



STUDIO DI INGEGNERIA
LUCCHESI – ZAMBONINI
ASSOCIATI

Via Mordini, 79 - 55100 Lucca -- Tel. 0583 441032 Fax 0583 441057

**RESIDENZA SANITARIA ASSISTENZIALE
“L'ARCOBALENO”
LOC. FREGIONAIA, S. MARIA A COLLE (LU)
OPERE DI ADEGUAMENTO STATICO E SISMICO
PROGETTO DEFINITIVO**

RELAZIONE DI CALCOLO



**Servizio
Sanitario
della
Toscana**

AZIENDA USL TOSCANA NORD OVEST

Dicembre 2018

RESIDENZA SANITARIA ASSISTENZIALE
"L'ARCOBALENO"
LOC. FREGIONAIA, S. MARIA A COLLE (LU)

OPERE DI ADEGUAMENTO STATICO E SISMICO
PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMITTENTE

AZIENDA USL TOSCANA NORD OVEST

TECNICO INCARICATO

ING. PHD DANIELE LUCCHESI



STUDIO DI INGEGNERIA
LUCCHESI – ZAMBONINI
ASSOCIATI

VIA MORDINI, 79 - 55100 LUCCA
TEL. 0583-441032 – FAX 0583-441057
E-MAIL LZASSOCIATI@LIBERO.IT

I N D I C E

1	INTRODUZIONE	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	5
3	CARATTERISTICHE SISMICHE	5
3.1	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	6
3.2	VITA NOMINALE DELL'EDIFICIO.....	6
3.3	CLASSE D'USO DELL'EDIFICIO.....	6
3.4	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	6
4	I MATERIALI DA COSTRUZIONE	7
4.1.1	<i>Il terreno.....</i>	<i>7</i>
4.1.2	<i>Le murature</i>	<i>7</i>
4.1.3	<i>I calcestruzzi.....</i>	<i>8</i>
4.1.4	<i>L'acciaio per armature da cemento armato.....</i>	<i>8</i>
4.1.5	<i>Acciaio da carpenteria metallica.....</i>	<i>9</i>
5	ANALISI DEI CARICHI	10
5.1	PESI PROPRI E PERMANENTI PORTATI.....	10
5.2	SOVRACCARICHI VARIABILI.....	13
5.3	SOVRACCARICO NEVE	13
5.4	AZIONE DEL VENTO	13
5.5	AZIONI SISMICHE	14
6	GLI ORIZZONTAMENTI	15
6.1	LA NORMATIVA SUI CARICHI E SOVRACCARICHI	15
6.2	CAPACITÀ PORTANTE DEI SOLAI	15
6.2.1	<i>Solai originari.....</i>	<i>15</i>
6.2.2	<i>Solai nuovi</i>	<i>15</i>
7	ANALISI STRUTTURALE E MODELLAZIONE NUMERICA.....	16
7.1	CARATTERISTICHE GENERALI DEL MODELLO NUMERICO	16
7.2	MODELLAZIONE DELLE AZIONI	17
7.3	RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	18

1 INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la Relazione di Calcolo del Progetto Definitivo delle opere di adeguamento statico e sismico delle strutture della Residenza Sanitaria Assistenziale (R.S.A.) “L’Arcobaleno”, sita in via Fregionaia, località Fregionaia – Frazione S. Maria a Colle, nel Comune di Lucca.

Tale attività di valutazione rientra nel disciplinare d’incarico professionale stipulato tra l’Azienda Usl Toscana Nord Ovest e lo Studio di Ingegneria Lucchesi – Zambonini Associati, rappresentato dall’ing. PhD Daniele Lucchesi, iscritto all’ Albo degli Ingegneri della Provincia di Lucca al n.A1208.

Il progetto è stato redatto secondo le indicazioni contenute nel D.M. 17 gennaio-2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” e la Circolare Esplicativa n.617 del 2 febbraio 2009 del Ministero delle Infrastrutture “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Di seguito sono riportate le principali normative e istruzioni considerate nelle valutazioni sismiche di seguito riportate.

