calcolo:

Nazione: Italia  
Regione: Emilia Romagna  
Provincia: Modena  
Comune: Sassuolo  
Località: Sassuolo  
Latitudine: 44.557563° (ED50)  
Longitudine: 10.808678° (ED50)  
Altitudine: 100 mslm

### CARICHI PESI PROPRI

- Peso proprio delle strutture in elevazione in c.c.a. G1  $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Peso proprio delle strutture in acciaio, se presenti, G1  $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$

*Calcolato in automatico dal programma di calcolo con una contingency del 15%;*

- Peso proprio delle strutture in fondazione in c.c.a. G1  $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$
- Peso proprio dei pannelli prefabbricati verticali a taglio termico, G2  $430 \text{ daN/m}^2$
- Peso proprio tamponatura leggera con pannelli sandwich, G2  $50 \text{ daN/m}^2$

Si segnala che nel fabbricato in oggetto non sono presenti tamponature leggere.

I pesi propri delle strutture in elevazione dipendono dalla geometria dei manufatti utilizzati dal prefabbricatore.

Per il pre-dimensionamento sono stati utilizzati elementi strutturali aventi sezioni basate sull'esperienza dello scrivente; tali sezioni, utilizzate nel modello fem, sono riportate di seguito e potranno subire modifiche in fase di progettazione esecutiva.

### PILASTRI

Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	1	Rett.	B= 90 H= 100 [cm] 90x100
2	1	Rett.	B= 100 H= 100 [cm] 100x100
3	1	Rett.	B= 80 H= 90 [cm] 80x90
4	1	Rett.	B= 90 H= 90 [cm] 90x90
5	1	Rett.	B= 120 H= 100 [cm] 120x100
6	1	Rett.	B= 120 H= 90 [cm] 120x90
7	1	Rett.	B= 100 H= 90 [cm] 100x90

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [cm <sup>2</sup> ]	Jt [cm <sup>4</sup> ]	J2 [cm <sup>4</sup> ]	J3 [cm <sup>4</sup> ]	J23 [cm <sup>4</sup> ]	Xx	Xy
1	1	9000.00	11025120	7500000	6074999	0	1.2	1.2
2	1	10000.00	14057580	8333334	8333334	0	1.2	1.2
3	1	7200.00	7030719	4859999	3839999	-1	1.2	1.2
4	1	8100.00	9223177	5467499	5467499	-0	1.2	1.2

Sezione	Materiale	Area [cm <sup>2</sup> ]	Jt [cm <sup>4</sup> ]	J2 [cm <sup>4</sup> ]	J3 [cm <sup>4</sup> ]	J23 [cm <sup>4</sup> ]	Xx	Xy
5	1	12000.00	19177806	9999999	14399999	0	1.2	1.2
6	1	10800.00	15097168	7289998	12959999	0	1.2	1.2
7	1	9000.00	11025120	6074999	7500000	0	1.2	1.2

## TRAVI PRINCIPALI E SECONDARIE

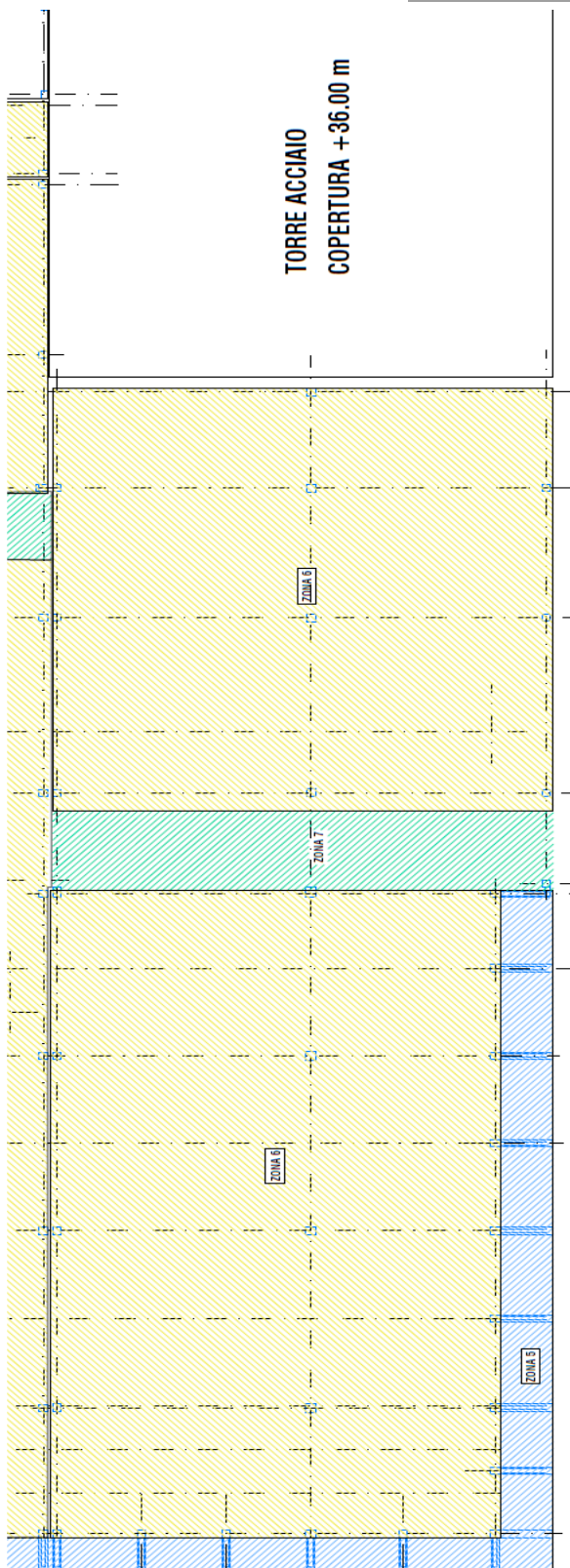
Sezioni Impiegate:

Sezione	Materiale	Tipo di Sezione	Parametri Dimensionali Commenti
1	2	a Tr	B= 100 H= 130 b= 40 h= 30 [cm] TRV T ROV
2	2	Rett.	B= 61 H= 100 [cm] TRV L H100
3	2	Quals.	ALARE
4	2	a T	B= 200 H= 100 b= 32 h= 6 [cm] TT H100 L200
5	2	Rett.	B= 80 H= 80 [cm] MENSOLA PIL COP BASSA
6	2	Rett.	B= 60 H= 50 [cm] MENSOLA PIL PENS-TRV PANN
7	2	a Tr	B= 80 H= 115 b= 40 h= 40 [cm] TRV TROV PENSILINA
8	2	Rett.	B= 80 H= 72 [cm] TRV R PENSILINA
9	2	a T	B= 212 H= 40 b= 25 h= 6 [cm] TT 40 PENSILINA
10	2	a T	B= 150 H= 40 b= 32 h= 6 [cm] TT 40 PENSILINA TEST
11	2	Doppio T	B= 60 H= 80 b= 20 h= 20 [cm] TRV I H80 PER PANNELLI
12	2	Doppio T	B= 60 H= 120 b= 20 h= 25 [cm] TRV I H120 PER PANNELLI
13	4	HEA 120	TRV COLLEGAMENTO PIL-ALARE

Caratteristiche Inerziali:

Sezione	Materiale	Area [cm <sup>2</sup> ]	Jt [cm <sup>4</sup> ]	J2 [cm <sup>4</sup> ]	J3 [cm <sup>4</sup> ]	J23 [cm <sup>4</sup> ]	Xx	Xy
1	2	7000.00	4338783	10801189	3033333	0	1.2	1.2
2	2	6100.00	4548074	5083333	1891509	0	1.2	1.2
3	2	4000.00	370716	14232899	1240760	0	1.2	1.2
4	2	3568.00	617591	2358458	4202064	-0	1.2	1.2
5	2	6400.00	5757984	3413333	3413333	0	1.2	1.2
6	2	3000.00	1198613	625000	900000	0	1.2	1.2
7	2	6200.00	4077833	6952272	2106667	-0	1.2	1.2
8	2	5800.00	4588094	2540520	3093333	-0	1.2	1.2
9	2	2122.00	99434	289507	4808336	0	1.2	1.2
10	2	1988.00	187295	304533	1780342	-0	1.2	1.2
11	2	3200.00	847448	2346666	746667	-0	1.2	1.2
12	2	4400.00	1109779	7496666	946667	-0	1.2	1.2
13	4	25.39	6	607	231	-0	4.1	1.3

Per i restanti carichi, permanenti portati e variabili, si riporta di seguito la pianta del fabbricato con le diverse aree di carico e la tabella con i valori corrispondenti per ogni area di carico.



**ZONA 5: CARICO TOTALE COPERTURA PIANA PENSILINA**

$q_{perm}$  (manto di copertura+appesi) +  $q_{var}(\text{neve})$  +  $q_{var}(\text{accumulo neve})$  =  
=  $50 + 120 + 480$  ( $q_{max}$ ) =  $650 \text{ kg/m}^2$   
 $\gamma$  perm = 1.3  
 $\gamma$  var = 1.5



**ZONA 6: CARICO TOTALE COPERTURA CAPANNONI CON ALARI E SHED**

$q_{perm}$  (manto di copertura+appesi) +  $q_{var}(\text{neve})$  =  
=  $50 + 120$  =  $170 \text{ kg/m}^2$   
 $\gamma$  perm = 1.3  
 $\gamma$  var = 1.5



**ZONA 7: CARICO TOTALE COPERTURA PIANA CAPANNONI**

$q_{perm}$  (manto di copertura+appesi) +  $q_{var} \text{ UTA}$  +  $q_{var}(\text{neve})$  +  $q_{var}(\text{accumulo neve})$  =  
=  $50 + 350 + 120 + 480$  ( $q_{max}$ ) =  $1000 \text{ kg/m}^2$   
 $\gamma$  perm = 1.3  
 $\gamma$  var UTA = 1.5  
 $\gamma$  var = 1.5

NOTA ALLA TABELLA CARICHI

Il carico dovuto all'accumulo riportato in tabella è il massimo ammesso dalla normativa ed è dovuto al coefficiente  $\mu_w = 4$

neve massimo per accumulo =  $4 \cdot q_{sk} = 4 \cdot 150 = 600 \text{ daN/m}^2$  (da tabella  $480+120 = 600$ )

Nel fabbricato in oggetto si hanno diverse zone di accumulo ed ognuna di essa ha valori che possono essere differenti del coefficiente  $\mu_w$ .

## AZIONI AMBIENTALI

### AZIONE DELLA NEVE

Zona I – Mediterranea ( $a_s \leq 200 \text{ m s.l.m.} \Rightarrow q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$ );

Coefficiente di esposizione  $C_E = 1.0$  (NTC 3.4.3 topografia normale);

Coefficiente termico  $C_t = 1.0$  (NTC 3.4.4);

$\mu_1 = 0.8$  coperture piane

$$p_{s,Ed-MAX} = \mu \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_T = 120 \text{ daN/m}^2.$$

### ACCUMULO NEVE

Nel fabbricato, non vi è scivolamento della neve sulle coperture più basse, in quanto i pannelli di tamponamento perimetrali dell'edificio hanno un'altezza superiore alla copertura del fabbricato, quindi  $\mu_s = 0$ .

La condizione di carico conseguente ai fenomeni di cui sopra è denominata Caso (ii) nella Figura C.3.4.5.

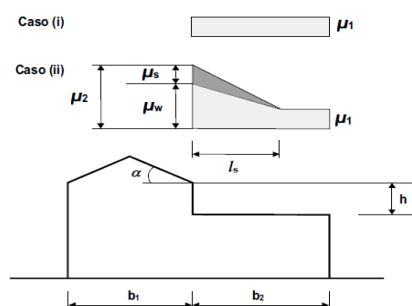


Figura C.3.4.5 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture adiacenti a costruzioni più alte

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$\mu_1 = 0.8$  (assumendo che la copertura inferiore sia piana)

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

in cui:

$\mu_s$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

per  $\alpha \leq 15^\circ$ ,  $\mu_s = 0$

per  $\alpha > 15^\circ$ ,  $\mu_s$  è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

$\mu_w$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{ek} \quad [C3.4.5]$$

in cui  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve [ $\text{kN/m}^3$ ], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a  $2 \text{ kN/m}^3$ .

Il valore del coefficiente  $\mu_w$  dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti:

$$0.8 \leq \mu_w \leq 4.0.$$

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da  $l_s = 2h$ , e comunque  $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$ .

Come precedentemente accennato sul fabbricato esistono quattro zone di accumulo della neve dovute a salti di quota:

1. salto di quota tra la copertura del MIA e la copertura del fabbricato con la linea produttiva "Grandi confezioni",
2. salto di quota tra la copertura del MIA e la pensilina di testata,
3. salto di quota tra la copertura del MIA e la pensilina laterale,
4. salto di quota tra la copertura più bassa del fabbricato e la torre in acciaio adiacente alla testata nord, torre alta 36 metri, anche in questo caso non vi è scivolamento neve dalla torre impianti.

Ai diversi salti di quota corrispondono diversi valori dell'accumulo massimo della neve e della lunghezza  $l_s$  di accumulo, si riportano di seguito i diversi valori considerati per individuare i carichi sulla copertura.

#### Caso 1

$$\Delta h = 16.5 - 10 = 6.5 \text{ m}$$

$$(b_1 + b_2) / (2 * \Delta h) = (74.6 + 57) / 13 = 10.12 < 2 * 6.5 / 1.5 = 8.67$$

$$\rightarrow \mu_w = 4 \quad q_{\text{neve max}} = 150 * 4 = 600 \text{ daN/m}^2 \quad l_s = 2 * \Delta h = 13 \text{ m}$$

#### Caso 2

$$\Delta h = 16.5 - 6 = 10.5 \text{ m}$$

$$(b_1 + b_2) / (2 * \Delta h) = (74.6 + 3.6) / 21 = 3.72 < 2 * 10.5 / 1.5 = 14$$

$$\rightarrow \mu_w = 3.72 \quad q_{\text{neve max}} = 150 * 3.72 = 558 \text{ daN/m}^2 \quad l_s = 2 * \Delta h = 21 \text{ m} < 15 \text{ m} \rightarrow l_s = 15 \text{ m}$$

#### Caso 3

$$\Delta h = 16.5 - 6 = 10.5 \text{ m}$$

$$(b_1 + b_2) / (2 * \Delta h) = (44.5 + 4.9) / 21 = 2.35 < 2 * 10.5 / 1.5 = 14$$

$$\rightarrow \mu_w = 2.35 \quad q_{\text{neve max}} = 150 * 2.35 = 353 \text{ daN/m}^2 \quad l_s = 2 * \Delta h = 21 \text{ m} < 15 \text{ m} \rightarrow l_s = 15 \text{ m}$$

#### Caso 4

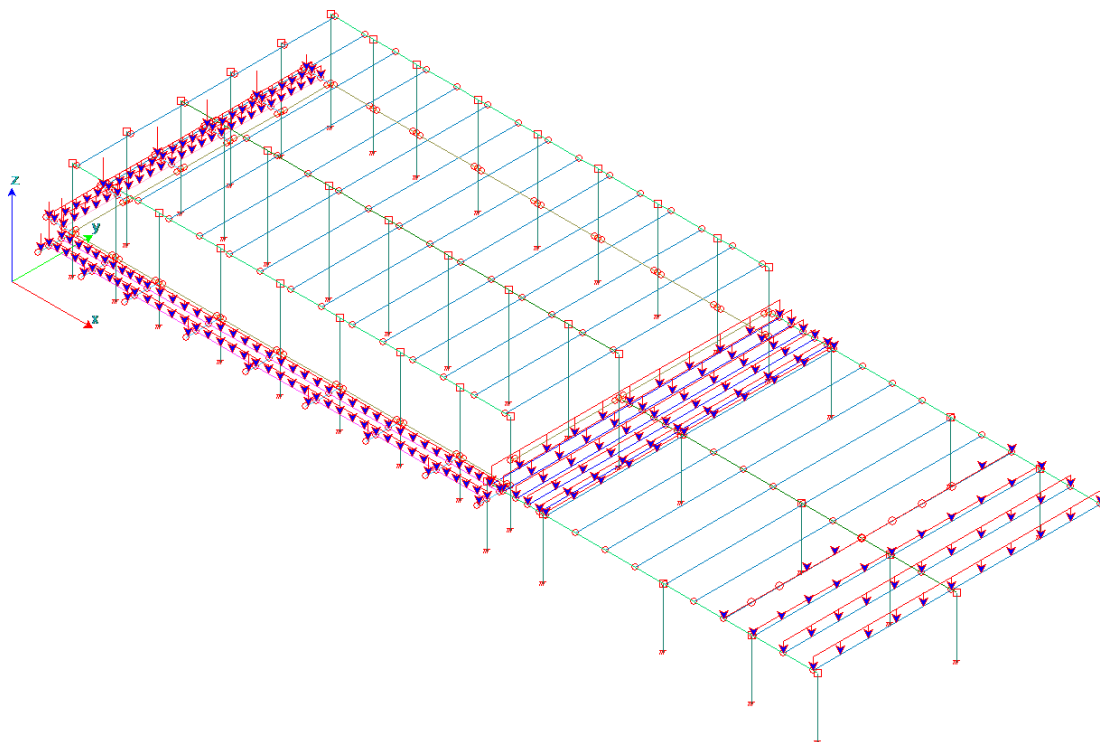
$\Delta h = 35 - 10 = 25 \text{ m}$  prudenzialmente si considera un valore più basso per l'altezza della torre impianti.

$$(b_1 + b_2) / (2 * \Delta h) = (57 + 46.3) / 50 = 2.07 < 2 * 25 / 1.5 = 33.33$$

$$\rightarrow \mu_w = 2.07 \quad q_{\text{neve max}} = 150 * 2.07 = 310 \text{ daN/m}^2 \quad l_s = 2 * \Delta h = 50 \text{ m} < 15 \text{ m} \rightarrow l_s = 15 \text{ m}$$

Infine si segnala che l'accumulo è stato considerato non solo come effetto locale sulle singole porzioni di copertura interessate dallo stesso, quindi sulle travi principali e secondarie, ma anche a livello globale, in quanto la sua presenza sulle pensiline risulta particolarmente gravosa per il calcolo delle sollecitazioni sui pilastri.

Si riporta un'immagine del modello agli elementi finiti (modello f.e.m.) con indicati i carichi in copertura dovuti agli accumuli.



## AZIONE DEL VENTO SULLA ZONA CON PANNELLI ALTI 18 m – CAPANNONE MIA

### CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
2	25	750	0.015
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			100
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			25.000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1.00073
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			25.018

$p$  (pressione del vento [N/mq]) =  $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$   
 $q_b$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])  
 $c_e$  (coefficiente di esposizione)  
 $c_p$  (coefficiente di forma)  
 $c_d$  (coefficiente dinamico)



#### Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b$ [N/mq]	391.20
--------------	--------

#### Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

#### Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di



### Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

### Categoria di esposizione

ZONE	1,2,3,4,5					
	costa mare	2 km	10 km	30 km	500m	750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5

\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1

ZONE	6					
	costa mare	2 km	10 km	30 km	500m	
A	--	III	IV	V	V	
B	--	II	III	IV	IV	
C	--	II	III	III	IV	
D	I	I	II	II	III	

ZONE	7,8			
	mare	1,5 km	0,5 km	costa
A	--	--	IV	
B	--	--	IV	
C	--	--	III	
D	I	II	*	

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

ZONE	9			
	costa mare			
A	--	I		
B	--	I		
C	--	I		
D	I	I		

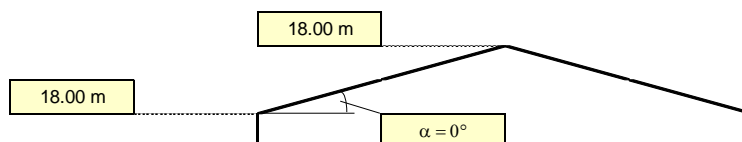
Zona	Classe di rugosità	a <sub>s</sub> [m]
2	B	100

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> [m]	z <sub>min</sub> [m]	c <sub>t</sub>
IV	0.22	0.3	8	1

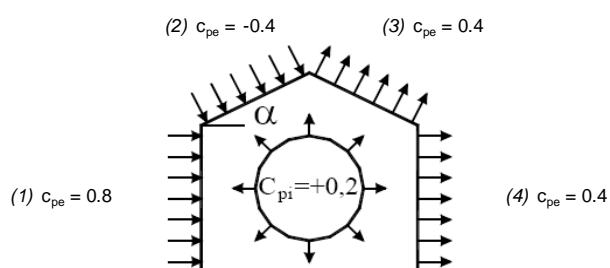
z [m]	c <sub>e</sub>
z ≤ 8	1.634
z = 18	2.199
z = 18	2.199



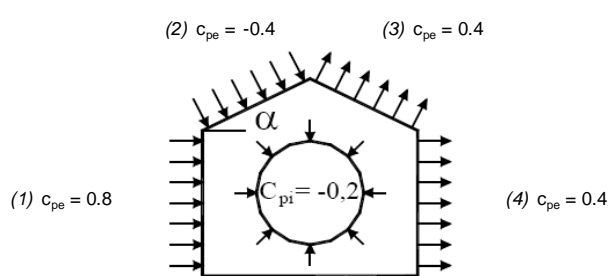
### Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.516
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	-0.60	-0.516
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.516
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.516



(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	1.00	0.860
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	-0.20	-0.172
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.172
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.172



Per il carico del vento si usano i coefficienti di forma c<sub>p</sub> contenuti nella seconda tabella ai punti (1) e (2), con il carico massimo e minimo agenti in entrambe le direzioni, si veda dopo la tabella di combinazione dei carichi.

AZIONE DEL VENTO SULLA ZONA CON PANNELLI ALTI 12 m – CAPANNONE CON LINEA PRODUTTIVA GRANDI CONFEZIONI

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
2	25	750	0.015
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			100
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$\underline{v}_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			25.000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1.00073
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			25.018

$p$ (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
$c_e$ (coefficiente di esposizione)
$c_p$ (coefficiente di forma)
$c_d$ (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b$ [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6				
	costa	mare	500m	
	2 km	10 km	30 km	
A	--	III	IV	V
B	--	II	III	IV
C	--	I	II	III
D	I	I	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

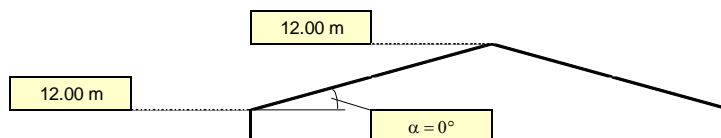
Zona	Classe di rugosità	$a_s$ [m]
2	B	100

$$c_e(z) = k_f \cdot c_i \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_i \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	$k_f$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]	$c_i$
IV	0.22	0.3	8	1

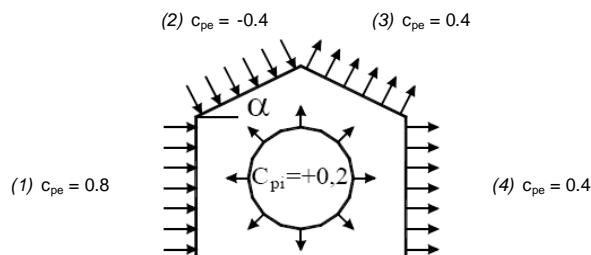
z [m]	c <sub>e</sub>
z ≤ 8	1.634
z = 12	1.908
z = 12	1.908



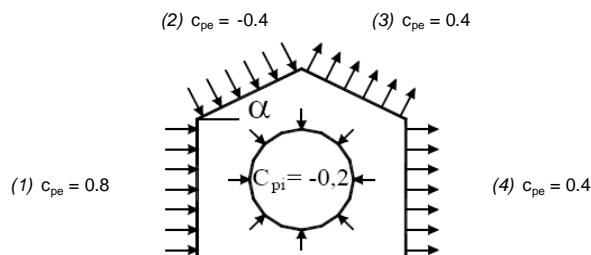
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.448
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	-0.60	-0.448
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.448
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.448

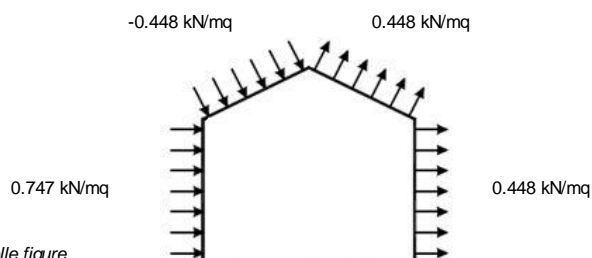


(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	1.00	0.747
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	-0.20	-0.149
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.149
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.149



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.747
(2)	-0.448
(3)	0.448
(4)	0.448



**N.B.** - Se p (o c<sub>pe</sub>) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Per il carico del vento si usano i coefficienti di forma c<sub>p</sub> contenuti nella seconda tabella ai punti (1) e (2), con il carico massimo e minimo agenti in entrambe le direzioni, si veda dopo la tabella di combinazione dei carichi.

## AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene determinata secondo apposita analisi per cui si rimanda ai paragrafi seguenti.

Si segnala che nei carichi considerati è compreso anche il "tamponamento sismico"; questo è un carico fittizio, che non è conteggiato come carico gravitazionale, in quanto i pannelli di tamponamento non appoggiano dove è applicato tale carico, ma tiene conto della percentuale di massa dei pannelli verticali che è vincolata alle travi e che, di conseguenza, produce azioni orizzontali su tali travi in caso di sisma.

