



COMUNE DI BORDIGHERA

PALAZZO DEL PARCO RISTRUTTURAZIONE COMPLESSO IMMOBILIARE

Via Vittorio Emanuele di Savoia 172 - 18012 Bordighera (IM)

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO

Ing. Massimo Filipponi

Pizza A. Diaz, 1 - 2013 Milano

PROPONENTE

Immobiliare ANGST S.r.l.

Sede legale: Piazza Diaz, 1 - 20123 Milano

Unità locale: V.le Italia, 572 - 20099 Sesto San Giovanni (MI)

PROGETTAZIONE E COORDINAMENTO:



TECTOO S.R.L. - Arch. Susanna Scarabicchi
Viale Italia 572 - 20099 Sesto San Giovanni (MI)

MANAGEMENT COMPANY

Bizzi & Partners
Engineering

Sede legale: Piazza Diaz, 1 - 20123 Milano

Unità locale: V.le Italia, 572 - 20099 Sesto San Giovanni (MI)



ARCHITETTONICO

TECTOO S.r.l.
Viale Italia 572 - 20099 Sesto San Giovanni (MI)
Arch. Susanna Scarabicchi



IMPIANTI E ACUSTICA PASSIVA

UNITED CONSULTING S.r.l.
Via Thaon di Revel, 21 - 20159 Milano
Ing. Adriano Spoldi



STRUTTURE

MILAN INGEGNERIA S.r.l.
Via Thaon di Revel, 21 - 20159 Milano
Ing. Maurizio Milan



PREVENZIONE INCENDI

GAE engineering S.r.l.
Corso G. Marconi, 20 - 10125 Torino
Ing. Giuseppe Gaspare Amaro



GEOLOGIA E MONITORAGGI

Studio Associato Delucchi & Maldotti
Via Santuario N.S. della Guardia 31
Dott. Luca Maldotti



OPERE A VERDE

LAND ITALIA S.r.l.
Via Varese, 16 - 20121 Milano
Arch. Andreas Kipar



RESPONSABILE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE (CSP)

Romeo Safety Italia s.r.l
Via Imperia, 25 - 20142 Milano
P.I. Damiano Romeo

PROGETTO ESECUTIVO

(art. 23, comma 3, Decreto Legislativo n.50 del 18 aprile 2016)

RELAZIONE DI CALCOLO

Data	22.02.2018			Descrizione	Prima Emissione		Revisione	00
Nome Elaborato	BDG_A01_PE_S_MLN_002-001_00			Nome File .rvt	BDG_A01_PE_S_MLN_050-000_00.rvt		Scala	-
BDG	A01	PE	S	MLN	002	001	00	
Codice Commessa	Codice Opera	Livello di Progettazione	Disciplina	Competenze	Tipo	Elaborato	Revisione	

PALAZZO DEL PARCO
Bordighera (Im)
PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di Calcolo

Indice

1. PREMESSA	3
1.1. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.1. LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	7
2.2. NORMATIVA TECNICA ITALIANA.....	7
2.3. NORMATIVA TECNICA EUROPEA ED INTERNAZIONALE.....	7
3. MATERIALI.....	8
3.1. CALCESTRUZZI.....	8
3.1.1. <i>Fondazioni superficiali</i>	8
3.1.2. <i>Strutture in elevazione in c.a. e c.a.p.</i>	8
3.2. ACCIAI	8
3.2.1. <i>Acciaio per c.a. ad armatura lenta</i>	8
3.2.2. <i>Acciaio per c.a. precompresso</i>	8
4. TERRENO	9
5. ANALISI DEI CARICHI	10
5.1. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	10
5.2. CASI ELEMENTARI DI CARICO.....	10
5.2.1. <i>Peso proprio</i>	10
5.2.2. <i>Carichi permanenti</i>	11
5.2.3. <i>Sovraccarichi variabili di esercizio</i>	12
5.2.4. <i>Azione del vento</i>	13
5.2.5. <i>Azione della neve</i>	15
5.3. AZIONE SISMICA.....	16
5.3.1. <i>Classificazione sismica</i>	16
5.3.2. <i>Valutazione dell'azione sismica</i>	17
5.3.3. <i>Spettri di progetto</i>	18
5.4. COMBINAZIONI DI CARICO	21
5.4.1. <i>SLU - Stati Limite Ultimi</i>	21
5.4.2. <i>SLE - Stati Limite di Esercizio</i>	21

5.4.3. Combinazioni sismiche.....	23
6. ANALISI STRUTTURALI	24
6.1. SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI.....	24
6.2. MODELLO DI CALCOLO	24
6.3. ANALISI DINAMICA MODALE	26
7. COMPLETAMENTO DELLA RELAZIONE DI CALCOLO	30

1. PREMESSA

Si descrivono nel seguito i criteri e le scelte progettuali per la demolizione e ricostruzione del Palazzo del Parco a Bordighera.

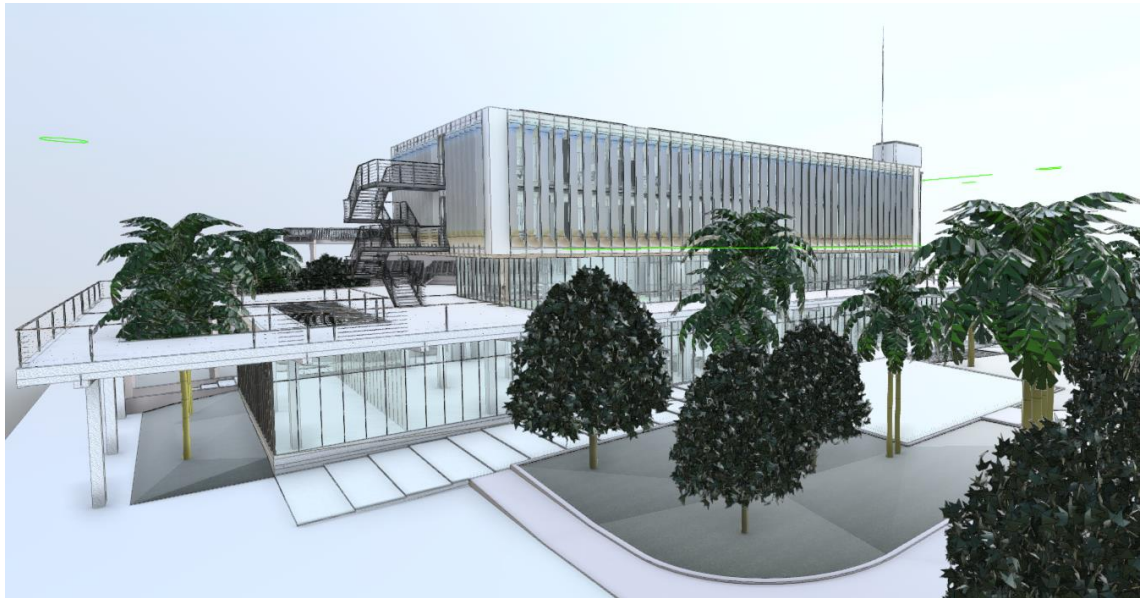


Figura 1 – Modello architettonico.

L'edificio è collocato a Bordighera (IM) tra via Primo Maggio e via Roberto, a sud del Teatro comunale e a nord del Parco delle Palme.



Figura 2 - Inquadramento generale del progetto.

Committente è Immobiliare Angst Srl, il progetto architettonico è di Tectoo Srl, il progetto delle strutture è a cura di Milan Ingegneria Srl, il progetto impianti e prevenzione incendi è a cura di United consulting Srl.

1.1. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio si sviluppa su un'area di forma rettangolare di dimensioni 60 x 20 m, attualmente occupata da un edificio per il quale è prevista la demolizione integrale.

Il nuovo edificio si compone di quattro piani fuori terra e un piano interrato. Il piano interrato, ricavato all'interno del perimetro dell'interrato esistente è destinato ad archivi e locali tecnici. Il piano terra è destinato ad ospitare funzioni miste, mentre i tre piani superiori sono destinati ad uffici pubblici i cui ambienti sviluppano una superficie rettangolare di dimensioni 34 x 17 m cadauno. Al piano primo gli ambienti interni comunicano con un'ampia terrazza.

I collegamenti verticali sono garantiti da un vano scala / ascensore interno e da una scala di sicurezza esterna.

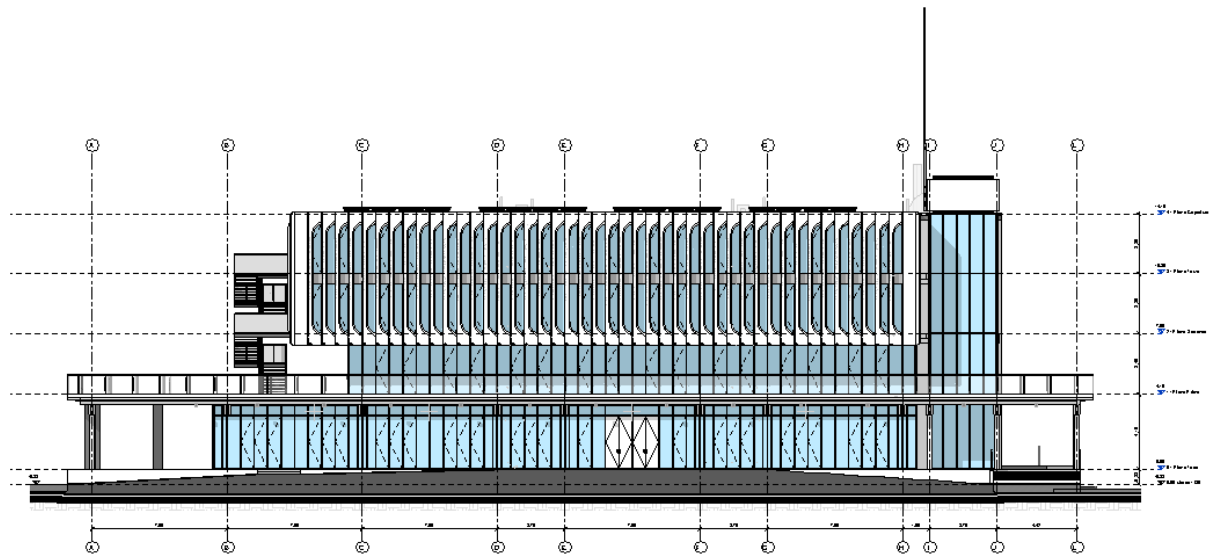


Figura 3 – Prospetto architettonico

Le strutture si compongono di:

- fondazioni di tipo diretto, a platea, di spessore 500 mm;
- pareti in calcestruzzo armato di spessore 250 mm fino al primo piano; sp. 200 mm al secondo e terzo piano;
- setti in corrispondenza del vano scala/ascensore di spessore 300 mm;
- pilastri del piano terra e del piano primo in calcestruzzo armato a sezione rettangolare;
- solaio piano terra in calcestruzzo armato, sp. 300 mm;
- solaio piano primo costituita da soletta in calcestruzzo armato sp. 250 mm e travi fuori spessore;
- solai dei piani superiori in calcestruzzo armato precompresso, sp. 230 mm, post-teso con trefoli in acciaio armonico tipo *unbonded* dimensione 0,6"S;
- colonne piano primo, secondo e terzo in acciaio con sezione a piatti calastrellati;
- scale interne ed esterne con struttura in carpenteria metallica.