- 1) D.M. 17 gennaio. 2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- 2) Circolare Ministero dei Trasporti n.617 del 2 febbraio 2009 “Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.
- 3) Regione Toscana, “D.1.9 Istruzioni generali illustrative dei criteri, modalità e fasi per la progettazione e per l'esecuzione degli interventi di prevenzione e riduzione del rischio sismico degli edifici pubblici strategici e rilevanti”, Delibera di Giunta Regionale n.420 del marzo 2010.
- 4) Regione Toscana, “D.2.9 Istruzioni tecniche per la redazione degli elaborati progettuali degli interventi di prevenzione e riduzione del rischio sismico degli edifici pubblici strategici e rilevanti” – Allegato 1 delle Direttive D.1.9, Delibera di Giunta Regionale n.420 del 2010.
- 5) Legge 5 novembre 1971, n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale, precompresso e a struttura metallica”.
- 6) D.M. 3 ottobre 1978 “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- 7) D.M. 27 luglio 1985 “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche”.
- 8) D.M. 14 febbraio 1992 “Norme tecniche per opere in c.a. normale e precompresso”.
- 9) D.M. 20 novembre 1987 “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.

3 CARATTERISTICHE SISMICHE

3.1 Classificazione sismica del sito

In virtù della attuale zonizzazione nazionale operata dalla Regione Toscana, il territorio del Comune di Lucca è oggi inserito in zona sismica 3.

Le coordinate geografiche sono:

- latitudine (deg) 43.849886°
- longitudine (deg) 10.426696°

3.2 Vita nominale dell'edificio

L'edificio in oggetto rientra nella categoria delle opere ordinarie a cui corrisponde una vita nominale V_N pari a **50 anni** (§ 2.4.1. D.M. 14/1/08).

3.3 Classe d'uso dell'edificio

In considerazione della possibilità che si possano verificare significativi affollamenti all'interno dell'edificio, esso è inserito nella **classe III** (§ 2.4.2. D.M. 14/1/08). Ciò comporta un valore del coefficiente d'uso C_u pari a 1.5.

3.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Sulla base dei parametri fissati nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento (§ 2.4.3. D.M. 14/1/08) vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 50 \times 1.5 = \mathbf{75 \text{ anni}}$$

4 I MATERIALI DA COSTRUZIONE

4.1.1 Il terreno

Si rimanda alla "Relazione Geologica sulle Indagini".

4.1.2 Le murature

Per quanto riguarda le murature di pietrame, le prove in sito hanno restituito i valori di resistenza e rigidezza riportati nella tabella seguente.

Certificato di prova -	Tipo -	Resistenza a compressione [N/cm ²]	Resistenza a taglio [N/cm ²]	Modulo elastico E [N/mm ²]	Modulo tangenziale G [N/mm ²]
1076/FI	Martinetti piatti	112	-	1'085	-
1077/FI	Martinetti piatti	105	-	1'039	-
289B	Compressione verticale	83	-	989	-
287B	Compressione diagonale	-	8.13	-	818
Valori medi		100	8.13	1'038	818

Tabella 1: : risultati prove in sito muratura di pietrame

In definitiva, in base alla Tab. C8A.2.1 e alle indicazioni del § C8A.1.A.4 della Circolare n. 617/2009 e alle suddette prove sono state adottate le seguenti caratteristiche meccaniche di calcolo:

$$f_m = 100 \text{ N/cm}^2, \quad \tau_0 = 2.6 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1'038 \text{ N/mm}^2, \quad G = 290 \text{ N/mm}^2$$

dove,

E è il modulo elastico.

f_m è la resistenza a compressione;

τ_0 è la resistenza a taglio;

Per quanto riguarda le murature di mattoni pieni, le prove in sito hanno restituito i valori di resistenza e rigidezza riportati nella tabella seguente.

Certificato di prova -	Tipo -	Resistenza a compressione [N/cm ²]	Resistenza a taglio [N/cm ²]	Modulo elastico E [N/mm ²]	Modulo tangenziale G [N/mm ²]
288B	Compressione verticale	214	-	1'842	-
286B	Compressione diagonale	-	16.55	-	1'678

Tabella 2: risultati prove in sito muratura di mattoni pieni

In definitiva, in base alla Tab. C8A.2.1 e alle indicazioni del § C8A.1.A.4 della Circolare n. 617/2009 e alle suddette prove sono state adottate le seguenti caratteristiche meccaniche di calcolo:

$$f_m = 214 \text{ N/cm}^2, \tau_0 = 7.6 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1'500 \text{ N/mm}^2, G = 500 \text{ N/mm}^2$$

4.1.3 I calcestruzzi

Per quanto riguarda gli elementi di tipo trave e pilastro in c.a. di copertura, le indagini hanno rilevato una bassa qualità dei calcestruzzi impiegati, con profondità di carbonatazione non omogenee e variabili mediamente tra 15 e 70 mm.