## 9 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA, VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

“Indicazione della “vita nominale” e della “classe d’uso” della costruzione”

Vita nominale: 50

Classe d’uso: II

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### 9.1.1.1.1 Classe d'uso

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso *III* o in Classe d’uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

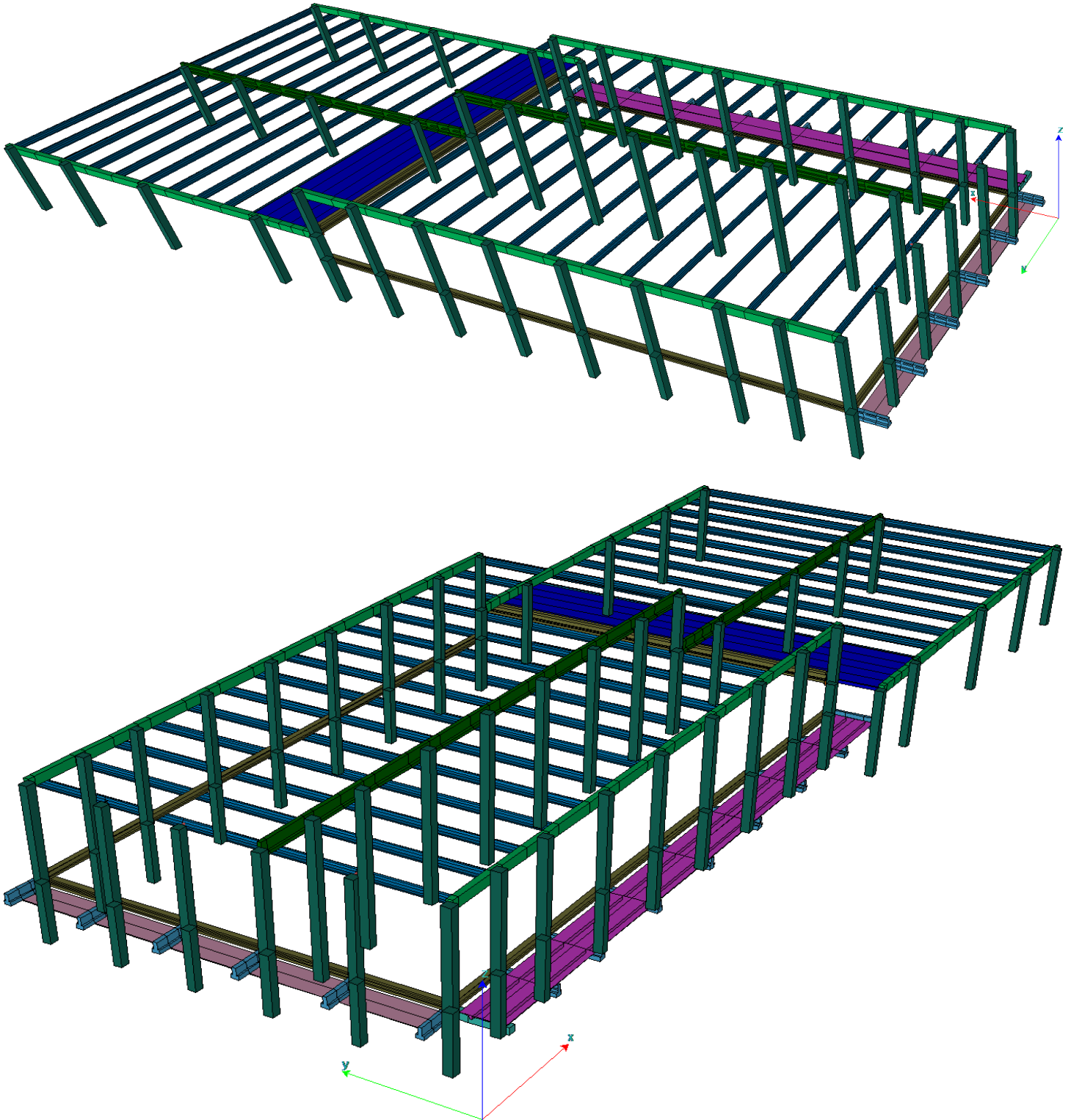
*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

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

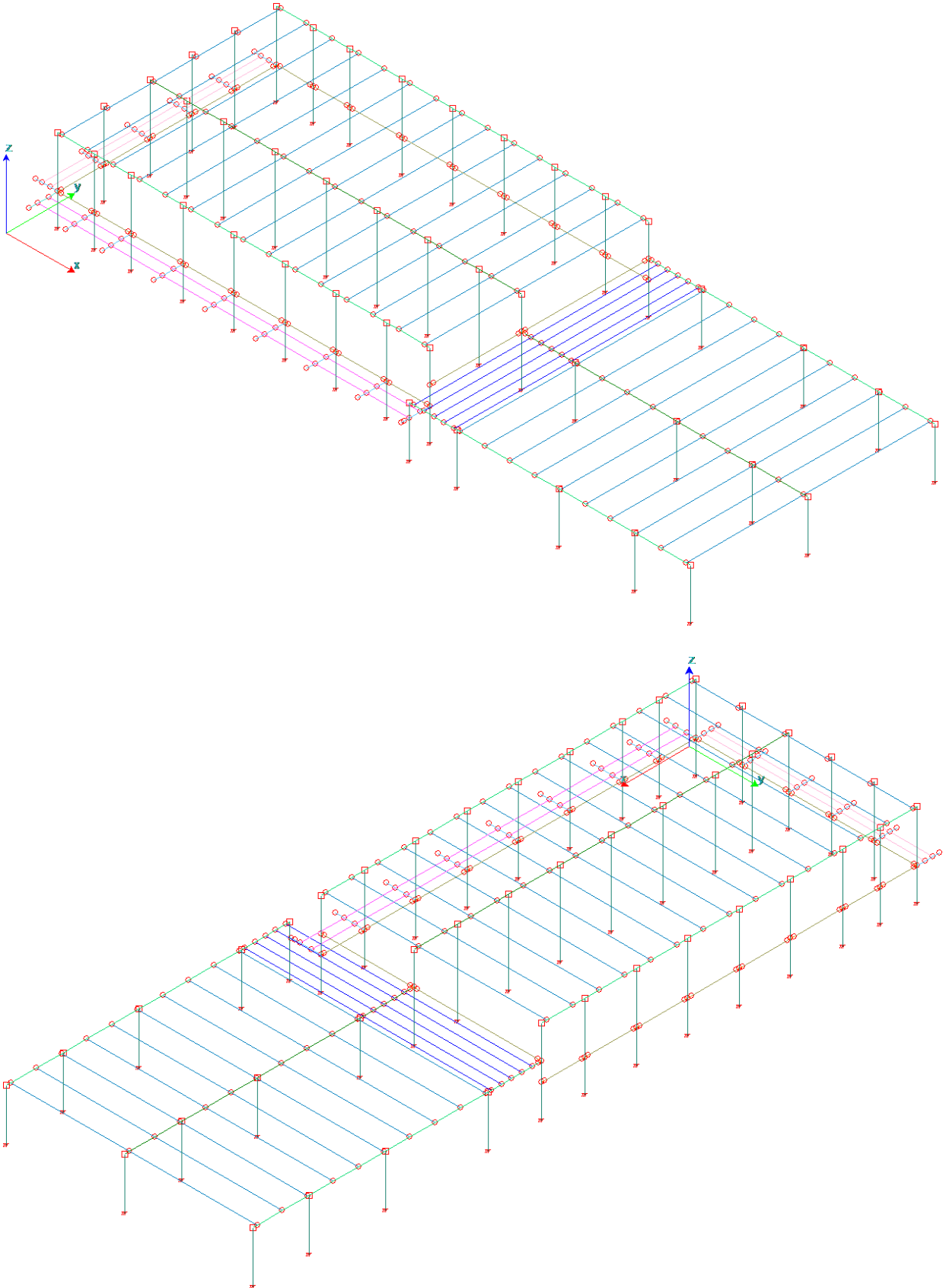
## 10 TIPOLOGIA STRUTTURALE ADOTTATA

*“Individuazione della tipologia strutturale adottata e motivazioni della scelta compiuta”*

Si riportano alcune immagini del modello f.e.m. del fabbricato in oggetto.



Si riportano alcune immagini del modello f.e.m. unifilare del fabbricato in oggetto.



La concezione del sistema strutturale è sviluppata in funzione di soddisfare sia i requisiti di sicurezza strutturali sia le esigenze della configurazione architettonica sia il lay-out produttivo interno al fabbricato.

L'edificio è una struttura prefabbricata monopiano, con due livelli diversi della copertura, oltre al livello della copertura delle due pensiline che si sviluppano su una testata dell'edificio e su un solo lato della parte alta del fabbricato, dove è collocato il MIA (magazzino automatizzato).

In base alla classificazione della Tabella 7.3.II delle NTC2018, l'edificio è una struttura prefabbricata con pilastri incastrati alla base e travi incernierate.

La struttura viene progettata come dissipativa in CDB, pertanto il suo fattore di comportamento di base è

$$q_0 = 2.5$$

come si evince dalla tabella suddetta.

Il fattore di comportamento finale è ridotto in via cautelativa tramite il coefficiente  $K_r = 0.8$ , valore riferito ad una struttura irregolare in altezza.

Nella struttura sono presenti due coperture a livello diverso con i pilastri che si estendono fino alle sommità delle due quote di copertura e questo non rappresenta una irregolarità in altezza, come indicato al punto d) del paragrafo 7.2.1, tuttavia, vista la presenza di due pilastri con sezioni diverse lungo la loro altezza e la presenza delle pensiline su due lati, prudenzialmente si sceglie in fase di pre-dimensionamento il fattore  $K_r = 0.8$ .

Quindi il fattore di comportamento finale è:

$$q_0 * K_r = 2.5 * 0.8 = 2$$

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD''A''	CD''B''
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5

Le travi principali e secondarie della copertura sono incernierate agli appoggi sia sul piano xz o sul piano yz, a seconda della direzione della trave all'interno del fabbricato, sia sul piano xy, inoltre sono svincolate anche in modo da non avere momento torcente; di fatto le diverse travi principali e secondarie hanno un funzionamento a biella.

Questa ipotesi di schematizzazione degli elementi di copertura è stata adottata dallo scrivente sulla base di considerazioni personali e dell'esperienza; in fase esecutiva il progettista della struttura prefabbricata, sulla base del vincolamento effettivamente realizzato tra travi principali e travi secondarie e tra travi principali e pilastri, potrà decidere diversamente, in particolare non realizzando un vincolo a cerniera sul piano xy e quindi vincolando anche a momento torcente, ma mantenendo sempre, proprio per la tipologia strutturale adottata, il vincolamento a cerniera sui piani xz o yz, a seconda della direzione della trave considerata.



La schematizzazione ora adottata porta ad ottenere dei periodi di vibrazione più alti della struttura, operare un vincolamento delle travi diverso dalla cerniera sul piano xy produce una riduzione dei periodi di vibrazione della struttura stessa, di conseguenza un aumento delle sollecitazioni.

In ogni caso gli impalcati di copertura ai diversi livelli non si possono definire infinitamente rigidi, quindi sulla struttura si esegue un'analisi dinamica modale senza condensazione di piano con momenti statici torcenti addizionali per tenere in conto del possibile spostamento del 5% in ogni direzione del baricentro delle masse rispetto al baricentro delle rigidezze.

I pilastri, incastrati alla base ed incernierati alle travi in sommità, sono di fatto gli unici elementi controventanti dal punto di vista sismico, la cerniera plastica in essi si realizza solo alla base, cioè all'incastro.

Il modulo elastico dei pilastri viene ridotto per tenere conto della fessurazione, paragrafo 7.2.6 NTC 2018, sotto riportato; sulla base delle figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b), contenute nella Circolare esplicativa del 21-01-2019 n. 7/C.S.LL.PP. e sulla base dello sforzo normale  $N$  dovuto ai carichi verticali agenti sui pilastri in combinazione sismica, la riduzione del modulo elastico operata è pari al 20%.

Nel rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nelle Figure C7.2.5 (a) e C7.2.5 (b),  $q$  rappresenta il fattore di comportamento,  $N$  lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali nella combinazione sismica,  $A_c$  l'area della sezione,  $f_{cd}$  la resistenza a compressione del calcestruzzo.

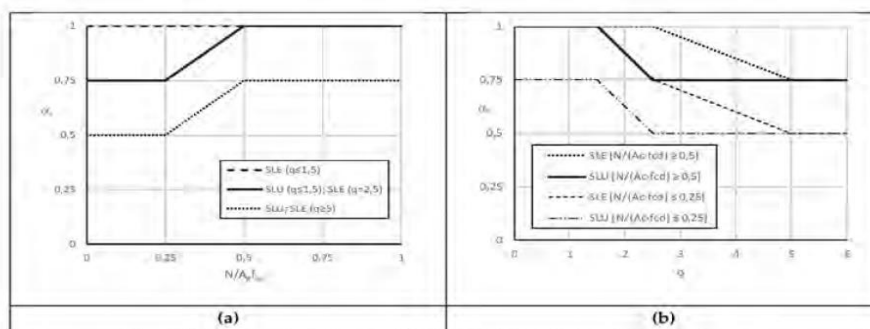


Figura C7.2.5 Dipendenza di  $\alpha_k$  dal carico assiale  $N$  e dal fattore di comportamento  $q$ .

Il fabbricato considerato è strutturalmente indipendente da altri fabbricati ad esso adiacenti, come ad esempio la torre impianti o un altro edificio prefabbricato con esso confinante sul lato privo di pensilina; tra i vari fabbricati strutturalmente indipendenti si realizza un giunto sismico di opportuna ampiezza al fine di evitare il martellamento delle strutture, martellamento dovuto all'opposizione di fase dei periodi di vibrazione di strutture indipendenti sottoposte all'azione sismica.

In via cautelativa e sulla base degli ampi spostamenti che si verificano nelle strutture prefabbricate sotto l'azione sismica, l'ampiezza del giunto è calcolata in questo modo:  $2 \cdot h_{\max \text{ cop}}/100$ .

Dove  $h_{\max \text{ cop}}$  è l'altezza delle coperture che si fronteggiano a partire dallo spiccato delle fondazioni, quindi nel caso in oggetto:

$$2 \cdot (9.3 + 0.7) \cdot 100 / 100 = 20 \text{ cm}$$

Si adotta un giunto di ampiezza pari a 25 cm per tenere conto di eventuali errori esecutivi o di montaggio; nel caso di giunti realizzati a livello delle pensiline, l'ampiezza è ridotta in funzione dell'altezza più bassa.

Le fondazioni superficiali a plinto isolato sono collegate tra loro da cordoli orizzontali, come già precedentemente scritto, al fine di non determinare sollecitazioni parassite nella struttura in elevazione dovute ad eventuali spostamenti relativi del piano fondale.

## 11 INDICAZIONE SUI MATERIALI

*“Indicazione dei materiali adottati con particolare riferimento alle motivazioni delle scelte compiute in relazione ai requisiti di resistenza meccanica e di durabilità con particolare riferimento alla riduzione degli interventi di manutenzione straordinaria da compiere durante la vita nominale dell’opera strutturale al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l’efficienza e il valore economico”*

Salvo diversa indicazione si prescrivono i seguenti materiali:

### CARPENTERIA METALLICA/INSERTI PER COLLEGAMENTI STRUTTURALI

Acciaio S275

salvo dove diversamente specificato dal produttore dell’inserto per collegamento strutturale

### BARRE FILETTATE CLASSE 8.8 O CLASSE 10.9

### CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

Classe di esposizione:	XC2 per fondazioni
Classe di resistenza:	C30/37
Contenuto cemento minimo:	325 Kg/mc
Diametro massimo inerte:	32 mm per fondazioni
Classe di consistenza:	S3 o S4
Fck:	370 Kg/cm <sup>2</sup>
fcd:	170,0 Kg/cm <sup>2</sup>

### CALCESTRUZZO PER STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Classe di esposizione:	XC3 per strutture in elevazione
Classe di resistenza:	C40/50, C45/55
Rck,j per strutture precomprese al taglio trefoli = 35 N/mm <sup>2</sup> – 40 N/mm <sup>2</sup>	
Contenuto cemento minimo:	425 Kg/mc
Diametro massimo inerte: 20 mm per strutture in elevazione o minore negli alari di copertura.	
Classe di consistenza:	S4, S5 se e dove necessario
Fck:	450 Kg/cm <sup>2</sup>
fcd:	255,0 Kg/cm <sup>2</sup>

---

## **ACCIAIO PER ARMATURA LENTA PER FONDAZIONI E STRUTTURA IN ELEVAZIONE**

Barre:	B 450C
Reti e tralicci:	B 450C – B450A
Fyk	4500 Kg/cm <sup>2</sup>
Fyd	3913 Kg/cm <sup>2</sup>

## **ACCIAIO PER PRECOMPRESSIONE STRUTTURA IN ELEVAZIONE**

Trefoli e trecce

Tensione caratteristica al carico massimo f<sub>ptk</sub>: > o = 1860 N/mm<sup>2</sup>

Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale f<sub>p(1)k</sub>: > o = 1670 N/mm<sup>2</sup>

## **RESINA BICOMPONENTE PER ANCORAGGI IN C.A.**

Resina Hilti HIT-RE 500 V3

## **MALTA PER INGHISAGGI**

Malta a ritiro compensato per inghisaggi EMACO S55 o Masterflow 928.

Per ogni tipo di calcestruzzo gli inerti non dovranno assorbire acqua, dovranno avere lunga durata nel tempo senza subire degradazioni, avere opportuna resistenza al gelo, nonché durezza e resistenza adeguate alla classe di calcestruzzo da ottenere, e dovranno essere lavati e risultare totalmente mancanti di terra, fango, detriti organici, ecc.

Gli inerti saranno di tre tipi e dimensioni e la loro miscela sarà effettuata in modo da ottenere una curva granulometrica compresa tra le due curve limite.

Il rapporto acqua/cemento non dovrà essere superiore a 0,5; per valori inferiori dovranno essere usati additivi fluidificanti per migliorarne la lavorabilità.

L'acciaio di armatura dovrà essere controllato in stabilimento in accordo al capitolo 11.3.2.10 delle NTC 2008. Il piegamento delle barre di armatura dovrà essere eseguito rispettando i seguenti diametri minimi:

per  $\varphi < 16\text{mm} \Rightarrow 4\varphi$

per  $16 \leq \varphi \leq 25\text{mm} \Rightarrow 7\varphi$

## 12 INDIVIDUAZIONE PARAMETRI AZIONE SISMICA

*“Individuazione dei parametri che concorrono alla definizione dell’azione sismica di riferimento in base alla tipologia strutturale adottata e alle condizioni del sito”*

In accordo alle NTC 2018 l’azione sismica è stata definita in funzione della “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e determinata a partire dallo spettro di risposta elastico in accelerazione in funzione dello stato limite considerato.

### SISMA ORIZZONTALE

In accordo al cap. 3.2.3 l’azione sismica è stata determinata in maniera indipendente nelle 2 componenti orizzontali e combinata secondo quanto al cap. 7.3.5 delle NTC 2018.

Poiché gli impalcati non sono infinitamente rigidi, si è tenuto conto della variabilità del moto e dello spostamento eventuale del baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze considerando dei momenti torcenti statici addizionali.

### SISMA VERTICALE

In accordo al cap. 7.2.2 delle NTC 2018 è stata considerata la componente verticale dell’azione sismica, in quanto l’accelerazione di base del sito  $a_g/g = 0.162$  e maggiore di 0.15 e nella struttura sono presenti elementi precompressi con luce superiore ad 8 metri e mensole con sbalzi maggiori di 4 metri, paragrafo 7.2.2 delle NTC.

Poiché le travi di copertura sono incernierate agli appoggi, il sisma verticale può al massimo determinare un aumento o una diminuzione degli sforzi normali nei pilastri, trattandosi di una relazione pre-sismica si trascura al momento tale variazione dello sforzo assiale nella verifica dei pilastri.

Il sisma verticale ha invece un effetto diverso sullo sbalzo della pensilina, in quanto l’incremento di carico verticale produce un incremento di momento flettente sulla trave che costituisce lo sbalzo e quindi un incremento di momento soprattutto sui pilastri con trave a sbalzo; per tale momento si terrà conto di questo incremento di momento nella verifica di questi pilastri, mentre si trascura sugli altri pilastri del telaio, in quanto di modesta entità.

In fase di progettazione esecutiva, il progettista deciderà se valutare in modo più approfondito gli effetti del sisma verticale sulla struttura.

### *Effetti torsionali*

Poiché gli impalcati non sono infinitamente rigidi, si è tenuto conto della variabilità spaziale del moto e dell’eccentricità del baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze considerando dei momenti torcenti statici addizionali.

*Analisi:*

La parte di struttura in elevazione è stata studiata mediante analisi lineare dinamica, e nello specifico è stata effettuata un'analisi modale con spettro di risposta ipotizzando un comportamento dissipativo in CDB

Con riferimento ai Cap. 2 e 7 delle NTC, nell'analisi sismica delle strutture sono stati considerati i seguenti valori dei parametri principali:

- Zona sismica secondo O.P.C.M. 3274 = 2;
- Vita nominale,  $V_N = 50$ anni (NTC 2.4.1, tipo di costruzione 2);
- Classe d'uso II, coefficiente d'uso  $C_U = 1.0$  (NTC Tab. 2.4. II) ;
- Periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica  $V_R = V_N \cdot C_U = 50$  anni (NTC 2.4.3);
- Categoria di sottosuolo: B, per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato specialistico geologico-sismico;
- Categoria topografica  $T1 \Rightarrow$  coefficiente di amplificazione topografico  $S_T = 1.0$  (elaborato specialistico geologico-sismico vedi elaborati specialistici);
- $S_s$  coefficiente di amplificazione stratigrafico = 1.2 per sisma orizzontale SLV e SLD,
- Fattore di comportamento  $q_D = 2$  agli SLV con sisma orizzontale,
- Fattore di comportamento  $q_D = 1.5$  agli SLV con sisma verticale,
- Fattore di comportamento  $q_D = 1$  agli SLD,
- $\xi = 5\%$  (NTC circ. C7.3.3.1) coefficiente di smorzamento convenzionale dei modi di vibrare.

Di seguito si riportano in forma numerica gli spettri di progetto ed i risultati sintetici dell'analisi dinamica modale.

## 13 RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA MODALE

$I_s$	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
$X_g, Y_g, Z_g$	coordinate centro di massaModale
$D_x, D_y$	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezza
$K_{r_{zz}}, K_{t_{min}}, K_{t_{max}}$	rigidezze traslanti e torcenti
$r_1, r_2$	raggi giroscopi d'inerzia $(r_1 = (K_{r_{zz}}/K_{t_{min}})^{1/2}, r_2 = (K_{r_{zz}}/K_{t_{max}})^{1/2})$
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_{\theta z}$	incrementi percentuali di rigidezza $(\Delta K = (K_i - K_{i-1})/K_{i-1})$
$K_{xij}, K_{yij}, K_{\theta zij}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff.di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura $g_{ij}$ )
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
Mmi/Mmtot	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
Sum Mmi/Mmtot	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\phi_{i,ux}, \phi_{i,uy}, \phi_{i,\theta z}$	spostamenti modali del nodo master

- Modalità di valutazione della risposta modale**

Analisi spettrale via Subspace iterator

Smorzamento strutturale 5.0 %

risposta  $S = CQC(S_i)$

segno risposta =  $\text{sign}(\sum S_i)$

- Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.**

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLV	4	1.54	24.8	90.5
0.00 [°] SLV	4	1.54	24.8	90.5
180.00 [°] SLV	4	1.54	24.8	90.5
180.00 [°] SLV	4	1.54	24.8	90.5
90.00 [°] SLV	1	1.63	31.3	85.3
90.00 [°] SLV	1	1.63	31.3	85.3
270.00 [°] SLV	1	1.63	31.3	85.3
270.00 [°] SLV	1	1.63	31.3	85.3

Come si vede, dalla tabella sopra riportata, per ogni direzione di ingresso del sisma è stata attivata sempre una percentuale di massa superiore o uguale all'85% della massa totale.

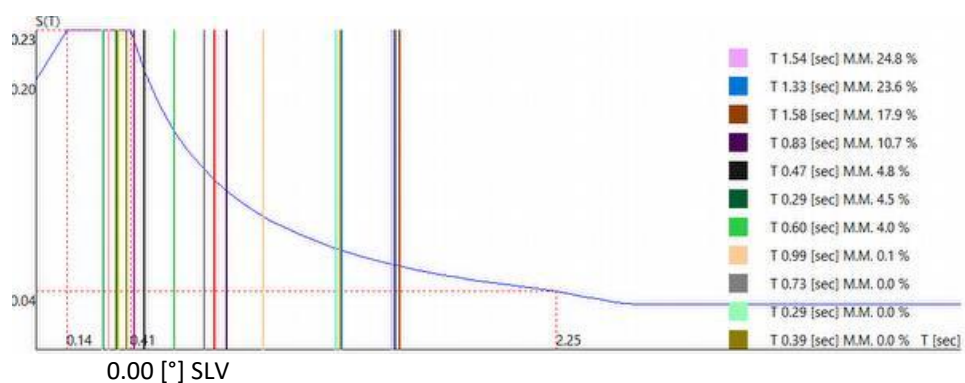
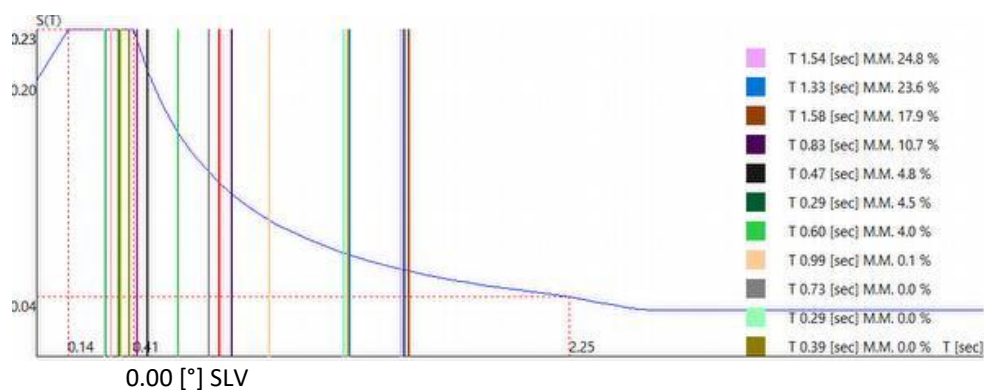
- Spettro in accordo con TU 2018**

- SASSUOLO-FIORANO MODENESE Longitudine 10.8087 Latitudine 44.5576
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ) 1.0000
- Vita nominale della costruzione ( $V_N$ ) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente  $C_u$  1.0
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di duttilità  $\alpha_u/\alpha_1$  per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza  $K_R$  0.80

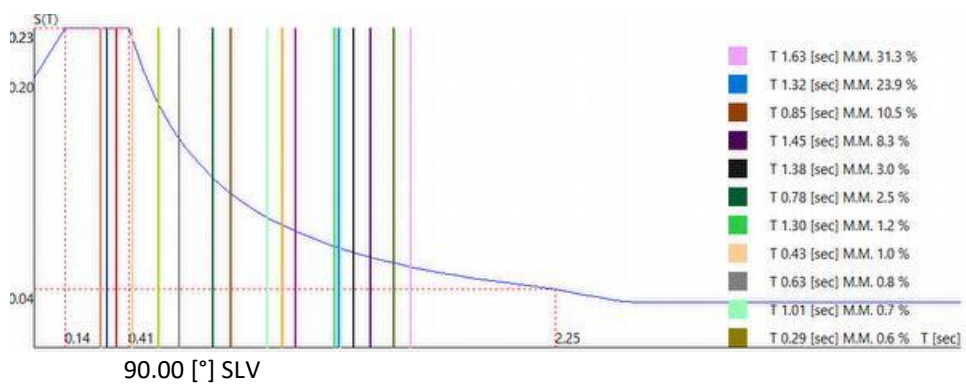
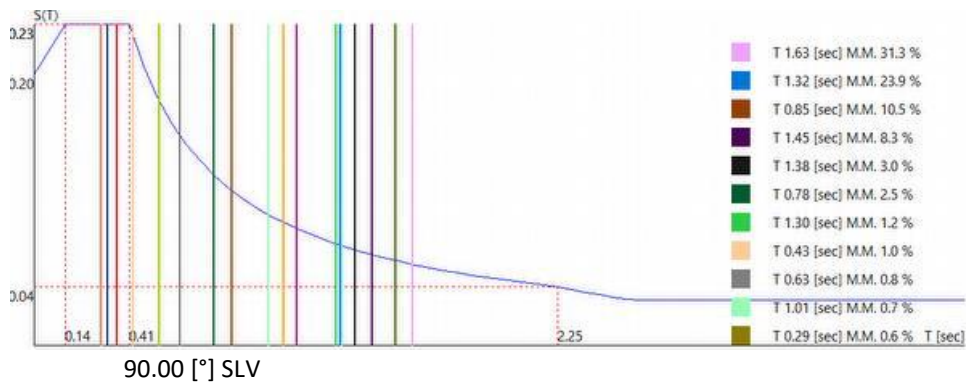
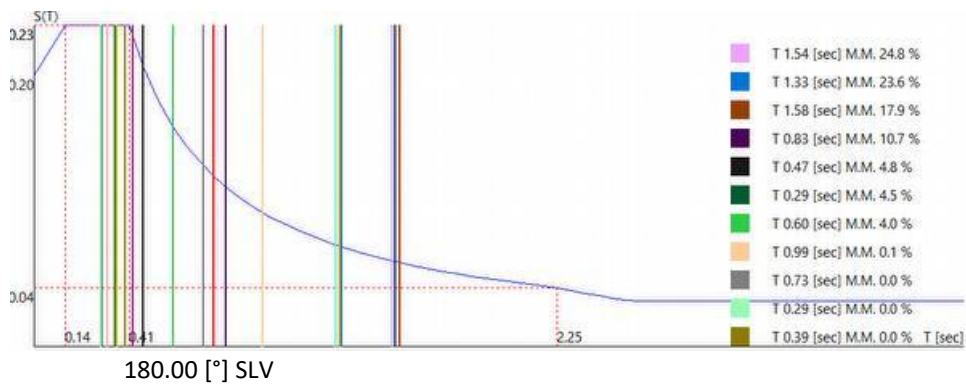
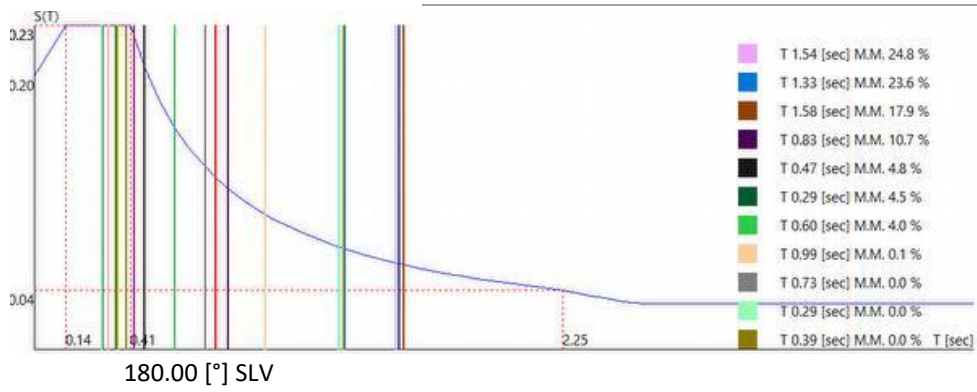
- Fattore riduttivo per la presenza di setti  $K_w$  1.00

