

Ing. DAVIDE GRANDIS

MezzadrlIngegneria S.r.l.

Via Mulinetto n.35 - 44100 Ferrara

Tel.0532.765117 - Fax.0532.769513 - email: grandis@mezzadrlingegneria.it

REGIONE EMILIA ROMAGNA COMUNE DI FERRARA



viale della Fiera, 11 Ferrara



EVENTI SISMICI MAGGIO 2012

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO CONTROLLATO AL 60%

CORPO DI COLLEGAMENTO PADIGLIONI 4-5

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Secondo Art. 3 - comma 10 - Legge n. 122 01.08.2012

Secondo Art. 8.3 – D.M. 14.01.2008 - NTC

Ferrara, Marzo 2016

6931MV_Vulnerabilità_Collegamento45



IL TECNICO:

Ing. Davide Grandis

COLLABORATORE:

Ing. Matteo Vincenzi

INDICE

PREMESSA.....	3
1. DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO FIERISTICO	14
1.1 UBICAZIONE.....	14
1.2 CARATTERISTICHE GENERALI DEL COMPLESSO	14
2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO IN OGGETTO	17
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE MATERIALI	19
3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	19
3.2 MATERIALI	19
3.2.1 Muratura Esistente in blocchi di laterizio (CIRCOLARE 09 §C8A)	19
3.2.2 Calcestruzzo (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 §11.2)	21
3.2.3 Acciaio per cemento armato (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 § 4.1.2.1.1.3)	23
4. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	26
4.2 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI (NTC 2008 § 3.1.2)	26
4.3 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)	26
5. AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 3.2)	28
5.2 REGOLARITA' (NTC 2008 § 7.2.2)	28
5.3 VITA NOMINALE (NTC 2008 § 2.4.1).....	30
5.4 CLASSE D'USO (NTC 2008 § 2.4.2).....	30
5.5 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 2.4.3)	30
5.6 CRITERI DI PROGETTAZIONE (NTC 2008 § 7.2.1)	30
5.7 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO (NTC 2008 § 3.2.1)	31
5.8 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (NTC 2008 § 3.2.2).....	32
5.9 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO (NTC 2008 § 3.2.3.1).....	33
6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2008 §2.5.3).....	39
6.2 STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	39
6.3 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI.....	40
6.4 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO (NTC 2008 § 7.3.5)	41
7. ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA.....	42
7.2 MECCANISMI DI PRIMO MODO	42
7.3 MECCANISMI DI SECONDO MODO – ANALISI GLOBALE	44

8	CONSIDERAZIONE SULL'ANALISI SVOLTA.....	48
9	RIASSUNTO CONCLUSIVO DELLE ANALISI SVOLTE	49
	ALLEGATO A – TABULATI DI VERIFICA	50

PREMESSA

Alla luce delle continue evoluzioni subite dal quadro legislativo nazionale e regionale a seguito degli eventi sismici manifestatisi nel maggio 2012:

- **Ordinanza** Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione Civile N. 0002 in data 2.06.2012
- **Decreto Legge 6 giugno 2012 N.74**
- **Circolare Regione Emilia Romagna** – C.R. 2012 0000002 del 12.06.2012
- **Legge di conversione 1.08.2012 N.122**

si rende necessario riportare alcune analisi svolte in via preliminare, nel rispetto dell'Art. 3 comma 10 della Legge 1° Agosto 2012 N.122.

Il comma appena richiamato contempla le seguenti disposizioni:

“Per quanto concerne le imprese di cui al comma 8 , nelle aree colpite dagli eventi sismici del maggio 2012 in cui l’accelerazione spettrale subita dalla costruzione in esame, così come risulta dalle Mappe di Scuotimento dell’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, abbia superato il 70 per cento dell’accelerazione spettrale elastica richiesta dalle norme vigenti per il progetto di una costruzione nuova e questa, intesa come insieme di struttura, elementi non strutturali e impianti, non sia uscita dall’ambito del comportamento lineare elastico, l’adempimento di cui al comma 9 si intende soddisfatto. Qualora l’accelerazione spettrale come sopra individuata non abbia superato il 70 per cento dell’accelerazione spettrale elastica richiesta dalla norma vigente ad una costruzione nuova di analoghe caratteristiche, per il profilo di sottosuolo corrispondente, tale costruzione dovrà essere sottoposta a valutazione della sicurezza effettuata conformemente al capitolo 8.3 delle norme tecniche delle costruzioni di cui al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008.

Occorre osservare che attualmente NON risultano disponibili MAPPE DI SCUOTIMENTO nella loro stesura ufficiale e definitiva ma soltanto studi preliminari ed indicativi da parte dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) consultabili direttamente dallo specifico sito internet (link: <http://shakemap.rm.ingv.it/shake/index.html>) con la seguente premessa e considerazione:

“Le mappe di scuotimento - ShakeMap - presentate in questo sito web sono calcolate solo a fini di ricerca e danno esclusivamente stime indicative dello scuotimento sofferto. Esse sono calcolate automaticamente dai dati strumentali registrati dalle stazioni sismiche ed aggiornate

man mano che nuovi dati diventano disponibili. Le mappe non hanno alcun valore ufficiale e l'INGV declina ogni responsabilità da un uso improprio delle informazioni in esse riprodotte."

INGV ha dedicato un ampio spazio nel proprio sito web destinato alle mappe di scuotimento relative alle sequenze sismiche in Emilia Romagna avvenute a maggio 2012 e alla legge n.122 del 01.08.2012. In particolare, INGV dichiara: "La Legge 1 agosto 2012, n. 122 - Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 6 giugno 2012, n. 74, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012 (12G0148) - riporta all'art. 3 le norme da adottare per la "Ricostruzione e riparazione delle abitazioni private e di immobili ad uso non abitativo; contributi a favore delle imprese; disposizioni di semplificazione procedimentale". Al comma 10 del suddetto articolo, si fa riferimento alle mappe di scuotimento. In merito ed in seguito alle numerose richieste giunte al riguardo, si ritiene di dover chiarire che il ruolo dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia è limitato alla realizzazione e al rilascio delle mappe di scuotimento (<http://shakemap.rm.ingv.it>); **INGV non ha pertanto alcun ruolo ufficiale per fornire chiarimenti o interpretazioni sul contenuto delle Norme e sugli aspetti applicativi delle stesse.** In base ai quesiti giunti a INGV dal momento della pubblicazione su Internet delle prime bozze delle Norme da adottare per ottenere la certificazione di agibilità sismica a seguito dei fenomeni sismici in Emilia, si propone nel seguito un elenco delle principali richieste di chiarimento con le relative risposte. Questo elenco sarà integrato con ulteriori quesiti di interesse generale. Approfondimenti sull'applicazione delle Norme possono essere richiesti alle autorità competenti."

I dati riportati nelle "tabelle" fornite dall'INGV risultano inoltre particolarmente lacunosi per l'evento sismico del 20 maggio 2012 per l'assenza di stazioni di rilevamento disposte sull'area colpita. In particolare per i comuni in prossimità della città di Ferrara, tale condizione limita particolarmente gli studi e le analisi, non risultando disponibili valori propri dell'evento di maggiore intensità. Inoltre, non si può verificare il grado di attendibilità dei valori di accelerazione calcolati: "Una volta acquisito il valore massimo tra le tre componenti del movimento del terreno registrato dalle stazioni sismiche, lo scuotimento tra una stazione e l'altra viene stimato tramite delle relazioni empiriche che lo mettono in relazione con la magnitudo e la distanza epicentrale o dalla faglia. Il movimento del terreno può variare molto anche a piccole distanze, a causa di condizioni geologiche locali che spesso non sono note. Quindi le mappe di scuotimento qui riportate sono solo approssimate."

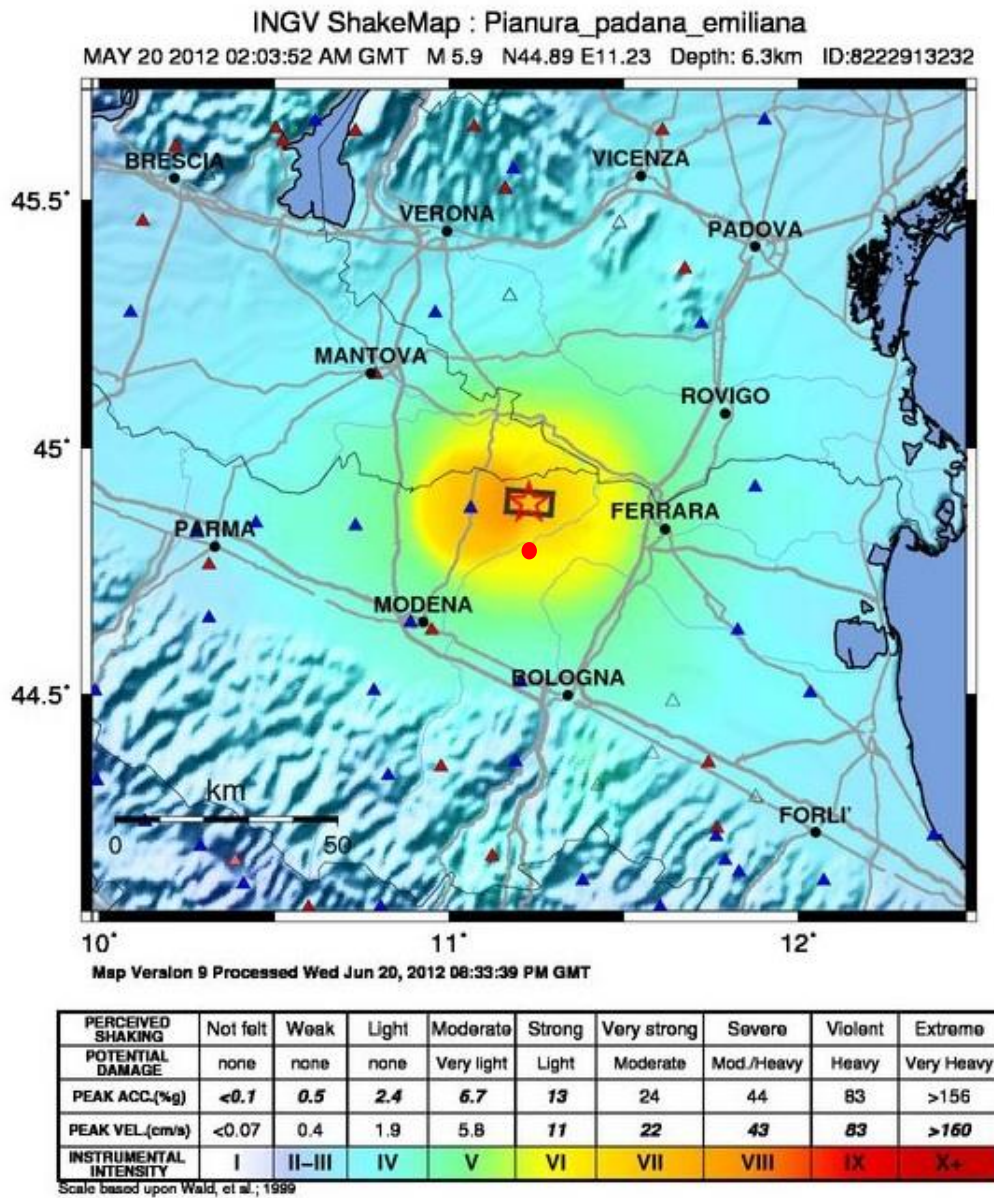


Figura 1: Mappa di scuotimento relativa all'evento sismico del 20/05/2012. Il punto rosso rappresenta il sito in oggetto.

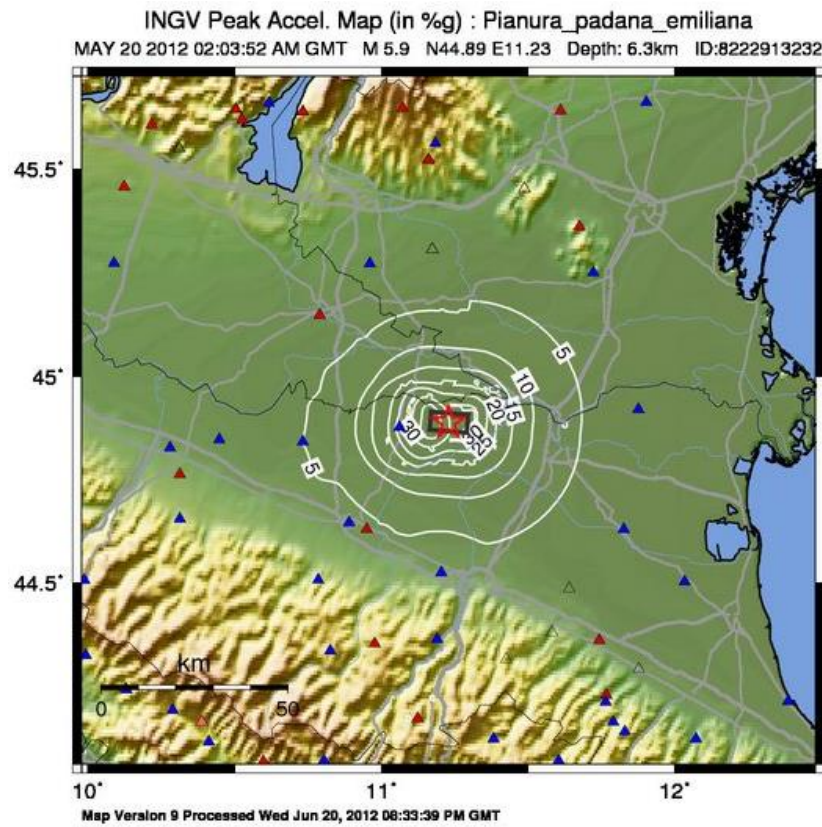


Figura 2: Mappa di PGA (Peak Ground Acceleration) relativa all'evento sismico del 20/05/2012.

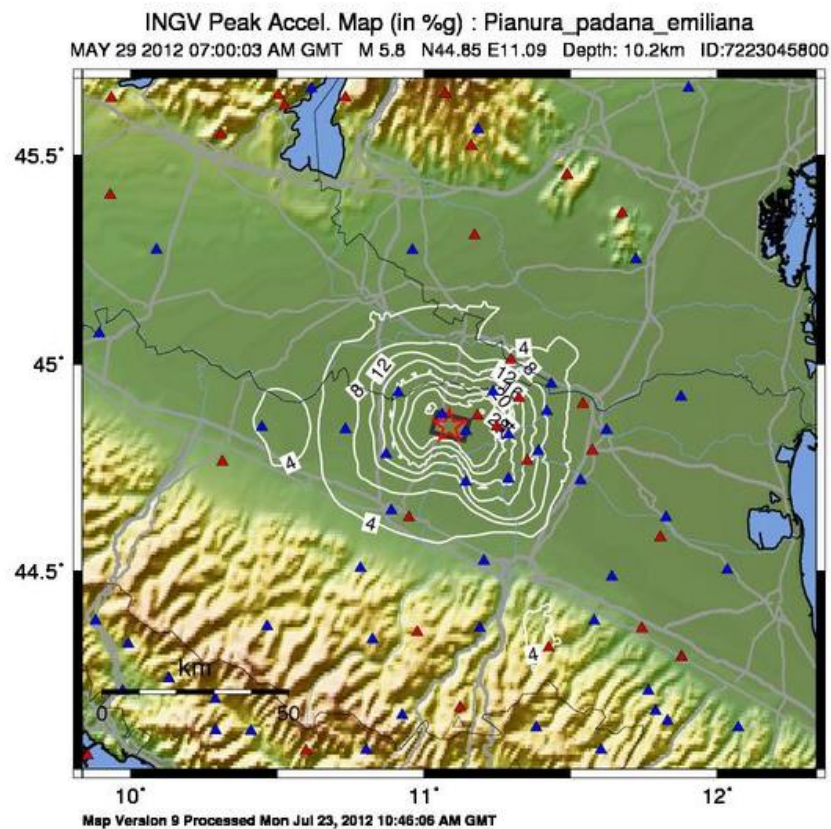


Figura 3: Mappa di PGA (Peak Ground Acceleration) relativa all'evento sismico del 29/05/2012.