Oggetto	VALORI MEDI		R_{cm} [N/mm ²]	Dev. Standard	Dev.S./ R_{cm} [%]	Modulo elastico medio E_{cm} [N/mm ²]
	Massa volumica [kg/m ³]	Resistenza a compressione f_{cm} [N/mm ²]				
Travi e pilastri in c.a. di copertura e soffitta	2 168	18,20	21,90	4,50	20,40	26 314

Tabella 3: risultati delle prove di compressione

In definitiva dalle suddette prove è stato possibile adottare le seguenti caratteristiche meccaniche medie per il materiale calcestruzzo:

$$R_{cm} = 219 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{cm} = 263'140 \text{ kg/cm}^2$$

Per quanto riguarda invece gli elementi soletta, piastra e muro di contenimento delle scale e dello scannafosso, dal progetto esecutivo esaminato e dal certificato di collaudo è stato possibile adottare delle caratteristiche meccaniche per il calcestruzzo, equivalenti alla classe:

$$R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.4 L'acciaio per armature da cemento armato

Sulla base delle prove effettuate, le armature da c.a. degli elementi trave e pilastro di copertura e soffitta risultano essere costituite da acciaio tipo FeB32 (cfr. Tabella 4).

SIGLA	POSIZIONE IN OPERA	DUREZZA H_v MEDIA	BRINNEL Br	RESISTENZA A TRAZIONE (rottura) R_t [MPa]	Classe Verifica Sismica	TENSIONE DI SNERVAMENTO CARATTERISTICA f_{yk} [MPa]
V1	Travi e pilastri di copertura e soffitta	147,2	139,8	496,30	FeB32	315

Residenza Sanitaria Assistenziale “L’Arcobaleno”
Opere di Adeguamento Statico e Sismico
Progetto Definitivo - Relazione di Calcolo

V2	Travi e pilastri di copertura e soffitta	147,9	140,5	498,90	FeB32	315
V3	Travi e pilastri di copertura e soffitta	157,2	149,3	530,00	FeB32	315

Tabella 4: risultati delle prove con microdurometro

Dal progetto esecutivo, dal certificato di prova e dal certificato di collaudo esaminati, l'acciaio impiegato per le armature delle scale, dei nuovi solai e dei muri di contenimento in c.a. dello scannafosso è del tipo FeB44K ($f_{yk} = 430 \text{ MPa}$).

4.1.5 Acciaio da carpenteria metallica

Sulla base degli elaborati progettuali originari, per la carpenteria metallica è stato considerato un acciaio di tipo Fe 360 e sono stati quindi adottati il valore di $210'000 \text{ N/mm}^2$ per il modulo elastico e 235 N/mm^2 per la resistenza caratteristica a snervamento.

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 Pesi propri e Permanenti portati

Per la determinazione dei pesi propri e dei carichi permanenti portati, si sono assunti i seguenti valori dei pesi specifici dei materiali:

elementi in acciaio	$\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$
elementi in cls	$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
elementi in cemento armato	$\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
malte, intonaci e sottofondi	$\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$
muratura originaria di pietra e mattoni	$\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$
muratura in mattoni pieni e malta di calce	$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$
muratura in mattoni semipieni e malta di calce	$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$

Salvo ove specificatamente indicato, i pesi propri degli elementi strutturali descritti al § **Errore.** **L'origine riferimento non è stata trovata.** sono calcolati in automatico dal software impiegato.

L'incidenza dei tramezzi è stata calcolata in 100 o 91 kg/m² a seconda dello sviluppo lineare degli stessi all'interno delle aree interessate.

Piano terra

Solaio tipo "Bausta" H = 16+4cm (luce massima = 2,45 m)

Peso proprio solaio	$p = 245 \text{ kg/m}^2$
Permanenti portati	$p = 210 \text{ kg/m}^2$
a) pavimentazione e sottofondo	$p' = 170 \text{ kg/m}^2$
b) intonaco e controsoffitti	$p' = 40 \text{ kg/m}^2$
Totale peso proprio e permanenti portati	$p = 455 \text{ kg/m}^2$

Solaio tipo "Bausta" H = 18+4cm (luce massima = 5,20 m)

Peso proprio solaio	$p = 262 \text{ kg/m}^2$
Permanenti portati	$p = 210 \text{ kg/m}^2$
a) pavimentazione e sottofondo	$p' = 170 \text{ kg/m}^2$
b) intonaco e controsoffitti	$p' = 40 \text{ kg/m}^2$
Totale peso proprio e permanenti portati	$p = 472 \text{ kg/m}^2$