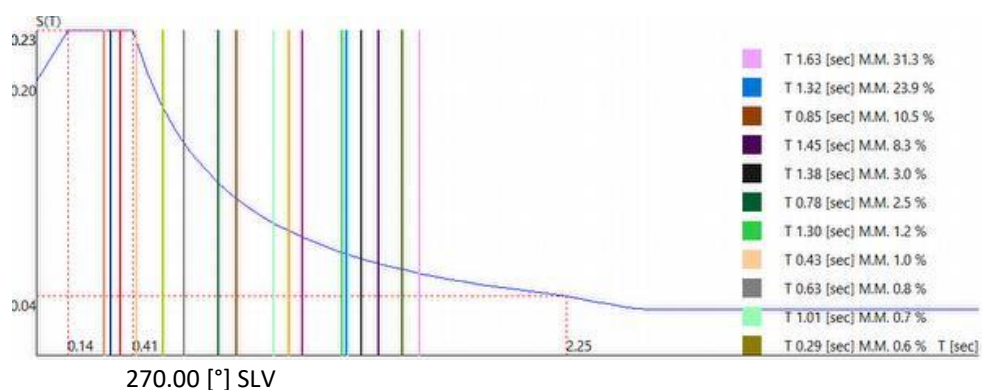
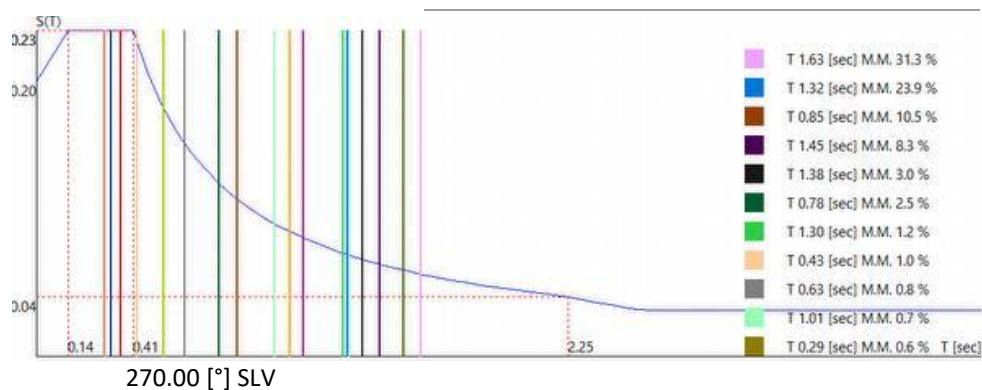
Stato Limite	C $q_0 = C \alpha_0 / \alpha_1$	$q_H$	$q_v$
SLV	2.50	2.00	1.50
SLD	1.25	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	2.50	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso ( 0.05 = 5% ) 0.05
- TU 2018 SLV H**
- Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) 10.0 e periodo di ritorno ( $T_R$ ) 475 (anni)
- $S_s$  1.200
- $T_B$  0.14 [sec]
- $T_C$  0.41 [sec]
- $T_D$  2.25 [sec]
- $a_g/g$  0.1631
- $F_o$  2.3725
- $T_c^*$  0.2900









- **Azioni torcenti aggiuntive**
- Baricentro delle masse libere : 58.60,25.01,11.57 [m]
- Massa totale : 605842.9 [UTM]
- Momento d'inerzia polare Jz : 1067120608.5 [UTM m<sup>2</sup>]

Dir. sisma [°]	Momento Torcente [kgm]
0.00 [°] SLV	889828.2
0.00 [°] SLV	-889828.2
180.00 [°] SLV	889828.4
180.00 [°] SLV	-889828.4
90.00 [°] SLV	2314909.6
90.00 [°] SLV	-2314909.6
270.00 [°] SLV	2314909.7
270.00 [°] SLV	-2314909.7

- **Sintesi dei risultati SLD per direzione d'ingresso del sisma.**

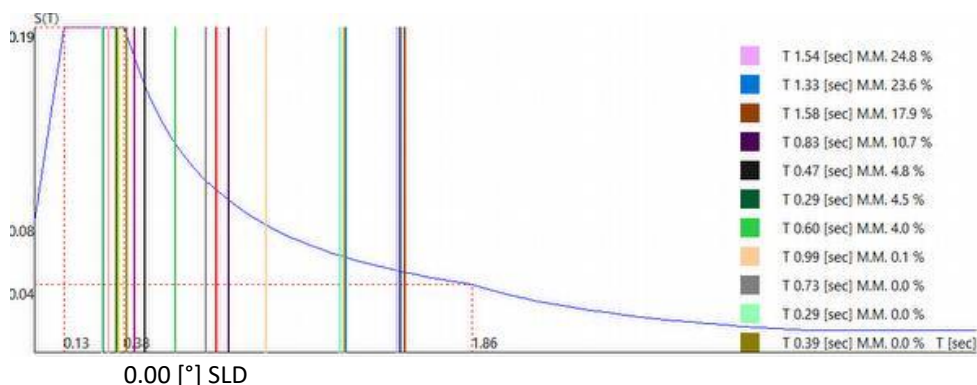
Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [sec]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.00 [°] SLD	4	1.54	24.8	90.5
0.00 [°] SLD	4	1.54	24.8	90.5
180.00 [°] SLD	4	1.54	24.8	90.5
180.00 [°] SLD	4	1.54	24.8	90.5
90.00 [°] SLD	1	1.63	31.3	85.3
90.00 [°] SLD	1	1.63	31.3	85.3

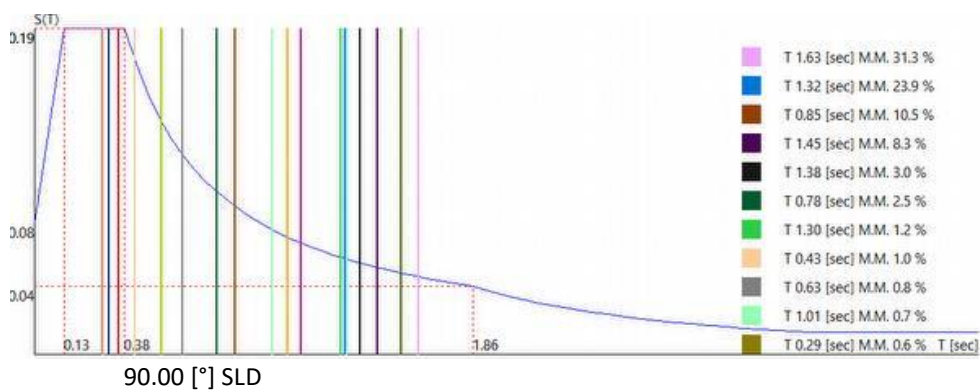
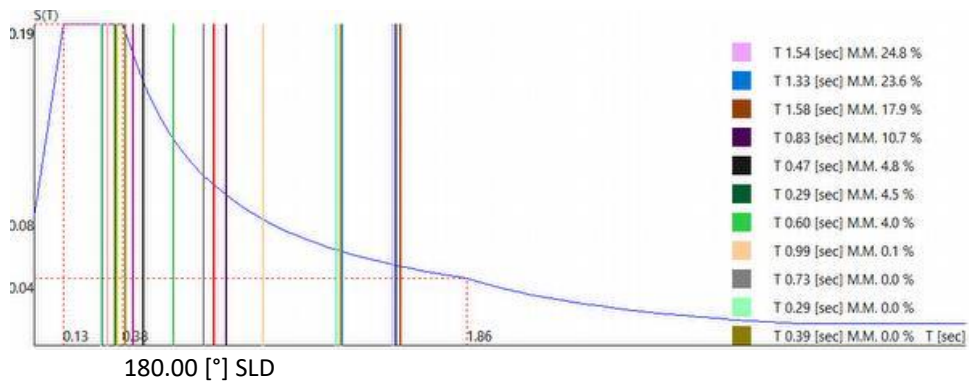
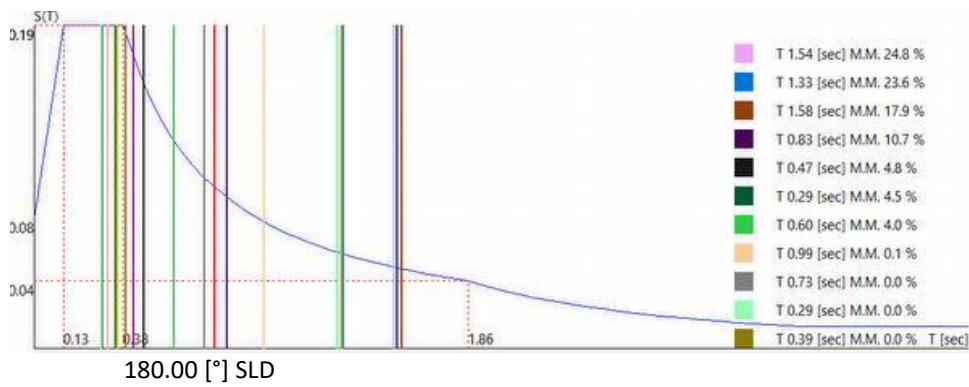
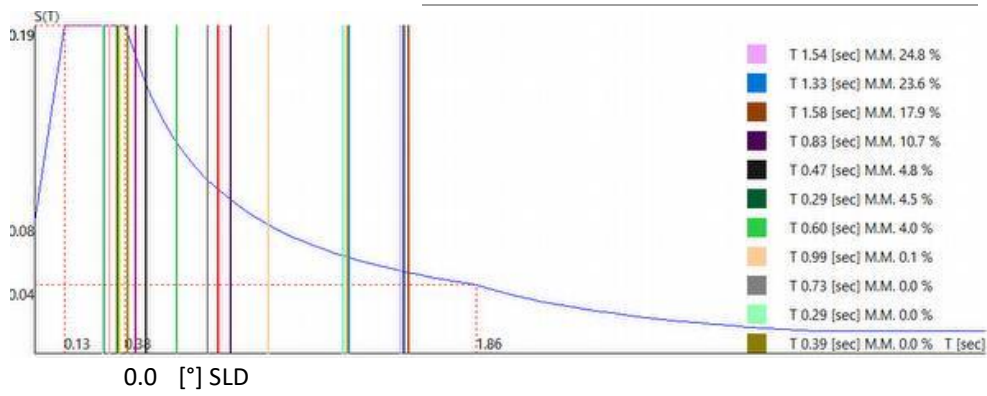
270.00 [°] SLD	1	1.63	31.3	85.3
270.00 [°] SLD	1	1.63	31.3	85.3

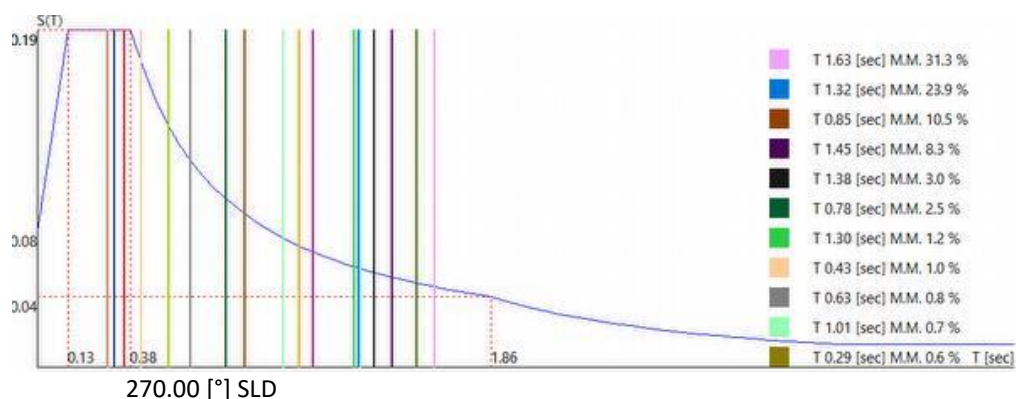
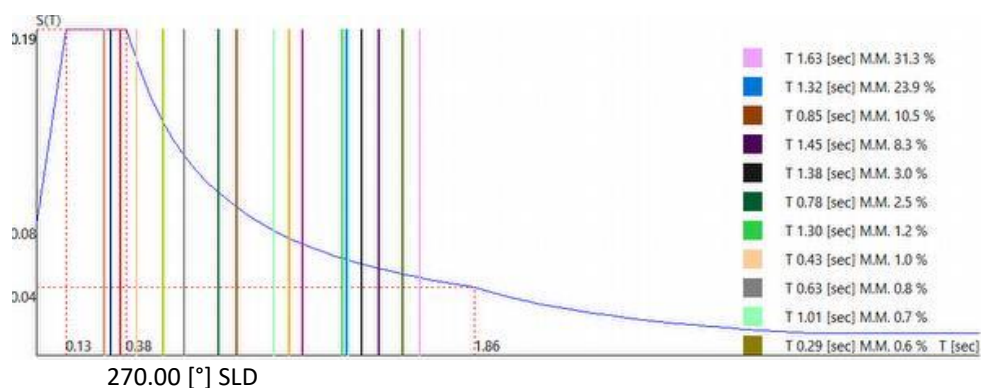
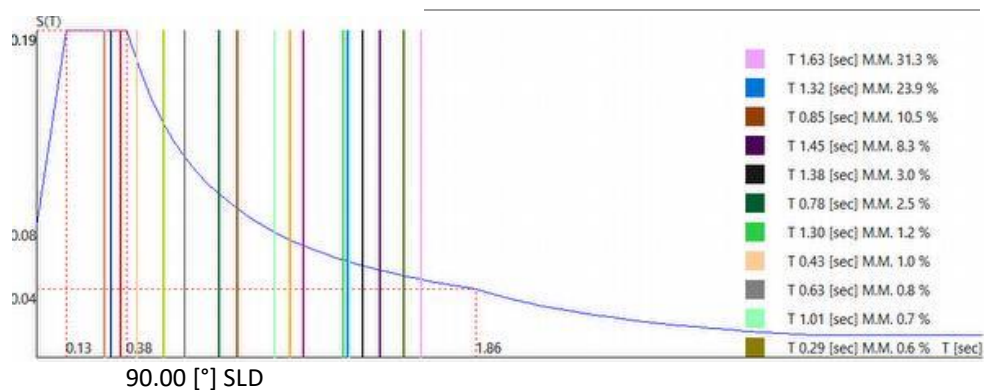
- **Spettro in accordo con TU 2018**
- SASSUOLO-FIORANO MODENESE Longitudine 10.8087 Latitudine 44.5576
- Tipo di Terreno B
- Coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ) 1.0000
- Vita nominale della costruzione ( $V_N$ ) 50.0 anni
- Classe d'uso II coefficiente  $C_U$  1.0
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di duttilità  $\alpha_u/\alpha_1$  per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza  $K_R$  0.80
- Fattore riduttivo per la presenza di setti  $K_w$  1.00

Stato Limite	C $q_0 = C \alpha_u/\alpha_1$	$q_H$	$q_V$
SLV	2.50	2.00	1.50
SLD	1.25	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	2.50	1.00	1.50

- Smorzamento Viscoso ( 0.05 = 5% ) 0.05
- **TU 2018 SLD H**
- Probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) 63.0 e periodo di ritorno ( $T_R$ ) 50 (anni)
- $S_s$  1.200
- $T_B$  0.13 [sec]
- $T_C$  0.38 [sec]
- $T_D$  1.86 [sec]
- $a_g/g$  0.0643
- $F_o$  2.4915
- $T_C^*$  0.2684







- **Azioni torcenti aggiuntive**
- Baricentro delle masse libere : 58.60,25.01,11.57 [m]
- Massa totale : 605842.9 [UTM]
- Momento d'inerzia polare Jz : 1067120608.5 [UTM m<sup>2</sup>]

Dir. sisma [°]	Momento Torcente [kgm]
0.00 [°] SLD	692846.4
0.00 [°] SLD	-692846.4
180.00 [°] SLD	692846.6
180.00 [°] SLD	-692846.6
90.00 [°] SLD	1802456.7
90.00 [°] SLD	-1802456.7
270.00 [°] SLD	1802456.8
270.00 [°] SLD	-1802456.8

## 14 VALUTAZIONE EFFETTI NON-LINEARI PDR/VH

- $V_x \Theta_x = P \, dr_{,x} / h$
- $V_y \Theta_y = P \, dr_{,y} / h$
- $V \Theta = P \, dr / h$  dove:  $dr = \sqrt{dr_{,x}^2 + dr_{,y}^2}$
- Controllo combinazioni 27 .. 58
- Fattore di struttura 2.00
- Fattore di importanza  $\gamma_i$  1.00
- Modalità di calcolo: spostamenti d'interpiano per colonna
- N valutato per combinazione

Trattandosi di una struttura prefabbricata, con pilastri snelli, assume particolare importanza la valutazione degli effetti non lineari, quindi il calcolo di  $\theta$  previsto dalla normativa.

Tale calcolo si esegue solo sulle 32 combinazioni SLV e, non essendo presenti impalcati infinitamente rigidi, si considerano gli spostamenti di interpiano relativi ad ogni singola colonna; trattandosi di un telaio monopiano, si considera lo spostamento della copertura.

Lo spostamento  $dr$ , che si ottiene dall'analisi dinamica modale, va amplificato per il fattore definito dal paragrafo 7.3.3.3. delle NTC 2018 sotto riportato.

### 7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti  $d_E$  sotto l'azione sismica di progetto relativa allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  i valori  $d_{Ea}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ea} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

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

Nel caso in oggetto  $T_{1x} = 1.54$  s e  $T_{1y} = 1.63$  s sono entrambi maggiori di  $T_c = 0.41$  s, quindi  $\mu_d = qd = 2$

Si considerano gli spostamenti combinati in direzione x e in direzione y, si riporta di seguito la tabella con i valori massimi di q per ogni sezione di pilastro utilizzata nel modello f.e.m..

Direzione  $U = \sqrt{d_{r,1-2}^2 + d_{r,1-3}^2}$

Sez.	Pil.	Comb.	L [m]	P [kg]	V [kg]	P $d_r/h$ [kg]	$d_r$ [cm]	$\theta$
1	102-175	49	3.60	78026.6	2286.1	346.7	1.60	0.1516
2	6-78	53	6.40	129579.4	3867.4	447.1	2.21	0.1156
3	201-299	52	6.40	30905.3	2016.7	183.3	3.80	0.0909
4	150-293	48	10.00	56001.4	4096.5	404.0	7.21	0.0986
5	24-178	45	10.00	256859.5	12082.3	796.8	3.10	0.0660
6	48-201	53	3.60	155037.6	12613.4	804.4	1.87	0.0638
7	31-132	52	6.40	109445.5	4087.7	358.8	2.10	0.0878

Come si vede il valore di  $\theta$  per i pilastri con sezioni 1 e 2 è superiore ad 0.1, quindi nella verifica dei pilastri si incrementano gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un valore pari a:  $1/(1-\theta)$ ,

A favore di sicurezza si considera per queste due sezioni un fattore di amplificazione unico pari a:

$$1/(1-0.152) = 1.18$$



Se il valore di  $\theta$  fosse stato superiore a 0.2 allora si sarebbe dovuto procedere con un'analisi che tenesse in conto gli effetti del secondo ordine (analisi non lineare), in nessun caso il valore di  $\theta$  potrebbe essere stato maggiore di 0.3, riferimento paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018.

#### VERIFICA DI STABILITÀ PER ELEMENTI SNELLI – EFFETTI GLOBALI NEGLI EDIFICI

In questa fase di pre-dimensionamento non si esegue la verifica che consente di trascurare gli effetti globali del secondo ordine sull'edificio in oggetto in combinazione non sismica.

##### *Effetti globali negli edifici*

Gli effetti globali del secondo ordine negli edifici possono essere trascurati se è verificata la seguente condizione:

$$P_{Ed} \leq 0,31 \frac{n}{n+1,6} \frac{\sum (E_{cd} I_c)}{L^2} \quad [4.1.43]$$

dove:

$P_{Ed}$  è il carico verticale totale (su elementi controventati e di controvento);

$n$  è il numero di piani;

$L$  è l'altezza totale dell'edificio sopra il vincolo ad incastro di base;

$E_{cd}$  è il valore di progetto del modulo elastico del calcestruzzo definito in § 4.1.2.3.9.3;

$I_c$  è il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo degli elementi di controvento, ipotizzata interamente reagente.



## 15 COMPONENTI NON STRUTTURALI: INTERAZIONI

*“Analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici, nonché le modalità adottate per ridurre al minimo le eventuali interferenze con le strutture e proposte esecutive conseguenti”*

La tipologia strutturale adottata prevede degli orizzontamenti di copertura costituiti da travi secondarie realizzate con alari, intervallati da lastrine in c.a. a formare shed, o da tegoli pieni con sezione a pi-greco; le travi principali sono con sezione ad L o a T rovescia; ci sono poi travi perimetrali aventi sezioni ad I che hanno la funzione di sostenere i pannelli di tamponamento verticali del MIA, tamponatura che avendo un'altezza di 18 metri è costituita da due pannelli allineati, dei quali il primo appoggia sul cordolo porta pannelli posto appena sotto il pavimento industriale.

La tipologia strutturale sopra descritta conferisce ampia libertà sia da un punto di vista architettonico sia da un punto di vista impiantistico sia per quanto concerne il lay-out produttivo.

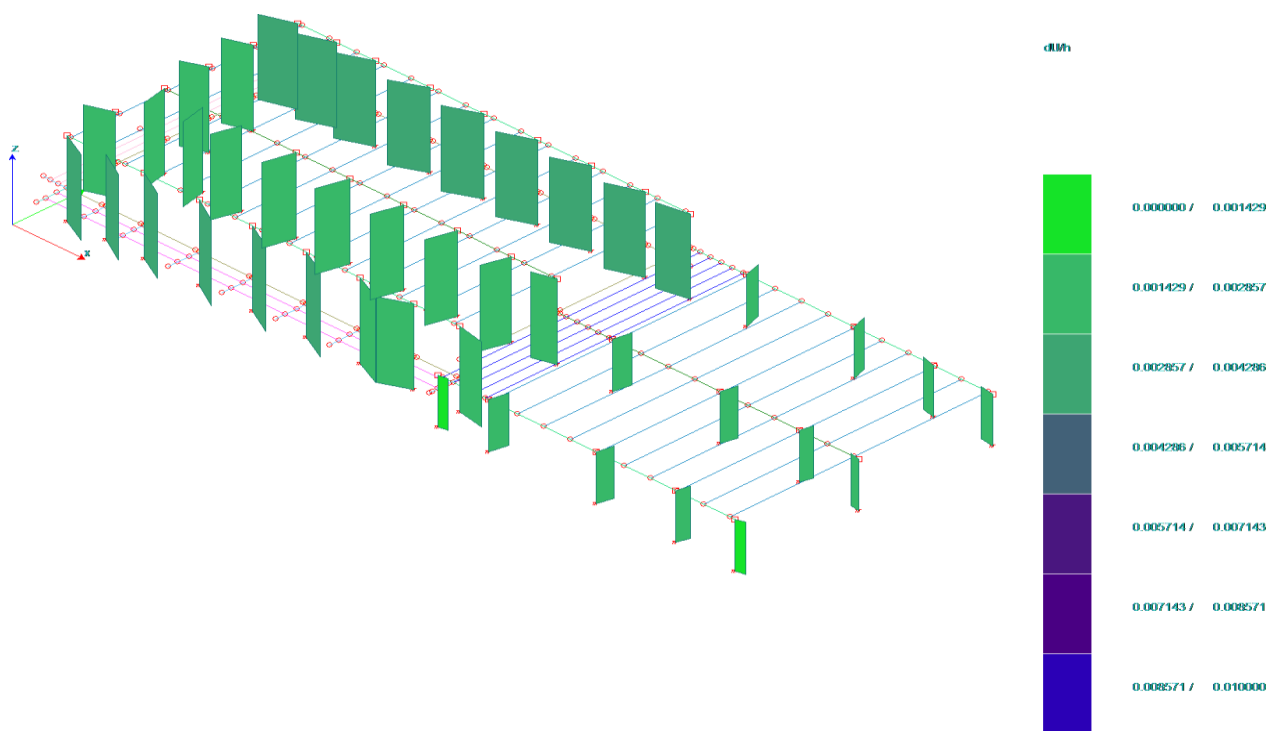
Per quanto riguarda la tipologia di tamponamento, si possono definire i pannelli prefabbricati verticali come tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano per effetto dei loro collegamenti alla struttura.

A tal proposito si riporta il punto del paragrafo 7.3.6.1 delle NTC 2018 dove si definiscono tali tamponature e anche gli spostamenti massimi di interpiano della struttura agli SLD; la verifica SLD della struttura in Classe d'Uso 1 (CU I) è una verifica di rigidezza, tabella 7.3.III NTC 2018.

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

$$qd_r \leq d_p \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

**Si riporta di seguito la verifica della struttura agli SLD,** verifica ampiamente soddisfatta.



## 16 ANALISI SULLA REGOLARITÀ STRUTTURALE

*“Analisi finalizzate a perseguire il più possibile i criteri di regolarità in pianta ed in elevazione della costruzione, dal punto di vista del comportamento sotto l’effetto delle azioni sismiche e proposte esecutive conseguenti”*

La struttura prudenzialmente è stata definita non regolare in altezza, come specificato al precedente punto 10, e per questo il fattore di comportamento di base è stato ridotto del coefficiente  $K_r = 0.8$  sulla base di quanto riportato nel paragrafo 7.3.1 delle NTC 2018.

$K_r$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per quanto concerne la regolarità in pianta, la struttura risulta leggermente non regolare in pianta, sia per la presenza di pensiline su una delle due testate e su parte di un lato dell’edificio, sia per l’ampliamento su un lato della parte bassa dell’edificio stesso.

La non completa regolarità in pianta della struttura non comporta una riduzione del fattore di comportamento, già particolarmente basso.

## 17 PREDIMENSIONAMENTI

*“Primi dimensionamenti di massima dei principali elementi strutturali attraverso l’impiego di schemi semplici e facilmente controllabili per un’agevole lettura e interpretazione dei risultati”*

La struttura è già stata ampiamente descritta al paragrafo 10 “Tipologia strutturale adottata”.

Si riportano di seguito le condizioni di carico e le combinazioni di carico considerate agli SLU, agli SLV e agli SLD.