In conformità con le tipologie strutturali descritte al punto 7.4.3.1 del D.M. 14 Gennaio 2008, l'edificio è stato progettato come una struttura a pareti deformabile torsionalmente, la resistenza alle azioni sismiche è affidata in prevalenza ai nuclei centrali in calcestruzzo armato.

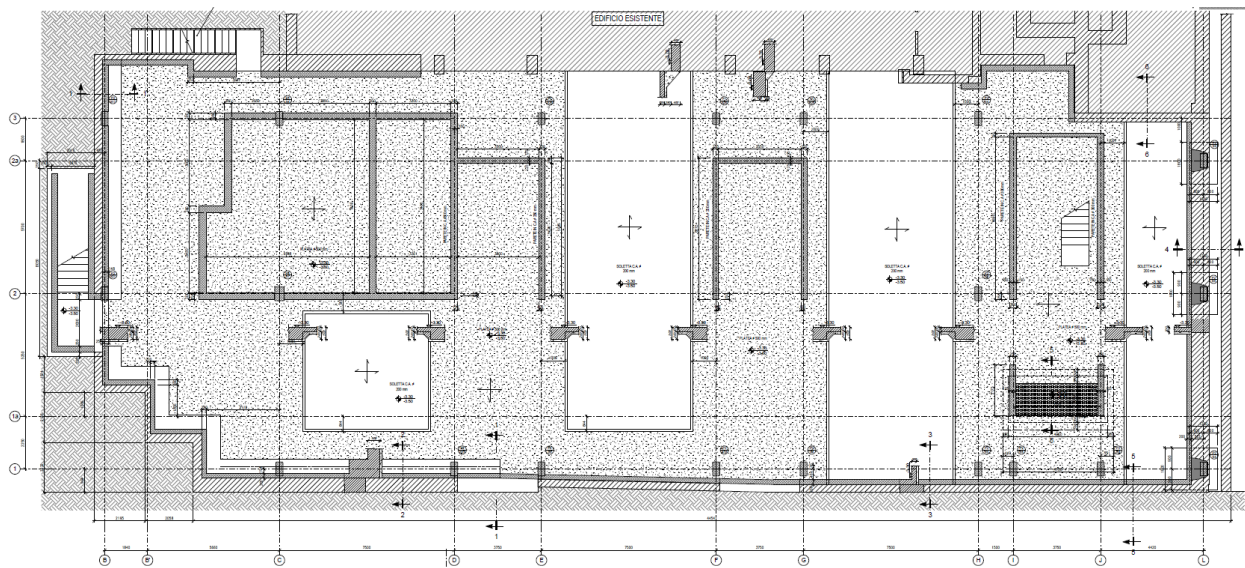


Figura 4 – Pianta fondazioni.

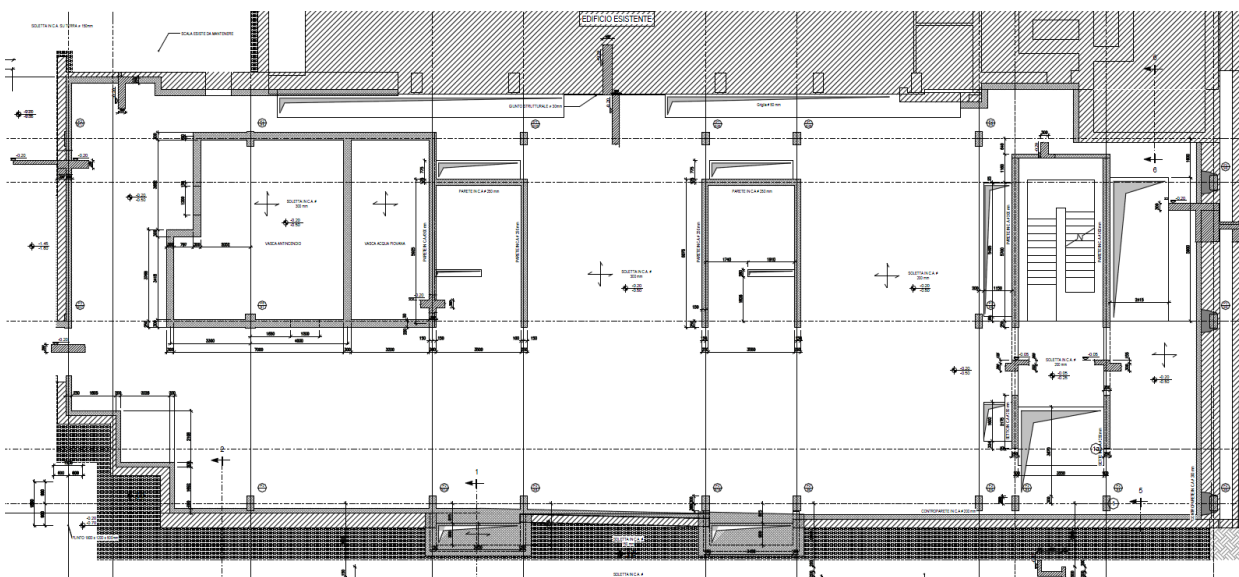


Figura 5 – Pianta piano terra.

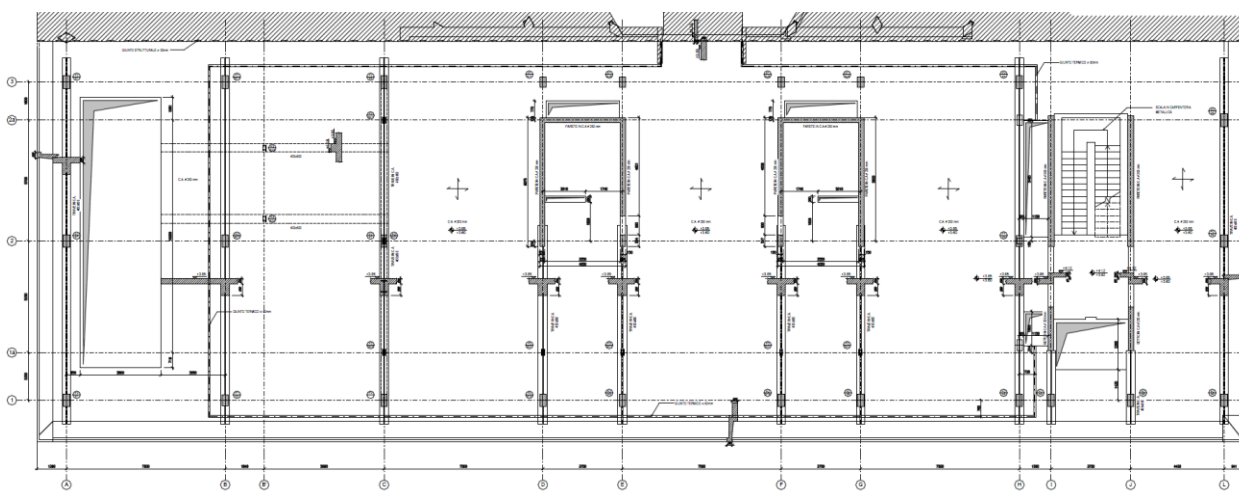


Figura 6 – Pianta piano primo.

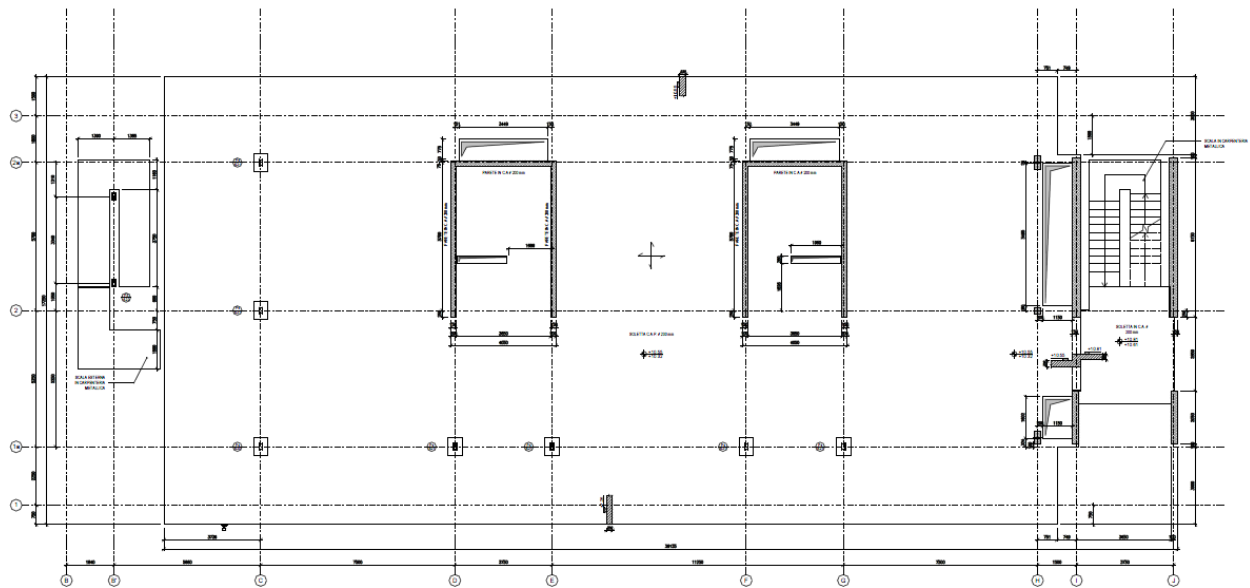


Figura 7 – Pianta piano terzo.