Solaio tipo "Bausta" H = 24+4cm (luce massima = 6,85 m)

Peso proprio solaio	$p = 312 \text{ kg/m}^2$
Permanenti portati	$p = 210 \text{ kg/m}^2$
a) pavimentazione e sottofondo	$p' = 170 \text{ kg/m}^2$
b) intonaco e controsoffitti	$p' = 40 \text{ kg/m}^2$
Totale peso proprio e permanenti portati	$p = 522 \text{ kg/m}^2$

Piano primo

Solaio tipo "Bausta" H = 18+4cm (luce massima = 5,20 m)

Peso proprio solaio $p = 262 \text{ kg/m}^2$

Permanenti portati $p = 210 \text{ kg/m}^2$

a) pavimentazione e sottofondo $p' = 170 \text{ kg/m}^2$

b) intonaco e controsoffitti $p' = 40 \text{ kg/m}^2$

Totale peso proprio e permanenti portati $p = 472 \text{ kg/m}^2$

Solaio originario Tipo 1: "Stimip A" (H = 43+2 cm) + 4 cm di soletta aggiuntiva

Peso proprio solaio a rustico $p = 200 \text{ kg/m}^2$

Peso proprio soletta armata aggiuntiva $p = 100 \text{ kg/m}^2$

Permanenti portati $p = 210 \text{ kg/m}^2$

a) pavimentazione e sottofondo $p' = 170 \text{ kg/m}^2$

b) intonaco e controsoffitti $p' = 40 \text{ kg/m}^2$

Totale peso proprio e permanenti portati $p = 510 \text{ kg/m}^2$

Solaio originario Tipo 2 "Stimip A" (H = 29 cm) + 4 cm di soletta aggiuntiva

Peso proprio solaio a rustico $p = 76 \text{ kg/m}^2$

Peso proprio soletta armata aggiuntiva $p = 100 \text{ kg/m}^2$

Permanenti portati $p = 210 \text{ kg/m}^2$

a) pavimentazione e sottofondo $p' = 170 \text{ kg/m}^2$

b) intonaco e controsoffitti $p' = 40 \text{ kg/m}^2$

Totale peso proprio e permanenti portati $p = 386 \text{ kg/m}^2$

Solaio originario Tipo 3 "SAP" (H = 12 cm) + 4cm di soletta aggiuntiva

Peso proprio solaio a rustico $p = 110 \text{ kg/m}^2$

Peso proprio soletta armata aggiuntiva $p = 100 \text{ kg/m}^2$

Permanenti portati $p = 210 \text{ kg/m}^2$

a) pavimentazione e sottofondo $p' = 170 \text{ kg/m}^2$

b) intonaco e controsoffitti $p' = 40 \text{ kg/m}^2$

Totale peso proprio e permanenti portati $p = 420 \text{ kg/m}^2$

Piano soffitta

Solaio tipo "Bausta" H = 18+4cm (luce massima = 5,20 m)

Peso proprio solaio $p = 262 \text{ kg/m}^2$

Permanenti portati $p = 44 \text{ kg/m}^2$

a) isolante $p' = 4 \text{ kg/m}^2$

b) intonaco e controsoffitti $p' = 40 \text{ kg/m}^2$

Totale peso proprio e permanenti portati $p = 306 \text{ kg/m}^2$

Solaio originario Tipo 1: "Stimip A" (H = 43+2 cm) + 2 cm di soletta aggiuntiva

Peso proprio solaio	$p = 198 \text{ kg/m}^2$
Permanenti portati	$p = 44 \text{ kg/m}^2$
a) isolante	$p' = 4 \text{ kg/m}^2$
b) intonaco e controsoffitti	$p' = 40 \text{ kg/m}^2$
Totale peso proprio e permanenti portati	$p = 242 \text{ kg/m}^2$

Solaio originario Tipo 2 "Stimip A" (H = 29 cm) + 2 cm di soletta aggiuntiva

Peso proprio solaio a rustico	$p = 126 \text{ kg/m}^2$
Permanenti portati	$p = 44 \text{ kg/m}^2$
a) isolante	$p' = 4 \text{ kg/m}^2$
b) intonaco e controsoffitti	$p' = 40 \text{ kg/m}^2$
Totale peso proprio e permanenti portati	$p = 170 \text{ kg/m}^2$