**Condizioni di carico definite:**

### Condizione

1	pp
2	q permanenti portati
3	tamponamento
4	tamponamento sisma
5	qvar UTA
6	qvar neve
7	qvar accumulo
8	vento +y
9	vento -y
10	vento x
11	vento -x
12	vento y pressione cop pensilina
13	vento x pressione cop pensilina
14	qvar accumulo +x
15	qvar accumulo -x
16	qvar accumulo -y
17	Sisma 0SLU
18	Sisma 0SLU
19	Sisma 180SLU
20	Sisma 180SLU
21	Sisma 90SLU
22	Sisma 90SLU
23	Sisma 270SLU
24	Sisma 270SLU
25	Sisma 0SLD
26	Sisma 0SLD
27	Sisma 180SLD
28	Sisma 180SLD
29	Sisma 90SLD
30	Sisma 90SLD
31	Sisma 270SLD
32	Sisma 270SLD

# Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

## Combinazione di carico numero

1	neve accumulo +vento x
2	neve accumulo +vento -x
3	neve accumulo +vento y
4	neve accumulo +vento -y
5	vento x + neve accumulo
6	vento -x + neve accumulo
7	vento y + neve accumulo
8	vento -y + neve accumulo
9	vento x + neve max
10	vento -x + neve max
11	vento y + neve max
12	vento -y + neve max
13	vento x + qmin+UTA
14	vento -x + qmin+UTA
15	vento y +qmin+UTA
16	vento -y + qmin +UTA
17	vento x + qmin
18	vento -x + qmin
19	vento y +qmin
20	vento -y + qmin
21	vento x + neve accum parz
22	vento -x + neve accum parz
23	vento -y + neve accum parz
24	neve accumulo +vento x
25	neve accumulo +vento -x
26	neve accumulo +vento -y

Comb.\Cond	1	2	3	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5			0.9			-0.9			
2	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5				0.9		0.9			
3	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5	0.9				-0.9				
4	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5	1.5		0.9			0.9				
5	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	0.75			1.5			-1.5			
6	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	0.75				1.5		1.5			
7	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	0.75	1.5				-1.5				
8	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	0.75		1.5			1.5				
9	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5				1.5			-1.5			
10	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5					1.5		1.5			
11	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5		1.5				-1.5				
12	1.3	1.3	1.3	1.5	1.5			1.5			1.5				
13	1.3	1.3	1.3	1.5					1.5			-1.5			
14	1.3	1.3	1.3	1.5						1.5		1.5			
15	1.3	1.3	1.3	1.5			1.5				-1.5				

---

16	1.3 1.3 1.3 1.5	1.5	1.5	
17	1.3 1.3 1.3	1.5	-1.5	
18	1.3 1.3 1.3	1.5	1.5	
19	1.3 1.3 1.3	1.5	-1.5	
20	1.3 1.3 1.3	1.5	1.5	
21	1.3 1.3 1.3 1.5 0.75	1.5	-1.5 0.75	
22	1.3 1.3 1.3 1.5 0.75	1.5	1.5	0.75
23	1.3 1.3 1.3 1.5 0.75	1.5	1.5	0.75
24	1.3 1.3 1.3 1.5 1.5	0.9	-0.9 1.5	
25	1.3 1.3 1.3 1.5 1.5	0.9	0.9	1.5
26	1.3 1.3 1.3 1.5 1.5	0.9	0.9	1.5

#### Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

##### Combinazione di carico numero

27	Sisma 0+ / 90+
28	Sisma 0+ / 90-
29	Sisma 0+ / 270+
30	Sisma 0+ / 270-
31	Sisma 0- / 90+
32	Sisma 0- / 90-
33	Sisma 0- / 270+
34	Sisma 0- / 270-
35	Sisma 180+ / 90+
36	Sisma 180+ / 90-
37	Sisma 180+ / 270+
38	Sisma 180+ / 270-
39	Sisma 180- / 90+
40	Sisma 180- / 90-
41	Sisma 180- / 270+
42	Sisma 180- / 270-
43	Sisma 90+ / 0+
44	Sisma 90+ / 0-
45	Sisma 90+ / 180+
46	Sisma 90+ / 180-
47	Sisma 90- / 0+
48	Sisma 90- / 0-
49	Sisma 90- / 180+
50	Sisma 90- / 180-
51	Sisma 270+ / 0+
52	Sisma 270+ / 0-
53	Sisma 270+ / 180+
54	Sisma 270+ / 180-
55	Sisma 270- / 0+
56	Sisma 270- / 0-
57	Sisma 270- / 180+
58	Sisma 270- / 180-

Comb.\Cond	1	2	3	5	17	18	19	20	21	22	23	24
27	1	1	1	0.8	1				0.3			
28	1	1	1	0.8	1					0.3		
29	1	1	1	0.8	1						0.3	
30	1	1	1	0.8	1							0.3
31	1	1	1	0.8		1			0.3			
32	1	1	1	0.8		1				0.3		
33	1	1	1	0.8		1					0.3	
34	1	1	1	0.8		1						0.3
35	1	1	1	0.8			1		0.3			
36	1	1	1	0.8			1			0.3		
37	1	1	1	0.8			1				0.3	
38	1	1	1	0.8			1					0.3
39	1	1	1	0.8				1	0.3			
40	1	1	1	0.8				1		0.3		
41	1	1	1	0.8				1			0.3	
42	1	1	1	0.8				1				0.3
43	1	1	1	0.8	0.3				1			
44	1	1	1	0.8		0.3			1			
45	1	1	1	0.8			0.3		1			
46	1	1	1	0.8				0.3	1			
47	1	1	1	0.8	0.3					1		
48	1	1	1	0.8		0.3					1	
49	1	1	1	0.8			0.3				1	
50	1	1	1	0.8				0.3		1		
51	1	1	1	0.8	0.3						1	
52	1	1	1	0.8		0.3						1
53	1	1	1	0.8			0.3					1
54	1	1	1	0.8				0.3				1
55	1	1	1	0.8	0.3							1
56	1	1	1	0.8		0.3						1
57	1	1	1	0.8			0.3					1
58	1	1	1	0.8				0.3				1

#### Combinazioni agli Stati Limite di Danno

##### Combinazione di carico numero

59	Sisma 0+ / 90+
60	Sisma 0+ / 90-
61	Sisma 0+ / 270+
62	Sisma 0+ / 270-
63	Sisma 0- / 90+
64	Sisma 0- / 90-
65	Sisma 0- / 270+
66	Sisma 0- / 270-
67	Sisma 180+ / 90+

Combinazione di carico numero

68	Sisma 180+ / 90-
69	Sisma 180+ / 270+
70	Sisma 180+ / 270-
71	Sisma 180- / 90+
72	Sisma 180- / 90-
73	Sisma 180- / 270+
74	Sisma 180- / 270-
75	Sisma 90+ / 0+
76	Sisma 90+ / 0-
77	Sisma 90+ / 180+
78	Sisma 90+ / 180-
79	Sisma 90- / 0+
80	Sisma 90- / 0-
81	Sisma 90- / 180+
82	Sisma 90- / 180-
83	Sisma 270+ / 0+
84	Sisma 270+ / 0-
85	Sisma 270+ / 180+
86	Sisma 270+ / 180-
87	Sisma 270- / 0+
88	Sisma 270- / 0-
89	Sisma 270- / 180+
90	Sisma 270- / 180-

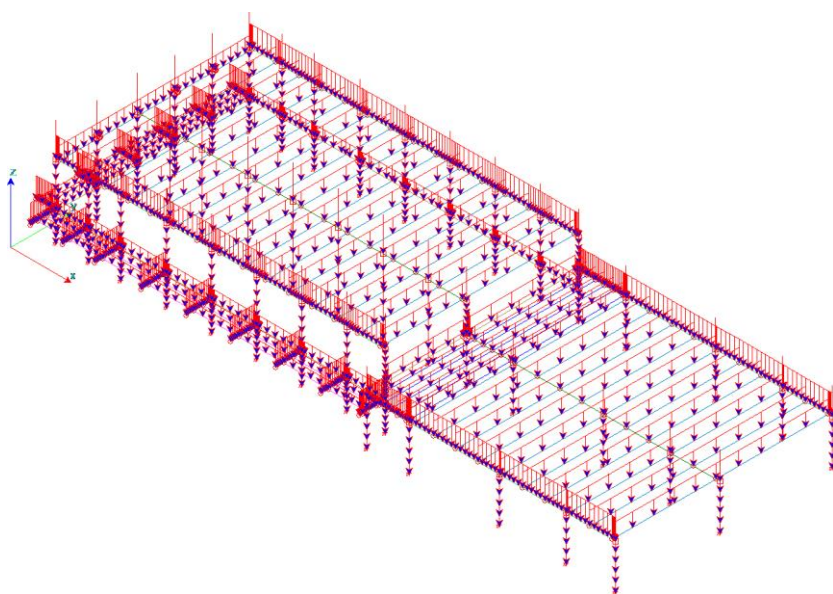
Comb.\Cond 1 2 3 5 25 26 27 28 29 30 31 32

59	1	1	1	0.8	1			0.3				
60	1	1	1	0.8	1				0.3			
61	1	1	1	0.8	1					0.3		
62	1	1	1	0.8	1						0.3	
63	1	1	1	0.8		1		0.3				
64	1	1	1	0.8		1			0.3			
65	1	1	1	0.8		1				0.3		
66	1	1	1	0.8		1					0.3	
67	1	1	1	0.8			1	0.3				
68	1	1	1	0.8			1		0.3			
69	1	1	1	0.8			1			0.3		
70	1	1	1	0.8			1				0.3	
71	1	1	1	0.8				1	0.3			
72	1	1	1	0.8				1		0.3		
73	1	1	1	0.8				1			0.3	
74	1	1	1	0.8				1				0.3
75	1	1	1	0.8	0.3				1			
76	1	1	1	0.8		0.3				1		
77	1	1	1	0.8			0.3				1	
78	1	1	1	0.8				0.3	1			
79	1	1	1	0.8	0.3						1	
80	1	1	1	0.8		0.3						1
81	1	1	1	0.8			0.3					1

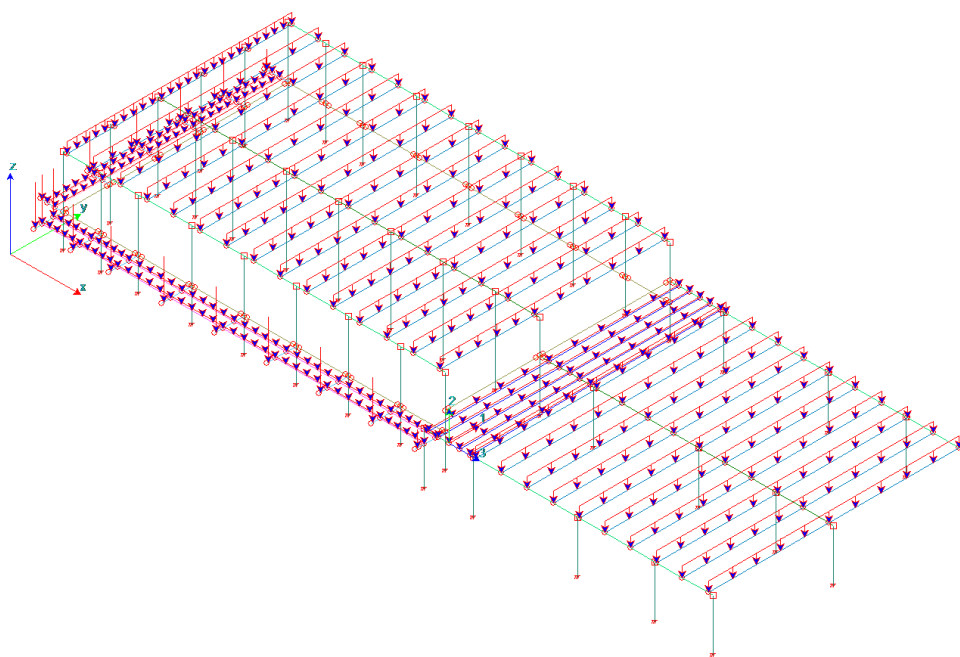


82	1 1 1 0.8	0.3	1
83	1 1 1 0.8 0.3		1
84	1 1 1 0.8	0.3	1
85	1 1 1 0.8	0.3	1
86	1 1 1 0.8	0.3	1
87	1 1 1 0.8 0.3		1
88	1 1 1 0.8	0.3	1
89	1 1 1 0.8	0.3	1
90	1 1 1 0.8	0.3	1

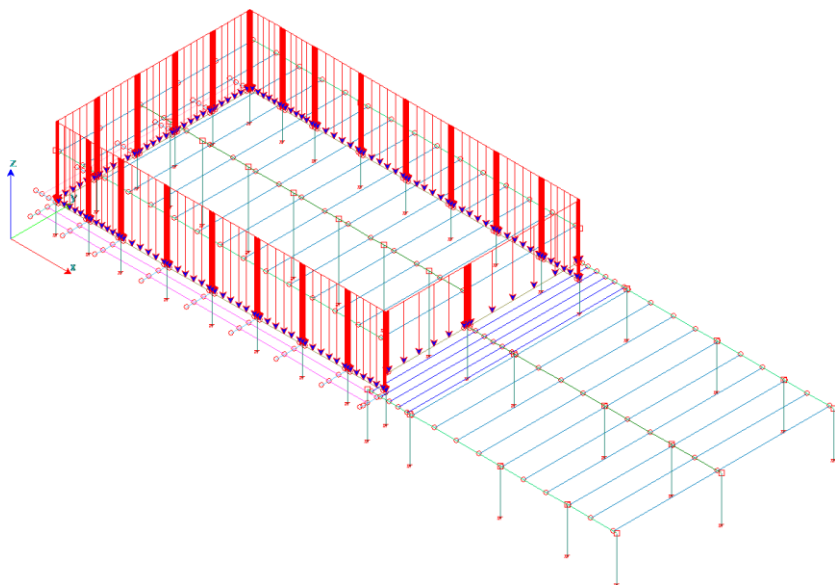
### Carichi applicati agli elementi



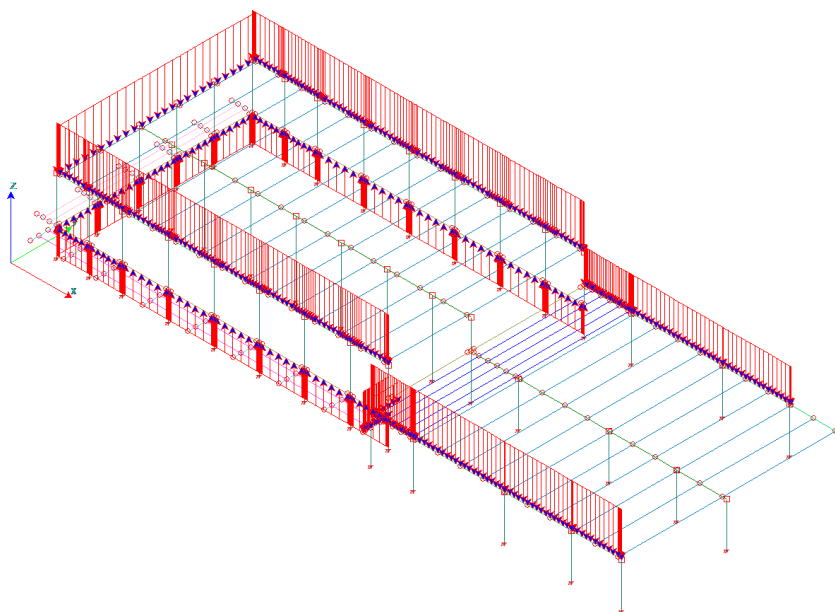
pesi propri elementi strutturali



carichi permanenti portati



Carichi dovuti al tamponamento verticale in appoggio sulle travi ad I



Massa del tamponamento considerata solo come massa modale oscillante, ma non come carico gravitazionale.

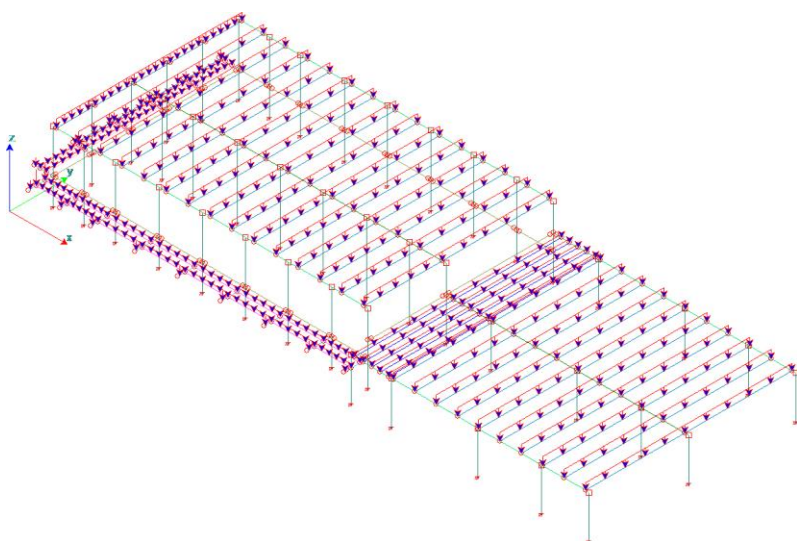
I pannelli di tamponamento prefabbricati sono verticali e pertanto sono collegati alle strutture in elevazione, ma possono appoggiare sul cordolo porta pannello quando arrivano fino a terra o possono essere appesi o appoggiare su una trave perimetrale quando non arrivano a terra.

Nel caso del MIA, parte edificio più alta, i pannelli verticali sono divisi in due parti sui 18 metri di altezza, per problemi esecutivi e deformativi degli stessi; la prima parte dei pannelli è stata ipotizzata alta circa 6 metri, si ferma a livello della pensilina, appoggia sui cordoli porta pannelli ed è vincolata in alto sulle travi ad I perimetrali; la seconda parte dei pannelli, alta 12 m, appoggia sulle travi ad I perimetrali ed è vincolata in alto sulle travi di copertura principali o sulle travi secondarie, alari e tegoli pi-greco.

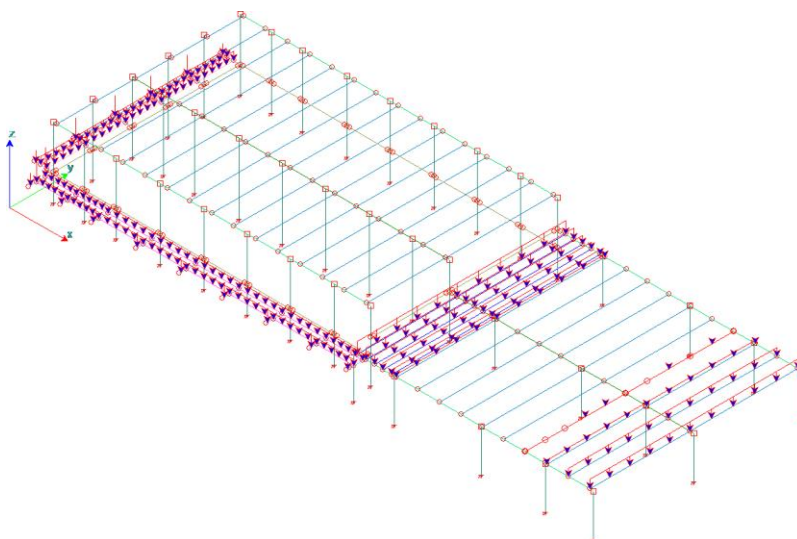
Nella zona con i pannelli alti 12 metri, questi sono in appoggio sui cordoli porta pannelli e sono ritenuti in alto alle travi di copertura.

I collegamenti dei pannelli di tamponamento a travi principali o secondarie o a pilastri nel caso di pannelli orizzontali, implicano, in caso di sisma, la presenza di una azione legata alla massa del pannello di tamponamento vincolata alla struttura, questa azione avrà direzione orizzontale o verticale a seconda del sisma considerato.

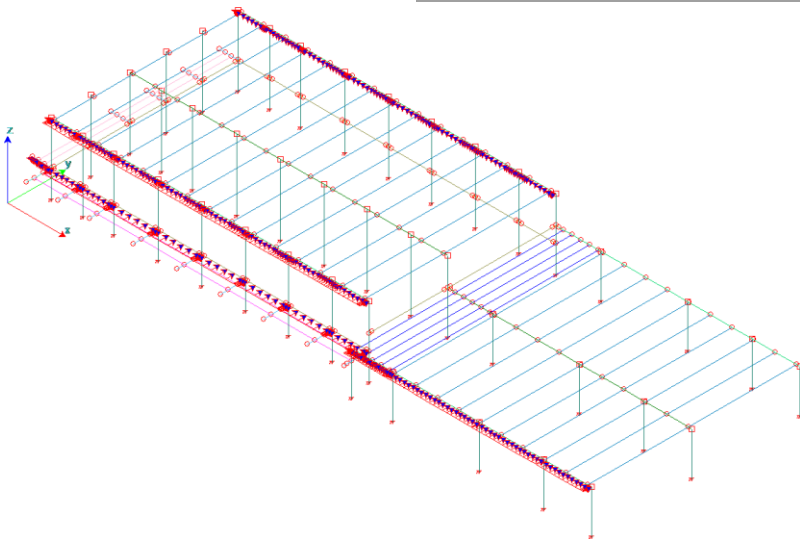
Da queste considerazioni nasce la distribuzione dei carichi sopra riportata.



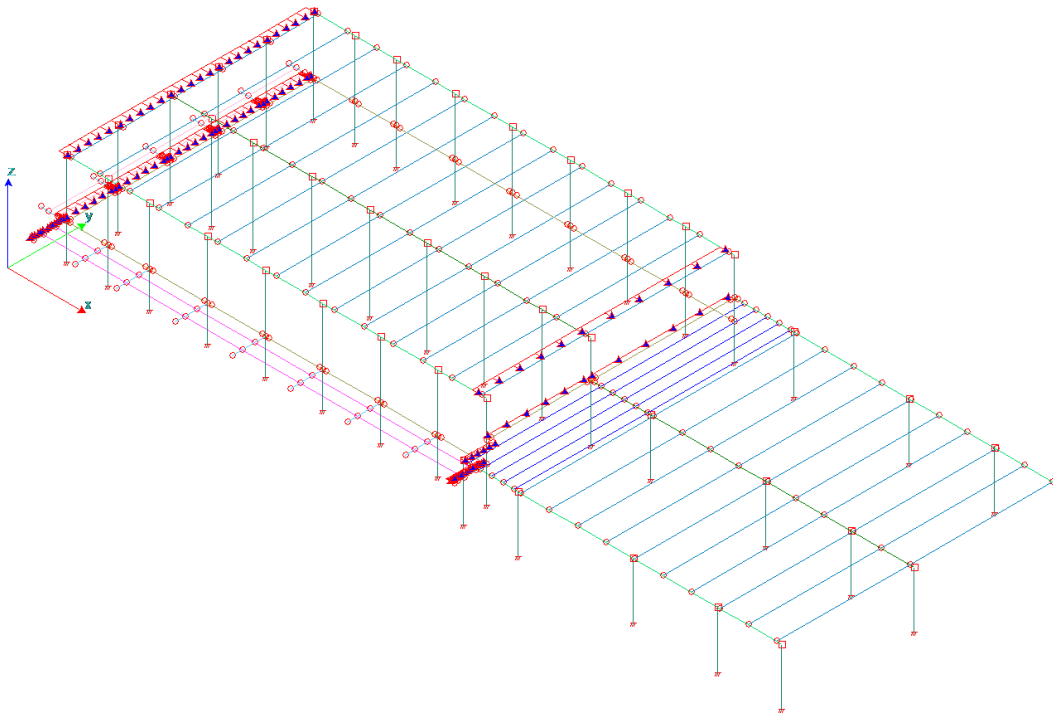
carico neve  $q = 120 \text{ daN/m}^2$



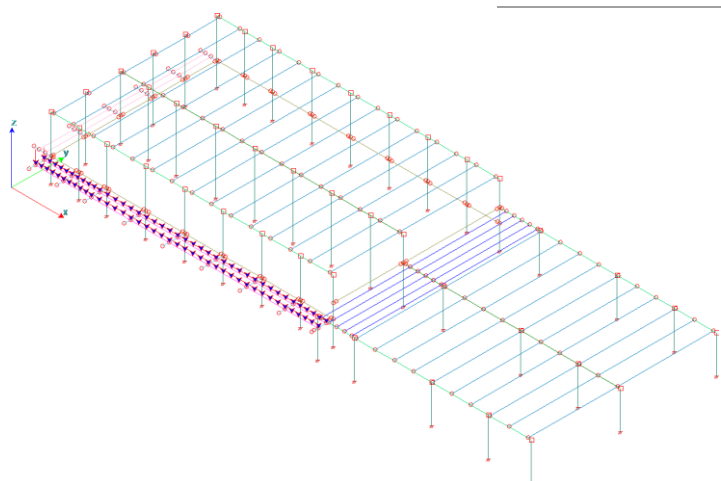
accumulo neve



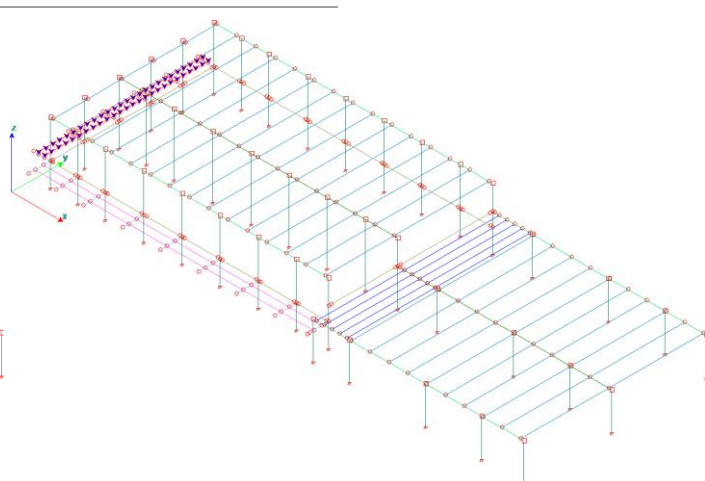
vento in direzione y



vento in direzione x



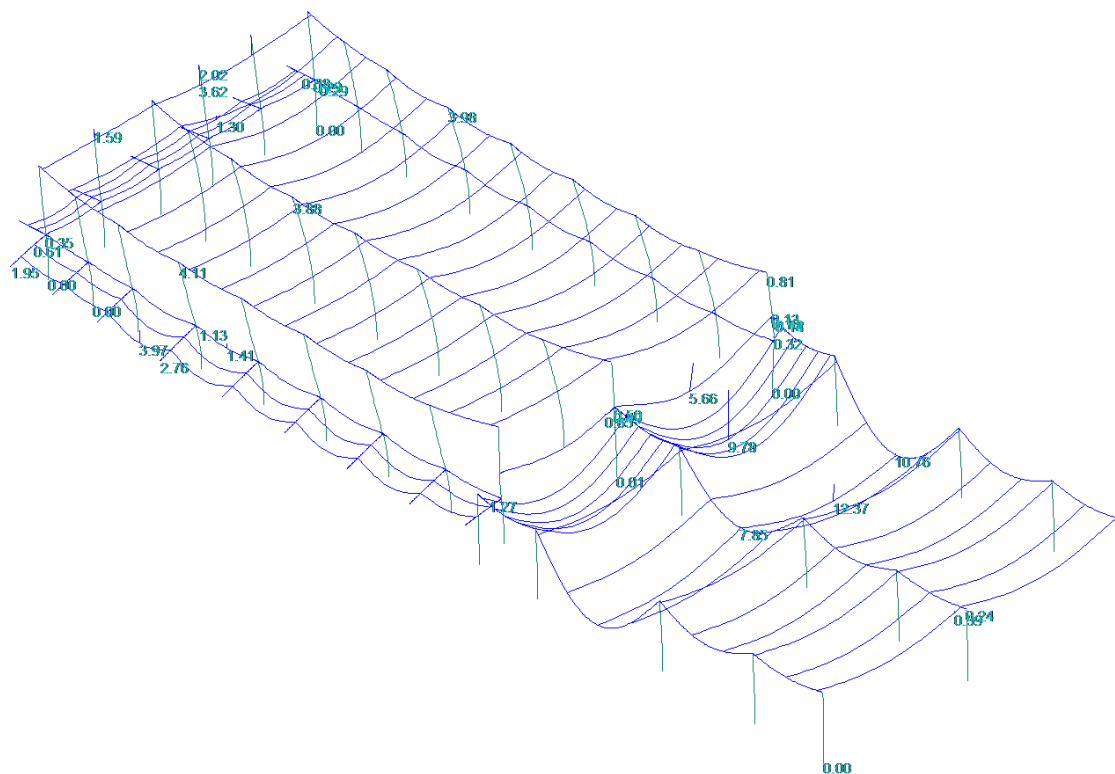
Vento in pressione sulla pensilina laterale



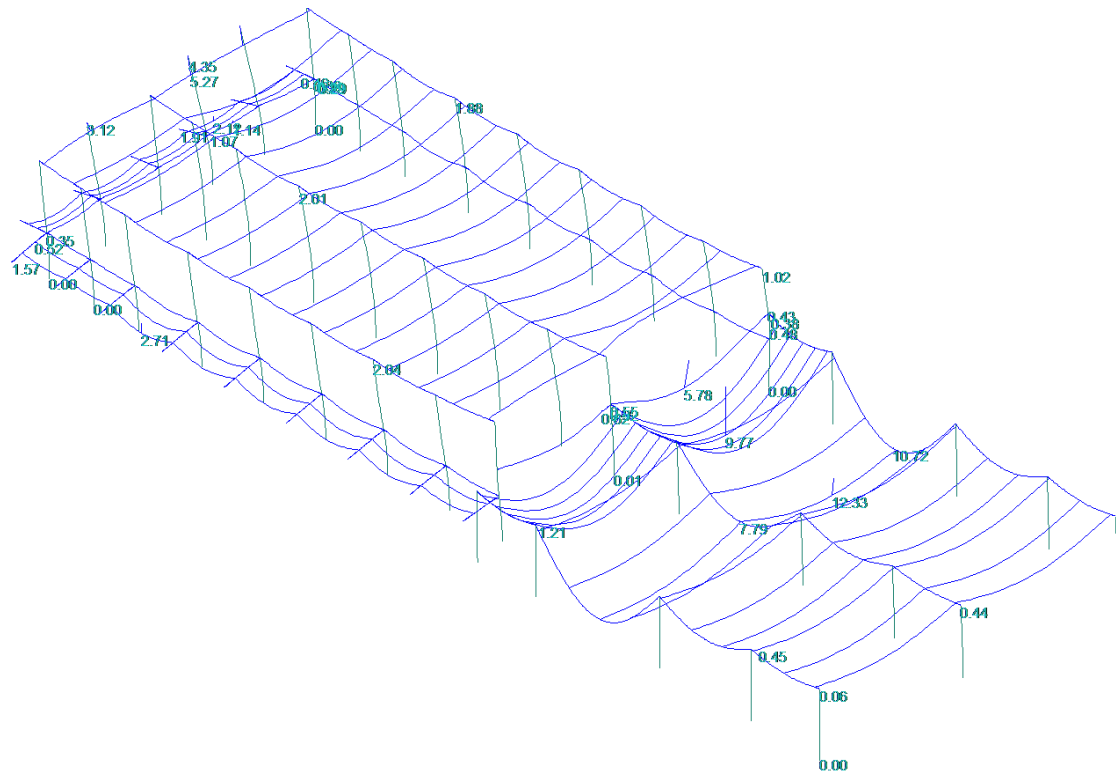
vento in pressione sulla pensilina di testata

Si riportano di seguito alcune immagini della deformata della struttura agli SLU e agli SLV.