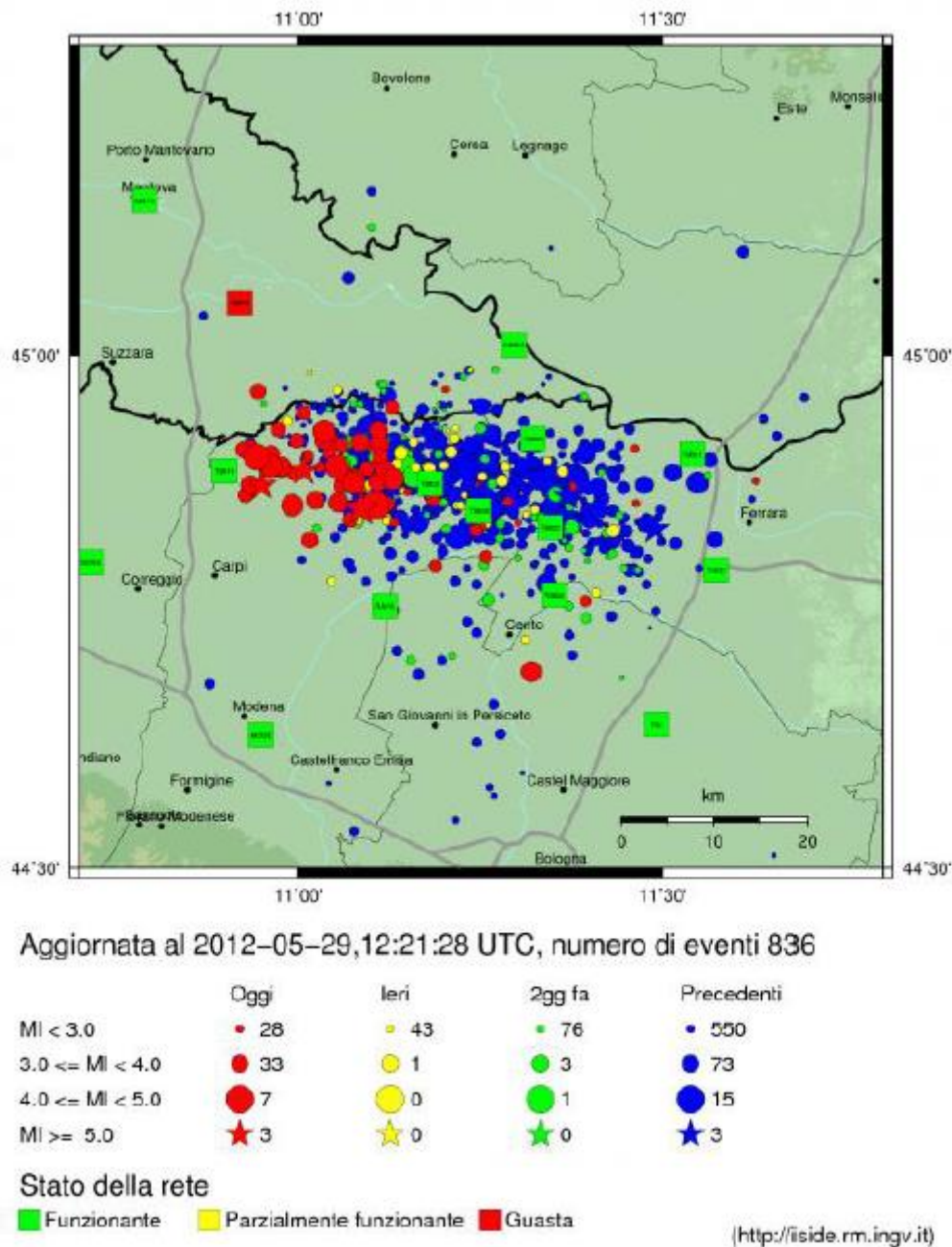


Figura 4: Mapa epicentrale per la sequenza sismica in Emilia dal 16/05/2012 al 29/05/2012

Ad oggi, i dati forniti da INGV sono stati aggiornati varie volte, ma i valori numerici relativi all'accelerazione subita dalle varie zone e rilevata strumentalmente sono rimasti invariati.

In particolare INGV riporta la seguente dichiarazione: "A seguito della Legge 1 agosto 2012, n. 122, gli aggiornamenti degli eventi dell'Emilia sono temporaneamente sospesi per evitare cambiamenti durante il periodo di applicazione della legge stessa".

Pur sapendo che le indicazioni fornite dalla legge fanno riferimento ai documenti prodotti da INGV, per un esame più completo ed approfondito sono state esaminate anche le mappe di

scuotimento, redatte da altri istituti nazionali (Eucentre, Reluis) di elevata professionalità specifica del settore.

Comunicato: aggiornamento del 29/05/2012 ore 08:14 UTC.

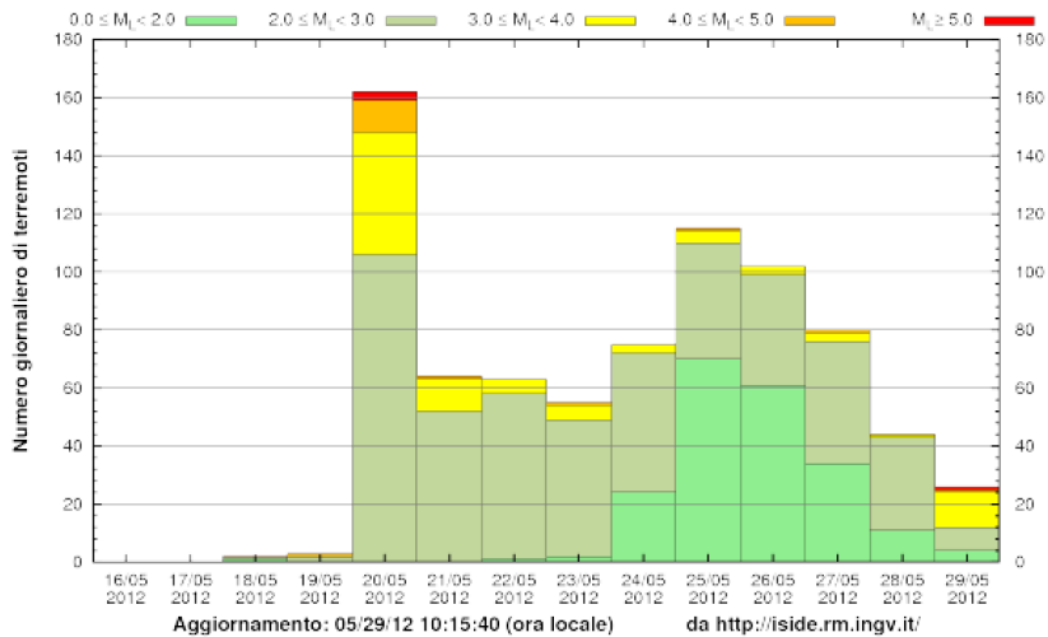


Figura 5: eventi sismici dal 16.05.2012 al 29.05.2012

Map of recorded PGA (g) - RAN

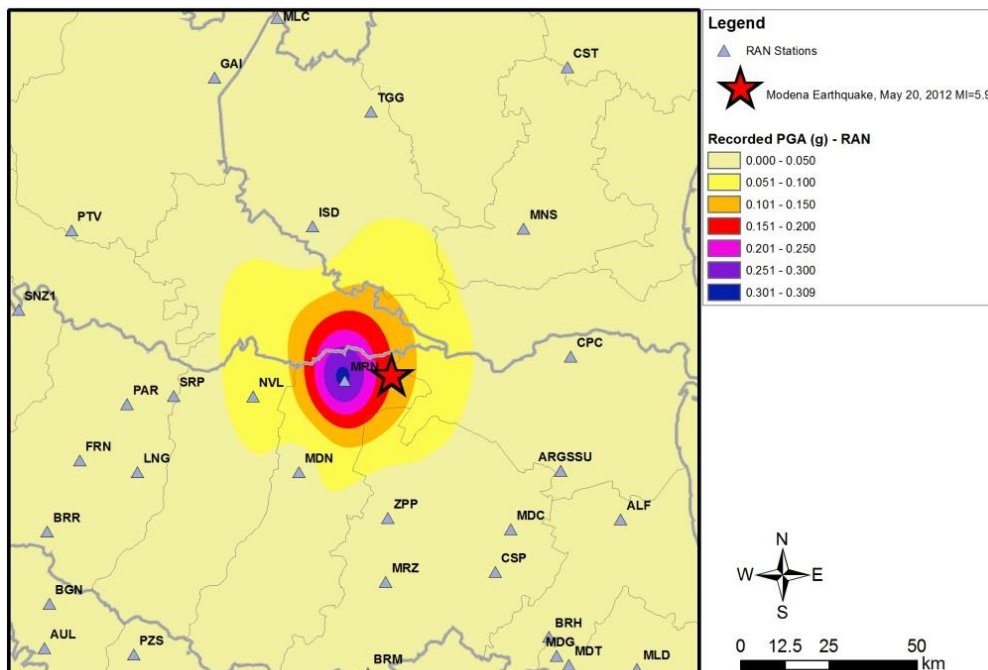


Figura 6: Mappa di scuotimento dell'evento sismico del 20/05/2012 (Eucentre).

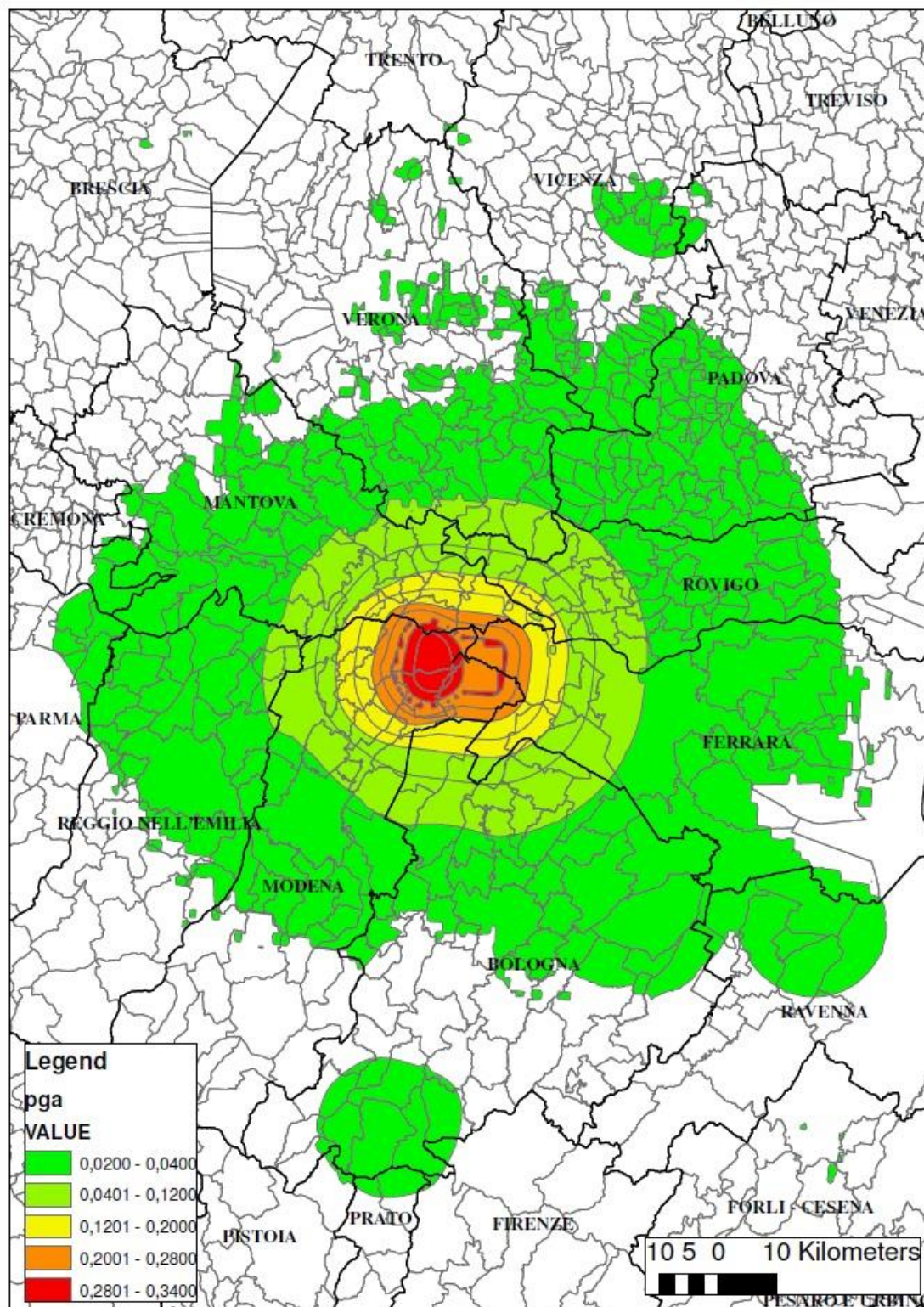


Figura 7: Mappa di scuotimento dell'evento sismico del 20/05/2012 (RELUIS).

Si riporta inoltre una caratterizzazione delle accelerazioni subite dal territorio in esame, redatta recentemente dalla Regione Emilia Romagna.

Sono state ricavate, al variare del sito, le aree in cui l'accelerazione spettrale subita dalla costruzione in esame è maggiore del 70% dell'accelerazione spettrale elastica per il progetto di una nuova costruzione.

La superficie individuata nella figura seguente è qui definita *superficie di possibile esclusione* (SPE) dall'obbligo di valutazione della sicurezza ai sensi delle NTC08; il poligono che delimita la SPE è definito *poligono di possibile esclusione* (PPE).

Giova chiarire che, definita una classe d'uso (ovvero un periodo di ritorno dell'azione T_r , in questo specifico caso), ad essa è associata una singola superficie di possibile esclusione che, per la procedura adottata, è indipendente dal periodo proprio T della costruzione. Alle diverse classi d'uso sono associate diverse superfici di possibile esclusione: è, cioè, definita una superficie di esclusione per ciascuna classe d'uso.