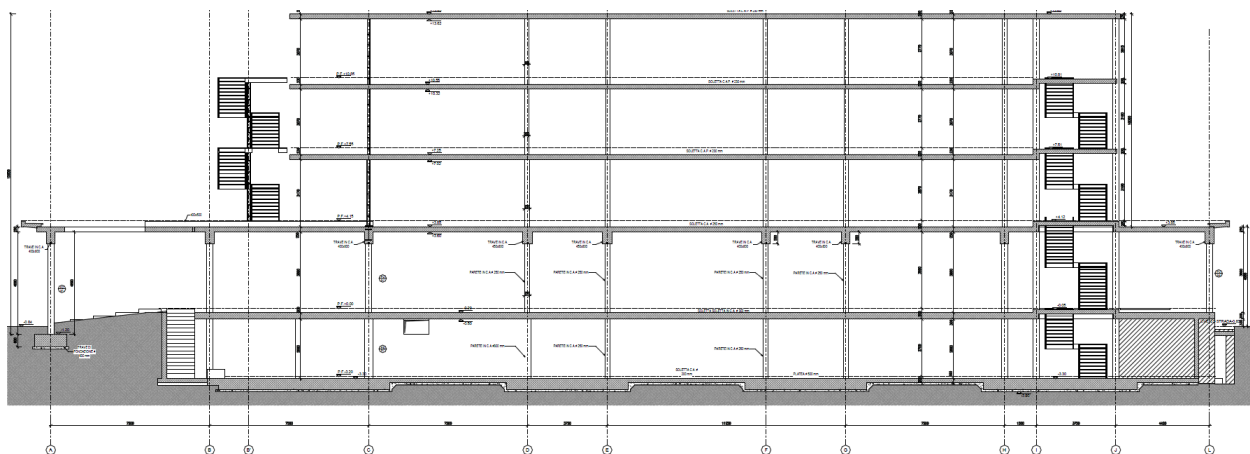


Figura 8 – Sezione longitudinale.

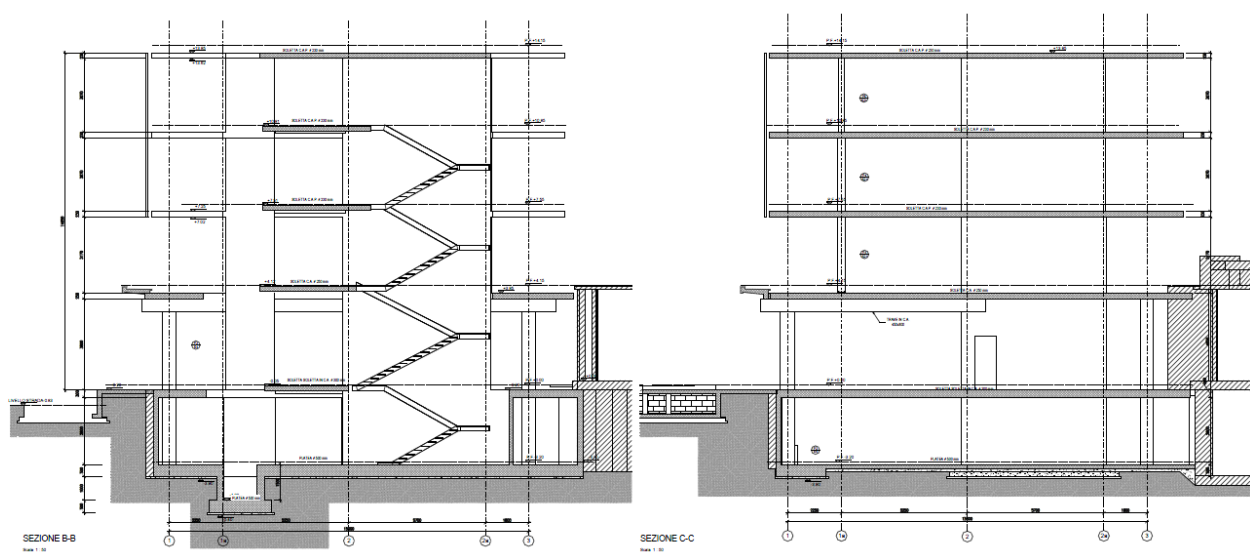


Figura 9 – Sezioni trasversali.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1. LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- [1] Legge 5.11.1971 n. 1086 - *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*;
- [2] D.P.R. 6.6.2001 n. 380 - *Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*
- [3] D.M. 14.1.2008 - *Norme tecniche per le costruzioni (NTC2008)*;
- [4] Circolare n.617, 2.2.2009 - *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*;

2.2. NORMATIVA TECNICA ITALIANA

- [5] UNI 11104:2004 - *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1*

2.3. NORMATIVA TECNICA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- [6] UNI EN 1991-1-1:2004 - *Eurocodice 1: Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici* (aggiornamento Errata Corrige 2010);
- [7] UNI EN 1992-1-1:2005 - *Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici* (aggiornamento Errata Corrige 2012);
- [8] UNI EN 1998-1:2005 - *Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*;
- [9] UNI EN 206-1:2006 - *Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità*

3. MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZI

Tutti i calcestruzzi devono essere confezionati a prestazione garantita secondo **D.M. 14.01.08 -§11.2.10, UNI EN 1992-1-1, UNI EN 206-1.**

3.1.1. Fondazioni superficiali

Classe di esposizione			XC2	
Classe di consistenza			S4	
Classe di resistenza del calcestruzzo			C25/30	
Dimensione massima dell'inerte	D_{max}	=	31,5	mm
Contenuto minimo di cemento			280	kg/m ³
Rapporto massimo a/c			0,55	
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck}	≥	30	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}	≥	25	MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd}	=	14,2	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd}	=	1,20	MPa
Modulo di elasticità normale	E	=	31,5	GPa

3.1.2. Strutture in elevazione in c.a. e c.a.p.

Classe di esposizione			XS1-XC3	
Classe di resistenza del calcestruzzo			C30/37	
Dimensione massima dell'inerte	D_{max}	=	20	mm
Contenuto minimo di cemento			300	kg/m ³
Rapporto massimo a/c			0,5	
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck}	≥	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}	≥	30	MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd}	=	17	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd}	=	1,35	MPa
Modulo di elasticità normale	E	=	32,8	GPa

3.2. ACCIAI

3.2.1. Acciaio per c.a. ad armatura lenta

Il progetto prevede l'uso di acciaio per calcestruzzo armato ordinario tipo **B450C**.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥	540	N/mm ²
Allungamento minimo a rottura	$A_{gt,k}$	≥	7,5%	

3.2.2. Acciaio per c.a. precompresso

Il progetto prevede l'uso di acciaio in trefoli stabilizzati per calcestruzzo armato precompresso.

Tensione caratteristica di rottura	f_{ptk}	≥	1860	N/mm ²
Tensione caratteristica all'1% di deformazione	$f_{p(1)k}$	≥	1670	N/mm ²
Allungamento sotto carico massimo	A_{gt}	≥	3,5	

4. TERRENO

Il progetto assume i dati di caratterizzazione del terreno contenuti nel documento *“Relazione geologico-tecnica, sismica e idrogeologica con determinazione del modello geotecnico del terreno presso il Palazzo del Parco nel Comune di Bordighera (IM)”* redatta da Geoser S.r.l. nel Febbraio 2016.

Il documento contiene gli esiti dell'indagine geognostica eseguita nel Gennaio 2016.

In sintesi, le prove effettuate hanno rilevato la presenza di un unico strato incoerente sabbioso-ghiaioso marrone localmente limoso (alluvioni fluvio-marine) da mediamente a ben addensato.

Il modello geotecnico è un'unica unità avente le seguenti caratteristiche fisico-meccaniche:

- $\gamma = 17-18 \text{ kN/m}^3$ Peso di volume secco
- $\Phi = 30^\circ-33^\circ$ Angolo di attrito del materiale

Rispetto la caratterizzazione sismica del terreno, il sito rientra nella Categoria C “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con valori del V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s”. Nello specifico è $V_{s30} = 332 \text{ m/s}$.

La condizione topografica al contorno è di categoria T1, propria dei terreni appartenenti a superfici pianeggianti e pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale V_N di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

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

Figura 10 – Tabella 2.4.1 per la scelta della Vita Nominale (NTC 2008).

L'edificio è un'opera ordinaria ed è classificato in **Classe d'uso IV**, pertanto si considera una Vita Nominale $V_N = 50$ anni, un Coefficiente d'uso $C_U = 2$ e un Periodo di Riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni.

5.2. CASI ELEMENTARI DI CARICO

La progettazione e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

Le condizioni elementari di carico sono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di Danno (SLD) e Stato Limite di Esercizio (SLE) per ciascun elemento.

I casi di carico elementari sono peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali, vento, neve, temperatura, spinte del terreno e dell'acqua, sisma nelle due direzioni.

Nei paragrafi seguenti è determinata l'entità di ciascuno dei carichi elementari.

5.2.1. Peso proprio

I pesi propri degli elementi strutturali inseriti nei modelli di calcolo sono autodeterminati dal programma, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale:

$$\gamma_{\text{acciaio}} = 78,5 \quad \text{kN/m}^3 \quad ; \quad \gamma_{\text{calcestruzzo}} = 25,0 \quad \text{kN/m}^3$$

5.2.2. Carichi permanenti

I carichi permanenti sono computati come masse afferenti gli elementi strutturali ai quali sono applicati.