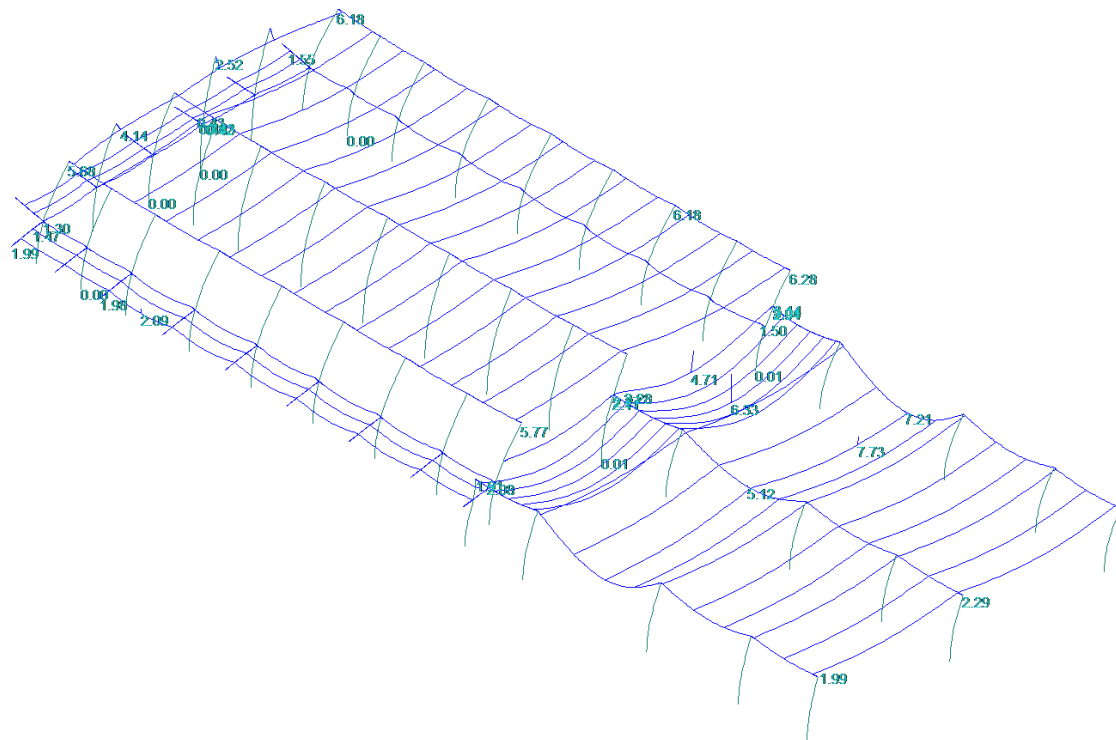
Si segnala che le alte deformazioni delle travi principali e secondarie, sotto l'azione dei carichi verticali, non sono realistiche, in quanto il modello non tiene conto della precompressione di questi elementi strutturali.



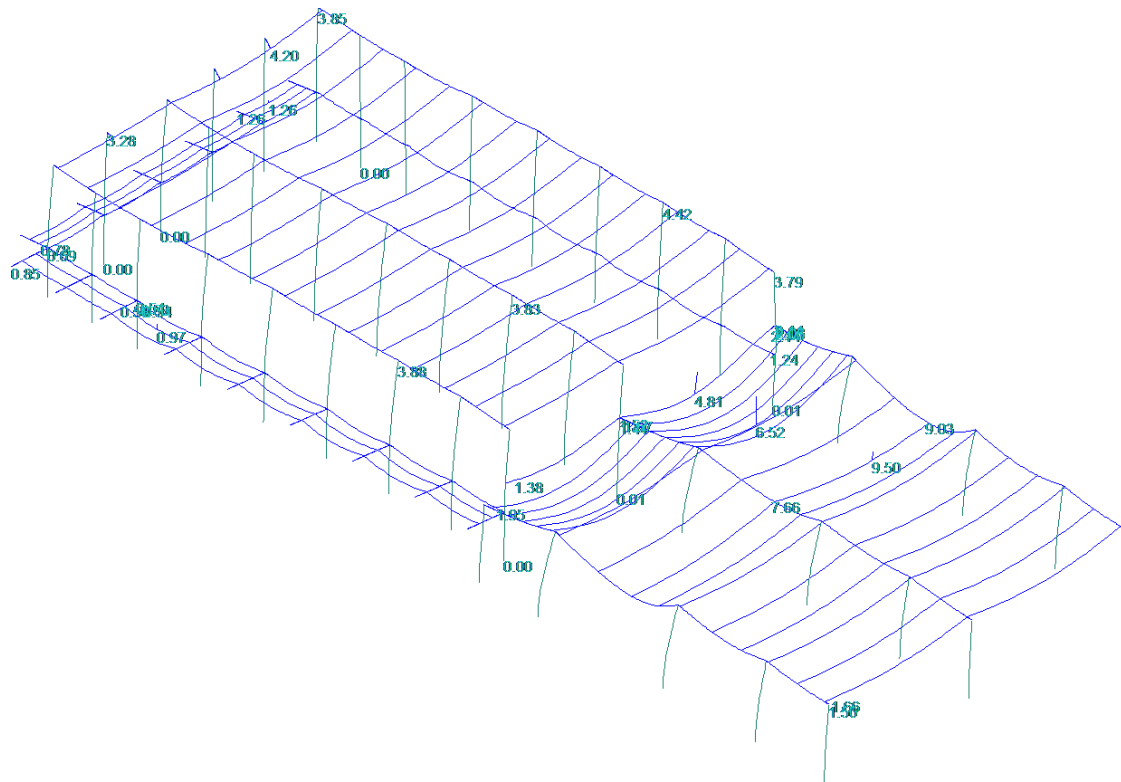
Deformata SLU con vento -y e neve max



Deformata SLU con vento -x e neve max

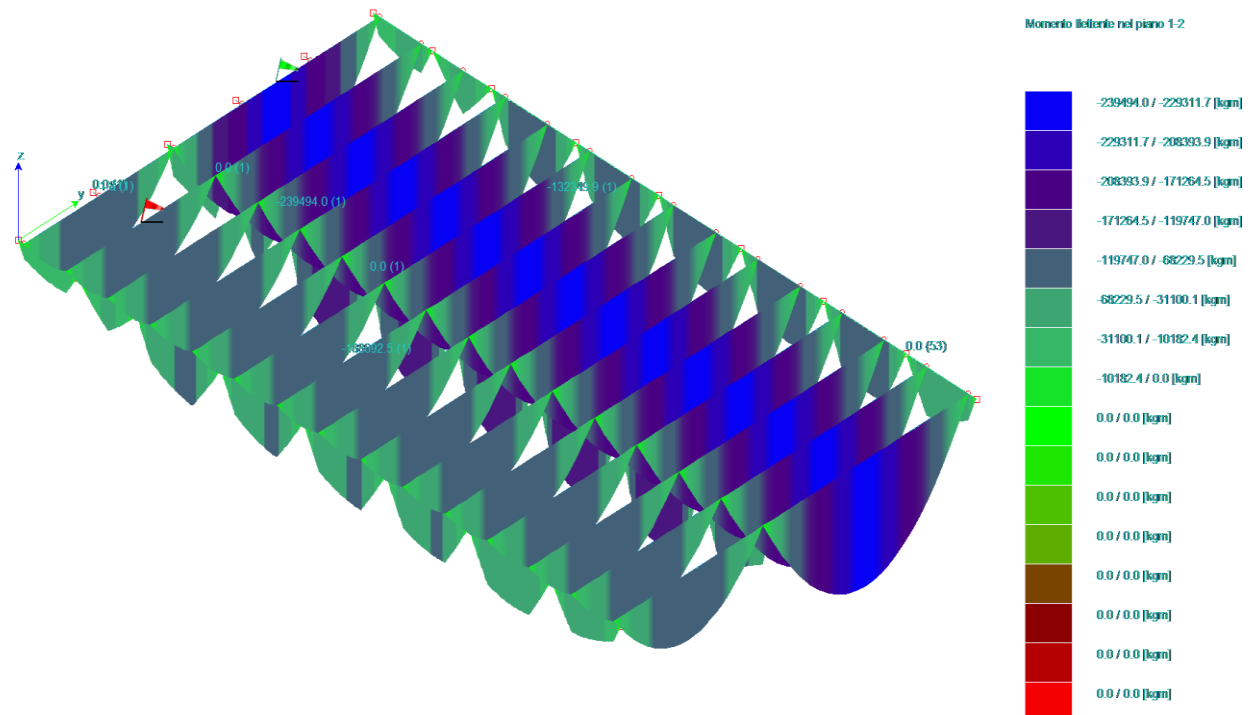


Deformata SLV sisma 0+ 90+



Deformata SLV sisma 90- 180+

Si riportano di seguito gli involuپی del momento flettente sulle travi principali e secondarie della struttura, dall'andamento dei diagrammi si vede chiaramente che le travi sono incernierate agli appoggi.



Involuppo momenti nei piani verticali delle travi principali e secondarie della copertura alta MIA

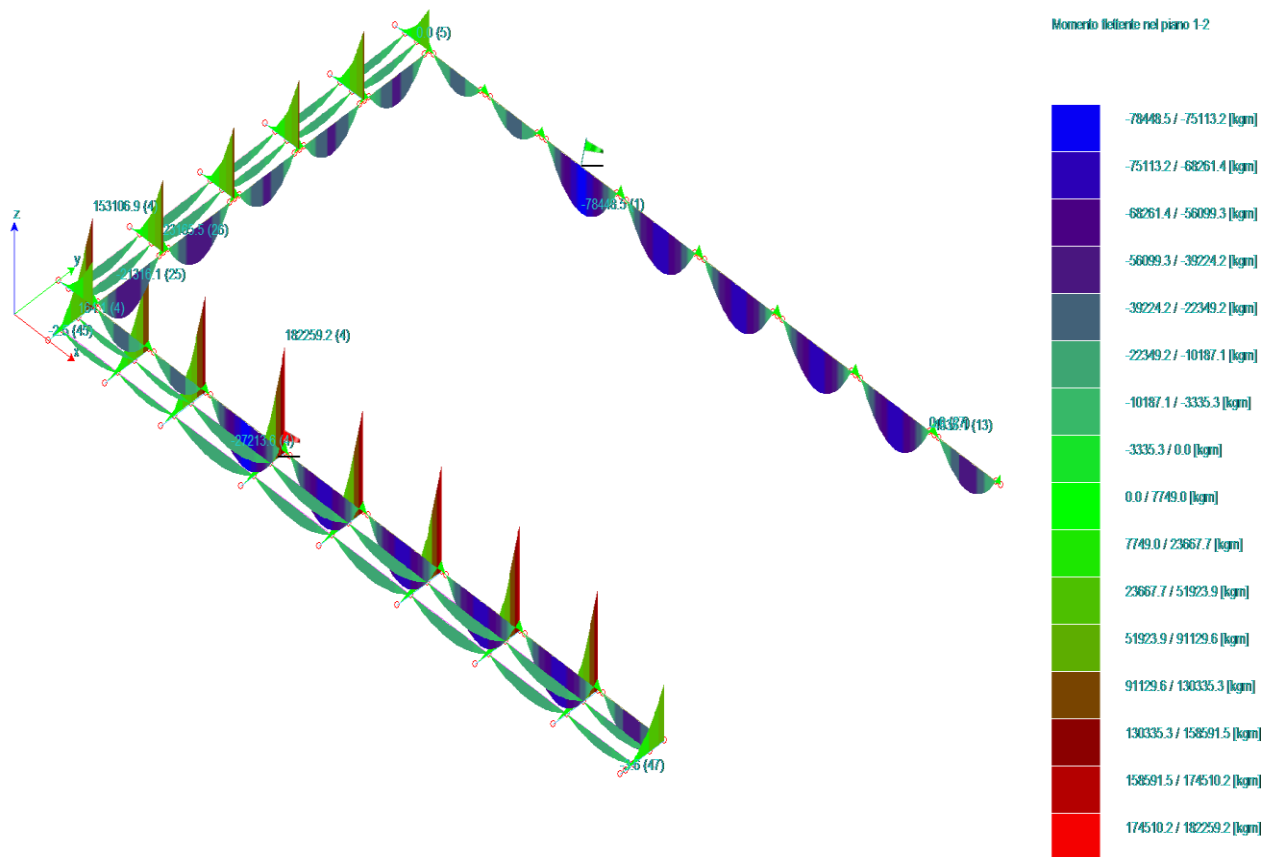




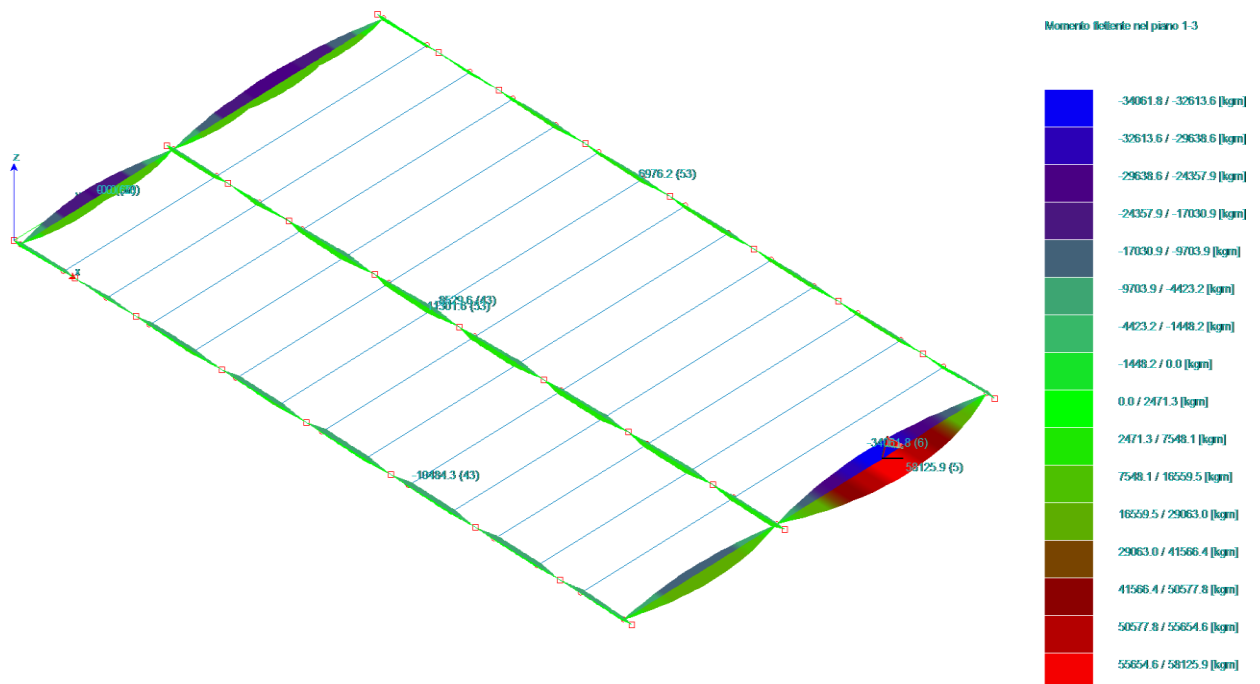
Involuppo momenti nei piani verticali delle travi principali e secondarie della copertura bassa zona con tegoli pi-greco



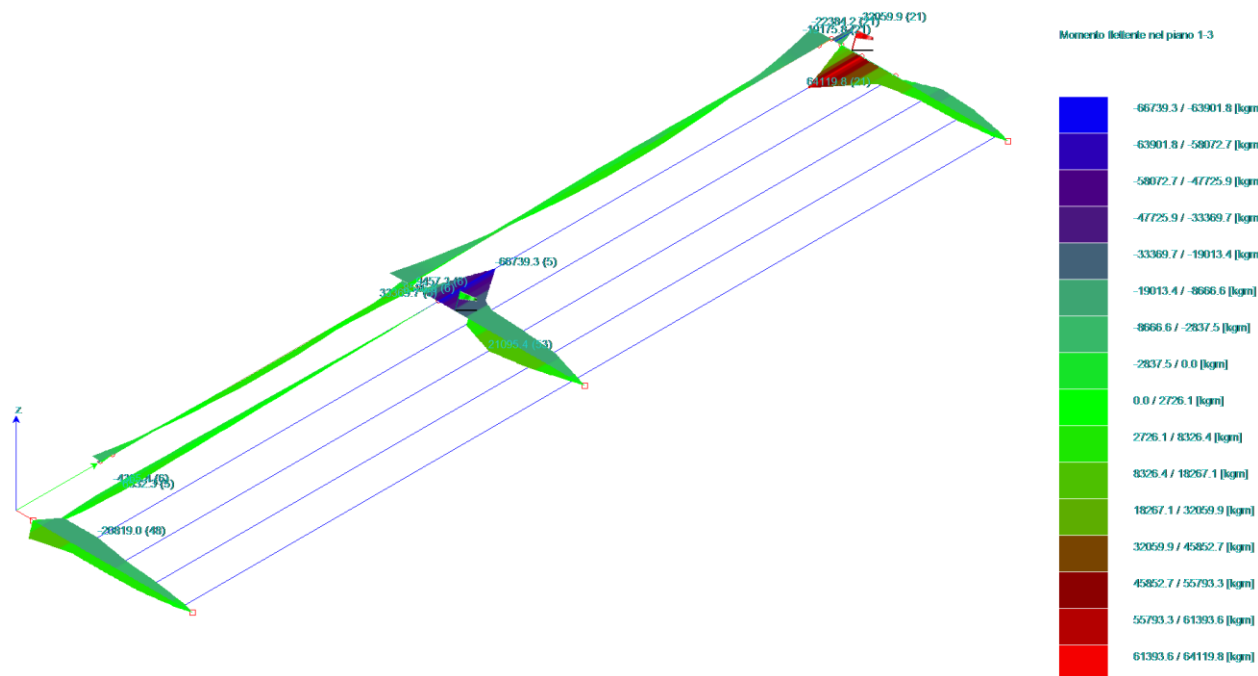
Inviluppo momenti nei piani verticali delle travi principali e secondarie della copertura bassa zona con alari



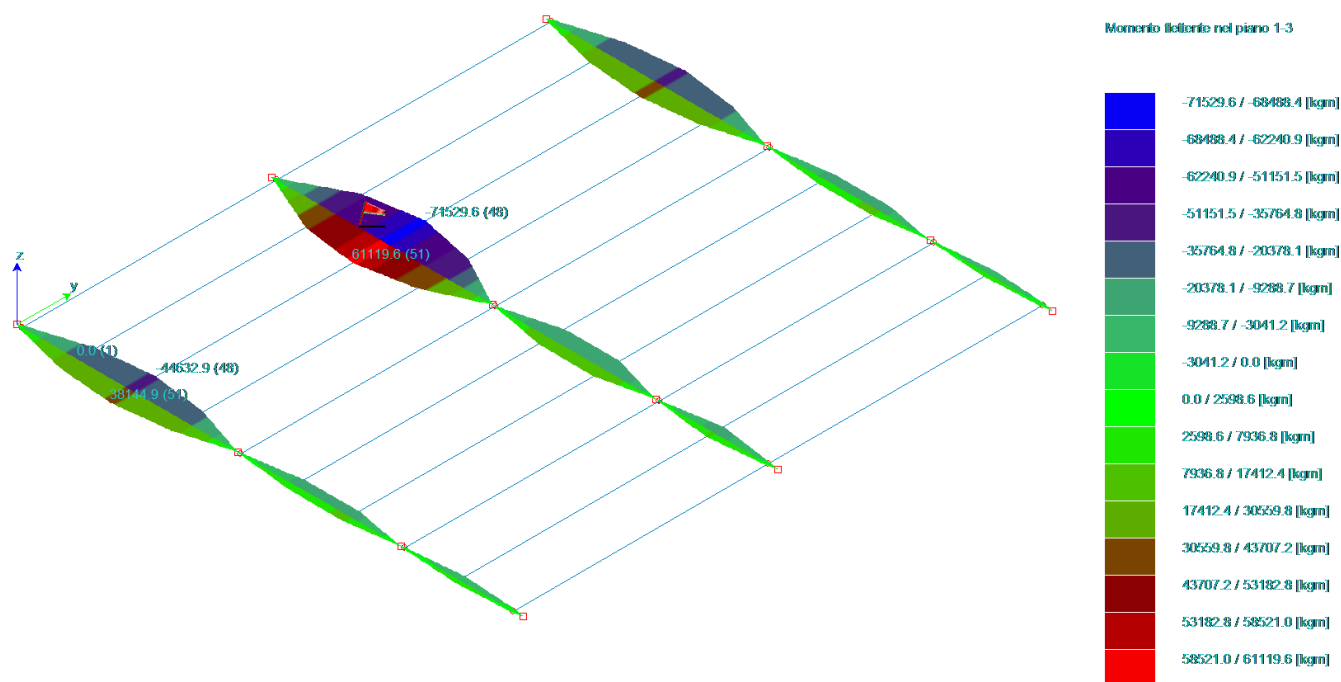
Involuppo momenti nei piani verticali delle travi principali e secondarie delle pensiline



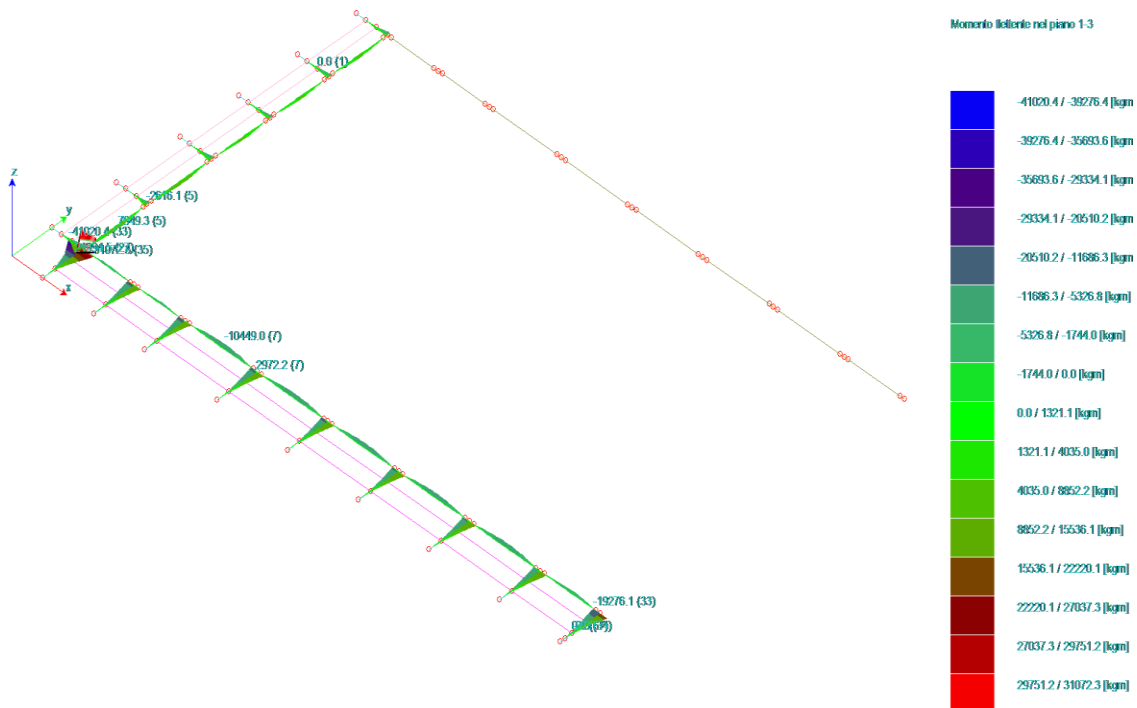
Involuppo momenti nel piano orizzontale delle travi principali e secondarie della copertura alta MIA



Involuppo momenti nel piano orizzontale delle travi principali e secondarie della copertura bassa zona con tegoli pi-greco

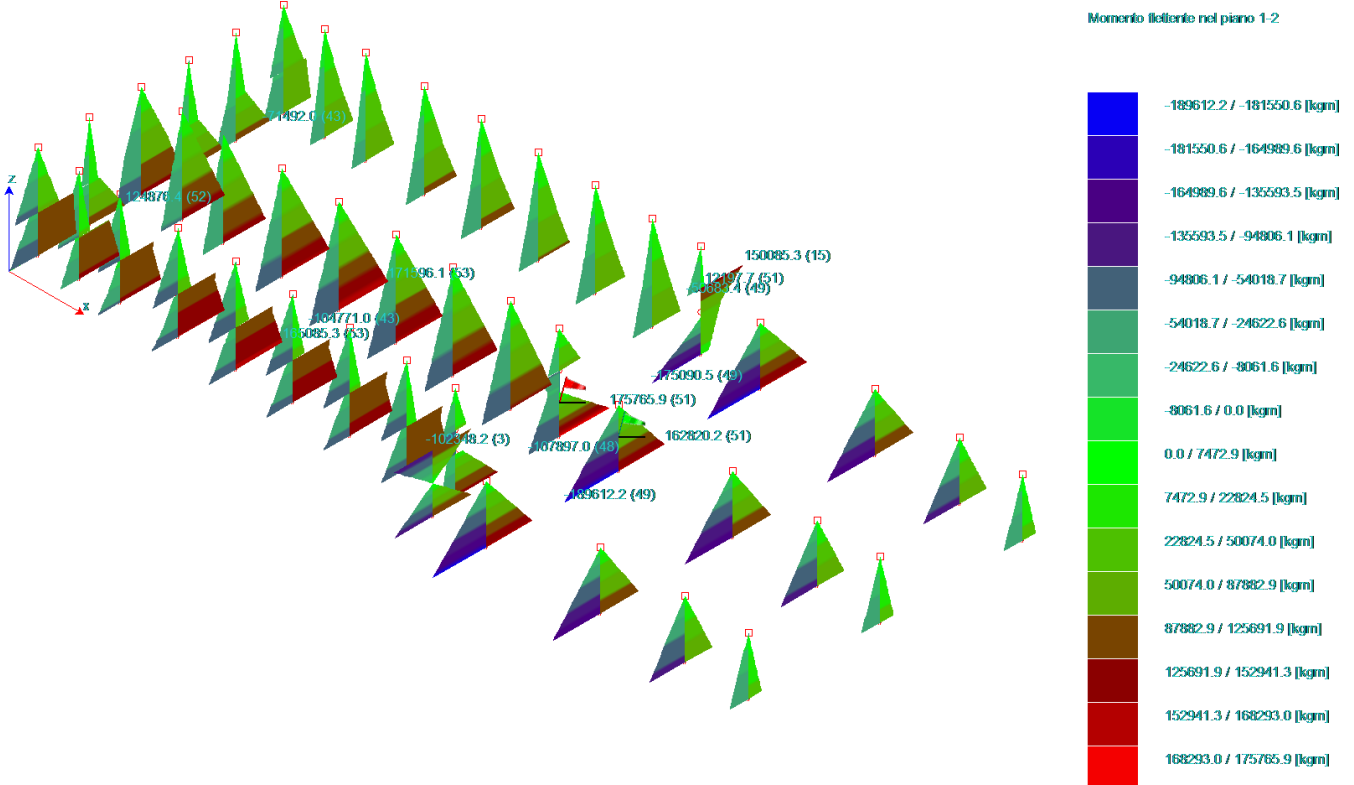


Involuppo momenti nel piano orizzontale delle travi principali e secondarie della copertura bassa zona con alari



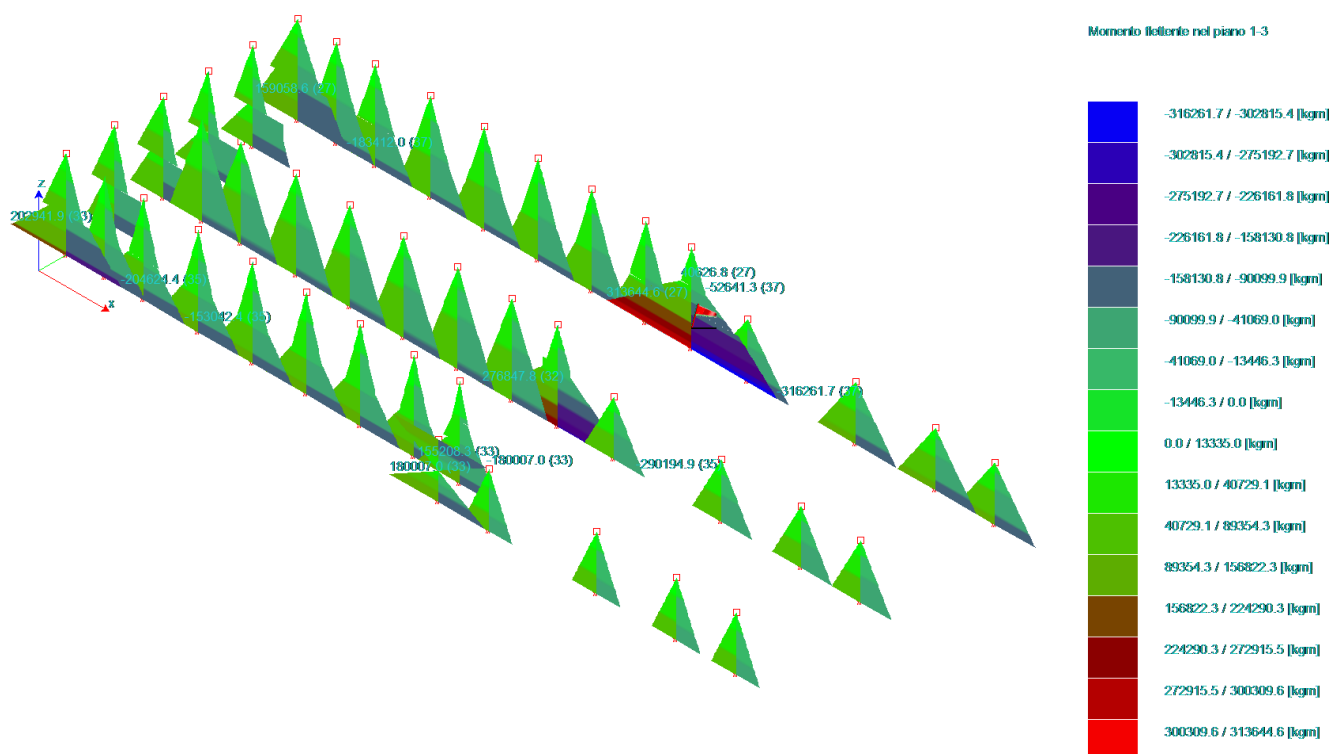
Involuppo momenti nel piano orizzontale delle travi principali e secondarie delle pensiline

Si riporta di seguito l'involuppo dei momenti flettenti nei pilastri, l'andamento del diagramma è coerente con il comportamento a mensola dei pilastri della struttura prefabbricata.