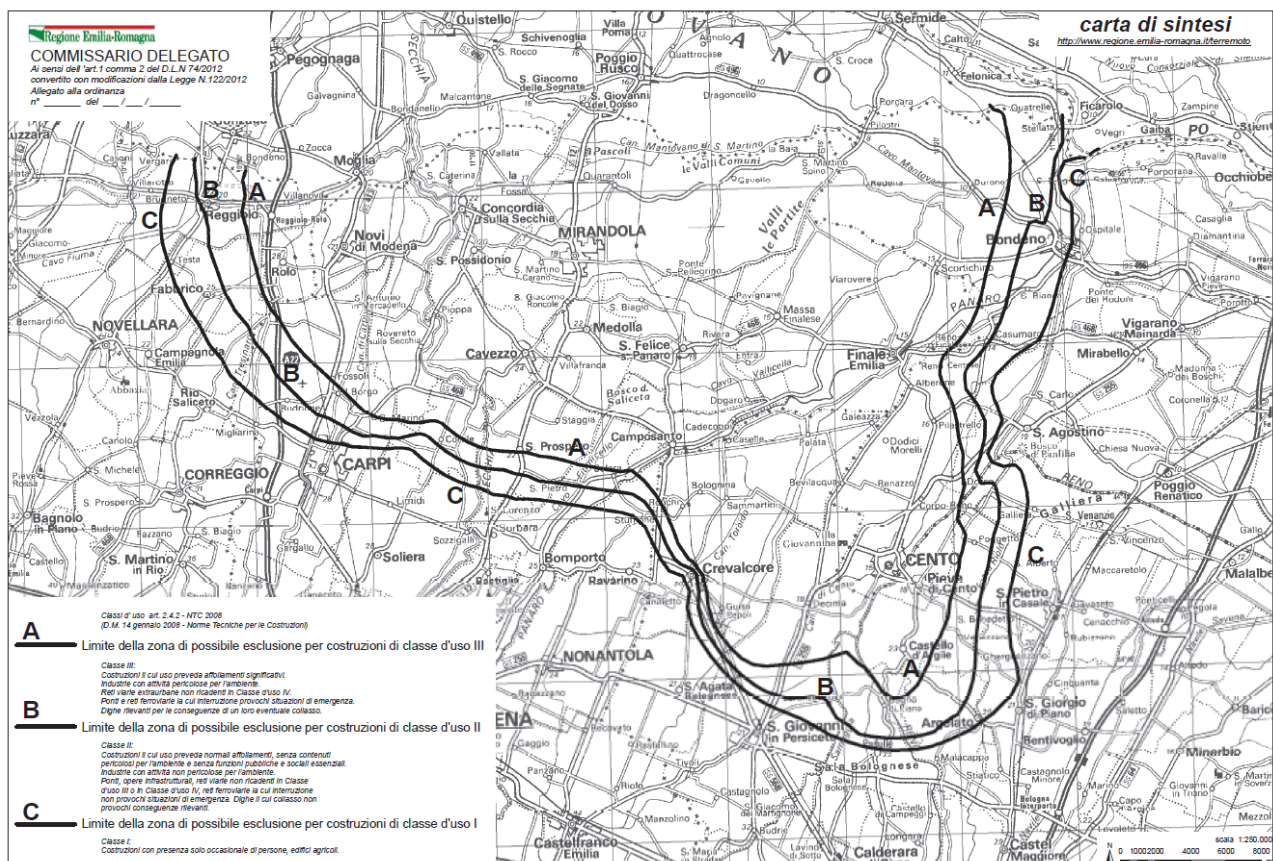


Figura 8: Superficie di possibile esclusione.

Dunque la pianta di Figura 8 mostra quali sono le zone in cui è stato superato il 70 % dell'accelerazione spettrale elastica per il progetto di una costruzione nuova. Si può osservare

graficamente che l'area di Ferrara risulta essere al di fuori dell'area in cui è stato superato il 70% dell'azione sismica.

A supporto di ciò, analizziamo i dati riportati nelle Figure 1, 6, 7.

I dati che emergono da tali analisi portano ad identificare i seguenti livelli di accelerazione per l'area di Ferrara:

INGV: $a_g = 0,024g$

Eucentre: $a_g = 0,0 \div 0,05g$

Reluis: $a_g = 0,02 \div 0,04g$

Tutti i valori paiono confrontabili fra loro e presentano un'accelerazione di soglia bassa.

Il riferimento fornito da INGV pare perciò in gran parte confermato anche dagli altri istituti.

Nella necessità di dover inquadrare la risposta sismica delle strutture di seguito presentate, pur con i limiti nella disponibilità di informazioni tecnico-scientifiche complete e pienamente attendibili appena dichiarati sono di seguito riportate alcune verifiche svolte in modo ragionato sulla base degli "unici" parametri attualmente disponibili

In particolare si riportano le analisi svolte nel confronto dei seguenti parametri:

- Confronto diretto fra l'accelerazione di picco prevista dalla norma (NTC 2008) e l'accelerazione rilevata sul posto dalla/e stazione/i più significative
- Confronto del valore spettrale di picco calcolato secondo i dettami della normativa attualmente vigente (NTC 2008) con il valor di picco derivante dall'applicazione dei parametri rilevati sul posto durante l'evento
- Confronto fra l'accelerazione spettrale della struttura desunta dall'analisi con lo spettro di norma e l'accelerazione spettrale interpolata in corrispondenza del periodo proprio della struttura per l'area colpita dall'evento sismico.

Sulla base dei (limitati) dati forniti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, si riporta un confronto diretto tra la massima accelerazione imposta da normativa e quella rilevata dall'INGV durante gli eventi sismici ed un confronto spettrale, sfruttando tali accelerazioni.

Confronto tra le massime accelerazioni del terreno

Tale confronto è diretto, in quanto si confrontano direttamente il valore di a_g fornito dalla Norma vigente ed il valore di a_g desunto dai dati forniti da INGV.

a_g NTC	a_g INGV	a_g INGV / a_g NTC
g	g	%
0.170	0.030	17.6

Tabella 1

Per il calcolo di a_g dalle stazioni dell'INGV, si sottolinea che sono state utilizzati i dati delle stazioni di Ferrara (FER0), Ferrara località Chiesuol del Fosso (T0820), Sant'Agostino (SAG0) e Bondeno (BON0).

In merito a tale confronto diretto, si sottolinea che *“il valore di scuotimento delle mappe rappresenta il movimento del terreno risultante dalla stima fatta con la procedura ShakeMap, la quale include anche correzioni approssimate degli effetti di sito”* mentre *“il valore di a_g presente nel Decreto del 14 Gennaio 2008 è invece relativo ad una stima probabilistica aspettata (accelerazione massima al suolo con una certa probabilità di eccedenza in un certo numero di anni) e riferita a suoli rigidi”*.

- Confronto tra le massime accelerazioni spettrali (plateau)

Tale confronto viene effettuato tra i valori massimi delle accelerazioni spettrali (il “plateau”) desumibili dai diagrammi dell'accelerazione elastica, dipendenti solo dalle caratteristiche del sito e non dalla tipologia di struttura.

$S_{e,max}$ NTC	$S_{e,max}$ INGV	$S_{e,max}$ INGV / $S_{e,max}$ NTC
g	g	%
0.759	0.139	18.3

Tabella 2

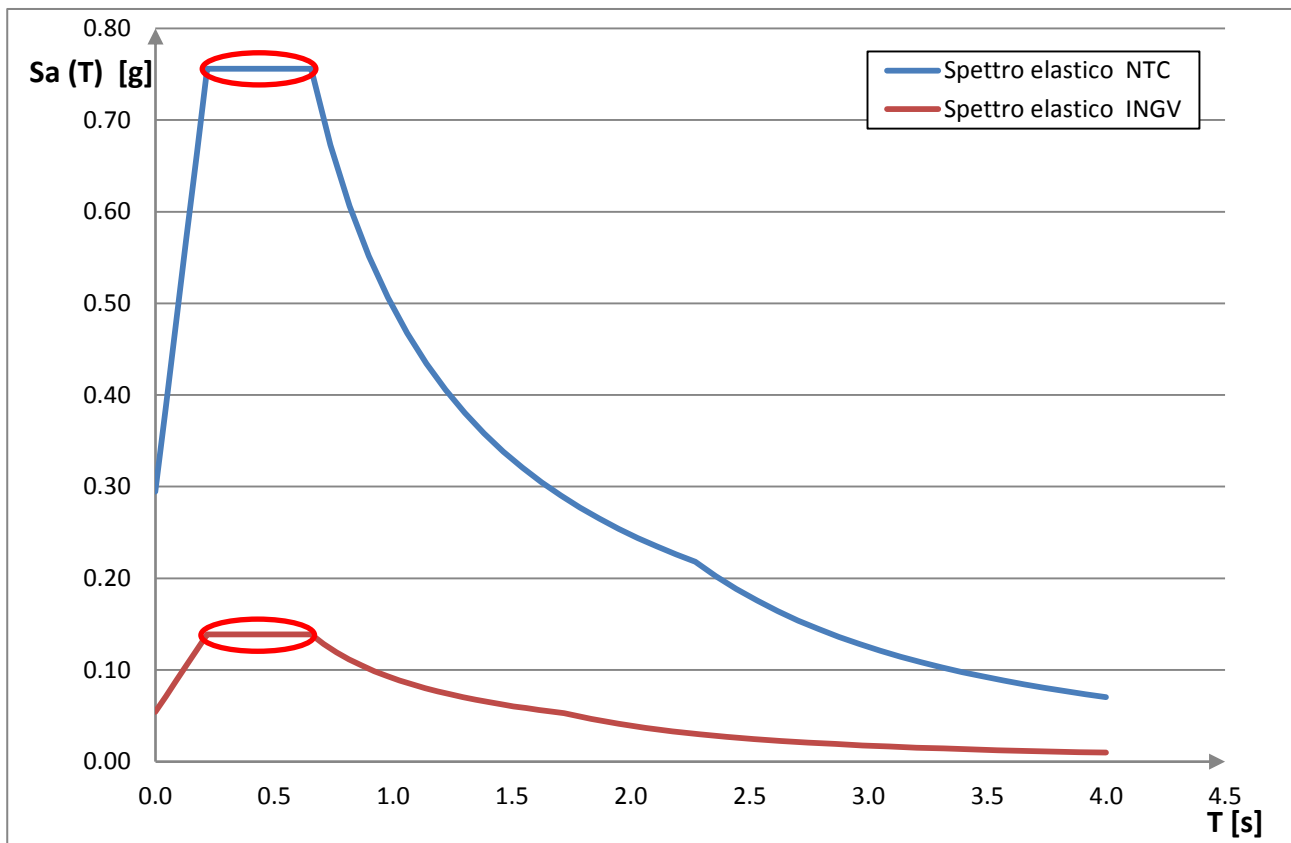


Figura 9: Confronto tra le massime accelerazioni spettrali.

L'analisi svolta conferma che nel sito in oggetto, come evidenziato dalla Figura 8, che l'accelerazione spettrale a seguito degli eventi sismici di Maggio 2012, NON ha superato il 70% dell'accelerazione prevista dalle NTC 2008 per un nuovo edificio avente le medesime caratteristiche.

A seguito di tale sollecitazione sismica, inferiore al 70% di quella prevista dalle cogenti NTC, come indicato nella Legge 1° Agosto 2012 N.122 "...tale costruzione dovrà essere sottoposta a valutazione della sicurezza effettuata conformemente al capitolo 8.3 delle norme tecniche delle costruzioni di cui al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008...".

Tale valutazione è oggetto della presente relazione tecnica e verrà esplicitata nei capitoli a seguire.

1. DESCRIZIONE GENERALE DEL COMPLESSO FIERISTICO

1.1 UBICAZIONE

Regione: Emilia Romagna

Provincia: Ferrara

Comune: Ferrara

Indirizzo: via della Fiera, 11

CAP: 44124

Coordinate geografiche: Longitudine: 11,173804 - Latitudine: 44,785037

1.2 CARATTERISTICHE GENERALI DEL COMPLESSO

Il complesso, edificato a fine degli anni '80, risulta essere composto da più fabbricati strutturalmente scollegati fra di loro.

Come si osserva dalla Figura 10 il complesso fieristico si compone di 6 padiglioni espositivi, e tre diverse tipologie di corpo di collegamento fra i suddetti padiglioni.

A) Padiglioni espositivi

Le strutture che formano i padiglioni possono suddividersi secondo due diverse tipologie con dimensioni in pianta leggermente diverse:

Padiglioni 1 e 2 – Dimensione in pianta pari a circa m. 45x50.

Padiglioni 3, 4, 5 e 6 – Dimensioni in pianta pari a circa m. 55x50.

Tutti i padiglioni risultano costruiti con pilastri e strutture verticali in conglomerato cementizio armato realizzato in opera disposte secondo una maglia estremamente regolare mentre gli elementi in elevazione (travi e tegoli di copertura) risultano realizzati con elementi in conglomerato cementizio prefabbricato precompresso.

B) Corpo principale di ingresso – Collegamento padiglioni 1-2

Tale corpo di fabbrica ha, in pianta, una forma a T, di dimensioni 48x58m circa ed un'altezza complessiva di 18m circa da pavimento finito. L'edificio è più alto delle strutture dei padiglioni espositivi adiacenti. Il fabbricato è composto da un piano terra, un piano primo e un piano secondo; un piano terzo è presente solo in una porzione limitata, adiacente al padiglione 3. I solai di piano sono di tipo prefabbricato predalles di altezze diverse.

C) Corpo di collegamento in c.a. – Collegamento padiglioni 3-4 e 5-6

Strutture organizzate su una pianta rettangolare dallo sviluppo particolarmente allungato con dimensione pari a circa m 7 x 68 (circa 480 mq per piano) che si elevano per tre piani fuori terra e presentano elementi portanti in conglomerato cementizio armato gettato in opera a comportamento prossimo a quello scatolare.

D) Corpo di collegamento in muratura – Collegamento padiglioni 4-5

Corpo intermedio che si eleva con un solo piano fuori terra si sviluppa su una pianta rettangolare di dimensioni complessive pari a circa m. 7 x 47 (circa 330 mq) presentando struttura portante verticale in muratura ordinaria.

L'intero complesso risulta impostato su una pianta di superficie coperta pari a circa 18.600 mq e con superficie comprensiva anche delle parti in elevazione pari a circa totali mq 23.054 mq escluse le coperture.