Solaio originario Tipo 3 "SAP" H = 12+2cm

Peso proprio solaio	$p = 158 \text{ kg/m}^2$
Permanenti portati	$p = 44 \text{ kg/m}^2$
a) isolante	$p' = 4 \text{ kg/m}^2$
b) intonaco e controsoffitti	$p' = 40 \text{ kg/m}^2$
Totale peso proprio e permanenti portati	$p = 202 \text{ kg/m}^2$

Copertura

Solaio tipo "Celersap P." H = 12 cm

Peso proprio solaio a rustico	$p = 110 \text{ kg/m}^2$
Permanenti portati	$p = 65 \text{ kg/m}^2$
a) manto in coppi ed embrici	$p' = 65 \text{ kg/m}^2$
Totale peso proprio e permanenti portati	$p = 175 \text{ kg/m}^2$

Scale - rampe

Peso proprio soletta (rampe e pianerottoli)	$p = 375 \text{ kg/m}^2$
Permanenti portati	$p = 250 \text{ kg/m}^2$
a) pavimentazione e gradini	$p' = 220 \text{ kg/m}^2$
b) intonaco	$p' = 30 \text{ kg/m}^2$
Totale peso proprio e permanenti portati	$p = 625 \text{ kg/m}^2$

Scale - pianerottolo

Peso proprio soletta (rampe e pianerottoli)	$p = 375 \text{ kg/m}^2$
Permanenti portati	$p = 80 \text{ kg/m}^2$
a) pavimentazione	$p' = 50 \text{ kg/m}^2$
b) intonaco	$p' = 30 \text{ kg/m}^2$
Totale peso proprio e permanenti portati	$p = 455 \text{ kg/m}^2$

5.2 Sovraccarichi variabili

A norma di legge, essi sono da considerarsi pari a:

Destinazione d'uso	Sovraccarico	Normativa
locali generici (degenza, terapia, letto, ecc...)	3,00 kN/m ²	D.M. 14 gen.2008
scale	4,00 kN/m ²	D.M. 14 gen.2008
copertura (solo manutenzione)	0,50 kN/m ²	D.M. 14 gen.2008

Tabella 5: sovraccarichi variabili

5.3 Sovraccarico neve

La struttura in oggetto è collocata nel comune di Lucca, a circa 180 m s.l.m. (a_s) e pertanto, con riferimento alla simbologia del D.M. 17/1/2018, ricade nella Zona II. Si ha quindi:

- valore del carico neve al suolo $q_{sk} = 100 \text{ kg/m}^2$
- coefficiente di forma $\mu_1 = 0,8$

Pertanto, il carico neve assume il valore:

$$q_{s1} = \mu_1 \cdot q_{sk} = 0,8 \cdot 100 = 80 \text{ kg/m}^2$$

5.4 Azione del vento

L'edificio in oggetto è collocato nel comune di Lucca, località Fregionaia, Frazione S. Maria a Colle, a circa 80 m s.l.m. (a_s) e pertanto, con riferimento alla simbologia del D.M. 17/1/2018, ricade nella Zona 3.

Si ha quindi: $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$; $a_0 = 500 \text{ m}$; $k_a = 0.020 \text{ s}^{-1}$.

Essendo $a_s < a_0$ abbiamo $v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ e la pressione cinetica di riferimento vale quindi:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 456.3 \text{ N/m}^2$$

essendo la densità dell'aria $\rho = 1.25 \text{ daN/m}^3$.

Classe di rugosità = C

Categoria = II $\rightarrow K_r = 0.2$; $z_0 = 0.1 \text{ m}$; $z_{min} = 5 \text{ m}$

Coefficiente di topografia

$$C_t = 1$$

Altezza massima dell'edificio

$$z_{max} = 15.50 \text{ m}$$

Coefficiente dinamico

$$C_d = 1$$

Coefficiente di esposizione massimo (per un'altezza pari a z_{max})

$$C_e(z_{max}) = 2.384$$

Coefficiente di forma per pareti sopravento

$$C_{pe} = + 0.8$$

Coefficiente di forma per copertura sopravento

$$C_{pe} = - 0.1$$

Coefficiente di forma per pareti sottovento e falde di copertura sottovento

$$C_{pe} = - 0.4$$

Le combinazioni SLU comprendenti il vento non sono state riportate nei risultati poiché le sollecitazioni da esse derivanti sono coperte da quelle associate alle combinazioni SLV.