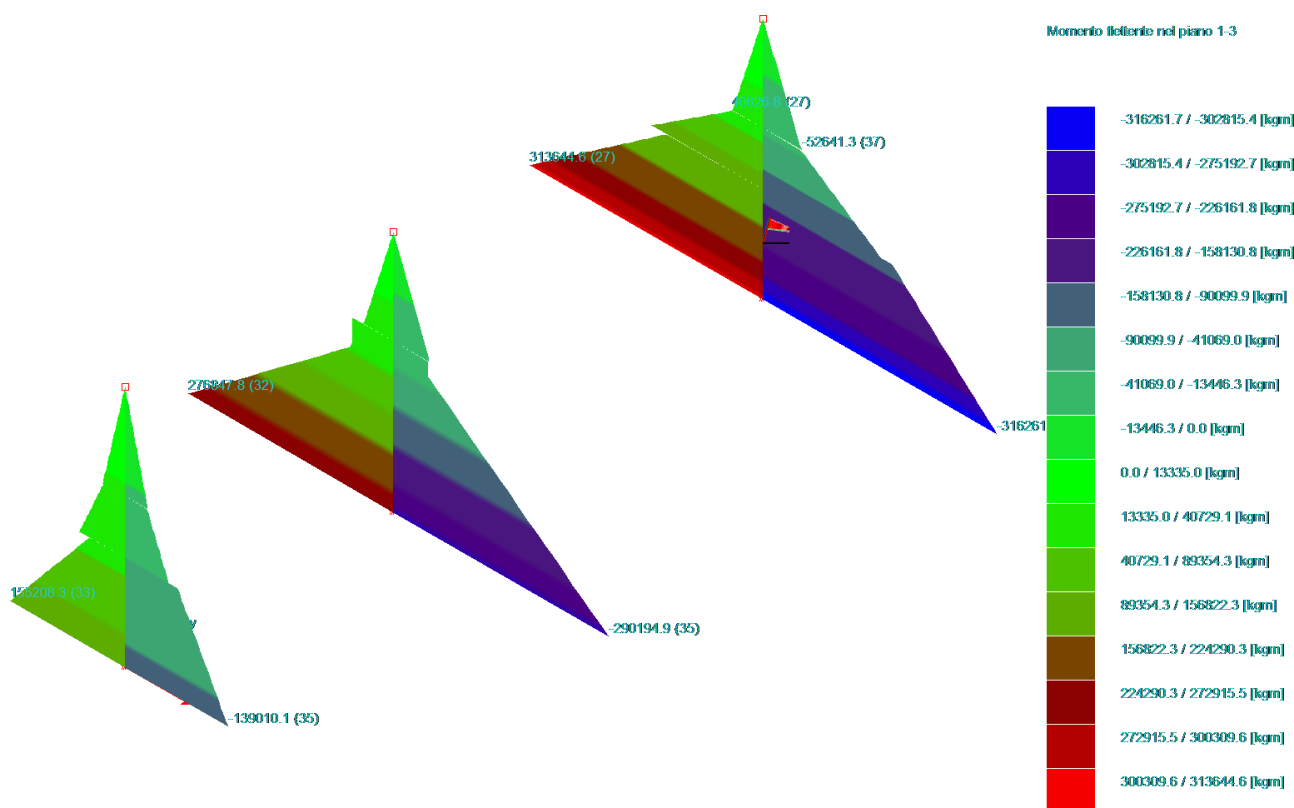


Involuppo momenti nel piano yz nei pilastri.

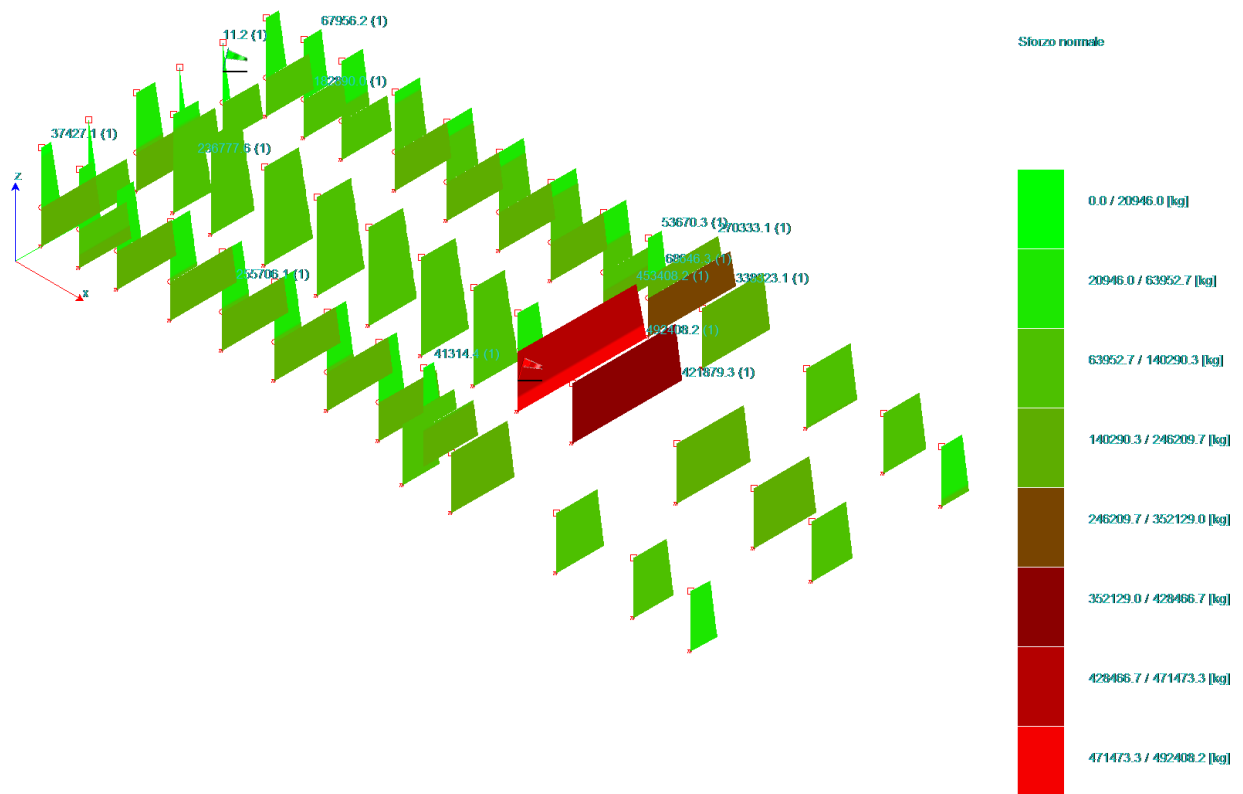
5079 – AMPLIAMENTO SITO PRODUTTIVO K2X Kerakoll Spa  
In Sassuolo e Fiorano Modenese (MO)  
PROGETTO EDILIZIO  
Provvedimento Autorizzativo Unico Regionale (PAUR)



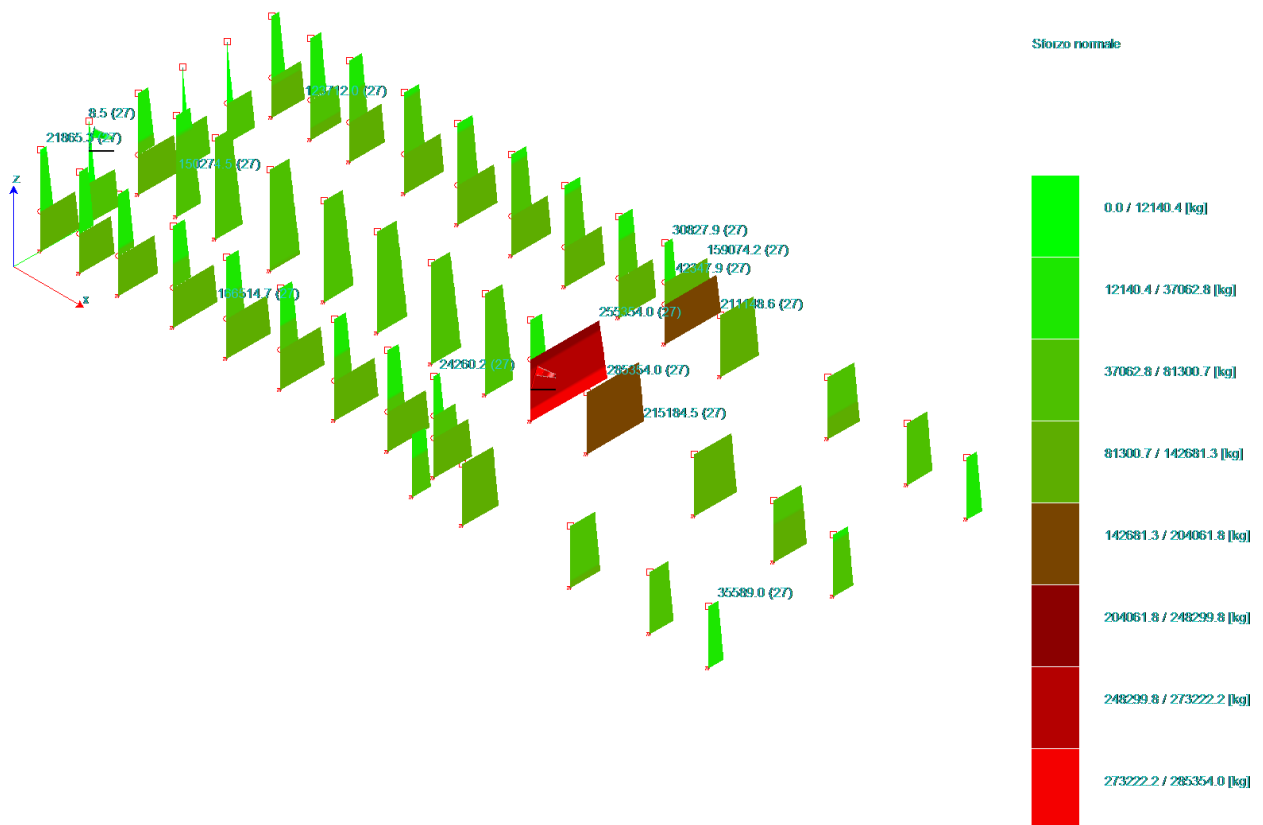
Involuppo momenti nel piano xz nei pilastri.



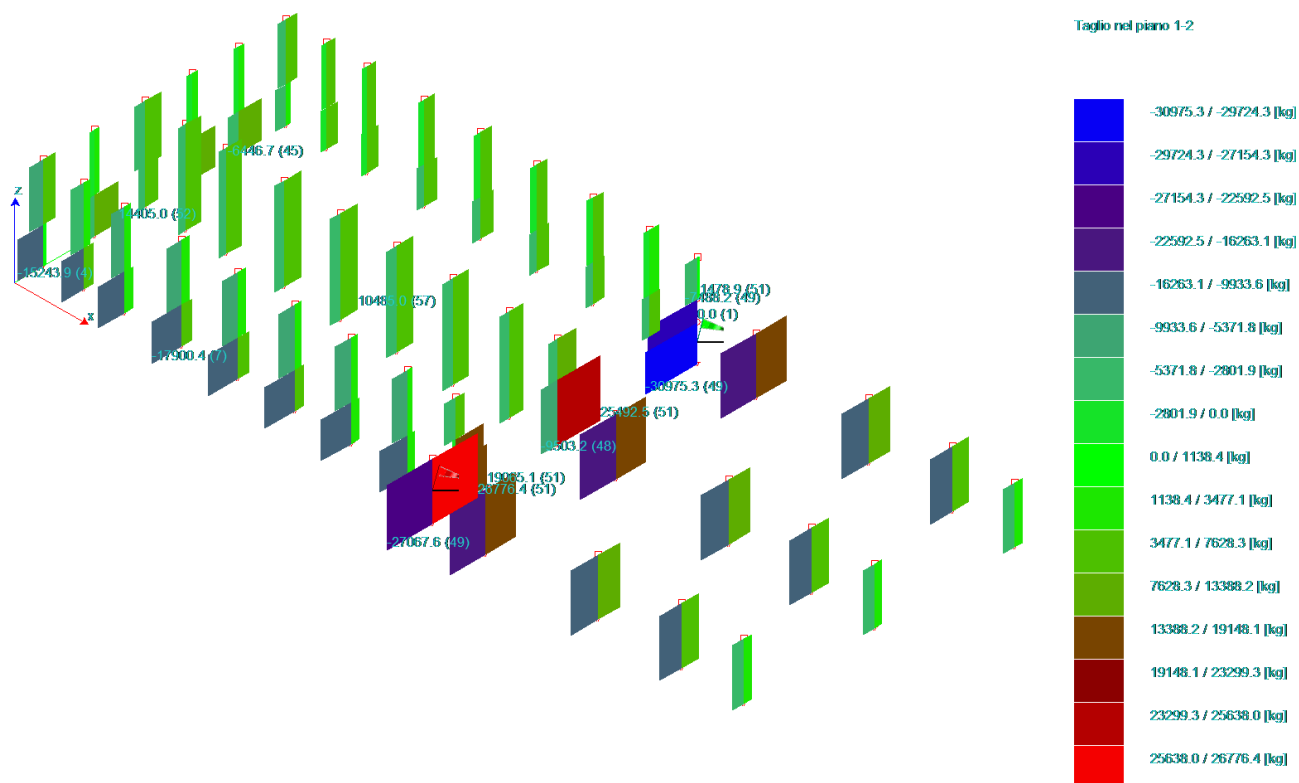
Involuppo momenti nel piano xz nei pilastri di confine tra la parte alta e quella bassa, si riporta un ingrandimento in quanto tali diagrammi erano difficilmente leggibili nell'immagine precedente.



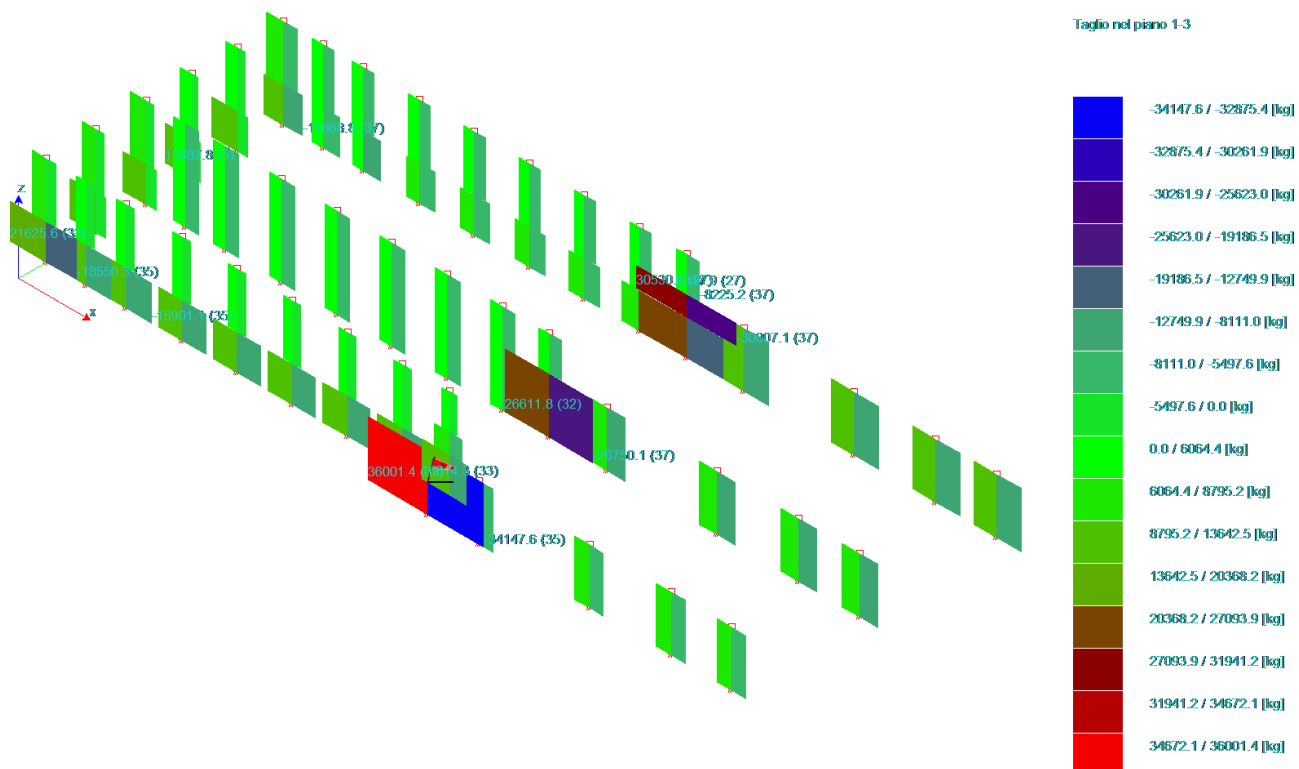
N pilastri in combinazione 1 SLU (carico neve max e accumuli tutti presenti)



N pilastri in combinazione 1 SLV, sisma 0+ 90+



Involuppo tagli nel piano yz nei pilastri



Involuppo tagli nel piano xz nei pilastri



#### VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DEL SISMA VERTICALE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI COPERTURA

Come già precedentemente scritto, le travi principali e secondarie sono incernierate agli appoggi, quindi il sisma verticale comporta una diminuzione o un aumento del carico su tali travi in combinazione sismica, ma poiché tale incremento/decremento è di entità ridotta, come si dimostra in seguito, il sisma verticale non è una combinazione significativa per la verifica delle travi.

A favore di sicurezza si calcola il valore di plateau dello spettro elastico in accelerazione del sisma verticale, ridotto del fattore di comportamento  $q = 1.5$  come definito dalla normativa.

$$a_g/g = 0.163$$

$$F_v = 1.29349$$

$$q_{d \text{ vert}} = 1.5$$

$$S(a_g/g)_{\max} = 0.163 * 1.29349 / 1.5 = 0.1406 \quad \text{valore che può essere sia positivo che negativo}$$

Si considera a titolo semplificativo il carico a metro lineare agente su un alare in combinazione sismica, quindi in assenza di neve, di accumulo e con gli altri carichi variabili presenti ridotti.

Alare copertura alta MIA, carichi in combinazione sismica

$$q = 1670 \text{ kg/m}$$

$$\Delta q = 1670 * 0.1406 = \pm 235 \text{ daN/m} < 612 \text{ daN/m}$$

Con 612 daN/m = carico neve sull'alore della copertura del MIA in combinazione caratteristica

Si considera anche il carico a metro lineare agente su un tegolo pi-greco con carico variabile dovuto alle UTA, sito nella copertura bassa, in combinazione sismica, quindi in assenza di neve, di accumulo e con gli altri carichi variabili presenti ridotti.

Tegolo pi-greco, carichi in combinazione sismica

$$q = 1552 \text{ kg/m}$$

$$\Delta q = 1552 * 0.1406 = \pm 219 \text{ daN/m} < 240 \text{ daN/m carico neve e } < 886 \text{ daN/m incremento per accumulo}$$

Carico neve e accumulo in combinazione caratteristica.

Quindi la verifica delle travi più gravosa è sicuramente quella agli SLU.

#### **ANALISI DINAMICA MODALE CON SPETTRO VERTICALE**

##### ***SPETTRO IN ACCORDO CON TU 2018***

SASSUOLO-FIORANO MODENESE Longitudine 10.8087 Latitudine 44.5576

Tipo di Terreno B

Coefficiente di amplificazione topografica (ST) 1.0000

Vita nominale della costruzione (VN) 50.0 anni

Classe d'uso II coefficiente CU 1.0

Classe di duttilità impostata Bassa

Fattore di duttilità  $\alpha_u/\alpha_1$  per sisma orizzontale 1.00

Fattore riduttivo regolarità in altezza KR 0.80

Fattore riduttivo per la presenza di setti KW 1.00

Stato Limite	C $q_0 = C \alpha_u / \alpha_1$	qH	qV
SLV	2.50	2.00	1.50
SLD	1.25	1.00	1.50
SLC	1.00	1.00	1.50
SLO	2.50	1.00	1.50

Smorzamento Viscoso ( 0.05 = 5% ) 0.05

TU 2018 SLV V

Probabilità di superamento (PVR) 10.0 e periodo di ritorno (TR) 475 (anni)

Ss 1.000

TB 0.05 [sec]

TC 0.15 [sec]

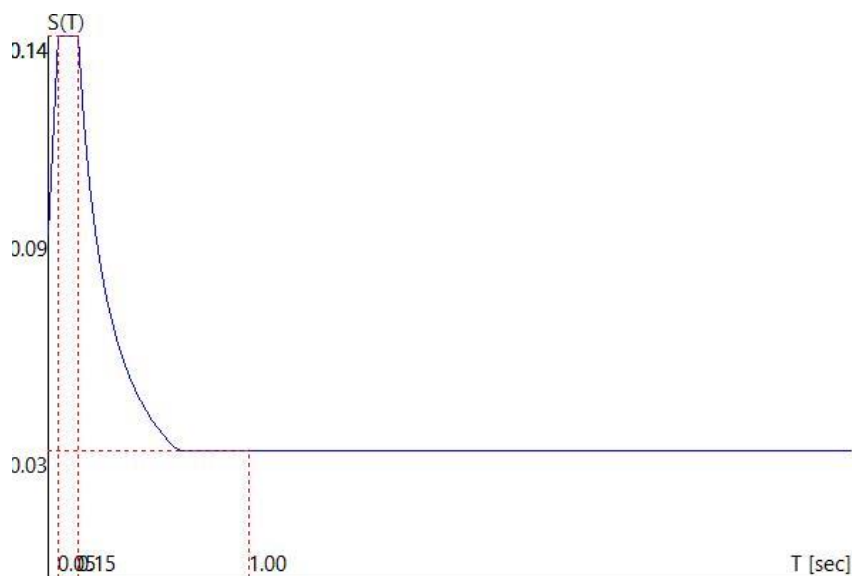
TD 1.00 [sec]

ag/g 0.1631

Fv 1.2935

TC\* 0.2900

TU 2018 SLV V



spettro di progetto in accelerazione del sisma verticale

Massa totale:  $415490.2 \text{ [UTM]} = 432615.6 * 9.81 = 4075959 \text{ daN}$

L'analisi modale con sisma verticale ha attivato solo il 60.2% della massa totale, cioè 2453727 daN.

La massa dei pilastri è pari a: 1405340 daN, cioè una percentuale pari al 34.47% della massa totale.

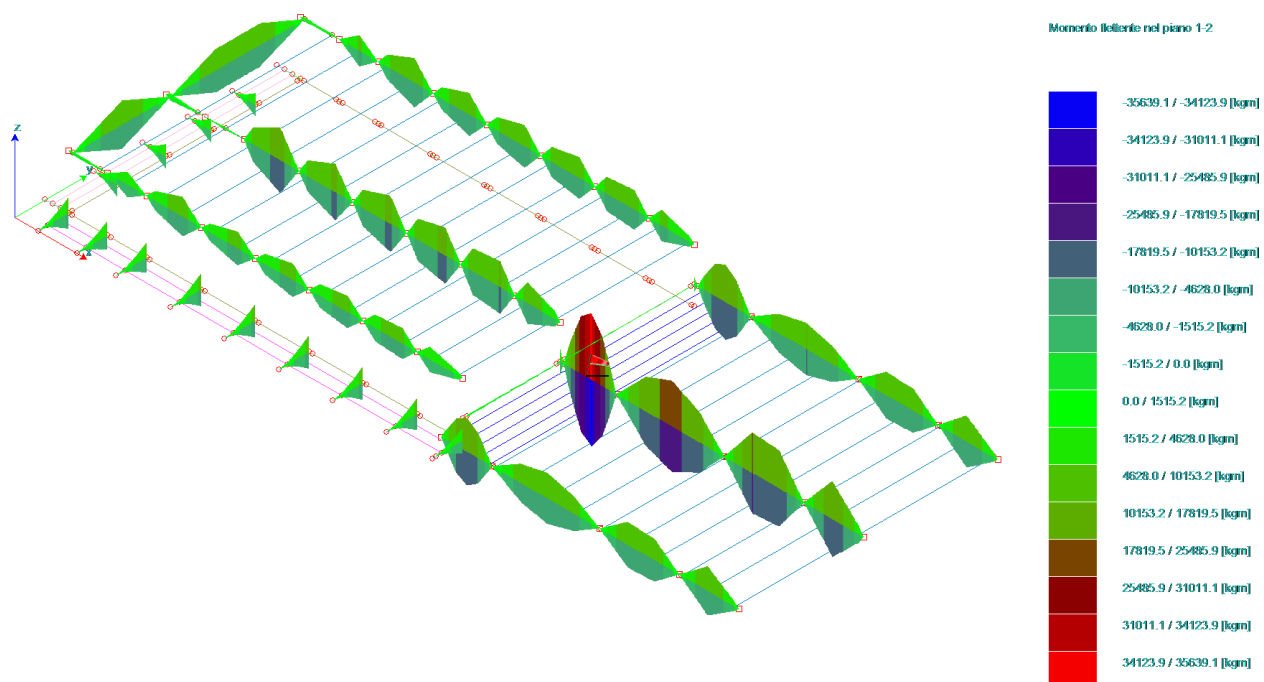
Escludendo la massa dei pilastri dalla massa totale, si ricava che la massa rimanente, che effettivamente può essere attivata dall'analisi modale con sisma verticale, essendo i pilastri incastrati alla base, è pari a:

2670619 daN.