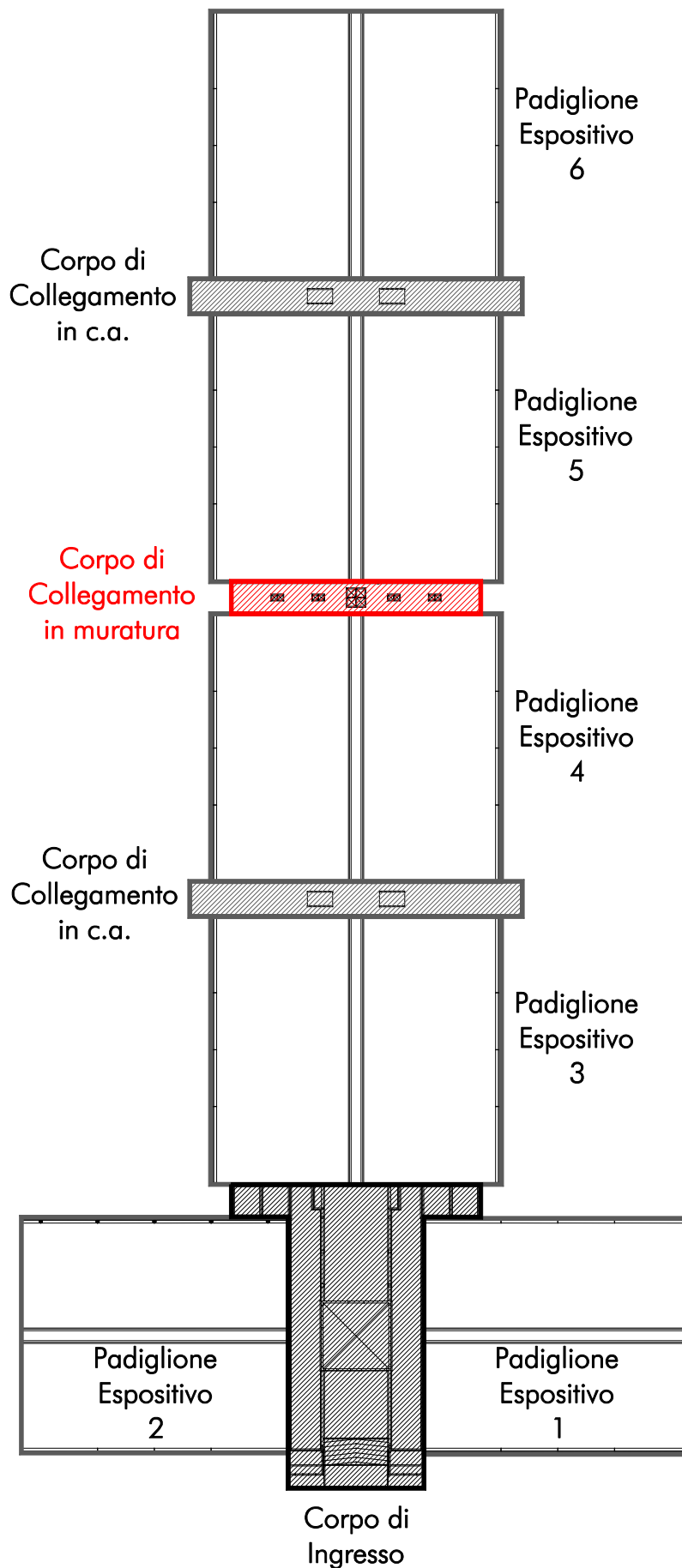


Figura 10: Planimetria generale del complesso.

2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO IN OGGETTO

Con riferimento al complesso fieristico descritto nel capitolo precedente, oggetto della presente Relazione di Vulnerabilità sismica è il **Corpo di collegamento in muratura**, che costituisce un passaggio fra i paglioni 4 e 5.

Il fabbricato ha forma rettangolare, di dimensioni 47x6m circa, ed un'altezza di 3.20m in corrispondenza del solaio di copertura.

Pianta edificio: tipo rettangolare

Dimensione dei lati del rettangolo "ciroscritto" alla costruzione: 47.46x6.62 m

Numero di piani entrotterra: 0

Numero di piani fuori terra: 1

Superficie coperta: 314.18 mq

Superficie interna: 287.40 mq

Altezza interna: 3.20m solaio di copertura

Presenza di edifici adiacenti – Giunti strutturali

Il fabbricato risulta essere intermedio fra i padiglioni espositivi numero 4 e numero 5 del centro fieristico. Tuttavia il corpo essendo notevolmente più basso e più stretto rispetto ai padiglioni non si trova in diretta vicinanza con le strutture principali dei padiglioni.

Unico punto di contatto fra i padiglioni ed il suddetto corpo è rappresentato dai pannelli prefabbricati di testata dei paglioni che si trovano in appoggio sulle travi di bordo del corpo in muratura.

Caratteristiche costruttive

Struttura Portante verticale: Il fabbricato è strutturalmente realizzato mediante muratura portante dello spessore di 25cm. In sommità i pannelli murari presentano un cordolo di coronamento che funge anche da trave porta pannelli dei padiglioni adiacenti.

Solaio di Copertura: Il solaio di copertura è di tipo predalles prefabbricato, di altezza complessiva pari a 32cm (4+24+4).

Fondazioni: Le fondazioni sono costituite da un reticolo di travi rovesce, avelte larghezza della ciabatta variabile da 130 a 100cm.

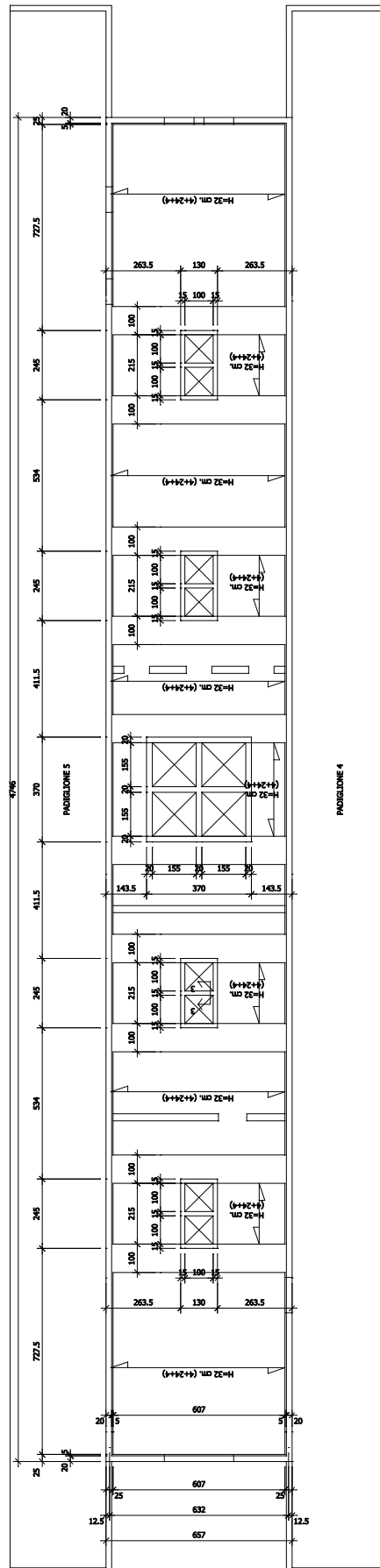


Figura 11: Pianta del fabbricato.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La verifica dell'edificio oggetto di studio è stata svolta secondo le seguenti normative vigenti:

- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008)
- Circolare 02/02/2009 n° 617/C.S.LL.PP.
- Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo; - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- Legge 1° agosto 2012 n. 122

3.2 MATERIALI

I valori meccanici della muratura sono stati ricavati dalla tabella proposta dalla Circolare del 2009, considerando un Livello di Conoscenza LC1, in quanto non sono state eseguite prove per la caratterizzazione meccanica dei materiali.

Per quanto riguarda invece il calcestruzzo, data la campagna di prove eseguita sui padiglioni espositivi che sono stati realizzati nello stesso simultaneamente, si è deciso di utilizzare le caratteristiche derivanti da tale campagna di prove adottando un livello di conoscenza LC2.

3.2.1 Muratura Esistente in blocchi di laterizio (CIRCOLARE 09 §C8A)

Per quando riguarda la muratura, essendo un materiale esistente si sono seguite le indicazioni riportate nel capitolo 8 della Circolare del 2009 relativa alle NTC2008, con un livello di Conoscenza LC1, cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1.35$.

Per questo sono stati adottati i valori MINIMI di resistenza e MEDI di elasticità riportati nella tabella C8A.2.1 della Circolare, relativi alla voce "muratura in blocchi semipieni con giunti verticali a secco".

$$\gamma = 1100 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$f_{cm} = 30 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\tau_0 = 1.0 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$E = 3150 \text{ MPa}$$

$$G = 1138 \text{ MPa}$$

I parametri di progetto si ottengono dai sopra esposti valori "medi" fattorizzati per FC e per il coefficiente di sicurezza sul materiale, pari a 3 secondo quanto indicato al capitolo 4.5.6 delle NTC2008 nella tabella 4.5.II.

Si ottengono i seguenti valori di calcolo dei parametri meccanici di resistenza.

$$f_{cd} = 7.47 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_{0d} = 0.25 \text{ kg / cm}^2$$

TABELLA C8.A.1.1

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).	Tutti	1.00

TABELLA C8.A.2.1

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura $< 45\%$)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura $< 45\%$)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura $< 45\%$)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

3.2.2 Calcestruzzo (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 §11.2)

Le indicazioni reperite sulla qualità del calcestruzzo gettato in opera utilizzato indicano un calcestruzzo di classe C25/30.

Come indicato al capitolo 8 della circolare del 2009, si considera raggiunto un livello di conoscenza della struttura pari a LC2, in quando si è in possesso della documentazione strutturale dell'epoca e sono state eseguite contestualmente limitate verifiche in situ. A tale livello di conoscenza corrisponde un Fattore di Confidenza di 1.2 da applicare alle resistenze meccaniche ricavate dalle prove distruttive.

Con riferimento a tali prove, eseguite dalla ditta specializzata *elletipi s.r.l.*¹ a cura dei tecnici Ing. Roberto Lovisetto ed Ing. Sergio Tralli. La relazione tecnica è in allegato.

Tali prove hanno interessato principalmente le colonne circolari, indagando sia la resistenza del getto interno, sia la resistenza del tuboforma esterno.

Considerando, a favore di sicurezza, unicamente i valori ottenuti dalle carote ricavate dall'interno della colonna, si ottiene un valore medio di resistenza cubica, eliminando i valori massimi e minimi ottenuti, pari a²:

$$R_{cm} = 40.6 \text{ MPa}$$

Dunque si ottengono i seguenti valori di progetto:

- La resistenza per meccanismi duttili è determinata fattorizzando il valore medio per il solo fattore di confidenza, si ottiene:

$$f_{cd}^{DUTILE} = \frac{40.6 \cdot 0.83}{FC} = 28.08 \text{ MPa}$$

- La resistenza per meccanismi fragili è determinata fattorizzando il valore medio sia per il solo fattore di confidenza che il coefficiente parziale di sicurezza del materiale, pari a 1.5 per il calcestruzzo. Si ottiene:

$$f_{cd}^{FRAGILE} = \frac{40.6 \cdot 0.83}{\gamma_c \cdot FC} = 18.72 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico istantaneo si ricava come indicato al capitolo 11.2.10.3 delle NTC 2008.

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0.3} [\text{N/mm}^2]$$

Si riportano nella tabella seguente le caratteristiche del tipo di calcestruzzo a cui si è fatto riferimento:

R_{cm} [MPa]	f_{cm} [MPa]	$f_{cd,DUTILE}$ [MPa]	$f_{cd,FRAGILE}$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
40.6	33.70	28.08	18.72	63199	0,02	0,0035

Tabella 3: Caratteristiche del calcestruzzo utilizzate.

¹ Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 – 44100 FERRARA

² Con riferimento alla Relazione Tecnica redatta da *elletipi s.r.l.* ed alle prove materiche eseguite sui prelievi, il valore medio è stato ricavato dalle indagini aventi ID 7 – 9 – 10 – 12.

La relazione tensioni-deformazioni utilizzata per progettare le sezioni è caratterizzata da un diagramma parabola-rettangolo, utilizzato per lo studio delle sezioni inflesse e pressoinflesse.

Le funzioni che definiscono questo diagramma sono:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{per } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

Il diagramma parabola-rettangolo è riportato in nella seguente figura:

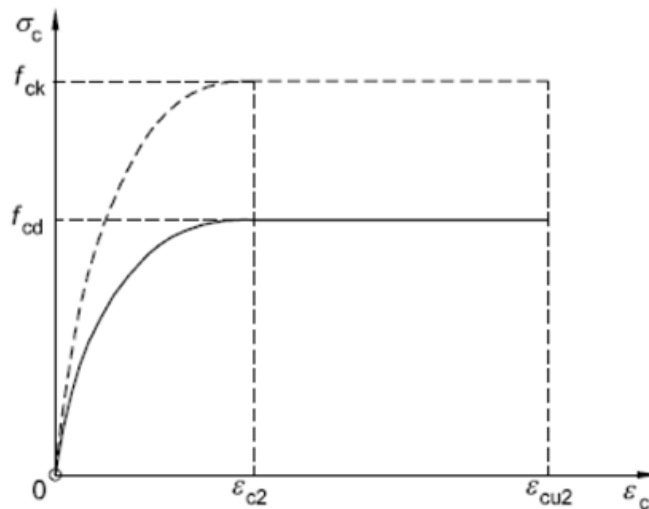


Figura 12: diagramma parabola-rettangolo

3.2.3 Acciaio per cemento armato (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 § 4.1.2.1.1.3)

L'acciaio utilizzato per le barre di armatura lenta è un acciaio di tipo FeB44K, riconducibile ad un acciaio B450C, caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y,nom}: 430 \text{ N/mm}^2$$

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

Le resistenze di calcolo f_d si ottengono mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale,

γ_m sono i coefficienti parziali del materiale.

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\leq 1,25$	10.0
$\geq 7,5 \%$		
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

Tabella 4

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

f_{yk} (per armatura ordinaria) è la resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio.

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza che, per tutti i tipi di acciaio vale 1,15

La tensione tangenziale di aderenza acciaio – cls. f_{bd} è data :

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

γ_c è il coefficiente di sicurezza parziale pari a 1,5,

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk}$$

in cui:

$\eta = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32 \text{ mm}$.

$\eta = (132 - \phi / 100)$ per barre di diametro superiore

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare modelli basati sul valore di deformazione ultima del materiale $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$ [$\varepsilon_{uk} = (A_{gt})k$], sul valore di calcolo della resistenza f_{yd} e sul rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$.

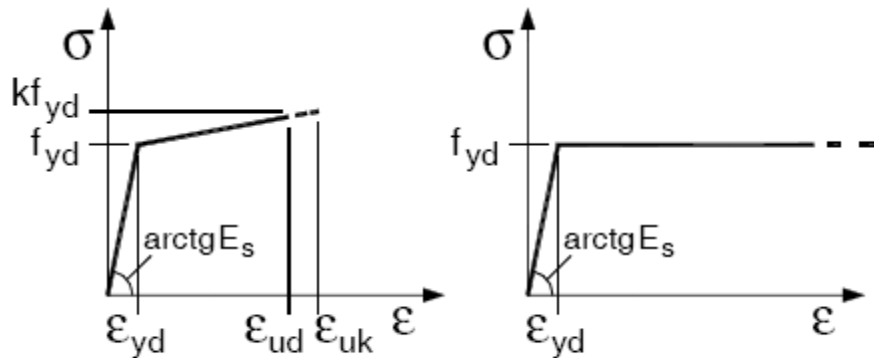


Figura 13: modelli σ - ε per l'acciaio

In particolare i calcoli a seguire si basano sul diagramma rappresentativo del comportamento elastico perfettamente plastico.

I valori di progetto sono stati ricavati partendo dai sopra citati valori fattorizzati per il **Fattore di Confidenza, assunto pari a 1.2**, corrispondente ad un **Livello di Conoscenza LC2**.

$$f_{yd} = \frac{430}{\gamma_s \cdot FC} = \frac{430}{1.15 \cdot 1.2} = 311.60 \text{ MPa}$$

4 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

4.2 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI (NTC 2008 § 3.1.2)

In Figura 14 si riporta l'analisi dei carichi adottati in copertura, derivante dalla documentazione dell'epoca.