5.5 Azioni sismiche

Con riferimento alla simbologia del D.M. 17/1/ 2018 e ai caratteri sismici fissati nel § 1), qui riportati per comodità, i valori caratteristici dello spettro elastico sono i seguenti:

Tipo di costruzione	2		
Vita nominale	50 anni		
Classe d'uso	III		
Periodo di riferimento V_r	75 anni		
Tipo di analisi	Lineare dinamica		
Località	Lucca, Località Fregionaia (zona sismica 3)		
	Latitudine (deg) 43.849886°		
	Longitudine (deg) 10.426696°		
Categoria del suolo	B	Tr SLV	712 [anni]
Categoria topografica	T1	Ag/g SLV	0.1476
Ss orizzontale SLV	1.20	Fo SLV	2.381
Tb orizzontale SLV	0.137 [s]	Tc* SLV	0.292 [s]
Tc orizzontale SLV	0.410 [s]		
Td orizzontale SLV	2.191 [s]		

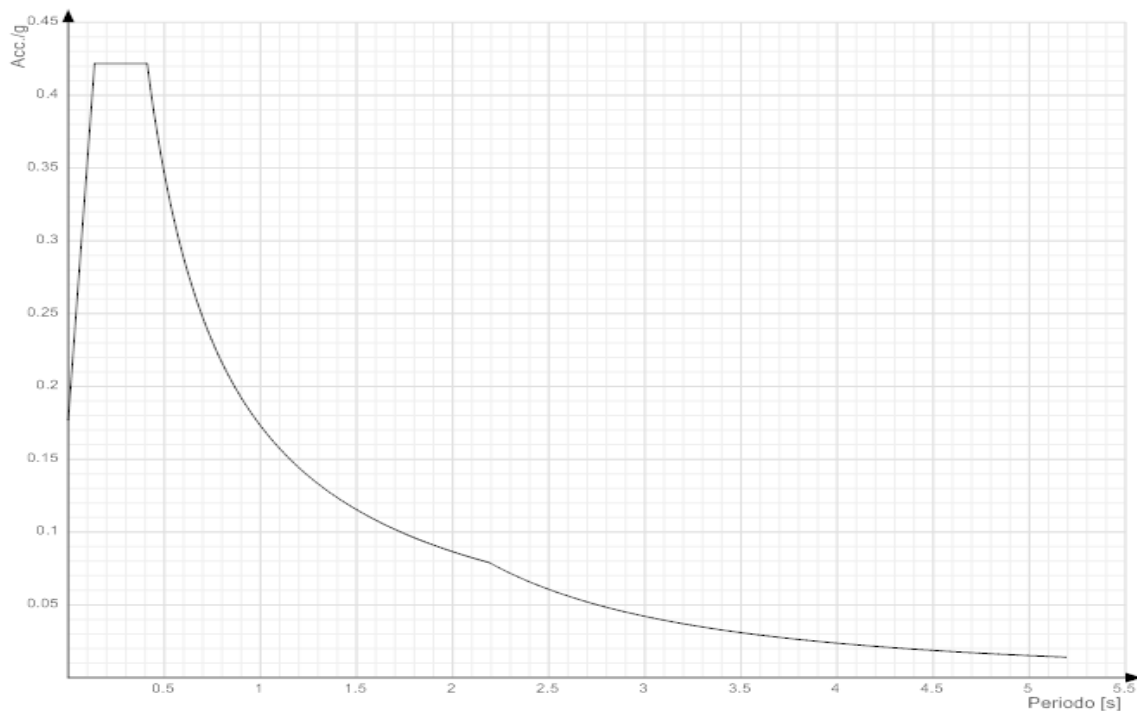


Figura 1: spettro elastico impiegato nelle analisi.

6 GLI ORIZZONTAMENTI

6.1 La normativa sui carichi e sovraccarichi

La normativa in vigore è rappresentata dal D.M. 17/1/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”. Per i valori di sovraccarico previsti si rimanda alla Tabella 5.