Piano terra

Solaio	$g_2 =$	2,00	kN/m ²
Vano scale	$g_2 =$	1,00	kN/m ²

Piano primo

Solaio interno	$g_2 =$	1,50	kN/m ²
Solaio zona bagni	$g_2 =$	2,00	kN/m ²
Terrazza	$g_2 =$	2,00	kN/m ²

Piano secondo/terzo

Solaio interno	$g_2 =$	1,50	kN/m ²
Solaio zona bagni	$g_2 =$	2,00	kN/m ²

Copertura

$g_{2,1} =$	2,50	kN/m ²
-------------	------	-------------------

Serramenti vetrati

$g_2 =$	2,00	kN/m
---------	------	------

Facciata – schermatura solare

$g_2 =$	5,00	kN/m
---------	------	------

5.2.3. Sovraccarichi variabili di esercizio

I sovraccarichi d'esercizio sono prescritti dalla Normativa vigente e sono correlati alla destinazione d'uso dei locali. I valori dei carichi verticali e orizzontali uniformemente distribuiti sono indicati in tabella 3.1.II del DM 14.01.2008, di seguito riportata:

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici.			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
C	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	5,00	5,00	2,00
	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
E	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
	Coperture e sottotetti			
H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

Per i vari ambienti sono pertanto previsti i seguenti sovraccarichi variabili:

Teatri (P. terra)	cat. C2	$q_k = 5,00$	kN/m ²
Uffici aperti al pubblico (P.1°-P.2°)	cat. B2	$q_k = 3,00$	kN/m ²
Archivi	cat. E1	$q_k = 6,00$	kN/m ²
Coperture non praticabili	cat. H1	$q_k = 0,50$	kN/m ²

5.2.4. Azione del vento

3.3 AZIONI DEL VENTO - NTC 2008

3.3.2 - Velocità di riferimento

Zona: **1**
 $a_s =$ **5** m altitudine sul livello del mare del sito
 $T_R =$ **100** anni
 $\alpha_R = 1,039$

$a_0 =$ 1000 m
 $v_{b0} =$ 28 m/s
 $k_a =$ 0,010 1/s

$v_b =$ **29,10** m/s



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.4 - Pressione del vento

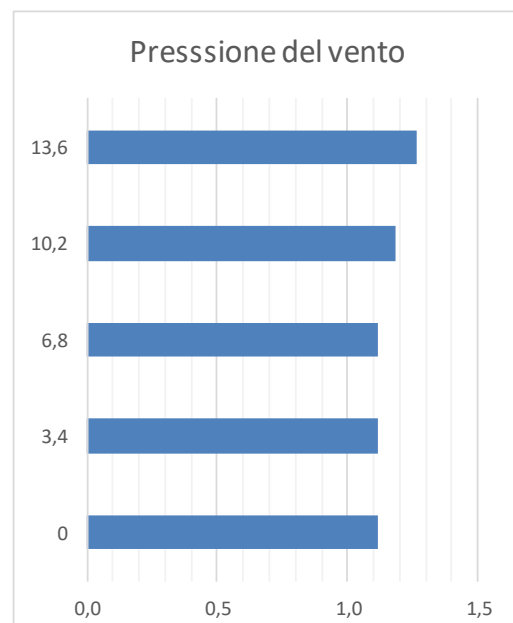
☒ per n intervalli costanti
☐ specifica quote manualmente

numero di punti
 ampiezza dell'intervallo m

$q_b =$ 529,21 N/m² pressione cinetica di riferimento
 $c_p =$ + 0,80 (sopravento) coefficiente di forma (o aerodinamico)
 $c_p =$ - 0,40 (sottovento)
 $c_d =$ **1** coefficiente dinamico

Tabella - Pressione del vento in funzione della quota di applicazione

z [m]	$c_e(z)$ Cat. IV	+p(z) [N/m ²]	-p(z) [N/m ²]	$p_{tot}(z)$ [N/m ²]	$p_{tot}(z)$ [kN/m ²]
0,00	1,63	691,87	-422,58	1114,45	1,114
3,40	1,63	691,87	-422,58	1114,45	1,114
6,80	1,63	691,87	-422,58	1114,45	1,114
10,20	1,80	760,62	-422,58	1183,20	1,183
13,60	2,00	845,15	-422,58	1267,73	1,268



3.3.7 - Coefficiente di esposizione

Zona: 7
 $a_s = 5 \text{ m}$

$z = 13,6 \text{ m}$ (altezza dell'edificio considerato)

Distanza dalla costa: $0,5 \text{ km}$ ☐ Struttura Off-shore

Classe di rugosità: A: aree urbane

Categoria di esposizione: **IV**

$k_r = 0,22$
 $z_0 = 0,30 \text{ m}$
 $z_{\min} = 8,00 \text{ m}$

$c_t = 1,25$

C 3.3.10.1 - Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

$\alpha = 90^\circ$

$c_p = + 0,80$
 $c_p = - 0,40$

Pressione esterna:

elementi sopravento: $c_{pe} = + 0,80$
elementi sottovento: $c_{pe} = - 0,40$

Pressione interna: ☒ Considera perfettamente sigillato

- ☒ Aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale
- ☐ Una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale
- ☐ Due pareti opposte con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale

$c_{pi} = + 0,00$
 $c'_{pi} = + 0,00$

5.2.5. Azione della neve

3.4 AZIONI DELLA NEVE - NTC 2008

3.4.1 - Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante l'espressione (3.3.7):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,80 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3.7)$$

$$\begin{aligned} \mu_i &= 0,80 && (\text{valore massimo}) \\ q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 \\ C_E &= 1 \\ C_t &= 1 && (\text{par. 3.4.4}) \end{aligned}$$

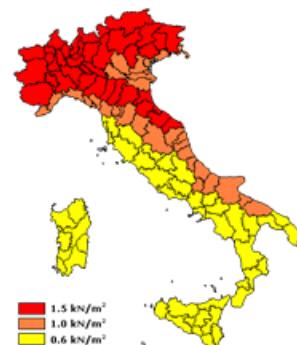
3.4.2 - Valore caratteristico

Provincia:

Zona II

$a_s = 5 \text{ m}$ altitudine sul livello del mare del sito

$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$



3.4.3 - Coefficiente di esposizione

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

3.4.5.1 - Coefficiente di forma per le coperture

3.4.5.2 - Copertura ad una falda

$$\alpha = 0^\circ$$

$$\mu_i = 0,80$$

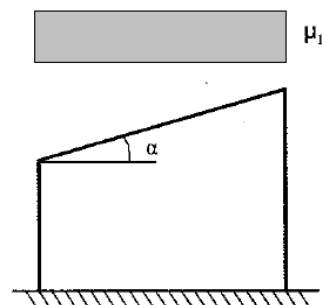


Figura 3.4.2 -- Condizioni di carico per coperture ad una falda

5.3. AZIONE SISMICA

5.3.1. Classificazione sismica

Il 17 Marzo 2017 la Giunta della Regione Liguria ha aggiornato la classificazione delle zone sismiche con delibera n. 216.

Il Comune di Bordighera, provincia di Imperia, è identificato con nr. ID 8 sulla mappa sismica e rientra in ZONA 3, definita dall'intervallo di *Peak Ground Acceleration*: $0.05 < a_g \leq 0.15$.

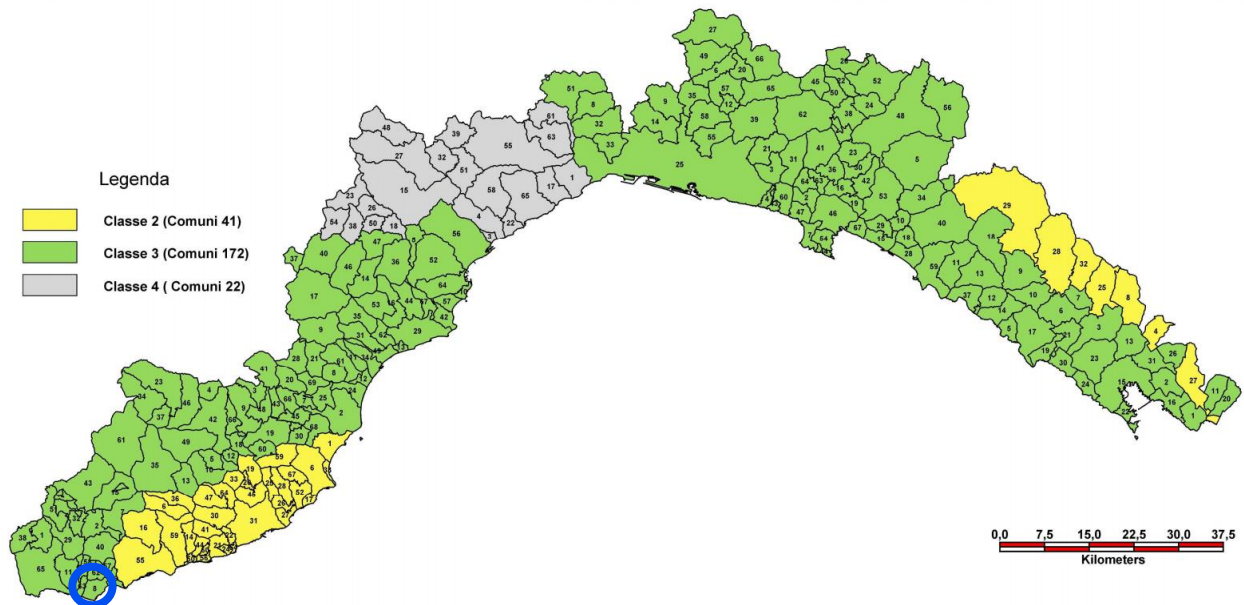


Figura 11 - Classificazione sismica del territorio della Liguria e individuazione di Bordighera.