ANALISI DEI CARICHI COPERTURA			
Peso Proprio Predalles	G_{1K}	400	Kg/m ²
Carico Portato	G_{2K}	100	Kg/m ²

Figura 14: Analisi dei carichi in copertura.

I pannelli di tamponamento verticali posti in appoggio sulle travi perimetrali hanno peso pari a 330 kg/m² a cui corrisponde un peso a metro lineare di 1680kg/m.

4.3 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)

Si considera in copertura il carico accidentale dovuto al peso della neve calcolato secondo NTC 2008 e valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

dove:

q_s è il carico della neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_T è il coefficiente termico.

Il Comune di Ferrara appartiene alla Zona II, per la quale per un'altitudine $a_s < 200$ m il valore di q_{sk} risulta essere 1.0 kN/m².

Il coefficiente di esposizione C_E utilizzato per modificare il valore del carico neve di copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera, verrà assunto pari ad 1, poiché la zona in cui è costruito l'edificio si trova in una "classe di topografia normale", cioè in

un'area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

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

Tabella 5: valori di C_E per diverse classi di topografia

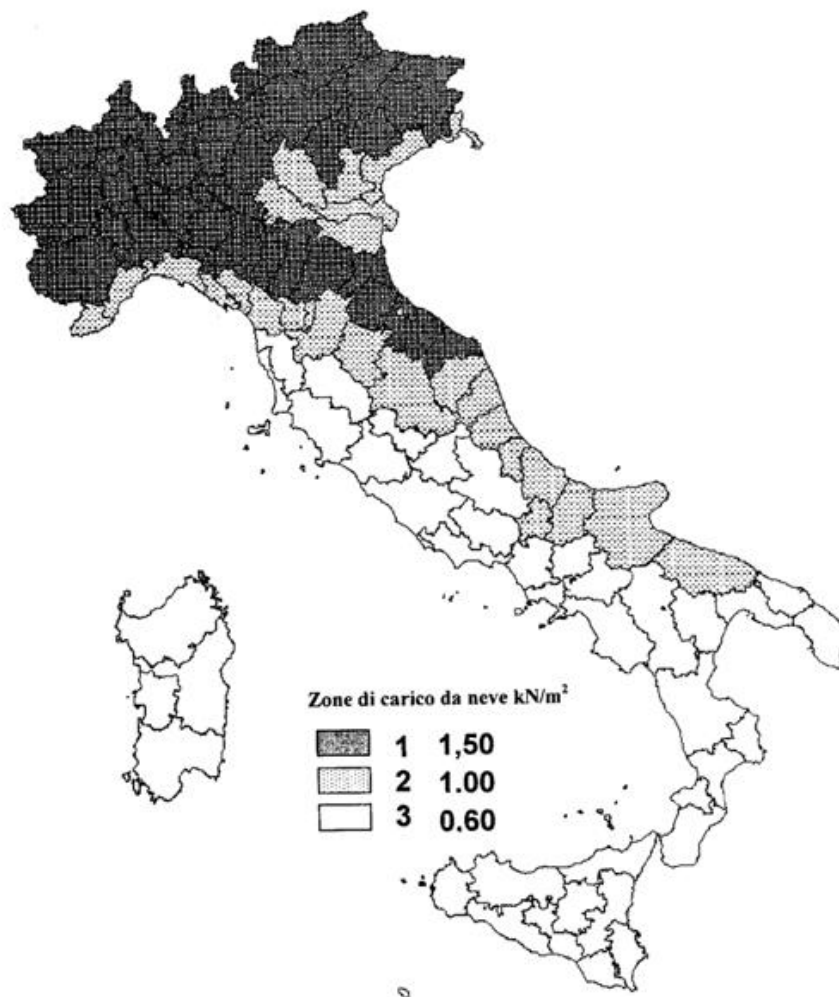


Figura 15: Zone di carico da neve

Il coefficiente termico C_T , utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causato dalla perdita di calore della costruzione è assunto pari ad 1. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

Il coefficiente di forma μ_i dipende dall'angolo di inclinazione della falda, esso può essere desunto dalla seguente tabella.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 6: valori del coefficiente di forma

Il carico della neve risulta quindi essere pari a:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

5 AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 3.2)

Seguendo criteri propri della normativa sismica attualmente in vigore e non propri dell'epoca di costruzione, come richiesto dalle leggi cogenti, si riportano alcune considerazioni di carattere generale con verifiche ed analisi quantitative.

5.2 REGOLARITA' (NTC 2008 § 7.2.2)

Secondo quanto riportato nel D.M. 2008 le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta ed in altezza; se necessario questo può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

REGOLARITÀ IN PIANTA

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se sono rispettate tutte le seguenti condizioni:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Nel caso in esame l'edificio non rispetta le condizioni appena riportate in quanto la lunghezza del fabbricato è circa 7 volte la sua larghezza.

Ne risulta che il fabbricato NON può essere considerato regolare in pianta.

REGOLARITÀ IN ALTEZZA

Secondo quanto previsto dal Paragrafo 7.2.2 del D.M. 2008 una costruzione si può definire regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

L'edificio oggetto di studio PUO' essere considerato regolare in altezza in quanto il fabbricato è ad un unico piano fuori terra.

5.3 VITA NOMINALE (NTC 2008 § 2.4.1)

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

Per il fabbricato è stata fatta l'ipotesi $V_N = 50$ anni (*opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*).

5.4 CLASSE D'USO (NTC 2008 § 2.4.2)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, per il fabbricato oggetto di verifica è stata ipotizzata una Classe d'uso III, ovvero costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

5.5 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 2.4.3)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N C_U$$

dove C_U è definito al variare della Classe d'uso come riportato nella tabella seguente.

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

Tabella 7: valori del coefficiente d'uso C_U .

Si ottiene $V_R = 75$ anni

5.6 CRITERI DI PROGETTAZIONE (NTC 2008 § 7.2.1)

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi sistemi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- comportamento strutturale non dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tenere conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di capacità dissipativa e Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD "A")
- Classe di duttilità bassa (CD "B")

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Data la totale assenza di dettagli costruttivi che conferiscano una certa duttilità alla struttura, e ad una progettazione che nel 1985 non teneva in considerazione l'azione sismica e i fenomeni dinamici che ne conseguono, si sceglie di verificare la struttura considerando una CD "B".

5.7 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO (NTC 2008 § 3.2.1)

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

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non

compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

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

Tabella 8: probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

La verifica della struttura viene effettuata nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) ed in quello dello Stato Limite di Danno (SLD).

5.8 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (NTC 2008 § 3.2.2)

La classificazione della categoria di sottosuolo è stata ricavata mediante una prova SCPTU spinta fino alla quota di 30m di profondità.

Come indicato nella Relazione Geotecnica a cura della Dott.ssa Geol. S. Paparella, in allegato, il terreno rientra nella Categoria D³.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 9: categorie di sottosuolo

L'edificio sorge a Ferrara, in zona pianeggiante, pertanto si sceglie la categoria topografica T1.

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

Tabella 10: categorie topografiche

5.9 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO (NTC 2008 § 3.2.3.1)

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

La componente verticale, secondo quanto riportato dalle NTC 2008 al paragrafo 7.2.1, deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi, elementi a mensola di luce superiore a 4m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

³ La $V_{s,30}$ ricavata dalle indagini SCPTU eseguite risulta pari a 178m/s < 180m/s.

Dal momento che il sito di costruzione appartiene alla Zona 3, secondo quanto riportato al suddetto paragrafo della norma, la componente verticale del sisma può essere trascurata.

Spettro di risposta elastico in accelerazione (NTC 2008 § 3.2.3.2)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008 § 3.2.3.2.1)

Secondo quanto riportato al Paragrafo 3.2.3.2.1 del D.M. 2008 quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(t) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(t) = a_g S \eta F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(t) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(t) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali $\xi \neq 5\%$ mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_c = C_c T_c^*$$

dove T_c^* è definito al § 3.2 dell'NTC 2008 e C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_c}{3}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Una volta scelta la categoria di sottosuolo è possibile determinare dalla tabella seguente, il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e il coefficiente C_c .

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 11: valori di S_s e C_c

Amplificazione topografica (NTC 2008 § 3.2.3.2.1)

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si ricava, entrando con la categoria topografica T_1 , il coefficiente di amplificazione topografica S_T dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 12: Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Di seguito si riportano gli spettri elastici utilizzati per l'analisi del fabbricato.

Spettri di risposta SLV

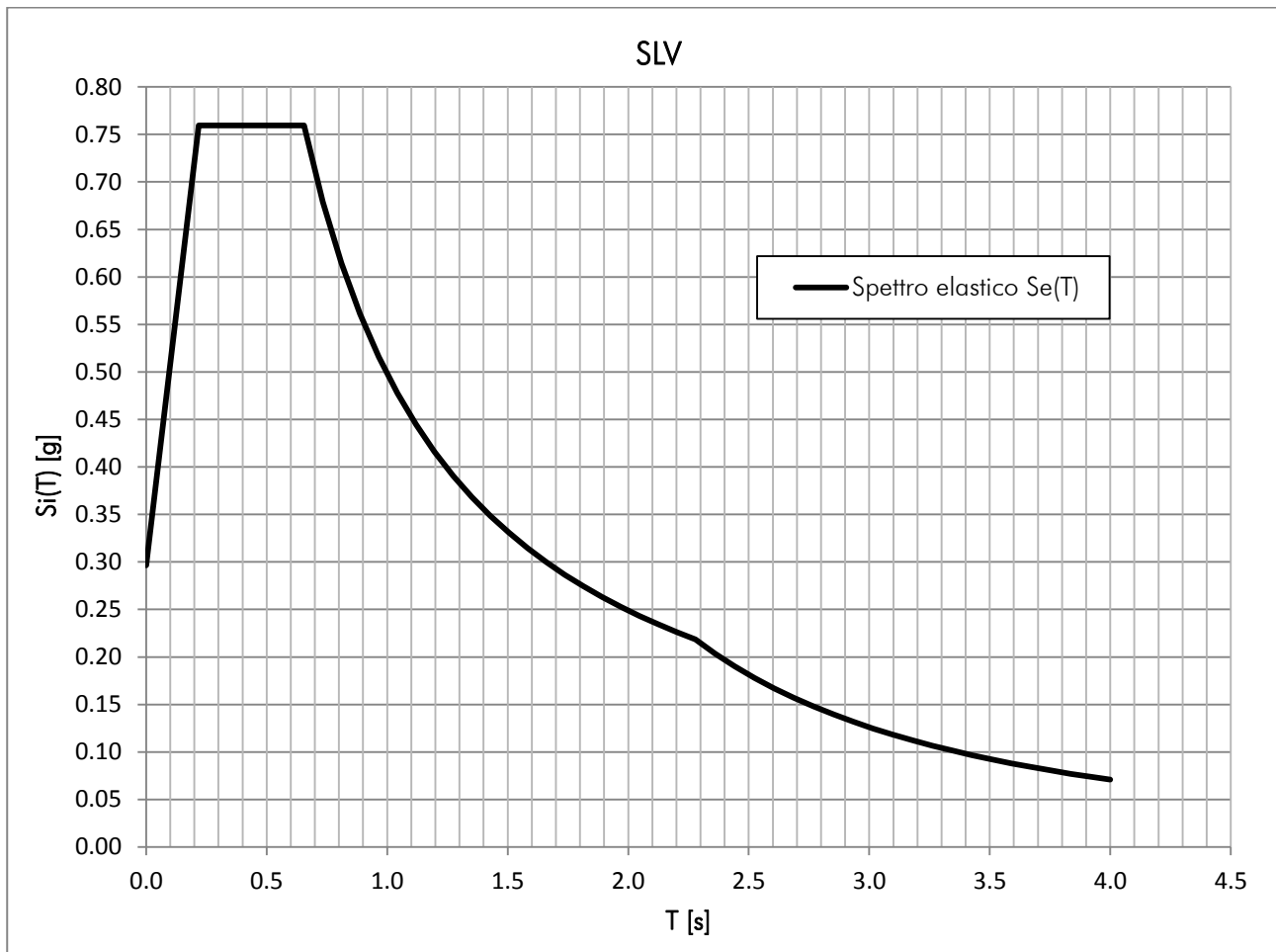


Figura 16: Spettro di risposta SLV

a_g	F_0	T_c^*
[g]	[-]	[s]
0.170	2.561	0.275
S_s	1.746	[-]
S_T	1.000	[-]
S	1.746	[-]
C_C	2.383	[-]
T_B	0.220	[s]
T_C	0.660	[s]
T_D	2.280	[s]
q	-	[-]

Tabella 13: Parametri spettro SLV.

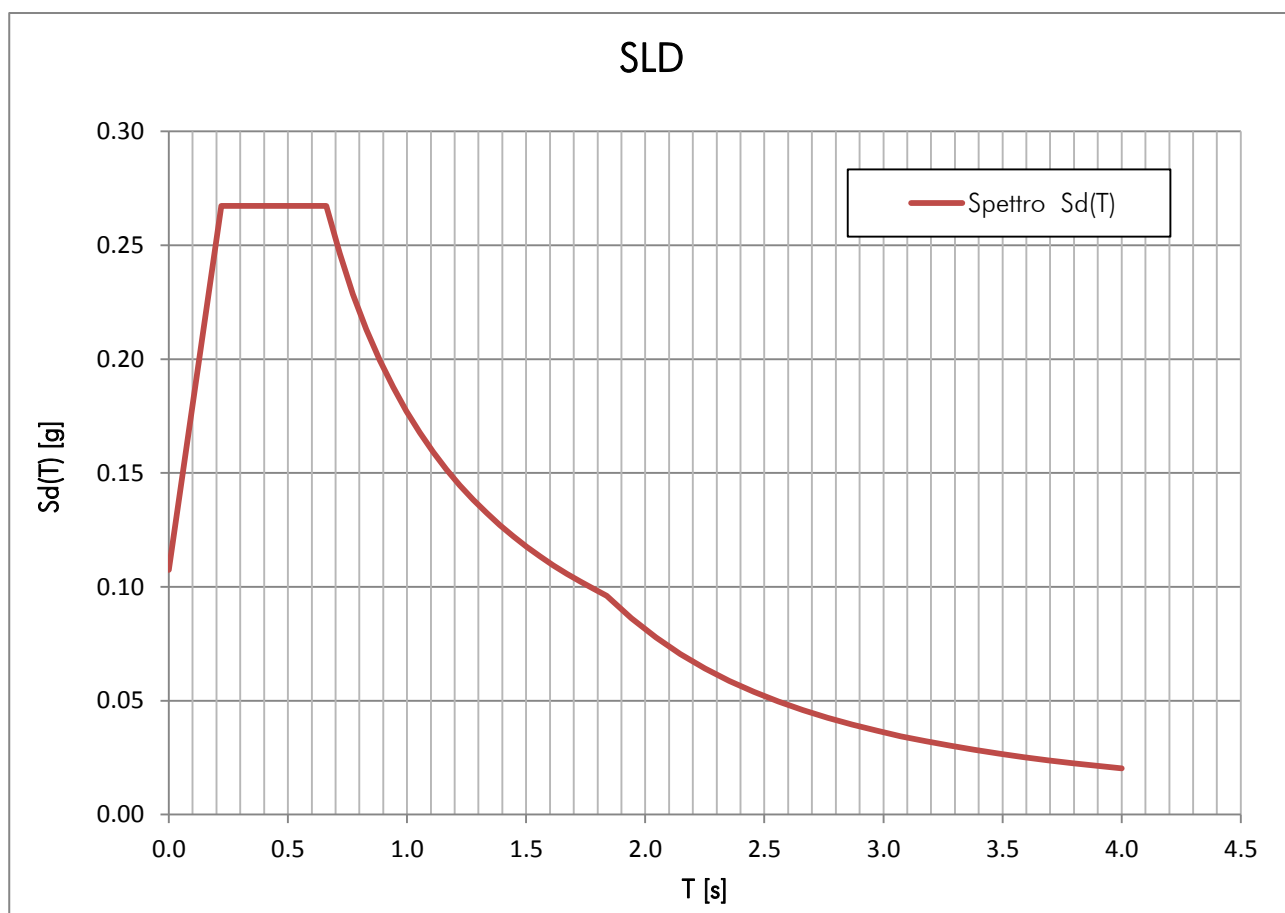


Figura 17: Spettro di risposta SLD.