In relazione a tale massa, inerente alle coperture e alle pensiline, la massa attivata dall'analisi dinamica modale è pari al 92% del totale, pertanto maggiore dell'85% della massa che si deve attivare obbligatoriamente come stabilito dalla normativa.

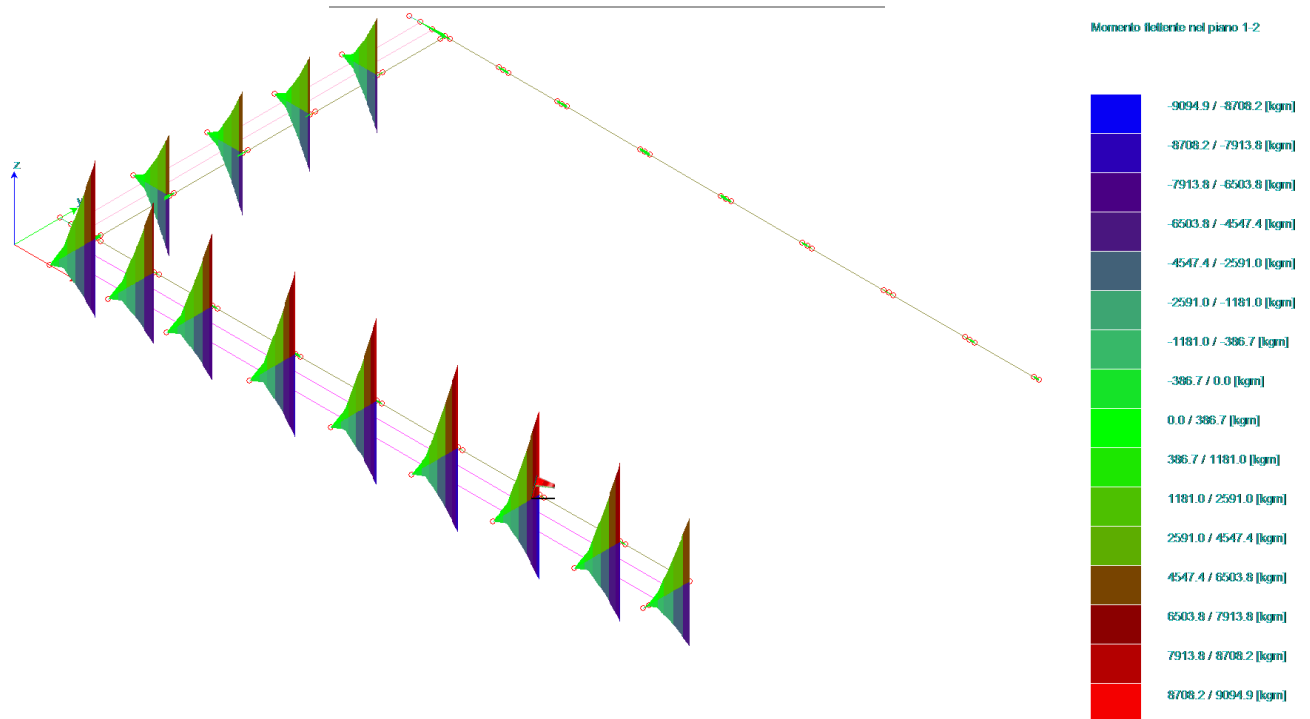
Pertanto si può ritenere l'analisi modale con sisma verticale corretta.

Si riporta l'incremento delle sollecitazioni dovuto al sisma verticale, così come si ottiene dall'analisi dinamica modale.

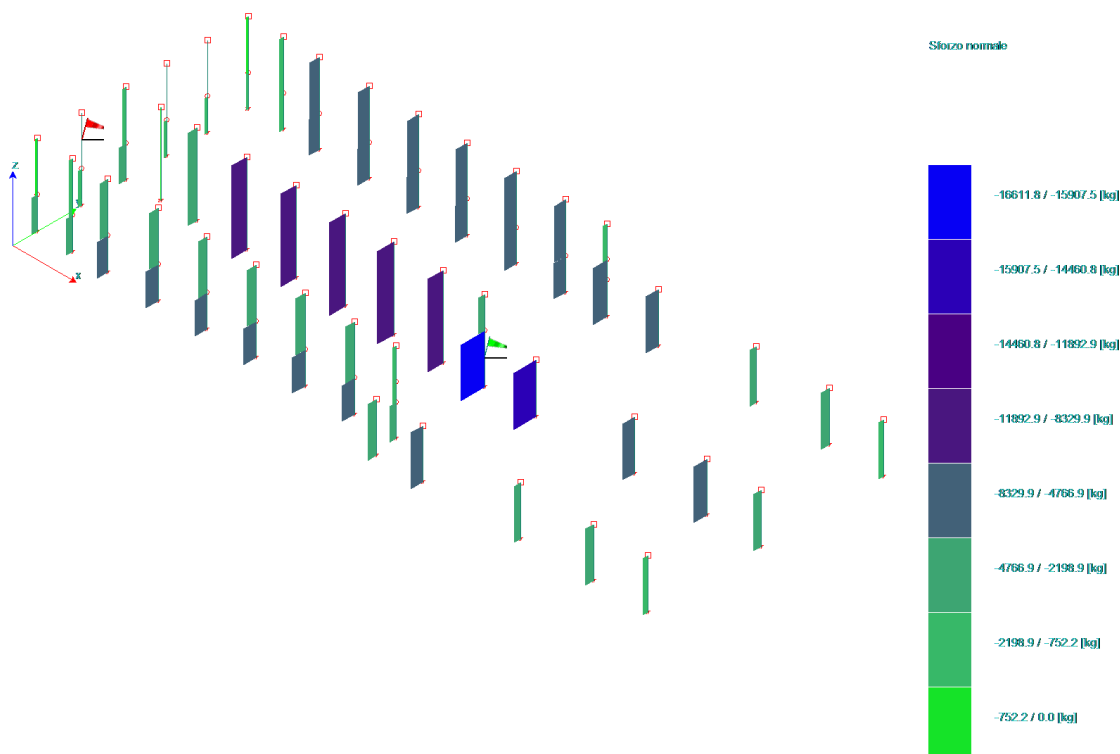


Momenti nei piani verticali xz e yz nelle travi dovuti al sisma verticale.

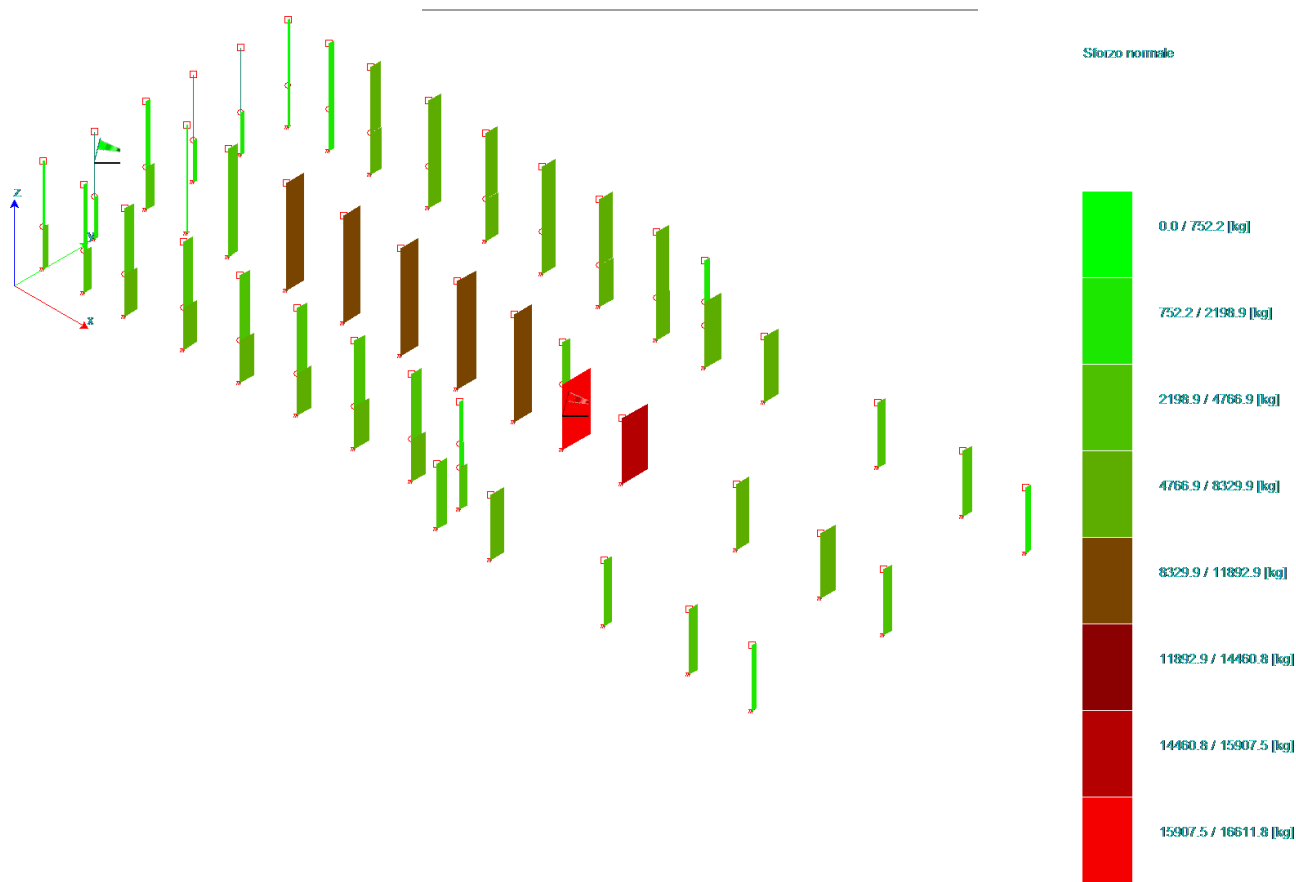
5079 – AMPLIAMENTO SITO PRODUTTIVO K2X Kerakoll Spa  
In Sassuolo e Fiorano Modenese (MO)  
PROGETTO EDILIZIO  
Provvedimento Autorizzativo Unico Regionale (PAUR)



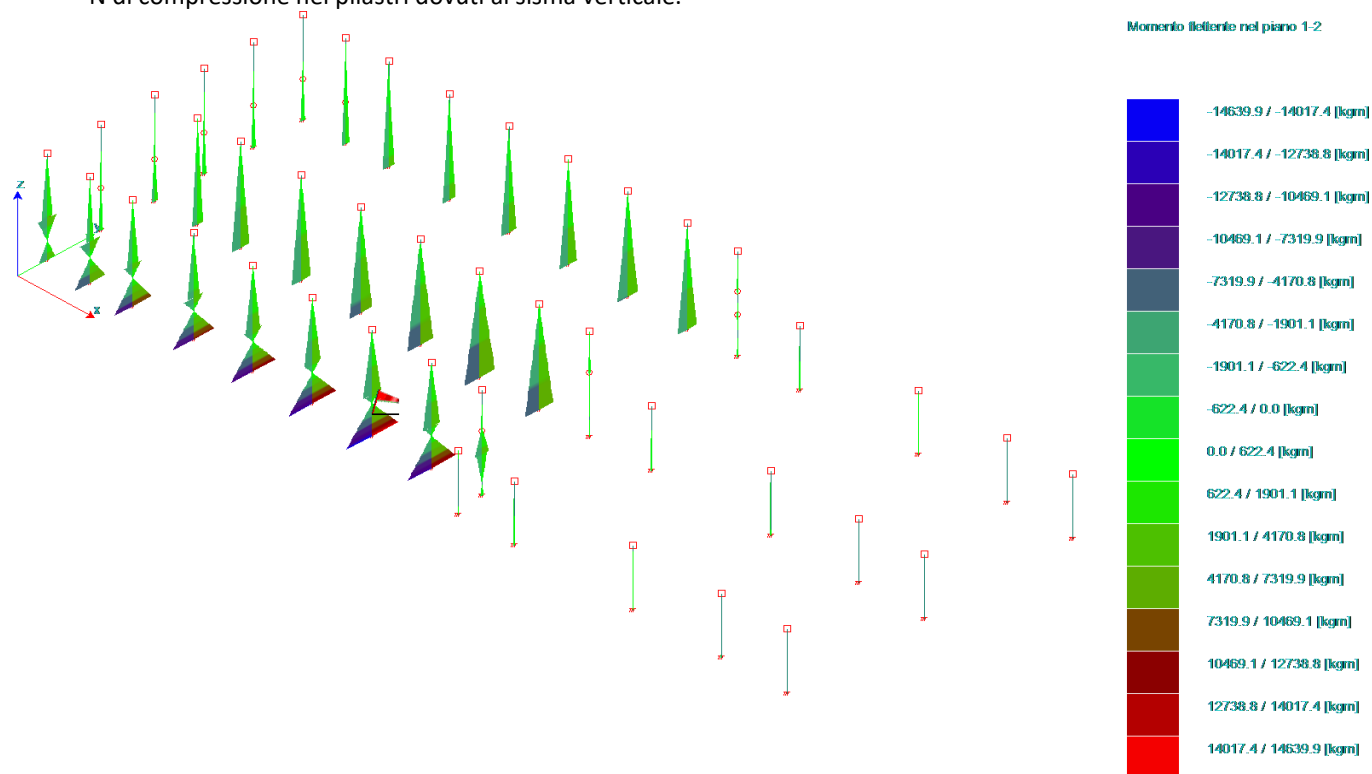
Momenti nei piani verticali xz e yz nelle travi delle pensiline dovuti al sisma verticale.



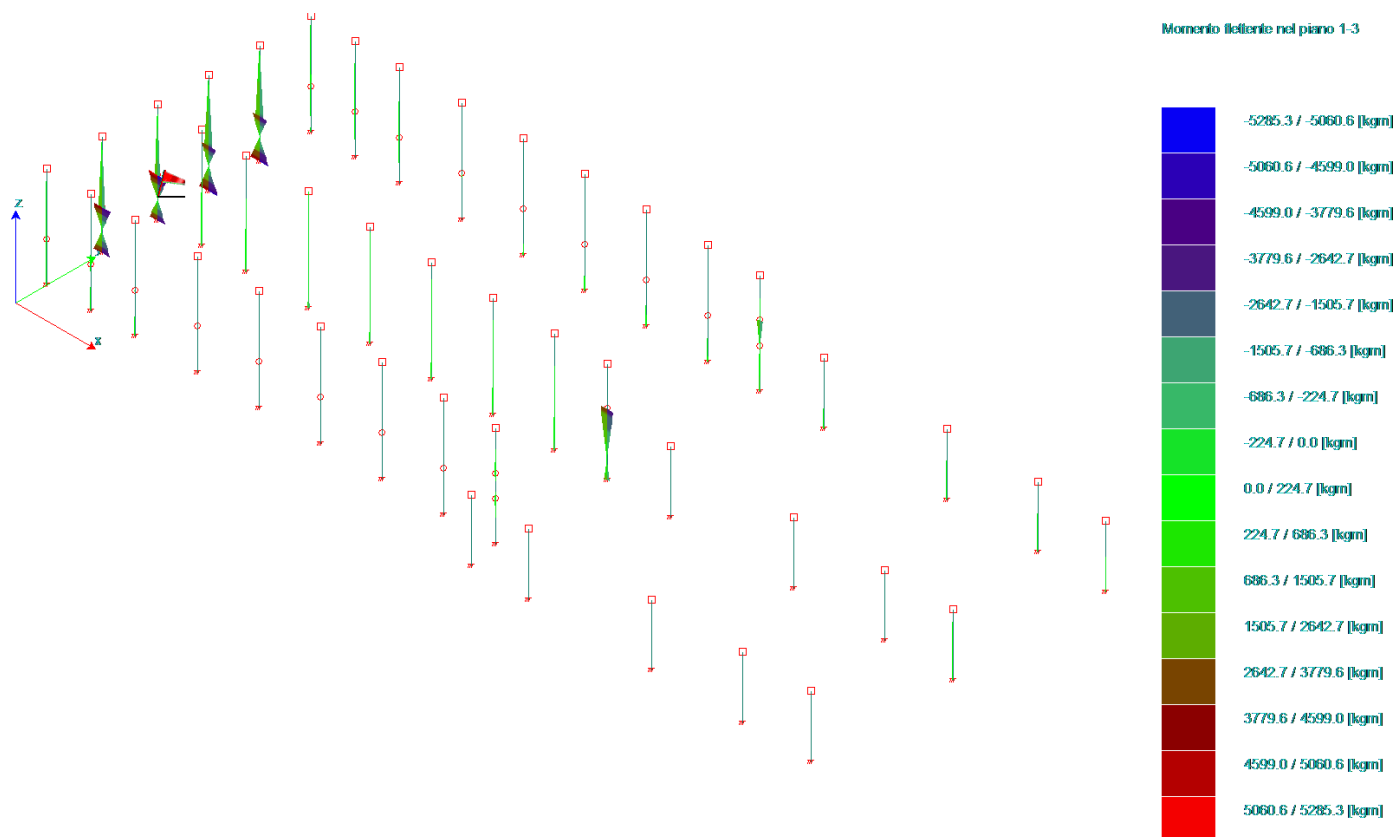
N di trazione nei pilastri dovuti al sisma verticale.



N di compressione nei pilastri dovuti al sisma verticale.



Incremento di momento nei pilastri nel piano yz dovuto al sisma verticale



Incremento di momento nei pilastri nel piano xz dovuto al sisma verticale

Come si vede dai diagrammi delle sollecitazioni negli elementi strutturali riportate nelle immagini sopra, l'incremento delle sollecitazioni dovute al sisma verticale non è significativo per la struttura, ad esclusione solo delle travi a sbalzo delle pensiline e dei momenti nel piano yz o xz dei pilastri con pensilina.

Il momento massimo nel piano yz alla base del pilastro con pensilina in combinazione sismica è pari a 165023 daNm, l'incremento massimo dovuto al sisma verticale sempre nel piano yz e alla base del pilastro è pari a 14640 daNm; quest'ultimo pertanto rappresenta un incremento del momento inferiore al 9% del momento di base dovuto al sisma orizzontale.

In questa fase di primo dimensionamento, si terrà conto di tale incremento aumentando i momenti flettenti dei pilastri con sezione 100x90, sezione 1, di un ulteriore 9%.

#### VERIFICA DIMENSIONAMENTO PILASTRI

Le sezioni 1 e 2 dei pilastri hanno un incremento delle sollecitazioni pari a 1.18 dovuto al valore di  $\theta > 0,1$ .

Si eseguono le verifiche dei pilastri per gli effetti del solo sisma orizzontale, trascurando quindi in fase di pre-dimensionamento i momenti flettenti aggiuntivi alla base dei pilastri con pensilina.

Per i pilastri devono essere rispettate le limitazioni geometriche definite al paragrafo 7.4.6.1.2 delle NTC 2018, in particolare la zona dissipativa dei pilastri deve essere pari ad un terzo dell'altezza totale dei pilastri stessi, avendo questi ultimi un comportamento a mensola.

Le armature dei pilastri, sia longitudinali sia le staffe, devono rispettare le regole definite al paragrafo 7.4.6.2.2 delle NTC 2018; in particolare la percentuale dell'armatura longitudinale dei pilastri deve essere compresa tra all'1% e il 4% di Ac su tutta la loro lunghezza.

La dissipazione di energia, nelle strutture prefabbricate con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, avviene unicamente nella sezione di base allo spiccato delle fondazioni, sezione di incastro; pertanto in tali zone deve essere eseguita la verifica di duttilità in curvatura, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, come ad esempio le staffe utilizzate.

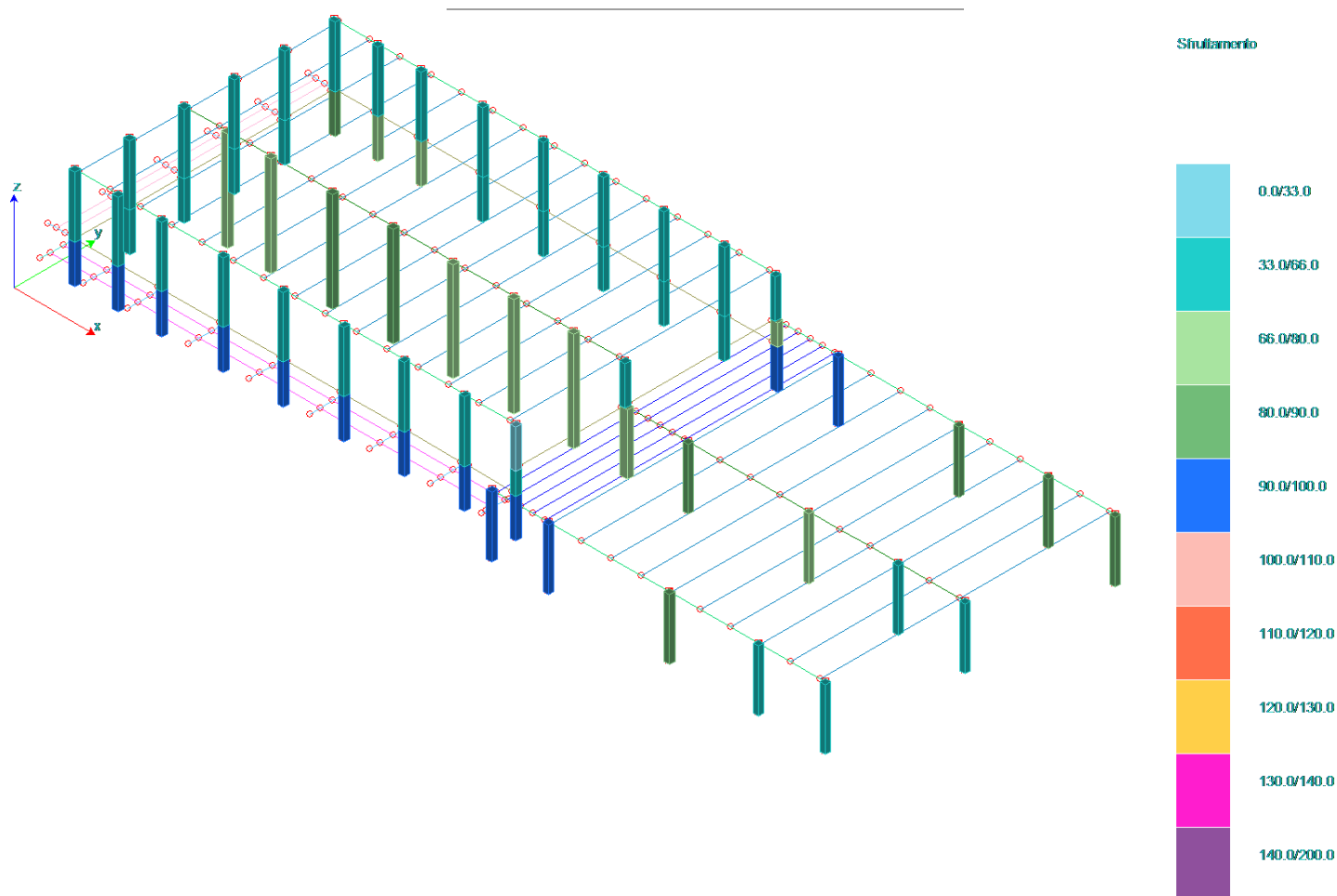
Infine il taglio da considerare nella progettazione dei pilastri prefabbricati è quello derivante dal momento resistente amplificato per il coefficiente  $\gamma_{rd} = 1.2$  in CDB, come indicato nella tabella 7.2.1, collegamenti di tipo fisso.

Per un telaio monopiano questo significa porre:

$$V_{ed} = V_{rd} = M_{rd} \cdot \gamma_{rd} / H_{pil}$$

Questo taglio è da considerare costante su tutta l'altezza del pilastro.

Come si vede dall'immagine riportata in seguito, i pilastri risultano per la maggior parte ampiamente verificati con una percentuale di armatura pari al minimo da normativa, cioè pari all'1% di Ac; date le dimensioni delle sezioni dei pilastri, tale armatura risulta pari a 100 cm<sup>2</sup> per un pilastro di sezione pari a 100x100 cm<sup>2</sup>.



Si riportano di seguito le armature e le verifiche a pressoflessione dei pilastri più significativi; si segnala che tali armature sono puramente indicative e non vincolanti ed inoltre, non essendo stata eseguita in questa fase la richiesta verifica di duttilità in curvatura sulla sezione di base dei pilastri, potrebbero subire un incremento dovuto al soddisfacimento della suddetta verifica.

#### PILASTRO CON SEZIONE 1 90X100 CON MAGGIOR ARMATURA

**Pilastro: 7 / L 16.40[m] / Sezione 1 B 90 H 100 [cm]**

**Af:**  $4 \phi 32 + 12 \phi 28 = 106.06 \text{ [cm}^2\text{]} < 1\phi 32 \times 4 \text{ V} + 3\phi 28 \times 2 \text{ B} + 3\phi 28 \times 2 \text{ H} >$

**Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

Nodo	Comb	N	M <sub>12</sub>	M <sub>13</sub>	$\alpha_{12}$	$\alpha_{13}$	Sd/Sr
7	41	-132447.6	78619.5	190906.1	1.00	1.00	<b>0.94</b>
7 - 81	37	-125221.0	64977.4	102170.7	1.00	1.00	0.47
81	52	-118303.4	124740.2	-24381.9	1.00	1.00	0.46



#### PILASTRO CON SEZIONE 2 100X100 CON MAGGIOR ARMATURA

**Pilastro: 20 / L 16.40[m] / Sezione 2 B 100 H 100 [cm]**

Af:  $4 \phi 32 + 12 \phi 28 = 106.06 \text{ [cm}^2\text{]} < 1f32 \times 4 V + 3f28 \times 2 B + 3f28 \times 2 H >$

Staffe:  $\phi 8 \text{ 4br./}7.5 \times 550 - \text{poi } \phi 8 \text{ 4br./}25.0$

Vsd da analisi dinamica modale = 10484 kg

Taglio pilastro per verifica armature

$V_{rdy} = M_{rdy} \cdot 1.2/h = (197950/0.85) \cdot 1.2/16.4 = 17040 \text{ kg}$

$V_{rdx} = M_{rdx} \cdot 1.2/h = (51598/0.85) \cdot 1.2/16.4 = 4442 \text{ kg}$

$V_{rd} = 17610 \text{ kg}$

Af staffe minima =  $17610/(0.9 \cdot 94 \cdot 39.13) = 5.32 \text{ cm}^2/\text{m}$  Armatura ottenuta con  $\cotg\theta = 1$

staffe minime al metro sul pilastro  $\phi 10/25$  a 4 bracci =  $12.56 \text{ cm}^2/\text{m} > 5.32 \text{ cm}^2/\text{m}$

Con 1.2 da tabella 7.2.1 NTC 2018, collegamenti di tipo fisso.

#### Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M12	M13	$\alpha_{12}$	$\alpha_{13}$	Sd/Sr
20	53	-111373.8	197950.5	51598.3	1.00	1.00	0.85
20 - 259	53	-90873.8	85963.9	22366.6	1.00	1.00	0.30
259	1	-130170.4	-0.0	-0.0	1.00	1.00	0.05

#### PILASTRO CON SEZIONE 4 90X90 CON MAGGIOR ARMATURA

**Pilastro: 40 / L 10.00[m] / Sezione 4 B 90 H 90 [cm]**

Af:  $16 \phi 28 = 98.52 \text{ [cm}^2\text{]} < 1\phi 28 \times 4 V + 3\phi 28 \times 2 B + 3\phi 28 \times 2 H >$

Staffe:  $\phi 8 \text{ 4br./}7.5 \times 350.0 - \text{poi } \phi 8 \text{ 4br./}25.0 \times 325.1$

Vsd da analisi dinamica modale = 17938 kg

Taglio pilastro per verifica armature

$V_{rdy} = M_{rdy} \cdot 1.2/h = (54399/0.9) \cdot 1.2/10 = 7253 \text{ kg}$

---


$$V_{rdx} = M_{rdx} \cdot 1.2/h = (179381/0.9) \cdot 1.2/10 = 23918 \text{ kg}$$

$$V_{rd} = 24994 \text{ kg}$$

$$A_f \text{ staffe minima} = 24994 / (0.9 \cdot 84 \cdot 39.13) = 8.45 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Armatura ottenuta con } \cotg\theta = 1$$

$$\text{staffe minime al metro sul pilastro } \phi 8/25 \text{ a 4 bracci} = 8 \text{ cm}^2/\text{m} < 8.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$8 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ corrisponde ad una } \cotg\theta = 8.45/8 = 1.06 \text{ quindi } 1 < \cotg\theta < 2.5$$

Pertanto anche tale armatura minima è accettabile

Con 1.2 da tabella 7.2.1 NTC 2018, collegamenti di tipo fisso.

#### Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M <sub>12</sub>	M <sub>13</sub>	α <sub>12</sub>	α <sub>13</sub>	Sd/Sr
40	49	-144007.4	-179380.8	54398.5	1.00	1.00	0.90
40 - 208	49	-133882.4	-89690.4	27199.3	1.00	1.00	0.36
208	1	-234733.0	-0.0	-0.0	1.00	1.00	0.12

#### PILASTRO CON SEZIONE 7 100X90 CON MAGGIOR ARMATURA

**Pilastro: 132 / L 10.00[m] / Sezione 7 B 100 H 90 [cm]**

$$A_f: 16 \phi 28 = 98.52 \text{ [cm}^2\text{]} < 1\phi 28 \times 4 V + 3\phi 28 \times 2 B + 3\phi 28 \times 2 H >$$

#### Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M <sub>12</sub>	M <sub>13</sub>	α <sub>12</sub>	α <sub>13</sub>	Sd/Sr
31	41	-123939.7	33287.6	183412.0	1.00	1.00	<b>0.80</b>
31 - 132	41	-116739.7	36944.8	146071.9	1.00	1.00	0.62
132	37	-109539.7	40601.9	108731.9	1.00	1.00	0.45

#### PILASTRO CON SEZIONE 5 120X100

Pilastro con questa sezione fino ad H=10,00 m, poi con sezione 80x100 per altri 6,40 m

**Pilastro: 24 / L 10.00[m] / Sezione 5 B 120 H 100 [cm]**

$$A_f: 20 \phi 28 = 123.15 \text{ [cm}^2\text{]} < 1\phi 28 \times 4 V + 4\phi 28 \times 2 B + 4\phi 28 \times 2 H >$$

#### Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M <sub>12</sub>	M <sub>13</sub>	α <sub>12</sub>	α <sub>13</sub>	Sd/Sr
24	37	-284148.5	78973.2	290156.4	1.00	1.00	<b>0.71</b>
24 - 178	36	-270407.7	-22482.7	156413.9	1.00	1.00	0.27

178 24 -453454.1 -65085.4 -43406.2 1.00 1.00 0.20

#### PILASTRO CON SEZIONE 6 120X90

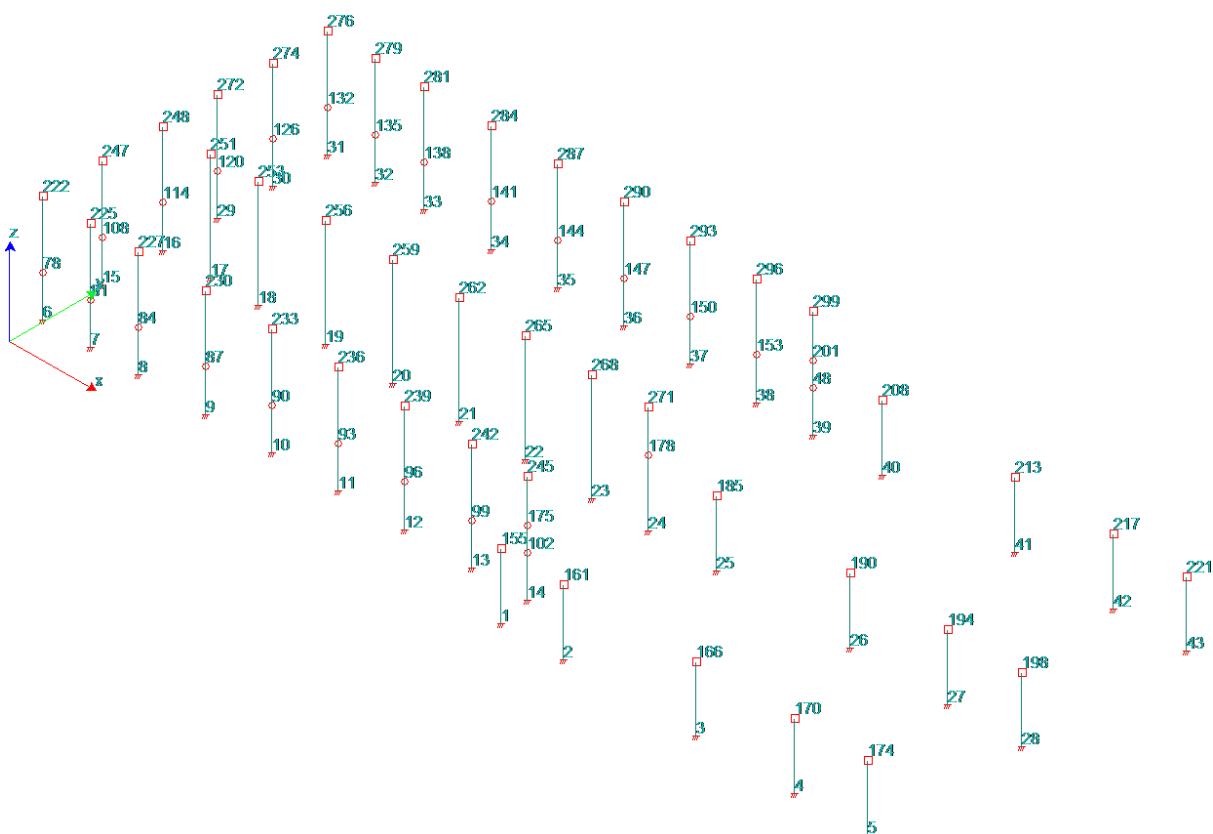
Pilastro con questa sezione fino ad H=10,00 m, poi con sezione 80x90 per altri 6,40 m

**Pilastro: 39/ L 10.00[m] / Sezione 6 B 120 H 90 [cm]**

Af:  $4 \phi 36 + 14 \phi 28 = 126.92 \text{ [cm}^2\text{]} < 1 \phi 36 \times 4 V + 4 \phi 28 \times 2 B + 3 \phi 28 \times 2 H >$

#### Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M <sub>12</sub>	M <sub>13</sub>	$\alpha_{12}$	$\alpha_{13}$	Sd/Sr
39	36	-211830.2	-102864.3	316122.8	1.00	1.00	0.93
39 - 48	36	-203190.2	-31284.6	245346.9	1.00	1.00	0.61
48	41	-192577.5	54114.4	174517.7	1.00	1.00	0.43



Indicazione numerazione nodi pilastri

Si segnala che i tagli resistenti calcolati per i pilastri nodi 20 (sezione 100x100) e nodi 40 (sezione 90x90) si utilizzano per calcolare le barre di collegamento trave pilastro.

Si riporta un estratto del paragrafo 7.4.5.2.1 delle NTC 2018 relativo alle strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi incernierati.

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  di cui alla Tab. 7.2.I.

Barre che in prima battuta possono essere calcolate come di seguito specificato.

Nodo 20

$V_{rd} = 17610 \text{ daN}$

A min barra di collegamento =  $17610 / (6400 * 0.6) = 4.58 \text{ cm}^2$

2 barre classe 8.8 M20 Aresistente totale =  $4.9 \text{ cm}^2$

Nodo 40

$V_{rd} = 24994 \text{ daN}$

A min barra di collegamento =  $24994 / (6400 * 0.6) = 6.51 \text{ cm}^2$

2 barre classe 8.8 M24 Aresistente totale =  $7.06 \text{ cm}^2$

Si considerano 2 barre perché sui pilastri appoggiano 2 travi.

**CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DEI PILASTRI NELLA FONDAZIONE**

Si ipotizza che il collegamento tra pilastro prefabbricato e plinto di fondazione non avvenga mediante un bicchiere in opera o prefabbricato, ma mediante l'innesto delle barre di armatura uscenti dalla base del pilastro ed entranti in appositi fori lasciati nei plinti di fondazione. I fori sono realizzati mediante il posizionamento di tubi corrugati in acciaio nel getto del plinto, tali tubi avranno un diametro minimo di 80 mm o maggiore se devono contenere più barre di armatura. Una volta posizionato il pilastro, questi corrugati sono riempiti con malta cementizia espansiva a ritiro compensato (tipo Emaco S55, ora Masterflow 928 o similari), si allega un disegno esemplificativo generico.

Il diametro maggiore di barre utilizzate nei pilastri è pari a 36 mm, pertanto si calcola la lunghezza di ancoraggio di queste barre nel plinto di fondazione e sulla base di tale lunghezza si determina l'altezza minima del plinto di fondazione stesso. Non si segnalano pilastri in trazione sotto l'azione sismica.

$N_{\max} \text{ barre } \phi 36 = f_{cd} \text{ acciaio} * \text{area barra} = 3913 * 10,179 = 39830 \text{ daN}$

Si considera il valore  $f_{bd}$ , resistenza tangenziale di calcolo di aderenza, della malta cementizia espansiva pari al valore del calcestruzzo C45/55, quindi:  $f_{bd} = 40.2 \text{ daN/cm}^2$

La lunghezza totale di ancoraggio di tali barre è:

$L_b = 39830 / (40.2 * 3.6 * \pi) = 87.6 \text{ cm}$

A favore di sicurezza, pur trattandosi di un collegamento di tipo C, che quindi ha un funzionamento equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera, si moltiplica tale lunghezza per il valore  $\gamma_{rd} = 1.2$ , come previsto dalla Tabella 7.2.1 per strutture prefabbricate intelaiate.

$L_b \text{ finale} = 87.6 * 1.2 = 106 \text{ cm}$

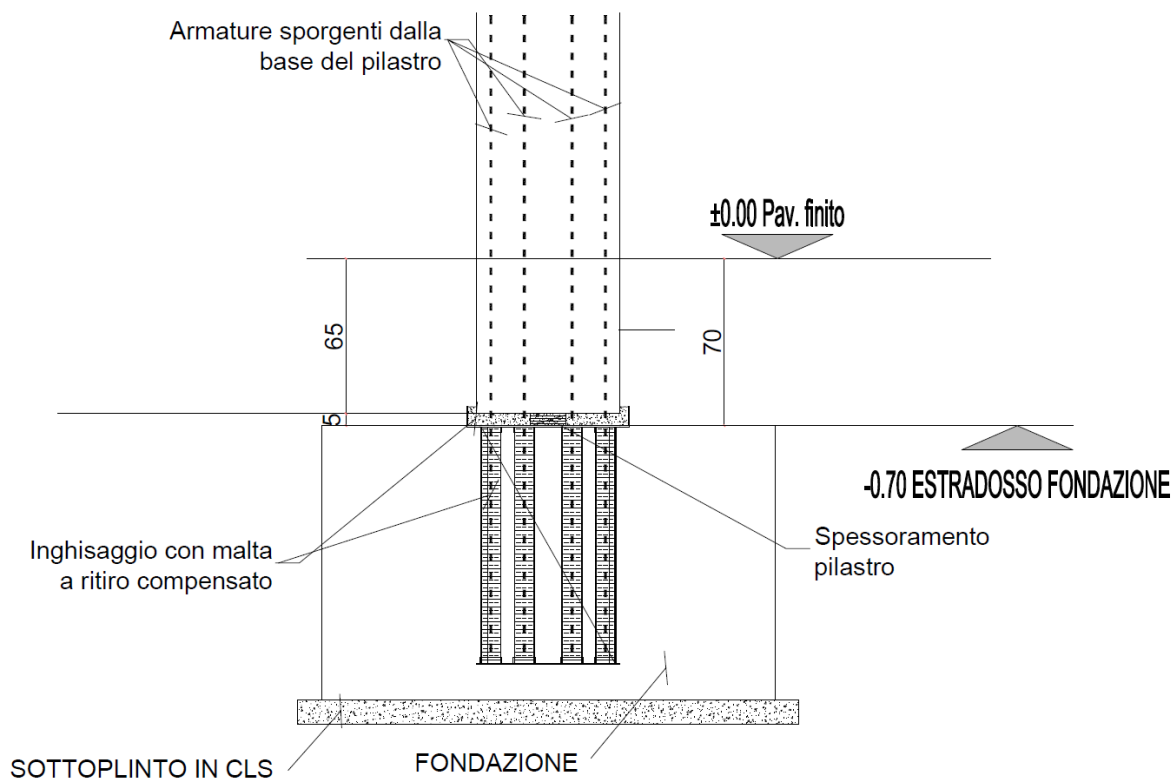
Considerando i corrugati lunghi almeno 110 cm e considerando almeno 20 cm di spessore di calcestruzzo sotto tali corrugati, si ottiene un'altezza del plinto minima pari a:

$$H_{\text{plinto}} = 110 + 20 = 130 \text{ cm}$$

Questa altezza del plinto, unitamente alla distanza tra l'estradosso del plinto e il pavimento finito, ipotizzata pari a 70 cm, e ad un getto di magrone pari ad almeno 10 cm, permette di raggiungere la quota di posa prevista dalla relazione geologica-geotecnica nella zona dove le ghiaie sono poste ad una quota pari a -2 metri dal piano di campagna, ricordando anche che la differenza tra il piano di campagna (piano del piazzale esistente) ed il futuro pavimento finito è nell'ordine di pochi centimetri.

Nella zona con le ghiaie profonde a -3 metri, si realizzerà sotto al plinto un getto in calcestruzzo debolmente armato per raggiungere la quota delle ghiaie.

## PARTICOLARE POSA PILASTRO



### CORDOLI DI COLLEGAMENTO TRA PLINTI DI FONDAZIONE

Si considera un cordolo che non ha anche funzione di trave porta pannelli.

$$N = 0.3 \cdot N_{sd} \cdot a_g \cdot S / g$$

Con N di trazione o di compressione.

$ag/g = 0.2057$  agli SLC

$$S = St \cdot Ss = 1 \cdot 1.2$$

$Nsd = 286910$  daN sforzo normale massimo alla base del pilastro nodo 24, sezione 5 120x100, sforzo normale massimo in combinazione sismica tra tutti i pilastri della struttura.

$$N = 0.3 \cdot 287000 \cdot 0.2057 \cdot 1.2 = 21253 \text{ daN}$$

$$\text{Armatura} = 21253 / 3913 = 5.43 \text{ cm}^2$$

Si adottano cordoli aventi sezione quadrata pari a 50x50 cm<sup>2</sup> armati con 4 ferri del 16, uno per ogni spigolo, per un'area totale di armatura pari a 8.04 cm<sup>2</sup> e staffe di diametro 10 mm a passo 25 cm.

Si collegano tali cordoli, posti all'estradosso del plinto di fondazione, al pavimento industriale.

#### **CALCOLO DI ALCUNI PLINTI DI FONDAZIONE SIGNIFICATIVI**

Si riporta di seguito il calcolo dei plinti relativi ai pilastri verificati precedentemente.

Si fanno le seguenti ipotesi di calcolo cautelative:

1. per verifiche SLU si prendono le sollecitazioni massime agenti contemporaneamente per quanto riguarda M e T e si combinano con  $N_{max}$  ed  $N_{min}$ ;
2. per le verifiche SLV si prendono le massime sollecitazioni sismiche agenti in una direzione in combinazione le combinazioni sismiche contemporanee nell'altra direzione, prendendo però i valori massimi presenti; questo procedimento si esegue per entrambe le direzioni di ingresso del sisma;
3. per le verifiche SLV le sollecitazioni alla base sono incrementate del coefficiente 1.1 come previsto dalla normativa;
4. si utilizza l'Approccio 2, come già precedentemente riportato;
5. si tiene conto delle sollecitazioni dovute ai pannelli di tamponamento, dove presenti, e della loro eccentricità di carico rispetto all'asse del pilastro;
6. il peso dei pannelli di tamponamento di spessore pari a 30 cm a taglio termico si considera pari a 430 daN/m<sup>2</sup>; in prima istanza si considera che tale peso sia valido anche per i pannelli di tamponamento R240 posti sotto la pensilina laterale;
7. trattandosi di pannelli verticali in appoggio su cordoli porta pannelli, a loro volta in appoggio sul terreno, si valuta in una lunghezza di 6 metri il tamponamento verticale effettivamente gravante sul plinto di fondazione;

8. i plinti si progettano applicando la teoria di Meyerhof per il calcolo delle sollecitazioni nel terreno sottostante.

#### PLINTO PILASTRO NODO 7 – sezione tipo 1

A titolo di esempio sulla scelta delle sollecitazioni alla base dei pilastri, si riportano le reazioni vincolari di incastro alla base del pilastro nodo 7 agli SLU.

comb	Rx	Ry	Rz	Mx	My
1	695	-5015	200028	-53834	-3353
2	3242	-5015	200028	-53834	28043
3	2534	-10574	196859	3835	18406
4	2509	-3306	203197	-82828	18264
5	-903	-4069	186028	-43682	-21222
6	3343	-4069	186028	-43681	31104
7	2163	-13334	180747	52434	15042
8	2122	-1220	191309	-92004	14805
9	-1072	-3890	190011	-41753	-22766
10	3174	-3890	190011	-41753	29561
11	1994	-13154	184729	54363	13499
12	1952	-1040	195292	-90076	13262
13	-1288	-3123	172028	-33529	-24661
14	2958	-3123	172028	-33528	27665
15	1778	-12388	166746	62587	11603
16	1737	-274	177309	-81852	11367
17	-1289	-3123	172028	-33529	-24662
18	2957	-3123	172028	-33528	27664
19	1777	-12388	166746	62587	11602
20	1736	-274	177309	-81852	11366
21	-1180	-3506	181019	-37641	-23713
22	3343	-3506	181019	-37641	31110
23	1844	-1215	191309	-92087	12308
24	142	-3890	190011	-41753	-8334
25	3243	-3890	190011	-41753	28055
26	1954	-3294	203197	-82994	13269
MAX	3343	-274	203197	62587	31110
MIN	-1289	-13334	166746	-92087	-24662

Quindi in combinazione SLU si verifica il plinto con le due seguenti combinazioni di sollecitazioni:

Nmax = 203197 daN

Nmin = 188746 daN

Ty = -13334 daN

Ty = -13334 daN

Tx = 3343 daN

Tx = 3334 daN

Mx = -92087 daNm

Mx = -92087 daNm

My = 31110 daNm

My = 31110 daNm

Mz trascurabile

Si segnala che al valore di Mx riportato sopra va aggiunto il momento Mx dovuto all'eccentricità del tamponamento, questo passaggio è eseguito nella tabella Excel di calcolo delle fondazioni.

Sempre a titolo di esempio sulla scelta delle sollecitazioni alla base dei pilastri, si riportano le reazioni vincolari di incastro alla base del pilastro nodo 7 agli SLV.

Sisma x al 100%, sisma y al 30%

comb	Rx	Ry	Rz	Mx	My
27	-12771	-4202	132237	1755	-138143
28	-12890	-3939	132237	-1301	-139463
29	-13158	22	132412	-60550	-140523
30	-13158	22	132412	-60550	-140523
31	-13020	-3658	132237	-4533	-140907
32	-13140	-3394	132237	-7590	-142227
33	-13408	567	132412	-66839	-143287
34	-13408	567	132412	-66839	-143287
35	15323	-3673	132246	-4438	152343
36	15204	-3409	132246	-7494	151023
37	14935	552	132421	-66743	149963
38	14935	552	132421	-66743	149963
39	15323	-3673	132246	-4438	152343
40	15204	-3409	132246	-7494	151023
41	14935	552	132421	-66743	149963
42	14935	552	132421	-66743	149963
MAX	15323	567	132421	-4438	152343
MIN	-13408	-3673	132246	-66839	-143287

Nmax = 132421 daN

Ty = -3673 daN

Tx = 15323 daN

Mx = -66839 daNm

My = 152343 daNm

SOLLECITAZIONI SLV DA INCREMENTARE DEL FATTORE 1.1

Sisma x al 30%, sisma y al 100%



comb	Rx	Ry	Rz	Mx	My
43	-2712	-8448	132036	66511	-36204
44	-2787	-8284	132036	64624	-37033
45	5716	-8289	132039	64652	50942
46	5716	-8289	132039	64652	50942
47	-3109	-7569	132036	56322	-40604
48	-3184	-7405	132036	54436	-41433
49	5319	-7410	132039	54464	46542
50	5319	-7410	132039	54464	46542
51	-4005	5635	132619	-141174	-44137
52	-4080	5798	132619	-143061	-44966
53	4423	5794	132622	-143032	43009
54	4423	5794	132622	-143032	43009
55	-4005	5635	132619	-141174	-44137
56	-4080	5798	132619	-143061	-44966
57	4423	5794	132622	-143032	43009
58	4423	5794	132622	-143032	43009
MAX	5716	5798	132622	66511	50942
MIN	-4080	-8448	132036	-143061	-44966

Nmax = 132622 daN

Ty = -8448 daN

Tx = 5716 daN

Mx = -143061 daNm

My = 50942 daNm

SOLLECITAZIONI SLV DA INCREMENTARE DEL FATTORE 1.1

Carico dovuto al tamponamento

Il tamponamento in appoggio sul cordolo porta pannello, anche cordolo di collegamento per il sisma, è pari a:

$$430 \cdot 6.4 \cdot 6 = 16512 \text{ daN}$$

$$Pp \text{ trave porta pannelli } 50 \times 50 \rightarrow 625 \cdot 6 = 3750 \text{ daN}$$

$$N_{tamp} \text{ totale} = 20262 \text{ daN}$$

$$e_y = 50 + 15 = 65 \text{ cm}$$

A favore di sicurezza il momento Mx dovuto al tamponamento si somma al momento Mx alla base del pilastro.

---

PLINTO PILASTRO NODO 9 – sezione tipo 1

Si riportano le reazioni vincolari di incastro alla base del pilastro nodo 9, pilastro con sezione 1, agli SLU e agli SLV.

In combinazione SLU si verifica il plinto con le due seguenti combinazioni di sollecitazioni:

$N_{max} = 260151 \text{ daN}$	$N_{min} = 209183 \text{ daN}$
$T_y = -17900 \text{ daN}$	$T_y = -17900 \text{ daN}$
$T_x = 2448 \text{ daN}$	$T_x = 2448 \text{ daN}$
$M_x = -121313 \text{ daNm}$	$M_x = -121313 \text{ daNm}$
$M_y = 27465 \text{ daNm}$	$M_y = 27465 \text{ daNm}$

Si riportano le reazioni vincolari di incastro alla base del pilastro nodo 9 agli SLV.

Sisma x al 100%, sisma y al 30%

$N_{max} = 166702 \text{ daN}$
$T_y = -4996 \text{ daN}$
$T_x = 14731 \text{ daN}$
$M_x = -74319 \text{ daNm}$
$M_y = 149887 \text{ daNm}$

SOLLECITAZIONI SLV DA INCREMENTARE DEL FATTORE 1.1

Sisma y al 100%, sisma x al 30%

$N_{max} = 166917 \text{ daN}$
$T_y = -10149 \text{ daN}$
$T_x = 5135 \text{ daN}$
$M_x = -161806 \text{ daNm}$
$M_y = 48597 \text{ daNm}$

SOLLECITAZIONI SLV DA INCREMENTARE DEL FATTORE 1.1

Carico dovuto al tamponamento come per pilastro 7.

---

PLINTO PILASTRO NODO 20 – sezione tipo 2

Si riportano le reazioni vincolari di incastro alla base del pilastro nodo 20, pilastro con sezione 2, agli SLU e agli SLV.

In combinazione SLU si verifica il plinto con le due seguenti combinazioni di sollecitazioni:

$N_{max} = 183470 \text{ daN}$	$N_{min} = 144786 \text{ daN}$
$T_y = -6939 \text{ daN}$	$T_y = 6939 \text{ daN}$
$T_x = -2791 \text{ daN}$	$T_x = -2791 \text{ daN}$
$M_x = -113805 \text{ daNm}$	$M_x = -113805 \text{ daNm}$
$M_y = -45779 \text{ daNm}$	$M_y = -45779 \text{ daNm}$

Si riportano le reazioni vincolari di incastro alla base del pilastro nodo 9 agli SLV.

Sisma x al 100%, sisma y al 30%

$N_{max} = 113374 \text{ daN}$
$T_y = 4486 \text{ daN}$
$T_x = 8192 \text{ daN}$
$M_x = -73563 \text{ daNm}$
$M_y = 134351 \text{ daNm}$

SOLLECITAZIONI SLV DA INCREMENTARE DEL FATTORE 1.1

Sisma y al 100%, sisma x al 30%

$N_{max} = 113374 \text{ daN}$
$T_y = 10463 \text{ daN}$
$T_x = 2728 \text{ daN}$
$M_x = -171596 \text{ daNm}$
$M_y = 44737 \text{ daNm}$

SOLLECITAZIONI SLV DA INCREMENTARE DEL FATTORE 1.1

Nessun carico dovuto al tamponamento.

PLINTO PILASTRO NODO 25 – sezione tipo 4

Si riportano le reazioni vincolari di incastro alla base del pilastro nodo 25, pilastro con sezione 4, agli SLU e agli SLV.

In combinazione SLU si verifica il plinto con le due seguenti combinazioni di sollecitazioni:

$N_{max} = 421879 \text{ daN}$	$N_{min} = 233277 \text{ daN}$
$T_y = -4569 \text{ daN}$	$T_y = -4569 \text{ daN}$
$T_x = -3082 \text{ daN}$	$T_x = -3082 \text{ daN}$
$M_x = 45694 \text{ daNm}$	$M_x = 45694 \text{ daNm}$
$M_y = -30824 \text{ daNm}$	$M_y = -30824 \text{ daNm}$

Si riportano le reazioni vincolari di incastro alla base del pilastro nodo 9 agli SLV.

Sisma x al 100%, sisma y al 30%

$N_{max} = 215185 \text{ daN}$
$T_y = -6151 \text{ daN}$
$T_x = 11493 \text{ daN}$
$M_x = 61507 \text{ daNm}$
$M_y = 114933 \text{ daNm}$

SOLLECITAZIONI SLV DA INCREMENTARE DEL FATTORE 1.1

Sisma y al 100%, sisma x al 30%

$N_{max} = 215185 \text{ daN}$
$T_y = -18961 \text{ daN}$
$T_x = 3702 \text{ daN}$
$M_x = 189612 \text{ daNm}$
$M_y = 37019 \text{ daNm}$

SOLLECITAZIONI SLV DA INCREMENTARE DEL FATTORE 1.1

Carico dovuto al tamponamento

Il tamponamento in appoggio sul cordolo porta pannello, anche cordolo di collegamento per il sisma, è pari a:

Ntamp totale = 20262 daN

$e_y = 45 + 15 = 60 \text{ cm}$

Il momento Mx dovuto al tamponamento si somma al momento Mx alla base del pilastro.

Si riportano di seguito le verifiche dei plinti di fondazione per i pilastri sopra riportati.

# TERRENO

1 Marzo 2022,

Formigine (MO),

Dott. Ing. Giandomenico Cassanelli

Dott. Ing. Marco Cesaroni