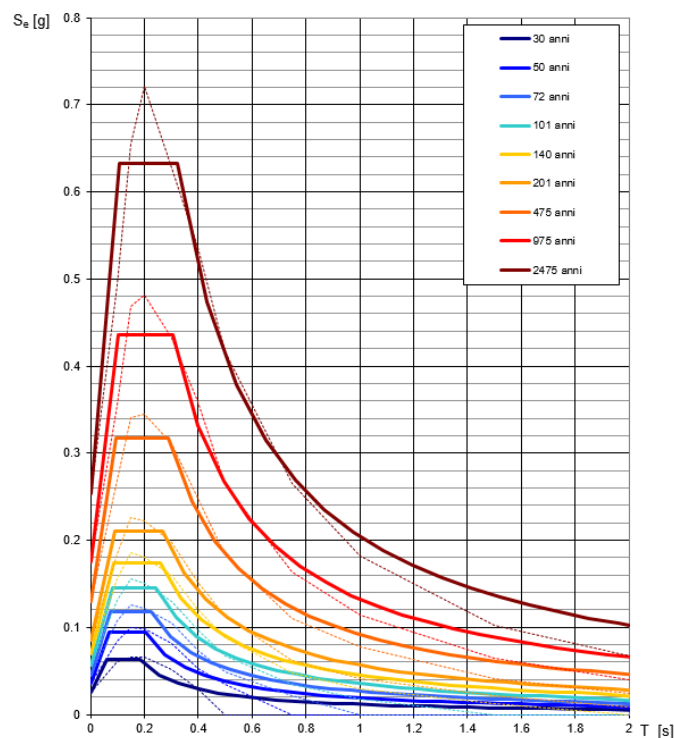


Figura 12 – Spettri di risposta elastici del Comune di Bordighera per i periodi di ritorno T_R di riferimento

5.3.2. Valutazione dell'azione sismica

Per una Vita Nominale $V_N = 50$ anni, un Coefficiente d'uso $C_U = 2$ e un Periodo di Riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni, l'azione sismica è determinata attraverso i parametri riportati nella Tabella 1.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 -	T_C^* [s]
SLO	60	0.041	2.595	0.214
SLD	101	0.057	2.560	0.241
SLV	949	0.173	2.486	0.304
SLC	1950	0.230	2.497	0.319

Tabella 1 Parametri di definizione dell'azione sismica

La Figura seguente mostra gli spettri di risposta elastici dell'edificio per i diversi Stati Limite.

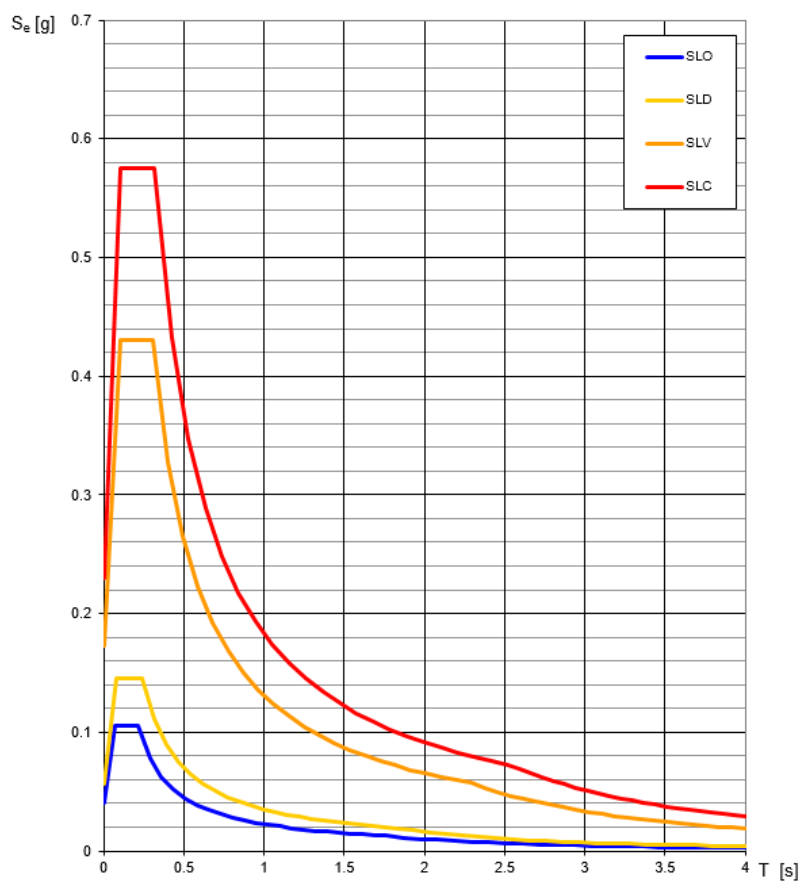


Figura 13 - Tempi di ritorno dell'azione sismica considerati nei diversi Stati Limite.

5.3.3. Spettri di progetto

Gli spettri di progetto sono definiti con le seguenti espressioni (Eq. 3.2.4 NTC 08):

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Con:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

La risposta sismica locale è influenzata da una Categoria di sottosuolo C e da una Categoria topografica T1.

Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Lo spettro di progetto da utilizzare per gli stati limite di esercizio è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato.

Stato Limite di Danno

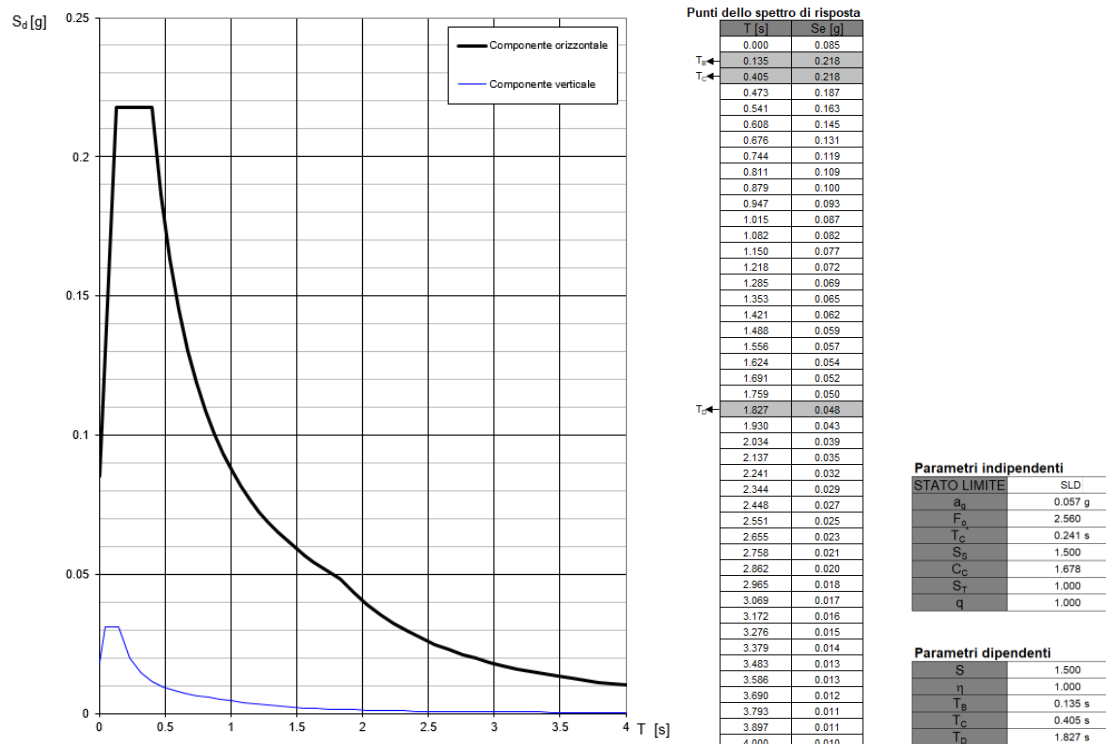
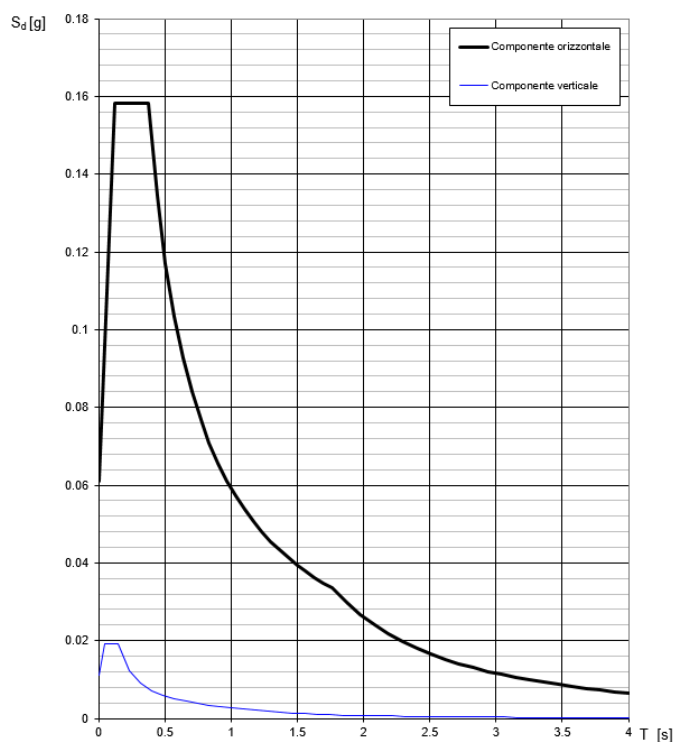


Figura 14 – Spettro di progetto SLD.

Stato Limite di Operatività



Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _d [g]
0.000	0.061
0.125	0.158
0.374	0.158
0.440	0.134
0.506	0.117
0.572	0.103
0.639	0.093
0.705	0.084
0.771	0.077
0.837	0.071
0.903	0.066
0.969	0.061
1.035	0.057
1.101	0.054
1.168	0.051
1.234	0.048
1.300	0.046
1.366	0.043
1.432	0.041
1.498	0.040
1.564	0.038
1.630	0.036
1.696	0.035
1.763	0.034
1.829	0.030
1.976	0.027
2.062	0.024
2.189	0.022
2.295	0.020
2.402	0.018
2.508	0.017
2.615	0.015
2.721	0.014
2.828	0.013
2.935	0.012
3.041	0.011
3.148	0.011
3.254	0.010
3.361	0.009
3.467	0.009
3.574	0.008
3.680	0.008
3.787	0.007
3.893	0.007
4.000	0.007

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a _g	0.041 g
F _g	2.595
T _C	0.214 s
S _s	1.500
C _c	1.745
S _r	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T _B	0.125 s
T _C	0.374 s
T _D	1.763 s

Figura 15 – Spettro di progetto SLO.

Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Gli spettri di risposta di progetto agli stati limite ultimi sono calcolati come prescritto al paragrafo 3.2.3.2.1 – *Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali*, con l'accortezza di sostituire a η il valore $1/q$, inverso del fattore di struttura, così come prescritto al paragrafo 3.2.3.5 – *Spettro di progetto per gli stati limite ultimi*, in modo da tenere in considerazione le capacità dissipative della struttura.

Il fattore di struttura q dipende dalle risorse di duttilità della struttura ed è fissato in funzione della tipologia strutturale, secondo il §7.4.3.1 delle NTC 2008.