a_g	F_0	T_c^*
[g]	-	[s]
0.060	2.489	0.280
S_s	1.800	[-]
S_T	1.000	[-]
S	1.800	[-]
C_C	2.364	[-]
T_B	0.220	[s]
T_C	0.660	[s]
T_D	1.840	[s]

Tabella 14: Parametri spettro SLD

6 COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2008 §2.5.3)

6.2 STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi si definisce la combinazione fondamentale:

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

dove:

G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P pretensione e precompressione;

Q_{ki} ($i = 1, 2, 3, \dots$) carichi variabili;

γ_{Gi} e γ_{Qi} ($i = 1, 2, 3, \dots$) coefficienti parziali di sicurezza, assunti pari a: $\gamma_{G1} = 1,3$; $\gamma_{G2} = 1,5$; $\gamma_{Qi} = 1,5$

ψ_{0i} ($i = 1, 2, 3, \dots$) sono i coefficienti di combinazione, assunti pari a:

coperture $\rightarrow \psi_{0i} = 0$

carico neve $\rightarrow \psi_{0i} = 0,5$

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 15: valori dei coefficienti di combinazione

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 16: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

6.3 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

L'analisi e verifica sismica del fabbricato, deve essere effettuata mediante la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, impiegata sia per gli Stati Limite Ultimi che per quelli di Esercizio:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_k valore caratteristico dei carichi permanenti;
- P_k valore caratteristico dell'azione di precompressione o pretensione;
- $\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$ coefficienti parziali di sicurezza pari ad 1;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} per le varie destinazioni d'uso possono essere desunti dalla Tab. 2.5.I dell'NTC 2008, e riportati nella seguente tabella:

Coefficienti ψ_{2i} per varie destinazioni d'uso	
Destinazione d'uso	ψ_{2i}
Categoria H – Coperture	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m)	0.0

Tabella 17

6.4 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO (NTC 2008 § 7.3.5)

Se la risposta della struttura viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc...) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$E = \pm E_x \pm 0,3E_y$$

$$E = \pm E_y \pm 0,3E_x$$

dove la componente verticale non è stata tenuta in considerazione.

7 ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA

Una struttura in muratura per poter rispondere all'azione sismica con un elemento unico scatolare e quindi esplicitare la resistenza dei pannelli murari nel proprio piano, deve in primis poter garantire che i maschi murari non collassino per fenomeni fuori dal piano. Tali fenomeni sono detti di primo modo, poiché si esplicano prima rispetto alla risposta dei maschi nel proprio piano e quest'ultima è subordinata alla resistenza degli elementi murari fuori dal piano.

Di seguito si riportano le verifiche strutturali nei confronti dei meccanismi di primo modo (ribaltamento/espulsione) dei maschi murari. In seguito verrà condotta una verifica globale del fabbricato, eseguendo una modellazione 3D della struttura in ambiente 3 Muri.

7.2 MECCANISMI DI PRIMO MODO

Il collasso dei pannelli murari per un'azione in direzione ortogonale può avvenire mediante diversi meccanismi di collasso, in funzione della tipologia di vincoli offerti dal solaio sommitale o dai pannelli ortogonali.

Nel caso delle pareti perimetrali, la presenza di un cordolo sommitale, Figura 18, connesso al solaio di copertura che presenta una soletta integrativa gettata in opera garantisce un vincolo sufficiente al ribaltamento semplice del pannello, costringendo quest'ultimo al fenomeno dell'espulsione fuori dal piano.

Per quanto riguarda i muri interni, che non sono caricati dal solaio e non presentano un sufficiente vincolo sommitale, il meccanismo ipotizzato è quello del ribaltamento.

Come da normativa è stato considerato un fattore q pari a 2 (C8A.4.2.3).

VERIFICA ESPULSIONE MASCHIO MURARIO PERIMETRALE

Si considera il pannello in muratura caricato dal solaio dello spessore di 25cm. Il carico agente su un metro lineare di parete è pari a 1580kg/m per quanto riguarda il solaio (in combinazione SLV) e 1680kg/m per quanto riguarda i pannelli di tamponamento dei padiglioni che si trovano in appoggio. Considerando per ipotesi la formazione della cerniera a metà altezza, alla quota di 1.25m, si ottiene un valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo pari a $\alpha_0 = 1.612$.

Considerando un equivalente sistema ad un grado di libertà si ricava l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, pari a $\alpha^*_0 = 1.194g$.

$$\frac{\alpha_g (P_{Vr}) \cdot S}{q} = 0.148g < \alpha^*_{0} \quad \text{La verifica è soddisfatta}$$


Si considera il pannello in muratura dello spessore di 25cm. Il carico agente su un metro lineare di parete è pari al solo peso proprio. Considerando il fenomeno del ribaltamento semplice della parete, si ottiene un valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo pari a $\alpha_0 = 1.064$.

Con riferimento allo SLV si ha:

$$\frac{a_g(P_{Vr}) \cdot S}{q} = 0.185g > a^*_0 \quad \text{La verifica NON è soddisfatta}$$

43

7.3 MECCANISMI DI SECONDO MODO – ANALISI GLOBALE

Lo studio della risposta globale del fabbricato al sisma di progetto viene eseguita mediante un modello tridimensionale della struttura, come indicato nelle NTC del 2008.

Si effettua **un'analisi statica non lineare del fabbricato (pushover)**, seguendo le modalità prescritte dalle NTC del 2008 al paragrafo 7.8.1.5. Per gli edifici in muratura il metodo prevede unicamente una verifica del comportamento globale del fabbricato e non le verifiche dei singoli elementi (pannelli murari resistenti) caricati nel proprio piano, sia allo stato limite di salvaguardia della vita che allo stato limite di danno.

Attraverso il programma a macroelementi "3MURI" si effettua un confronto tra la capacità di spostamento ultima della costruzione e la domanda di spostamento corrispondente al sisma di progetto secondo la modalità generale di analisi descritta al punto 7.3.4.1. delle NTC del 2008.

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza viene effettuata controllando il rapporto tra lo spostamento di domanda sismica e la capacità di spostamento della struttura individuata dal valore minimo tra lo spostamento corrispondente alla forza massima e quello corrispondente al raggiungimento del limite di spostamento di interpiano fissato dalla norma, che nella verifica allo SLV, qualora si esegua l'analisi non lineare, lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0.4% dell'altezza del pannello nel caso di rottura a taglio, e pari a 0.6% nel caso di rottura per pressoflessione.

In ogni caso, trattandosi di muratura ordinaria, la verifica si intende soddisfatta nel momento in cui il rapporto tra il taglio alla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema ottenuto dall'analisi non lineare, risultasse inferiore a 3.0.

La resistenza dei pannelli murari a pressoflessione ed a taglio nel proprio piano è calcolata secondo quanto indicato al capitolo 7.8.2.2 delle NTC del 2008.

In Figura 20 si riporta la vista 3D del modello, in condizioni di stato di fatto della struttura.

Dal modello 3D e dalle piante del fabbricato si può notare che la struttura ha uno sviluppo dei maschi murari prevalentemente in direzione X, con 2 pannelli murari per lato della lunghezza di

circa 20m, mentre nella direzione ortogonale Y appare evidente una carenza di elementi sismoresistenti.

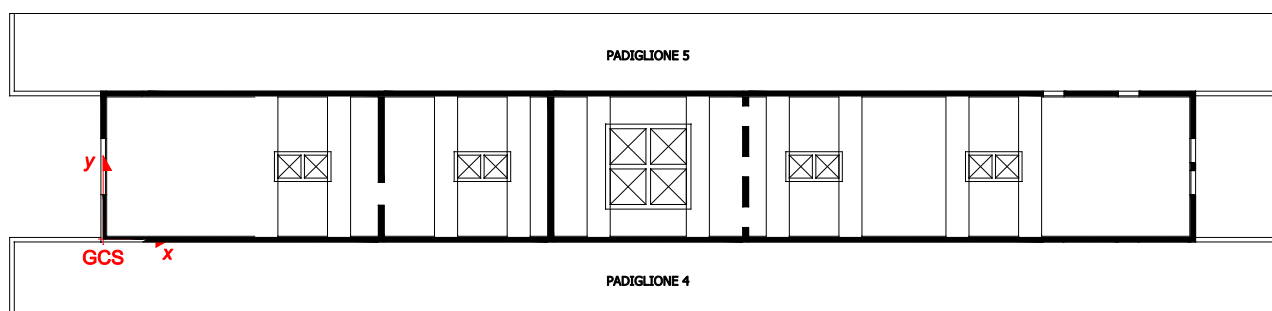


Figura 19: Sistema di riferimento globale adottato.

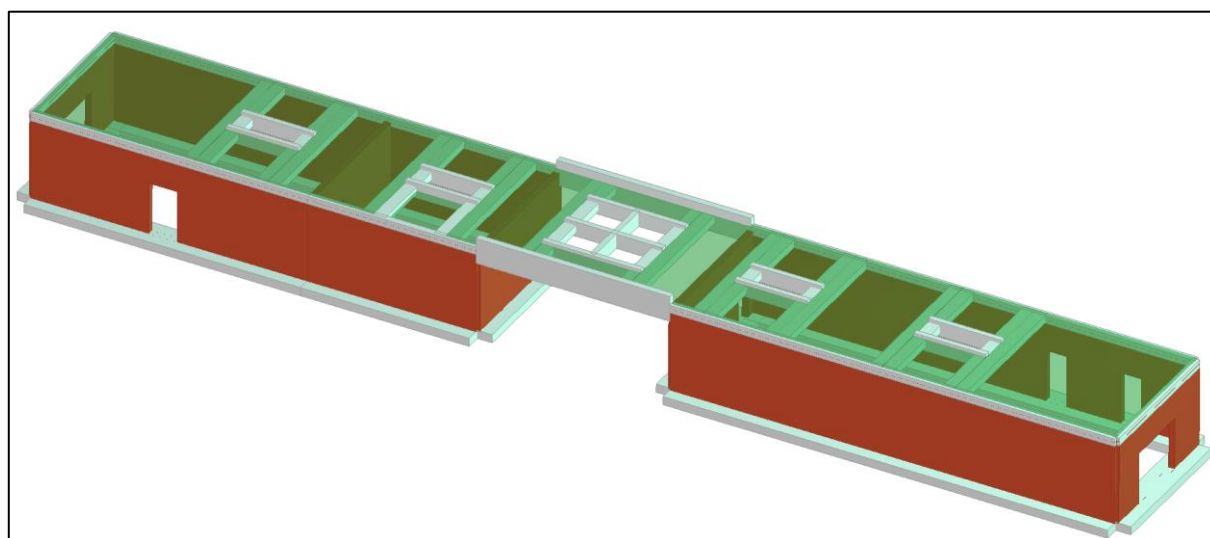


Figura 20: Vista 3D del modello globale del fabbricato.

In Figura 21 si riportano in forma tabellare i risultati dell'analisi pushover. Come si osserva i risultati più gravosi sono determinati dal sisma in direzione Y (direzione trasversale rispetto allo sviluppo del fabbricato) per il quale si ricava un fattore di sicurezza minimo in condizioni di **SLV del 54%**.

Come si osserva dalla Figura 22 che rappresenta lo stato dei pannelli murari in condizione di rottura relativamente alla combinazione 21, la crisi avviene per il raggiungimento della resistenza dei pannelli in direzione parallela al sisma, che si trovano alle estremità ed al centro del fabbricato.

In Figura 23 si riporta la curva spostamento-forza riferita sempre alla combinazione 21. Il salto che si osserva nella curva è dovuto alla rottura per pressoflessione dei maschi murari evidenziati in rosso in Figura 22. Dopo quel punto il fabbricato si sposta senza trovare alcun elemento resistente fino a raggiungere il limite di spostamento ammissibile imposto dalle NTC.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa SLV	Alfa SLD	Alfa SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	0,11	1,26	0,65	0,04	0,72	0,03	0,72	3,00	6,49	8,27
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	0,11	1,26	0,65	0,04	0,72	0,03	0,72	3,00	6,49	8,27
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	0,11	1,27	0,64	0,04	0,48	0,03	0,48	3,02	5,64	7,18
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	0,11	1,27	0,64	0,04	0,48	0,03	0,48	3,02	5,64	7,18
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	2,51	1,54	5,12	0,65	0,50	0,44	0,50	0,59	0,85	1,08
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	2,51	1,54	5,12	0,65	0,50	0,44	0,50	0,59	0,85	1,08
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	2,66	1,54	4,37	0,66	0,56	0,44	0,49	0,64	0,90	1,06
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	2,66	1,54	4,37	0,66	0,56	0,44	0,49	0,64	0,90	1,06
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	31,85	0,11	1,25	0,65	0,04	0,95	0,03	0,75	2,99	7,36	8,41
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-31,85	0,11	1,27	0,65	0,04	0,71	0,03	0,71	3,01	6,44	8,21
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	31,85	0,11	1,25	0,65	0,04	0,95	0,03	0,75	2,99	7,36	8,41
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-31,85	0,11	1,27	0,65	0,04	0,71	0,03	0,71	3,01	6,44	8,21
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	31,85	0,11	1,31	0,64	0,04	0,19	0,03	0,19	3,07	4,48	5,69
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-31,85	0,11	1,32	0,65	0,04	0,51	0,03	0,51	3,09	5,71	7,26
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	31,85	0,11	1,31	0,64	0,04	0,19	0,03	0,19	3,07	4,48	5,69
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-31,85	0,11	1,32	0,65	0,04	0,51	0,03	0,51	3,09	5,71	7,26
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	250,45	3,21	1,60	5,23	0,89	0,59	0,63	0,47	0,55	0,76	0,84
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-250,45	2,16	1,52	5,09	0,54	0,46	0,36	0,46	0,59	0,91	1,15
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	250,45	3,21	1,60	5,23	0,89	0,59	0,63	0,47	0,55	0,76	0,84
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-250,45	2,16	1,52	5,09	0,54	0,46	0,36	0,46	0,59	0,91	1,15
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	250,45	3,36	1,64	4,51	0,90	0,71	0,63	0,47	0,54	0,85	0,84
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-250,45	2,10	1,51	4,38	0,49	0,94	0,31	0,58	0,68	1,53	1,40
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	250,45	3,36	1,64	4,51	0,90	0,71	0,63	0,47	0,54	0,85	0,84
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-250,45	2,10	1,51	4,38	0,49	0,94	0,31	0,58	0,68	1,53	1,40

Legenda colori

☒ Verificato
☒ Non verificato
☒ Non converge a p.p.
☒ Analisi più gravosa

Figura 21: Risultati dell'analisi statica non lineare.