6.2 Capacità portante dei solai

6.2.1 Solai originari

Per quanto riguarda la capacità portante dei solai originari (travetti in c.a. con interposte tavole di alleggerimento sia all'intradosso, sia all'estradosso), presenti al piano primo e al piano soffitta, sulla base delle considerazioni seguenti:

- due dei solai del piano primo sono stati sottoposti a prove di carico con esito positivo: i solai hanno infatti restituito una risposta elastica senza deformazioni residue fino al massimo carico di prova, equivalente ad un carico distribuito di 543 kg/cm^2 (vedere “Relazioni Tecnico Illustrative” dott. ing. Giovanni Iacopetti, facente parte della documentazione inerente precedenti lavori di ristrutturazione;
- in previsione del getto della soletta collaborante, avvenuto nei lavori di ristrutturazione di cui sopra, è stata eseguita, ad opera del progettista di tali lavori, la verifica dei solai (con il metodo alle tensioni ammissibili) con sovraccarico di progetto fissato a 350 kg/m^2 , cioè non inferiore a quello previsto dalla normativa attualmente vigente;
- non vi sono apparenti segni di degrado dei solai;

è possibile affermare che i solai originari di piano primo e soffitta sono idonei alla destinazione d'uso prevista.

6.2.2 Solai ristrutturati

Per quanto riguarda la capacità portante dei solai ristrutturati alla fine degli anni '90 (travetti tipo Bausta con interposte pignatte di alleggerimento), presenti al piano terreno (a copertura del piano seminterrato) e localmente ai piani primo e soffitta, sulla base delle considerazioni seguenti:

- I carichi permanenti rilevati in sito non sono maggiori di quelli previsti nel progetto originario;
- il sovraccarico originario di progetto fissato era fissato a 350 kg/m^2 , cioè non inferiore a quello previsto dalla normativa attualmente vigente;
- non vi sono apparenti segni di degrado dei solai;

è possibile affermare che i solai dei piani terra, primo e soffitta in oggetto sono idonei alla destinazione d'uso prevista.

7 ANALISI STRUTTURALE E MODELLAZIONE NUMERICA

7.1 Caratteristiche generali del modello numerico

Allo scopo di valutare la resistenza dell’edificio e individuare le eventuali carenze strutturali, è stato ideato un modello agli elementi finiti, sul quale sono state condotte analisi numeriche e verifiche strutturali utilizzando i codici di calcolo SISMICAD versione 12.13 della Concrete.

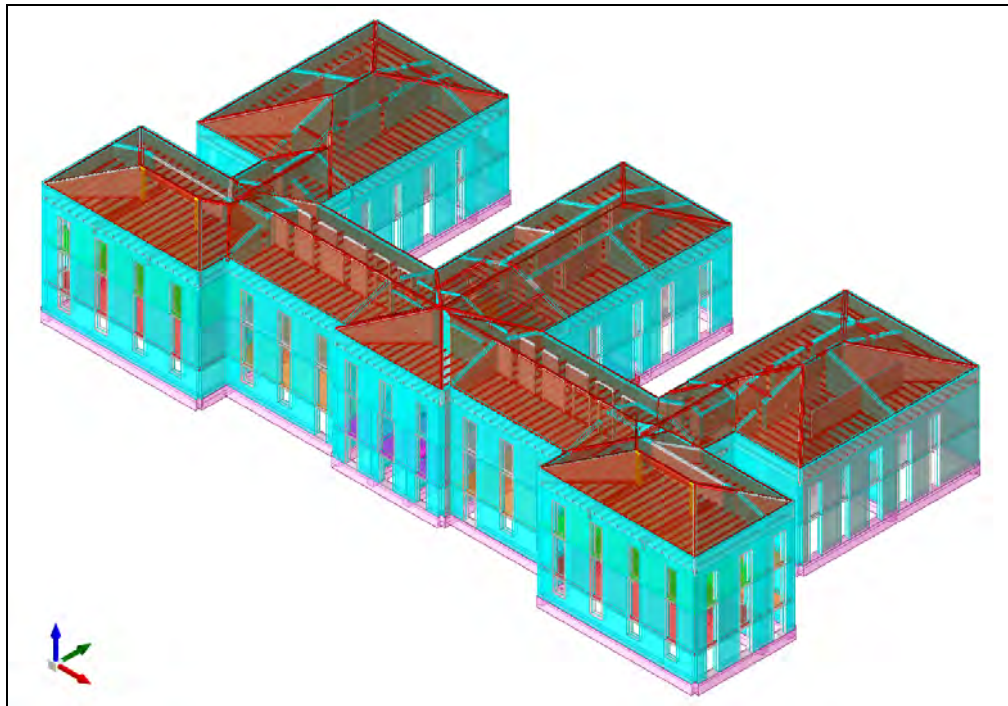


Figura 2: modellazione delle strutture, vista assonometrica

E' stata pertanto operata una discretizzazione con elementi finiti di tipo:

- *beam elastici lineari* per la modellazione delle travi in elevazione;
- *beam elastici lineari su suolo elastico alla winkler* per la modellazione delle fondazioni;
- *rigid link*, privi di massa e con rigidezza infinita, per la modellazione dei diaframmi di piano rigido
- *shell elastici lineari*, per la modellazione di rampe scale, di elementi solaio e delle murature.