La struttura è classificabile come *deformabile torsionalmente* e non è regolare in altezza.

Utilizzando l'espressione 7.3.1 si ha:

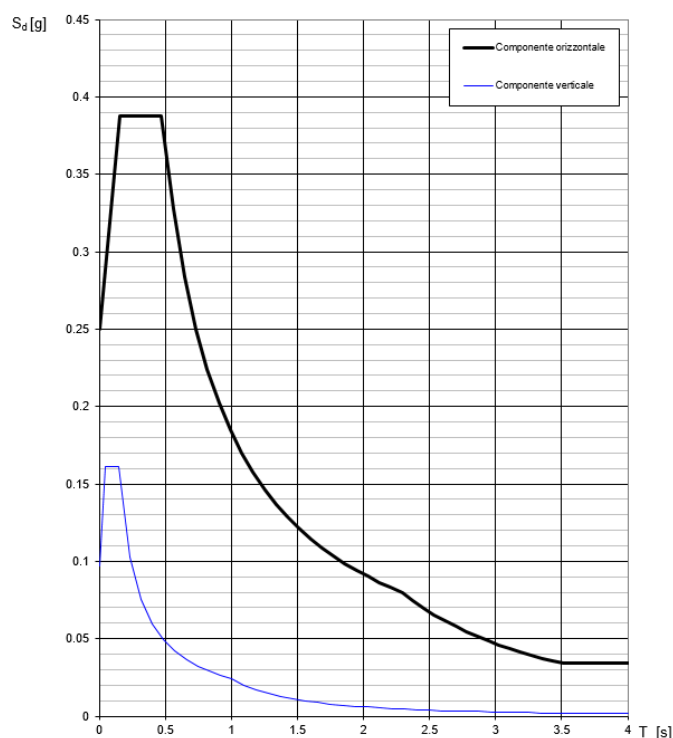
$$q = q_0 \times K_R = 1.6$$

con

$$q_0 = 2.0$$

$$K_R = 0.8$$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita



Punti dello spettro di risposta

T [s]	S _d [g]
0.000	0.250
0.158	0.388
0.473	0.388
0.560	0.328
0.646	0.284
0.733	0.250
0.819	0.224
0.906	0.202
0.993	0.185
1.079	0.170
1.166	0.157
1.253	0.146
1.339	0.137
1.426	0.129
1.513	0.121
1.599	0.115
1.686	0.109
1.772	0.103
1.859	0.099
1.946	0.094
2.032	0.090
2.119	0.087
2.206	0.083
2.292	0.080
2.374	0.075
2.455	0.070
2.536	0.065
2.618	0.061
2.699	0.058
2.780	0.054
2.862	0.051
2.943	0.049
3.024	0.046
3.105	0.044
3.187	0.041
3.268	0.039
3.349	0.037
3.431	0.036
3.512	0.035
3.593	0.035
3.675	0.035
3.756	0.035
3.837	0.035
3.919	0.035
4.000	0.035

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.173 g
F_a	2.486
T_C	0.304 s
S_d	1.442
C_C	1.555
S_T	1.000
q	1.600

Parametri dipendenti

S	1.442
η	0.625
T_B	0.158 s
T_C	0.473 s
T_D	2.292 s

Figura 7 - Spettro di progetto SLV.

5.4. COMBINAZIONI DI CARICO

5.4.1. SLU - Stati Limite Ultimi

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$\gamma_{G1} = 1,3$	(1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_{G2} = 1,3$	(0,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_q = 1,5$	per sovraccarichi di esercizio, neve, vento, temperatura
$\psi_{0i} = 0,0$	per coperture accessibili per sola manutenzione
$\psi_{0i} = 0,5$	per neve ($q < 1000$ m s.l.m.)
$\psi_{0i} = 0,6$	per vento e variazioni termiche

	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7	SLU8
Peso proprio	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Permanenti	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Accidentali (cat. H)	1,50	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00
Vento Y	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	1,50
Neve	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
ΔT - Estate	0,90	0,90	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00	0,90	0,90
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 2 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli stati limite ultimi SLU - 1

	SLU9	SLU10	SLU11	SLU12	SLU13	SLU14	SLU15	SLU16
Peso proprio	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Permanenti	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Accidentali (cat. H)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00
Vento Y	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90
Neve	1,50	1,50	1,50	1,50	0,75	0,75	0,75	0,75
ΔT - Estate	0,90	0,90	0,00	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00	1,50	1,50
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 3 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli stati limite ultimi SLU - 2

5.4.2. SLE - Stati Limite di Esercizio

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = G_k + P_k + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{21} \cdot Q_{21} + \psi_{22} \cdot Q_{22} \dots \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
 P_k valore caratteristico della forza di precompressione
 Q_{ik} valore caratteristico dell'azione variabile i-esima

$\gamma_{0i} = 0,0$ per coperture accessibili per sola manutenzione
 $\gamma_{0i} = 0,5$ per neve ($q < 1000 \text{ m s.l.m.}$)
 $\gamma_{0i} = 0,6$ per vento e variazioni termiche

$\gamma_{1i} = 0,0$ per coperture accessibili per sola manutenzione
 $\gamma_{1i} = 0,2$ per neve ($q < 1000 \text{ m s.l.m.}$), vento
 $\gamma_{1i} = 0,5$ per variazioni termiche
 $\gamma_{2i} = 0,0$ per coperture, neve, vento e variazioni termiche

	RARA1	RARA2	RARA3	RARA4	RARA5	RARA6	RARA7	RARA8
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Accidentali (cat. H)	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
Vento Y	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00	0,00	1,00
Neve	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
ΔT - Estate	0,50	0,50	0,00	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,50	0,50	0,00	0,00	0,60	0,60
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 4 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli S.L.E. - Rara 1.

	RARA9	RARA10	RARA11	RARA12	RARA13	RARA14	RARA15	RARA16
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Accidentali (cat. H)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00
Vento Y	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60
Neve	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50	0,50
ΔT - Estate	0,60	0,60	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00	1,00	1,00
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 5 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli S.L.E. - Rara 2.

	FREQ1	FREQ2	FREQ3	FREQ4	FREQ5	QP	QP _∞
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,30
Permanenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,30
Accidentali (cat. H)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
ΔT - Estate	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 6 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli S.L.E. - Frequente e QP.

5.4.3. Combinazioni sismiche

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

per le azioni sismiche

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima

$\psi_{2i} = 0,0$ per coperture, neve, vento e variazioni termiche

	SISM1	SISM2	SISM3	SISM4	SISM5	SISM6	SISM7	SISM8
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Accidentali (cat. H)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ΔT - Estate	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma X	1,00	-1,00	1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Sisma Y	0,30	0,30	-0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00	-1,00

Tabella 7 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni sismiche (SLV).

6. ANALISI STRUTTURALI

6.1. SOFTWARE DI CALCOLO UTILIZZATI

Le analisi strutturali sono state condotte col software di calcolo **MIDAS/GEN® 2017 v.2.2**, sviluppato da MIDAS Information Technology Co., Ltd), simulatore agli elementi finiti di comprovata affidabilità, rilasciato a Milan Ingegneria S.r.l. con licenza *MIDAS Gen Advanced & ASWD & GSD U001-06479*.

Le verifiche degli elementi strutturali sono condotte per mezzo di fogli di calcolo Excel e del software VCAslu, edito dal prof. Gelfi dell'Università di Brescia.

I programmi sono utilizzati dallo scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti e individuare eventuali vizi ed anomalie.

6.2. MODELLO DI CALCOLO

Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

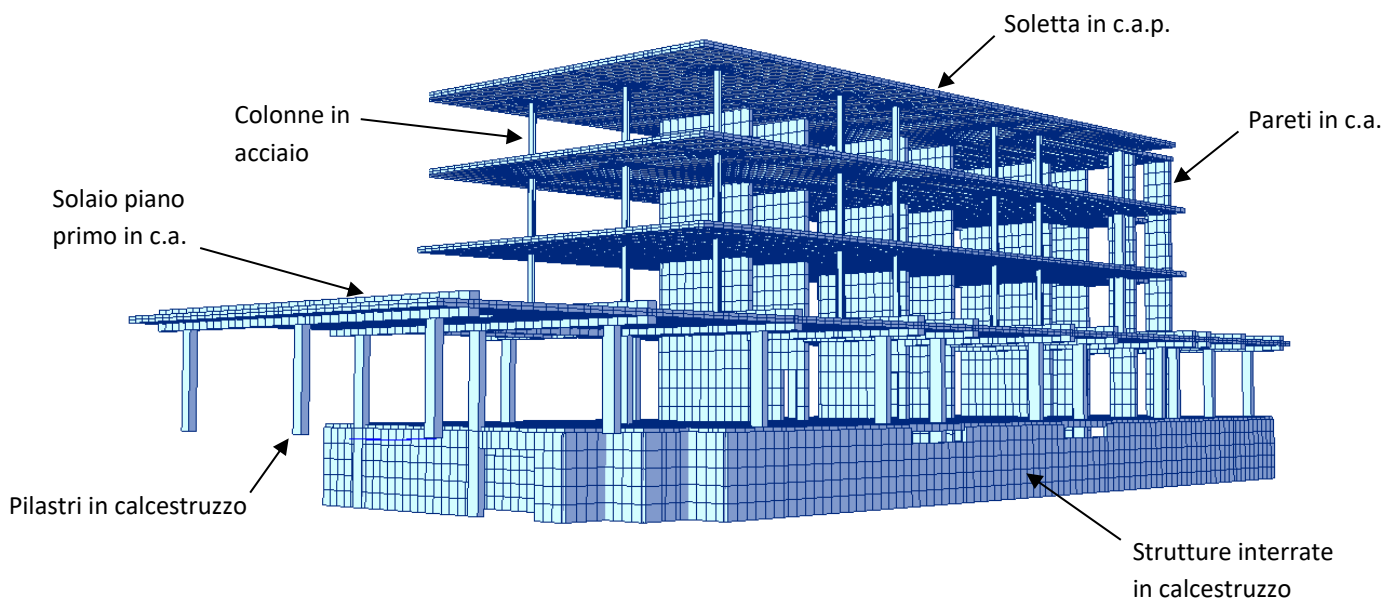


Figura 16 Modello strutturale realizzato nel software di calcolo Midas GEN.