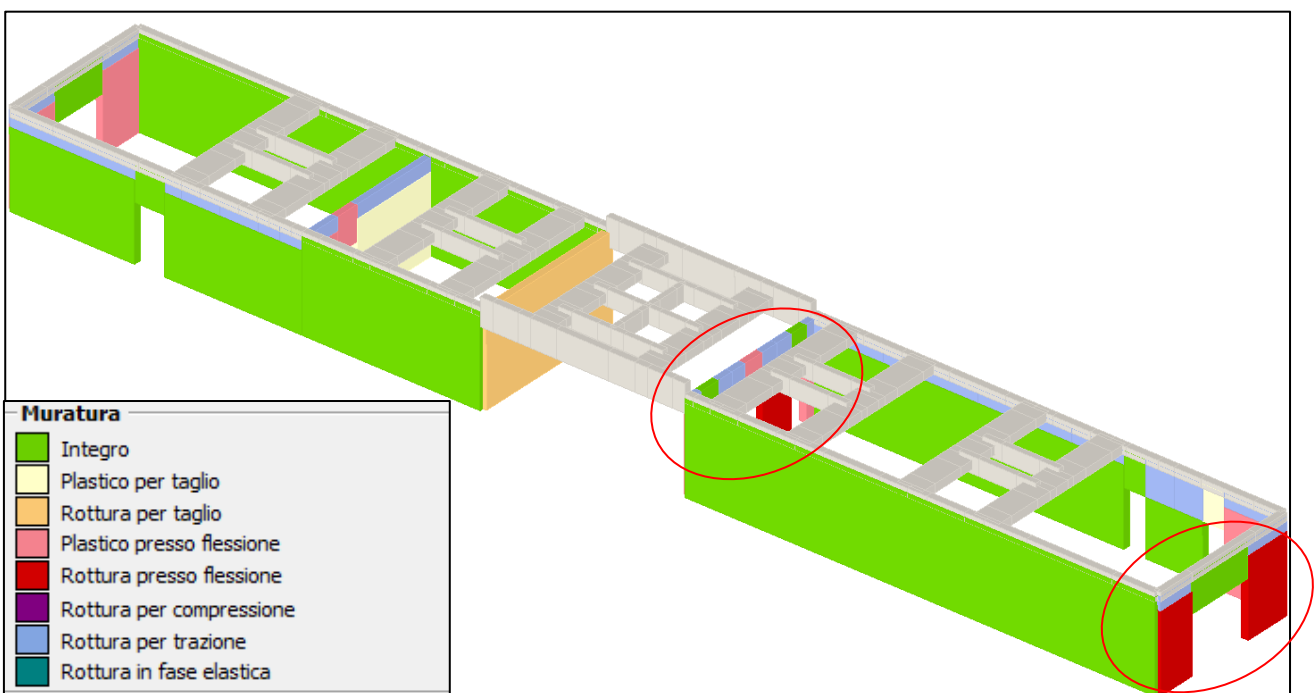


Figura 22: Vista del modello a rottura per la combinazione 21 (DY).

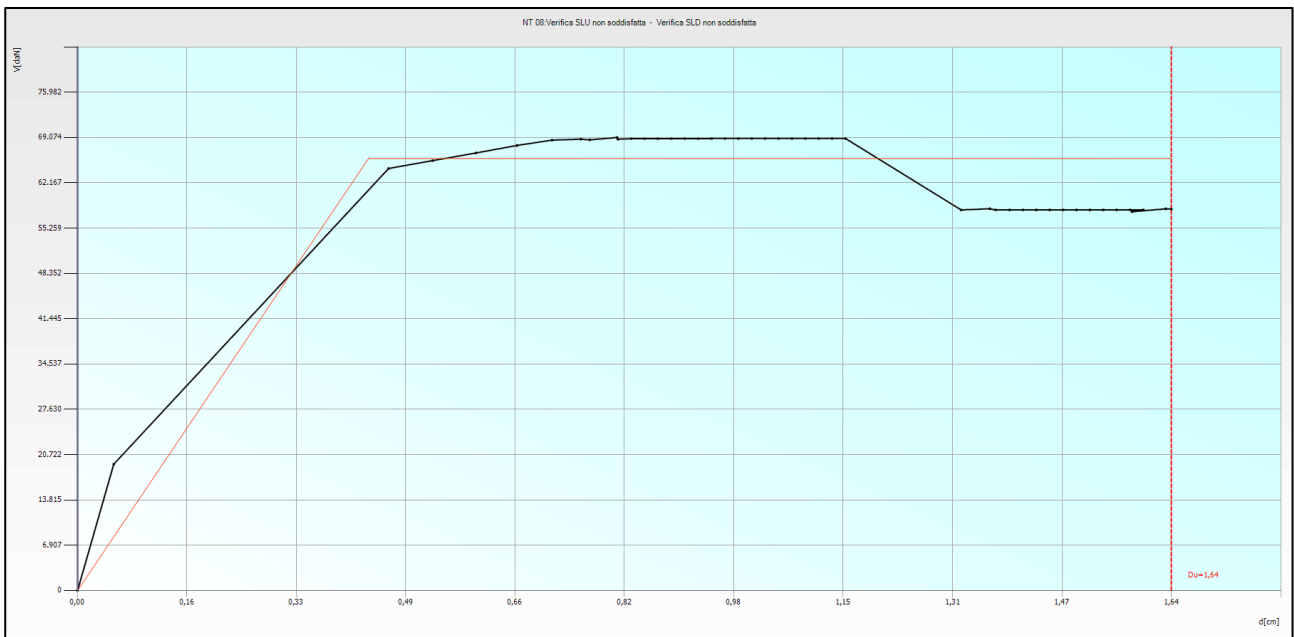


Figura 23: Curva spostamento-forza dell'analisi 21 (DY).

In Allegato A si riportano i tabulati di verifica del programma 3 MURI in forma esplicita.

Occorre evidenziare che la presente analisi non lineare è avvezza da alcuni limiti particolarmente significativi per la struttura in esame. Il fabbricato presenta uno sviluppo delle murature portanti con frequente presenza di aperture che riconducono l'analisi a singoli elementi di maschio ma soprattutto con sviluppo in pianta pari a circa 20m senza la presenza di alcun setto trasversale di ritegno. Tale limite e grave vulnerabilità non viene preso in esame dall'analisi non lineare che non è in gradi di evidenziare il reale comportamento del pannello murario fuori dal proprio piano ma esamina le strutture tramite il concetto di "telaio equivalente" supponendo comunque un comportamento scatolare dell'edificio che in tale caso reale non risulta presente.

Il valore perciò del fattore di sicurezza sopra esposto e riferito appunto all'analisi globale del fabbricato, risulta puramente indicativo e non del tutto rappresentativo.

8 CONSIDERAZIONE SULL'ANALISI SVOLTA

Si vuole precisare alcuni limiti della modellazione eseguita, indicando alcuni elementi di vulnerabilità del fabbricato che non possono venire colti da un'analisi mediante modellazione in ambiente "3MURI", il quale lavora per telai piani e dunque considera unicamente la resistenza dei pannelli murari nel proprio piano.

Osservando la distribuzione in pianta dei maschi murari, appare chiara una mancanza di paramenti resistenti in direzione trasversale allo sviluppo del fabbricato. A causa di ciò i muri longitudinali hanno una elevata luce libera di inflessione fuori dal piano, poiché non sono presenti setti trasversali con funzione di vincolo.

Tale debolezza del fabbricato è colta solo in minima parte dal programma, in quanto la carenza di superficie resistente fa sì che la crisi avvenga appunto per il sisma in direzione Y (trasversale) ma non considera e quindi sottovaluta lo sbandamento fuori dal piano di maschi murari che presentano una distanza notevole (circa 20m) fra setti trasversali di irrigidimento.

Si sottolinea come le attuali Norme Tecniche del 2008 impongano di realizzare struttura in muratura il quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali e che per rientrare nella casistica di costruzioni semplici si imponga un limite alla distanza fra due maschi murari successivi di 7m in entrambe le direzioni per muratura ordinaria.

Appaiono dunque evidenti alcune carenze normative del fabbricato particolarmente significative, non colte a pieno dalla modellazione strutturale.

9 RIASSUNTO CONCLUSIVO DELLE ANALISI SVOLTE

Le analisi sismiche effettuate sulla struttura in muratura in oggetto mostrano l'incapacità del fabbricato a rispondere all'azione sismica richiesta da normativa; il quale non arriva ad un coefficiente di sicurezza sismico pari al 60%. Si mostrano, in particolare, i livelli di sicurezza nei confronti dei meccanismi locali (ribaltamento/espulsione dei singoli maschi murari) e nei confronti del meccanismo globale.

MECCANISMI LOCALI	MECCANISMO GLOBALE
Minimo 26%	< 54%

Tabella 18: coefficienti di sicurezza

Pertanto il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere pari a $FS = 26\%$.

Secondo l'art. 3 comma 10 della legge n. 122 del 01.08.2012 il fabbricato dovrà essere adeguato sismicamente fino al raggiungimento del livello di sicurezza minimo pari al 60% entro 4 anni.



IL TECNICO:
Ing. Davide Grandis
COLLABORATORE:
Ing. Matteo Vincenzi

ALLEGATO A – TABULATI DI VERIFICA

Descrizione della struttura

La presente relazione ha per oggetto l'analisi delle strutture, le considerazioni di merito, i calcoli svolti per l'edificio sito in

Norme di riferimento

Sono stati recepiti, per le analisi di cui in seguito, i principi e le regole riportate nelle normative seguenti:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le Costruzioni"
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3431
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3362

Descrizione del modello

Materiali

Muratura

Nome	E [N/mm2]	G [N/mm2]	Peso specifico [kN/m3]	f _m [N/cm2]	T/f _{m0} [N/cm2]
Muratura_LC1	3.150,00	945,00	11	222,22	7,41

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm2]	G [N/mm2]	Peso specifico [kN/m3]	f _{cm} [N/mm2]	f _{ck} [N/mm2]
C25/30_Esistente	31.476,00	13.115,00	25	27,50	25,00

Acciaio armatura

Nome	E [N/mm2]	G [N/mm2]	Peso specifico [kN/m3]	f _{ym} [N/mm2]	f _{yk} [N/mm2]
B450	206.000,00	79.231,00	79	484,00	450,00

Elementi di struttura

Livello 1

Pannello murario

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
13	7	Muratura_LC1	-	370	370	25,0
19	10	Muratura_LC1	-	370	370	25,0
25	13	Muratura_LC1	-	370	370	25,0

Pannello + Cordolo C.A. (1)

N.	Parete	Materiale pannello	Rinforzo	Quota pannello [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota cordolo [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]
----	--------	-----------------------	----------	---------------------------	-----------------	------------------	---------------------------	----------------------	--------------------------	-------------------------	----------------------------

64	1	Muratura_LC1	-	370	370,0	25,0	C25/30_Esistente	B450	370	25,0	32,0
69	1	Muratura_LC1	-	370	370,0	25,0	C25/30_Esistente	B450	370	25,0	32,0
70	1	Muratura_LC1	-	370	370,0	25,0	C25/30_Esistente	B450	370	25,0	32,0
3	2	Muratura_LC1	-	370	370,0	25,0	C25/30_Esistente	B450	370	25,0	32,0
62	3	Muratura_LC1	-	370	370,0	25,0	C25/30_Esistente	B450	370	25,0	32,0
67	3	Muratura_LC1	-	370	370,0	25,0	C25/30_Esistente	B450	370	25,0	32,0
68	3	Muratura_LC1	-	370	370,0	25,0	C25/30_Esistente	B450	370	25,0	32,0
7	4	Muratura_LC1	-	370	370,0	25,0	C25/30_Esistente	B450	370	25,0	32,0

Pannello + Cordolo C.A. (2)

N.	Parete	Area [cm2]	J [cm4]	Af intrad. [cm2]	Af estrad. [cm2]	N. barre intrad.	N. barre Estrad.	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]	Porzione deformabile
64	1	800,00	68.266,66	6,03	6,03	3	3	3,0	20	1,57	0,50
69	1	800,00	68.266,66	6,03	6,03	3	3	3,0	20	1,57	0,50
70	1	800,00	68.266,66	6,03	6,03	3	3	3,0	20	1,57	0,50
3	2	800,00	68.266,66	6,03	6,03	3	3	3,0	20	1,57	0,50
62	3	800,00	68.266,66	6,03	6,03	3	3	3,0	20	1,57	0,50
67	3	800,00	68.266,66	6,03	6,03	3	3	3,0	20	1,57	0,50
68	3	800,00	68.266,66	6,03	6,03	3	3	3,0	20	1,57	0,50
7	4	800,00	68.266,66	6,03	6,03	3	3	3,0	20	1,57	0,50

Trave C.A. (1)

N.	Parete	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota I [cm]	Quota J [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]	J [cm4]
66	1	C25/30_Esistente	B450	370	370	25,0	110,0	2.772.916,75
61	3	C25/30_Esistente	B450	370	370	25,0	110,0	2.772.916,75
9	5	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
11	6	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
15	8	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
17	9	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
21	11	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
23	12	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
27	14	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
29	15	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
31	16	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
33	17	C25/30_Esistente	B450	370	370	100,0	32,0	273.066,66
35	18	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
37	19	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
39	20	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
41	21	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
43	22	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
45	23	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00

47	24	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
49	25	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
51	26	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
53	27	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
55	28	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00
57	29	C25/30_Esistente	B450	370	370	20,0	63,0	416.745,00

Catena Trave C.A. (2)

N.	Parete	Af intradosso [cm2]	Af estradosso [cm2]	N. barre intradosso	N. barre estradosso	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]
66	1	18,85	12,06	6	6	3,0	20	1,57
61	3	18,85	12,06	6	6	3,0	20	1,57
9	5	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
11	6	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
15	8	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
17	9	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
21	11	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
23	12	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
27	14	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
29	15	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
31	16	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
33	17	14,07	8,04	7	4	3,0	20	2,01
35	18	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
37	19	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
39	20	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
41	21	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
43	22	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
45	23	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
47	24	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
49	25	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
51	26	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
53	27	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
55	28	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01
57	29	3,39	3,39	3	3	3,0	30	1,01

Solaio

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm2]	Ex [N/mm2]	Ey [N/mm2]	Scarico masse	Tipo
1	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
2	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
3	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
4	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
5	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
6	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
7	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
8	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
9	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
10	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
11	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido

12	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
13	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
14	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
15	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido
16	370	-	-	-	-	Monodirezionale	Impalcato rigido