Il modello è stato vincolato esternamente in corrispondenza dei nodi di fondazione con vincoli fissi nelle due direzioni orizzontali e con molle elastiche alla winkler in direzione verticale corrispondenti ad un valore della costante elastica di sottofondo pari a 100 kg/cm^3 per le fondazioni della parte a tre piani e pari a 270 kg/cm^3 per le fondazioni della parte a due piani.

Tale valore è stato assunto in modo convenzionale per tener conto degli effetti che un'azione dinamica produce sull'interazione terreno-struttura.

L'effetto irrigidente svolto dai solai nel proprio piano è stato considerato mediante l'opzione “piano rigido” per quanto riguarda i piani terra e primo; mentre nel caso del piano soffitta e della copertura, non essendo presente la soletta, sono stati modellati i travetti di solaio mediante aste tipo beam.

7.2 Modellazione delle azioni

Il peso proprio e le masse dei componenti strutturali (murature, scale, travi, ecc) sono stati considerati automaticamente dal programma di calcolo, tranne nel caso degli elementi solaio, in cui i carichi sono stati inseriti manualmente nel programma di calcolo; gli altri carichi permanenti sono stati inseriti come azioni aggiuntive. Le masse associate ai carichi inseriti manualmente e aggiuntivi sono tenute in conto direttamente dal programma.

Per la valutazione delle sollecitazioni indotte dalle azioni non sismiche (pesi propri e permanenti, sovraccarichi variabili) è stata eseguita un'analisi statica in campo elastico lineare.

Per la valutazione degli effetti delle azioni sismiche è stata invece condotta un'analisi dinamica in campo elastico lineare, mediante il metodo dell'analisi modale, adottando lo spettro di risposta di progetto in termini di accelerazione orizzontale al suolo ottenuto a partire dallo spettro elastico di normativa, assumendo i seguenti coefficienti di struttura:

- $q = 2.25$ per i meccanismi duttili (es. flessione);
- $q = 1.50$ per i meccanismi fragili (es: taglio).

Il valore del coefficiente q per i meccanismi duttili è stato calcolato in base alle formule indicate nella Circolare 617/09 al § C8.7.1.2 per gli edifici esistenti irregolari in pianta e in elevazione, assumendo, in assenza di più precise valutazioni un valore di α_u/α_1 pari a 1.5:

$$q = 1.5 \times 1.5 = 2.25$$

Per quanto riguarda l'azione sismica orizzontale, sono state individuate due direzioni ortogonali di applicazione corrispondenti alle direzioni longitudinale e trasversale dell'edificio.

Gli effetti dell'azione sismica verticale, in considerazione delle luci in gioco e dell'assenza di sbalzi sono stati trascurati (§ 7.2.2 del D.M. 17-01-2018).

Le azioni sismiche vengono valutate automaticamente dal programma di calcolo, considerando le masse corrispondenti ai pesi propri, ai carichi permanenti e ad una aliquota dei sovraccarichi accidentali; tale aliquota è stata determinata applicando ai valori del sovraccarico accidentale i coefficienti di combinazione previsti dal D.M. 14-01-2008 e riportati di seguito:

	Coeff di combinazione Ψ_{2j}
Azione variabile in copertura, neve, vento	0.00
Azione variabile per locali suscettibili di affollamento	0.60

Tabella 6: coefficiente di combinazione dei sovraccarichi per l'analisi sismica

Tutte le azioni precedenti sono state infine combinate per gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) e ultimo per combinazioni non sismiche (SLU), utilizzando i coefficienti di combinazione Ψ_i

indicati nelle norme tecniche.

7.3 Rigidezza degli elementi strutturali

I moduli di elasticità dei materiali sono stati ricavati nei seguenti modi:

- nel caso della muratura applicando le formule o i valori indicati nel D.M. 17/01/2018 e nella Circolare n.617 del 2 febbraio 2009;

- nel caso del calcestruzzo sulla base dei valori della resistenza cubica media;

Per tener conto della fessurazione si è proceduto come di seguito indicato:

- la rigidezza flessionale e a taglio dei maschi murari sono state ridotte del 20%;
- la rigidezza flessionale delle travi e dei pilastri in c.a. non è stata ridotta.