I carichi sono masse strutturali, masse non strutturali oppure azioni esterne. Il programma di calcolo è in grado di computare automaticamente il peso proprio delle strutture, che sono massa strutturale. Vento, neve, e carichi di esercizio sono applicati come *Pressioni*, sulle superfici che definiscono i solai e o come *Carichi Lineari* sui cordoli perimetrali o sulle travi dei solai.

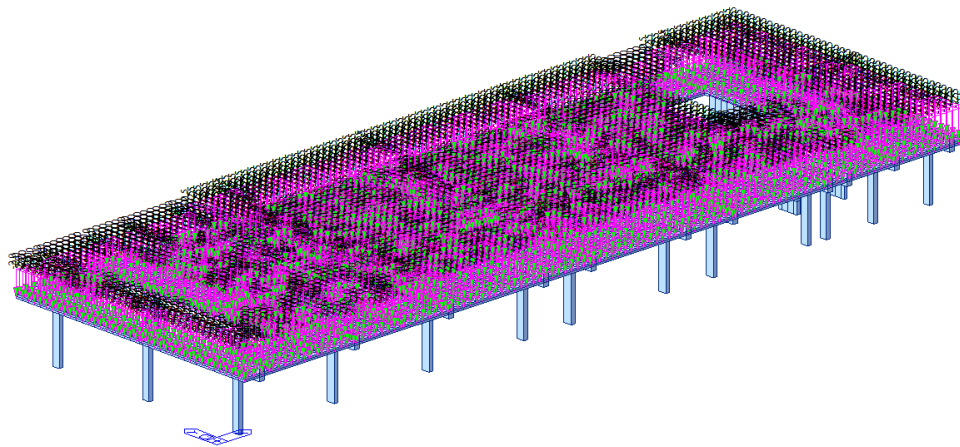


Figura 17 – Applicazione del carico permanente sul solaio del primo piano come “pressione”.

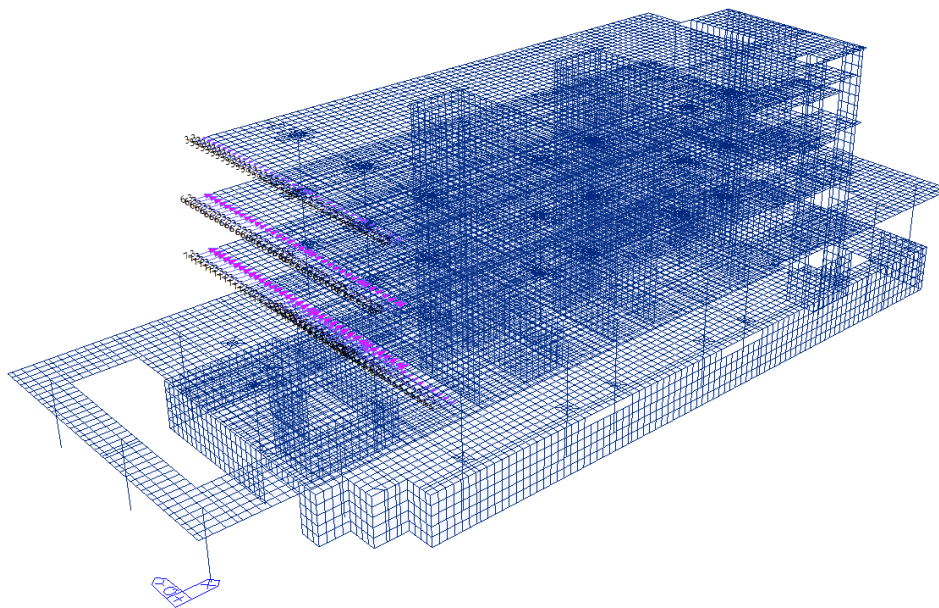


Figura 18 - Applicazione di un Carico Lineare che simula l’effetto del vento sulla struttura.

I vincoli a terra sono incastri perfetti alla base di pareti e pilastri, assumendo non vi siano cedimenti differenziali.

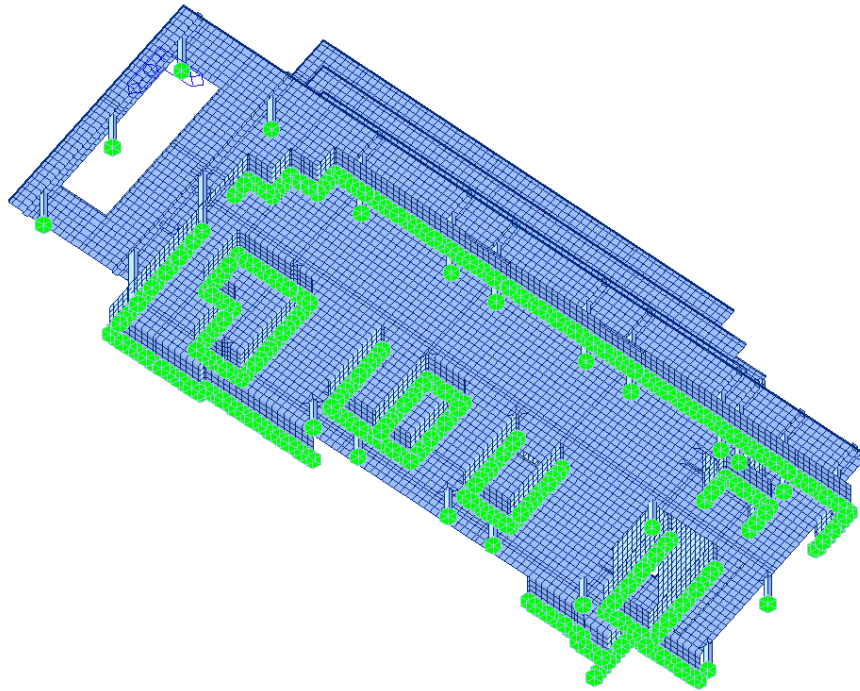


Figura 19 - Piano interrato del modello FEM della struttura- Vincoli Esterni.

6.3. ANALISI DINAMICA MODALE

L'effetto del sisma sull'edificio è determinato attraverso analisi dinamiche lineari con spettro di risposta. Per la combinazione degli effetti dei singoli modi è utilizzata la combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

La massa reagente al sisma è stata valutata attraverso la combinazione di carico ad essa associata:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

In questa combinazione si assumono i carichi permanenti strutturali e quelli non strutturali con coefficiente unitario, i primi (G1) sono valutati direttamente dal software attraverso l'assegnazione della sezione degli elementi e del peso specifico dei materiali, i secondi (G2) vengono assegnati attraverso l'assegnazione diretta del carico come forza sull'elemento.

Si sono analizzati i primi 20 modi naturali di vibrazione della struttura, con i quali si mobilita più del 90% di massa partecipante sia in direzione x sia in direzione y.

La Tabella 8 e la Tabella 9 riassumono i risultati dell'analisi modale.

EIGENVALUE ANALYSIS									
Mode No	Frequency		Period		Tolerance				
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)					
1	15.3015	2.4353	0.4106	0.4106	0.0000e+000				
2	22.5678	3.5918	0.2784	0.2784	0.0000e+000				
3	32.5477	5.1801	0.1930	0.1930	0.0000e+000				
4	54.5583	8.6832	0.1152	0.1152	0.0000e+000				
5	75.7224	12.0516	0.0830	0.0830	0.0000e+000				
6	115.8771	18.4424	0.0542	0.0542	0.0000e+000				
7	121.3463	19.3129	0.0518	0.0518	0.0000e+000				
8	175.5009	27.9318	0.0358	0.0358	0.0000e+000				
9	185.5444	29.5303	0.0339	0.0339	0.0000e+000				
10	225.0613	35.8196	0.0279	0.0279	4.9058e-074				
11	238.1199	37.8960	0.0264	0.0264	5.3109e-066				
12	252.6338	40.2079	0.0249	0.0249	6.8959e-056				
13	253.4148	40.3322	0.0248	0.0248	2.2352e-055				
14	254.3532	40.4816	0.0247	0.0247	6.0536e-055				
15	266.8909	42.4770	0.0235	0.0235	5.0301e-047				
16	269.9687	42.9669	0.0233	0.0233	4.2411e-046				
17	271.9140	43.2765	0.0231	0.0231	2.8347e-044				
18	273.7470	43.5682	0.0230	0.0230	1.8971e-042				
19	280.2038	44.5958	0.0224	0.0224	2.7308e-038				
20	280.4941	44.6420	0.0224	0.0224	1.2522e-037				

Tabella 8 – Frequenze e periodi di vibrazione

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	37.6708	37.6708	5.0529	5.0529	0.0000	0.0000	0.0090	0.0090	1.0637	1.0637	8.7674	8.7674
2	14.3749	52.0457	29.9521	35.0050	0.0000	0.0000	0.4273	0.4363	0.6393	1.7030	9.1203	17.8877
3	2.5349	54.5805	20.2487	55.2537	0.0000	0.0000	1.6688	2.1050	0.1905	1.8934	30.1721	48.0599
4	11.1161	65.6967	1.3268	56.5805	0.0000	0.0000	0.0027	2.1078	0.1271	2.0205	7.0856	55.1455
5	4.8294	70.5261	6.0714	62.6519	0.0000	0.0000	0.0162	2.1240	0.1677	2.1883	9.1208	64.2663
6	0.9369	71.4630	0.6572	63.3090	0.0000	0.0000	0.0342	2.1582	0.4681	2.6564	0.6746	64.9409
7	0.3764	71.8394	15.6250	78.9340	0.0000	0.0000	0.8213	2.9795	0.1297	2.7861	8.9101	73.8510
8	0.1187	71.9581	1.2715	80.2055	0.0000	0.0000	0.2584	3.2379	0.1531	2.9392	0.0657	73.9168
9	0.2173	72.1754	0.0076	80.2131	0.0000	0.0000	0.0008	3.2387	0.0311	2.9702	0.0007	73.9175
10	0.3661	72.5414	0.0002	80.2133	0.0000	0.0000	0.0001	3.2388	0.4637	3.4339	0.0024	73.9198
11	0.6942	73.2356	0.0014	80.2147	0.0000	0.0000	0.0001	3.2390	0.6825	4.1164	0.0027	73.9226
12	0.4274	73.6630	0.0002	80.2149	0.0000	0.0000	0.0010	3.2399	0.2440	4.3604	0.0092	73.9317
13	0.0003	73.6633	1.5851	81.8000	0.0000	0.0000	3.3323	6.5722	0.0009	4.3614	0.0035	73.9352
14	0.0003	73.6635	0.0000	81.8000	0.0000	0.0000	0.0005	6.5727	0.0002	4.3616	0.0736	74.0088
15	5.1717	78.8352	0.1015	81.9015	0.0000	0.0000	0.0447	6.6174	1.7713	6.1329	0.0001	74.0089
16	0.5006	79.3358	10.3548	92.2563	0.0000	0.0000	3.5949	10.2123	0.1238	6.2567	0.0505	74.0594
17	6.7962	86.1319	1.5793	93.8356	0.0000	0.0000	0.4697	10.6820	1.1941	7.4509	0.0170	74.0764
18	6.5757	92.7077	0.0501	93.8857	0.0000	0.0000	0.0081	10.6901	1.5871	9.0379	0.0129	74.0892
19	0.0147	92.7223	0.0047	93.8904	0.0000	0.0000	0.0040	10.6941	0.0189	9.0568	0.0104	74.0996
20	0.1133	92.8356	0.0005	93.8909	0.0000	0.0000	0.0000	10.6941	0.0117	9.0685	0.0023	74.1020