Geometria del modello

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

Telaio equivalente

Parete : 1

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
1	-232	-35	0	0
9	476	-35	0	0
13	791	-35	0	0
17	974	-35	0	0
21	1.255	-35	0	0
25	1.570	-35	0	0
29	1.709	-35	0	0
37	2.554	-35	0	0
41	2.693	-35	0	0
45	3.008	-35	0	0
49	3.472	-35	0	0
53	3.787	-35	0	0
3	4.492	-35	0	0
2	-232	-35	370	1
10	476	-35	370	1
14	791	-35	370	1
18	974	-35	370	1

22	1.255	-35	370	1
26	1.570	-35	370	1
30	1.709	-35	370	1
33	1.916	-35	370	1
35	2.346	-35	370	1
38	2.554	-35	370	1
42	2.693	-35	370	1
46	3.008	-35	370	1
50	3.472	-35	370	1
54	3.787	-35	370	1
4	4.492	-35	370	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
4	Muratura_LC1	-	25,0	515,0	316,3	258	158	1	2
5	Muratura_LC1	-	25,0	565,5	316,3	923	158	13	14
2	Muratura_LC1	-	25,0	735,0	370,0	1.573	185	21	22
3	Muratura_LC1	-	25,0	1.938,0	370,0	3.755	185	49	50

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
1	Muratura_LC1	-	25,0	125,0	140,0	578	300	2	10

Parete : 2

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
3	4.492	-35	0	0
5	4.492	602	0	0
4	4.492	-35	370	1
6	4.492	602	370	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
7	Muratura_LC1	-	25,0	156,2	316,3	78	158	3	4
8	Muratura_LC1	-	25,0	195,8	316,3	539	158	5	6

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
6	Muratura_LC1	-	25,0	285,0	140,0	299	300	4	6

Parete : 3

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
7	-232	602	0	0

11	476	602	0	0
15	791	602	0	0
19	974	602	0	0
23	1.255	602	0	0
27	1.570	602	0	0
31	1.709	602	0	0
39	2.554	602	0	0
43	2.693	602	0	0
47	3.008	602	0	0
51	3.472	602	0	0
55	3.787	602	0	0
5	4.492	602	0	0
8	-232	602	370	1
12	476	602	370	1
16	791	602	370	1
20	974	602	370	1
24	1.255	602	370	1
28	1.570	602	370	1
32	1.709	602	370	1
34	1.916	602	370	1
36	2.346	602	370	1
40	2.554	602	370	1
44	2.693	602	370	1
48	3.008	602	370	1
52	3.472	602	370	1
56	3.787	602	370	1
6	4.492	602	370	1

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
82	4.284	0	0
83	4.284	370	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
14	Muratura_LC1	-	25,0	235,0	230,0	4.284	115	82	83
13	Muratura_LC1	-	25,0	1.290,5	316,3	3.431	158	47	48
15	Muratura_LC1	-	25,0	232,5	316,3	4.607	158	5	6
11	Muratura_LC1	-	25,0	1.205,5	370,0	603	185	11	12
12	Muratura_LC1	-	25,0	735,0	370,0	1.573	185	23	24

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
9	Muratura_LC1	-	25,0	90,0	140,0	4.121	300	56	83
10	Muratura_LC1	-	25,0	90,0	140,0	4.446	300	83	6

Parete : 4

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
1	-232	-35	0	0
7	-232	602	0	0
2	-232	-35	370	1
8	-232	602	370	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
17	Muratura_LC1	-	25,0	196,0	316,3	98	158	1	2
18	Muratura_LC1	-	25,0	196,0	316,3	539	158	7	8

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
16	Muratura_LC1	-	25,0	245,0	140,0	319	300	2	8

Parete : 5

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
9	476	-35	0	0
11	476	602	0	0
10	476	-35	370	1
57	476	225	370	1
59	476	342	370	1
12	476	602	370	1

Parete : 6

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
13	791	-35	0	0
15	791	602	0	0
14	791	-35	370	1
58	791	225	370	1
60	791	342	370	1
16	791	602	370	1

Parete : 7

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
17	974	-35	0	0
19	974	602	0	0
18	974	-35	370	1
20	974	602	370	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
20	Muratura_LC1	-	25,0	150,0	316,3	75	158	17	18
21	Muratura_LC1	-	25,0	387,0	316,3	444	158	19	20

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
19	Muratura_LC1	-	25,0	100,0	140,0	200	300	18	20

Parete : 8

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
21	1.255	-35	0	0
23	1.255	602	0	0
22	1.255	-35	370	1
61	1.255	225	370	1
63	1.255	342	370	1
24	1.255	602	370	1

Parete : 9

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
25	1.570	-35	0	0
27	1.570	602	0	0
26	1.570	-35	370	1
62	1.570	225	370	1
64	1.570	342	370	1
28	1.570	602	370	1

Parete : 10

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
29	1.709	-35	0	0
31	1.709	602	0	0
30	1.709	-35	370	1
32	1.709	602	370	1

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
84	319	0	0
85	319	370	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore	Base	Altezza	Baricentro X	Baricentro Z	Nodo	Nodo
----	-----------	----------	----------	------	---------	--------------	--------------	------	------

			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	sopra	sotto
22	Muratura_LC1	-	25,0	637,0	370,0	319	185	84	85

Parete : 11

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
33	1.916	-35	370	1
67	1.916	105	370	1
69	1.916	284	370	1
65	1.916	462	370	1
34	1.916	602	370	1

Parete : 12

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
35	2.346	-35	370	1
68	2.346	105	370	1
70	2.346	284	370	1
66	2.346	462	370	1
36	2.346	602	370	1

Parete : 13

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
37	2.554	-35	0	0
39	2.554	602	0	0
38	2.554	-35	370	1
40	2.554	602	370	1

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
86	209	0	0
88	436	0	0
87	209	370	1
89	436	370	1

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
27	Muratura_LC1	-	25,0	130,0	230,0	209	115	86	87
28	Muratura_LC1	-	25,0	144,1	230,0	436	115	88	89
26	Muratura_LC1	-	25,0	53,5	316,3	27	158	37	38
29	Muratura_LC1	-	25,0	53,4	316,3	610	158	39	40

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore	Base	Altezza	Baricentro X	Baricentro Z	Nodo	Nodo
----	-----------	----------	----------	------	---------	--------------	--------------	------	------

			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	sinistro	destro
23	Muratura_LC1	-	25,0	90,0	140,0	99	300	38	87
24	Muratura_LC1	-	25,0	90,0	140,0	319	300	87	89
25	Muratura_LC1	-	25,0	76,0	140,0	546	300	89	40

Parete : 14

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
41	2.693	-35	0	0
43	2.693	602	0	0
42	2.693	-35	370	1
74	2.693	225	370	1
76	2.693	342	370	1
44	2.693	602	370	1

Parete : 15

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
45	3.008	-35	0	0
47	3.008	602	0	0
46	3.008	-35	370	1
75	3.008	225	370	1
77	3.008	342	370	1
48	3.008	602	370	1

Parete : 16

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
49	3.472	-35	0	0
51	3.472	602	0	0
50	3.472	-35	370	1
80	3.472	225	370	1
78	3.472	342	370	1
52	3.472	602	370	1

Parete : 17

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
53	3.787	-35	0	0
55	3.787	602	0	0
54	3.787	-35	370	1
81	3.787	225	370	1
79	3.787	342	370	1
56	3.787	602	370	1

Parete : 18

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
57	476	225	370	1
58	791	225	370	1

Parete : 19

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
59	476	342	370	1
60	791	342	370	1

Parete : 20

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
61	1.255	225	370	1
62	1.570	225	370	1

Parete : 21

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
63	1.255	342	370	1
64	1.570	342	370	1

Parete : 22

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
65	1.916	462	370	1
72	2.131	462	370	1
66	2.346	462	370	1

Parete : 23

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
67	1.916	105	370	1
71	2.131	105	370	1
68	2.346	105	370	1

Parete : 24

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
69	1.916	284	370	1
73	2.131	284	370	1
70	2.346	284	370	1

Parete : 25

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
71	2.131	105	370	1
73	2.131	284	370	1
72	2.131	462	370	1

Parete : 26

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
74	2.693	225	370	1
75	3.008	225	370	1

Parete : 27

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
76	2.693	342	370	1
77	3.008	342	370	1

Parete : 28

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
78	3.472	342	370	1
79	3.787	342	370	1

Parete : 29

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
80	3.472	225	370	1
81	3.787	225	370	1

(*) Elementi di copertura

Carichi

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni [Norme Tecniche 2008 p.3.2.4].

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

γ_{2i} coefficiente di combinazione;
 Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile;

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \gamma_{2i} Q_{Ki}$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2008 Tabella 2.5.1].

Si assume nella tabella seguente $G_k = G_1 + G_2$

N. Carico	Livello	Tipo	Gk [daN/m2]	Gk agg. [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Ψ_2
1	1	Lineare [daN/m]	1	1.680	0	0,30
2	1	Lineare [daN/m]	1	1.680	0	0,30

N. Solaio	Gk [daN/m2]	Gk agg. [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Ψ_2
1	400	100	80	0,00
2	400	100	80	0,00
3	400	100	80	0,00
4	400	100	80	0,00
5	400	100	80	0,00
6	400	100	80	0,00
7	400	100	80	0,00
8	400	100	80	0,00
9	400	100	80	0,00
10	400	100	80	0,00
11	400	100	80	0,00
12	400	100	80	0,00
13	400	100	80	0,00
14	400	100	80	0,00
15	400	100	80	0,00
16	400	100	80	0,00

Analisi incrementale a collasso (push-over)

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare.

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Secondo le prescrizioni da normativa [D.M. 14 gennaio 2008 p. 7.3.4.1.], le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa .

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.

Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Masse	0,0	1	2
2	+X	1° modo	0,0	1	2
3	-X	Masse	0,0	1	2
4	-X	1° modo	0,0	1	2
5	+Y	Masse	0,0	1	2
6	+Y	1° modo	0,0	1	2
7	-Y	Masse	0,0	1	2
8	-Y	1° modo	0,0	1	2
9	+X	Masse	31,9	1	2
10	+X	Masse	-31,9	1	2
11	+X	1° modo	31,9	1	2
12	+X	1° modo	-31,9	1	2
13	-X	Masse	31,9	1	2
14	-X	Masse	-31,9	1	2
15	-X	1° modo	31,9	1	2
16	-X	1° modo	-31,9	1	2
17	+Y	Masse	250,4	1	2
18	+Y	Masse	-250,4	1	2
19	+Y	1° modo	250,4	1	2
20	+Y	1° modo	-250,4	1	2
21	-Y	Masse	250,4	1	2
22	-Y	Masse	-250,4	1	2
23	-Y	1° modo	250,4	1	2
24	-Y	1° modo	-250,4	1	2

Spettro da normativa

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche 14 gennaio 2008 .

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

- ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T*C: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato(TR), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

Lo spettro sismico dipende anche dalla "Classe del suolo" e dalla "categoria topografica" (vedere tabella).

	SLV	SLD	SLO
Ag	1,53	0,55	0,43

	SLV	SLD	SLO
Ss	1,80	1,80	1,80

F0	2,57	2,48	2,52
Tc*	0,28	0,28	0,27
Tr	712,00	75,00	45,00

Tb	0,22	0,22	0,22
Tc	0,66	0,66	0,65
Td	2,23	1,82	1,78

Risultati

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite Ultimo (SLV):

$$D_{\max} \leq D_u$$

D_{max}: Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u: Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

$$q^* < 3$$

q*: rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{\max}^{SLD} \leq D_d$$

D_{\max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_d: Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{\max}^{SLO} \leq D_o$$

D_{\max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D_o: Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.002).

O.P.C.M. 3362 dell' 8 luglio 2004:

Questa normativa prescrive il calcolo degli indicatori di rischio.

Il parametro (alpha)u e' considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro (alpha)e un indicatore del rischio di inagibilita' dell'opera.

Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

PGADS :accelerazione stimata di danno severo

PGADL :accelerazione stimata di danno lieve

(alpha)u= PGADS/ PGA

(alpha)e= PGADL/ PGA

Dettaglio verifiche

SLV								SLD				SLO			
N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa SLU	Alfa SLD
1	+X	Masse	0,0	0,11	1,26	0,65	Si	0,04	0,72	Si	0,03	0,72	Si	3,00	6,49
2	+X	1° modo	0,0	0,11	1,26	0,65	Si	0,04	0,72	Si	0,03	0,72	Si	3,00	6,49
3	-X	Masse	0,0	0,11	1,27	0,64	Si	0,04	0,48	Si	0,03	0,48	Si	3,02	5,64
4	-X	1° modo	0,0	0,11	1,27	0,64	Si	0,04	0,48	Si	0,03	0,48	Si	3,02	5,64
5	+Y	Masse	0,0	2,51	1,54	5,12	No	0,65	0,50	No	0,44	0,50	No	0,59	0,85
6	+Y	1° modo	0,0	2,51	1,54	5,12	No	0,65	0,50	No	0,44	0,50	No	0,59	0,85
7	-Y	Masse	0,0	2,66	1,54	4,37	No	0,66	0,56	No	0,44	0,49	No	0,64	0,90
8	-Y	1° modo	0,0	2,66	1,54	4,37	No	0,66	0,56	No	0,44	0,49	No	0,64	0,90
9	+X	Masse	31,9	0,11	1,25	0,65	Si	0,04	0,95	Si	0,03	0,75	Si	2,99	7,36
10	+X	Masse	-31,9	0,11	1,27	0,65	Si	0,04	0,71	Si	0,03	0,71	Si	3,01	6,44
11	+X	1° modo	31,9	0,11	1,25	0,65	Si	0,04	0,95	Si	0,03	0,75	Si	2,99	7,36
12	+X	1° modo	-31,9	0,11	1,27	0,65	Si	0,04	0,71	Si	0,03	0,71	Si	3,01	6,44
13	-X	Masse	31,9	0,11	1,31	0,64	Si	0,04	0,19	Si	0,03	0,19	Si	3,07	4,48
14	-X	Masse	-31,9	0,11	1,32	0,65	Si	0,04	0,51	Si	0,03	0,51	Si	3,09	5,71
15	-X	1° modo	31,9	0,11	1,31	0,64	Si	0,04	0,19	Si	0,03	0,19	Si	3,07	4,48
16	-X	1° modo	-31,9	0,11	1,32	0,65	Si	0,04	0,51	Si	0,03	0,51	Si	3,09	5,71
17	+Y	Masse	250,4	3,21	1,60	5,23	No	0,89	0,59	No	0,63	0,47	No	0,55	0,76
18	+Y	Masse	-250,4	2,16	1,52	5,09	No	0,54	0,46	No	0,36	0,46	No	0,59	0,91
19	+Y	1° modo	250,4	3,21	1,60	5,23	No	0,89	0,59	No	0,63	0,47	No	0,55	0,76
20	+Y	1° modo	-250,4	2,16	1,52	5,09	No	0,54	0,46	No	0,36	0,46	No	0,59	0,91
21	-Y	Masse	250,4	3,36	1,64	4,51	No	0,90	0,71	No	0,63	0,47	No	0,54	0,85
22	-Y	Masse	-250,4	2,10	1,51	4,38	No	0,49	0,94	No	0,31	0,58	No	0,68	1,53
23	-Y	1° modo	250,4	3,36	1,64	4,51	No	0,90	0,71	No	0,63	0,47	No	0,54	0,85
24	-Y	1° modo	-250,4	2,10	1,51	4,38	No	0,49	0,94	No	0,31	0,58	No	0,68	1,53