Tabella 9 – Masse partecipanti

L'effetto dell'eccentricità accidentale delle masse è determinato applicando momenti torcenti di piano, ottenuti moltiplicando la risultante orizzontale della forza agente al piano per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, come stabilito al §7.3.3.1 delle NTC08. Si considerano delle eccentricità di piano pari al 5% della massima dimensione degli impalcati nella direzione perpendicolare al sisma considerato.

La prima forma modale, rappresentata in Figura 20, è traslazionale in direzione X con periodo 0.41 s.

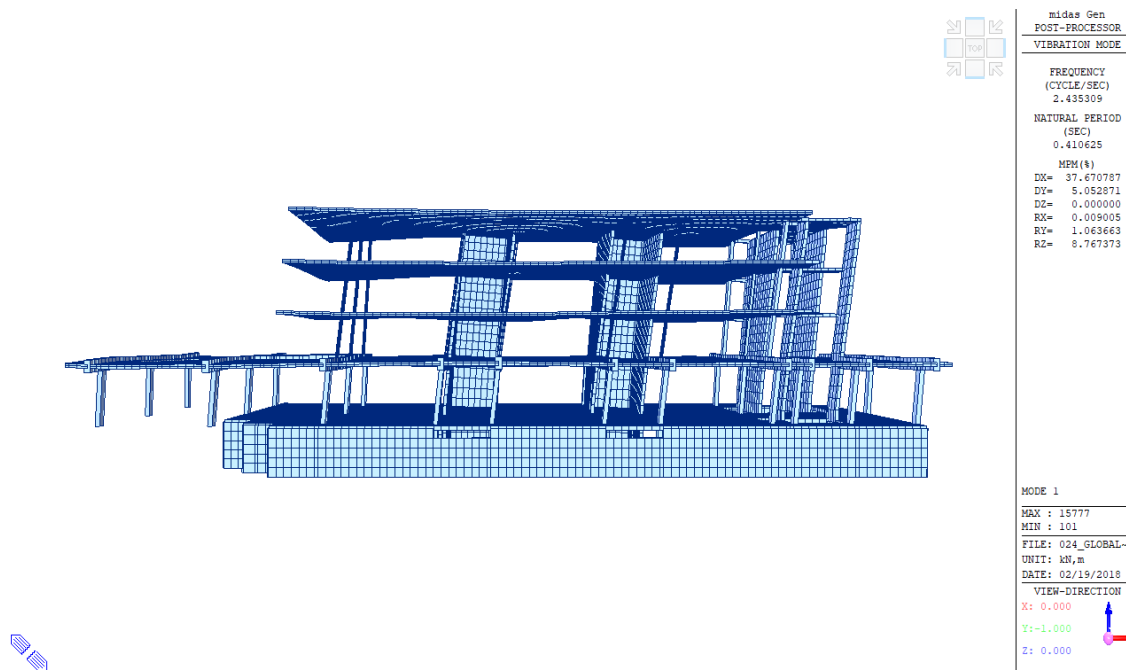


Figura 20 – 1° Modo di vibrare ($T = 0,41$ s).

La seconda forma modale, rappresentata in Figura 21, è torsionale con periodo 0.28 s.

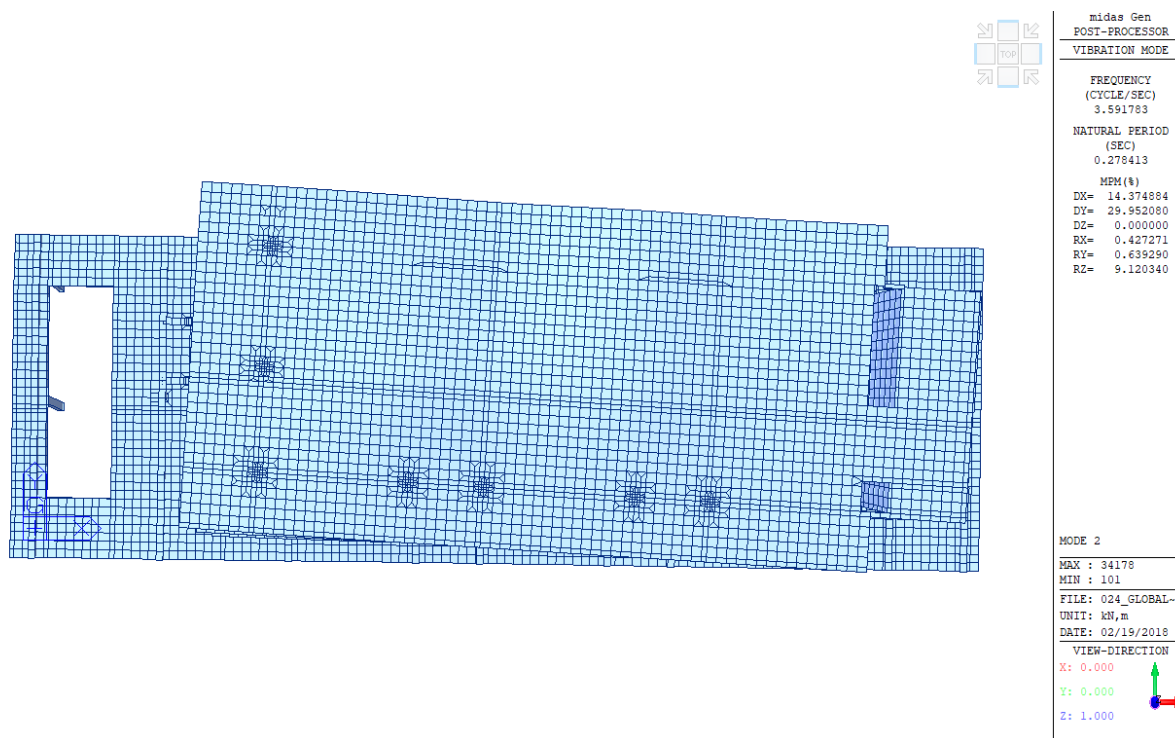


Figura 21 – 2° Modo di vibrare ($T = 0,28$ s).

La terza forma modale, rappresentata in Figura 22, è traslazionale in direzione y con periodo 0.19 s.

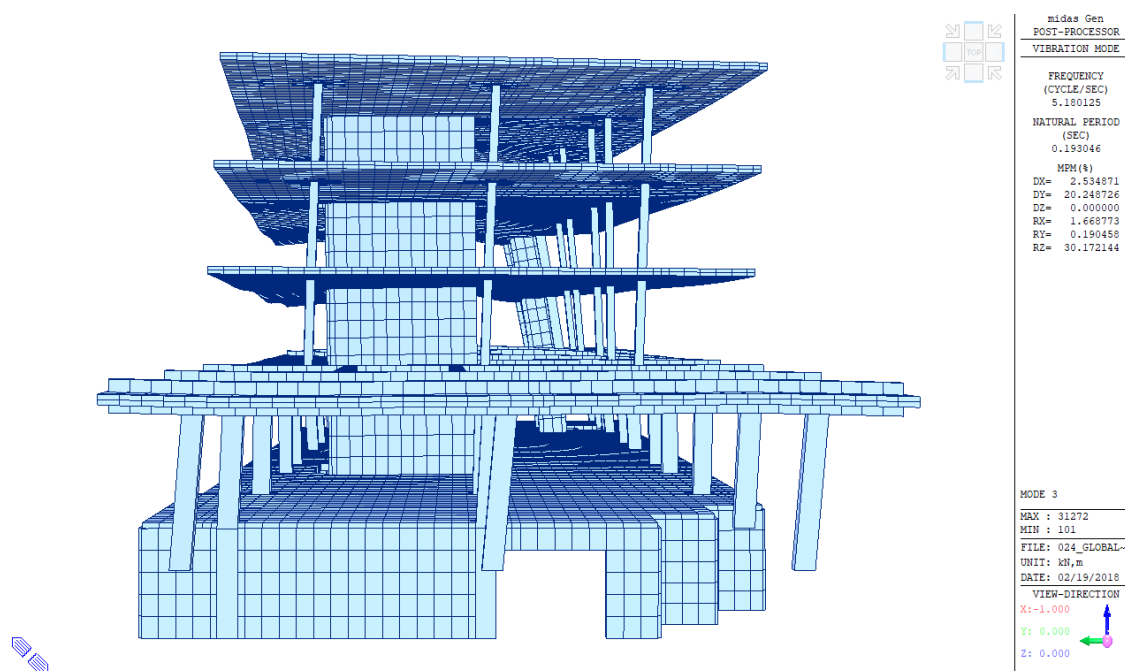


Figura 22 – 3° Modo di vibrare ($T = 0,19$ s).

7. COMPLETAMENTO DELLA RELAZIONE DI CALCOLO

In sede di presentazione del Progetto Esecutivo Strutturale completo, la relazione di calcolo verrà integrata con tutte le verifiche dei componenti strutturali, in condizioni statiche e sismiche.