

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 5-6

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_Collegamento56



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 Calcestruzzo (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 §11.2)	19
3.2.2 Acciaio per cemento armato (CIRCOLARE §C8.7.2 e NTC 2008 § 4.1.2.1.1.3)	20
4 AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	23
4.2 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI (NTC 2008 § 3.1.2)	23
4.3 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 § 3.4)	23
5 AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 3.2)	25
5.1 REGOLARITA' (NTC 2008 § 7.2.2)	25
5.2 VITA NOMINALE (NTC 2008 § 2.4.1).....	27
5.3 CLASSE D'USO (NTC 2008 § 2.4.2).....	27
5.4 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA (NTC 2008 § 2.4.3)	28
5.5 CRITERI DI PROGETTAZIONE (NTC 2008 § 7.2.1)	28
5.6 TIPOLOGIA STRUTTURALE (NTC 2008 § 7.4.3.1 e § 7.4.3.2)	29
5.7 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO (NTC 2008 § 3.2.1)	30
5.8 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (NTC 2008 § 3.2.2).....	31
5.9 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO (NTC 2008 § 3.2.3.1).....	32
6 COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2008 §2.5.3).....	38
6.1 STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	38
6.2 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI.....	39
6.3 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO (NTC 2008 § 7.3.5)	40
7 MODELLAZIONE DEL FABBRICATO.....	41
8 ANALISI DINAMICA LINEARE (NTC 2008 §7.3.3.1).....	43
8.1 DETERMINAZIONE DEI MODI PRINCIPALI DI VIBRARE	44

9	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	45
9.1	VERIFICA DEI SETTI	45
9.1.1	Verifica a pressoflessione	45
9.1.2	Verifica a taglio.....	49
9.2	VERIFICA DEI PILASTRI	51
10	RIASSUNTO CONCLUSIVO DELLE ANALISI SVOLTE	53

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."

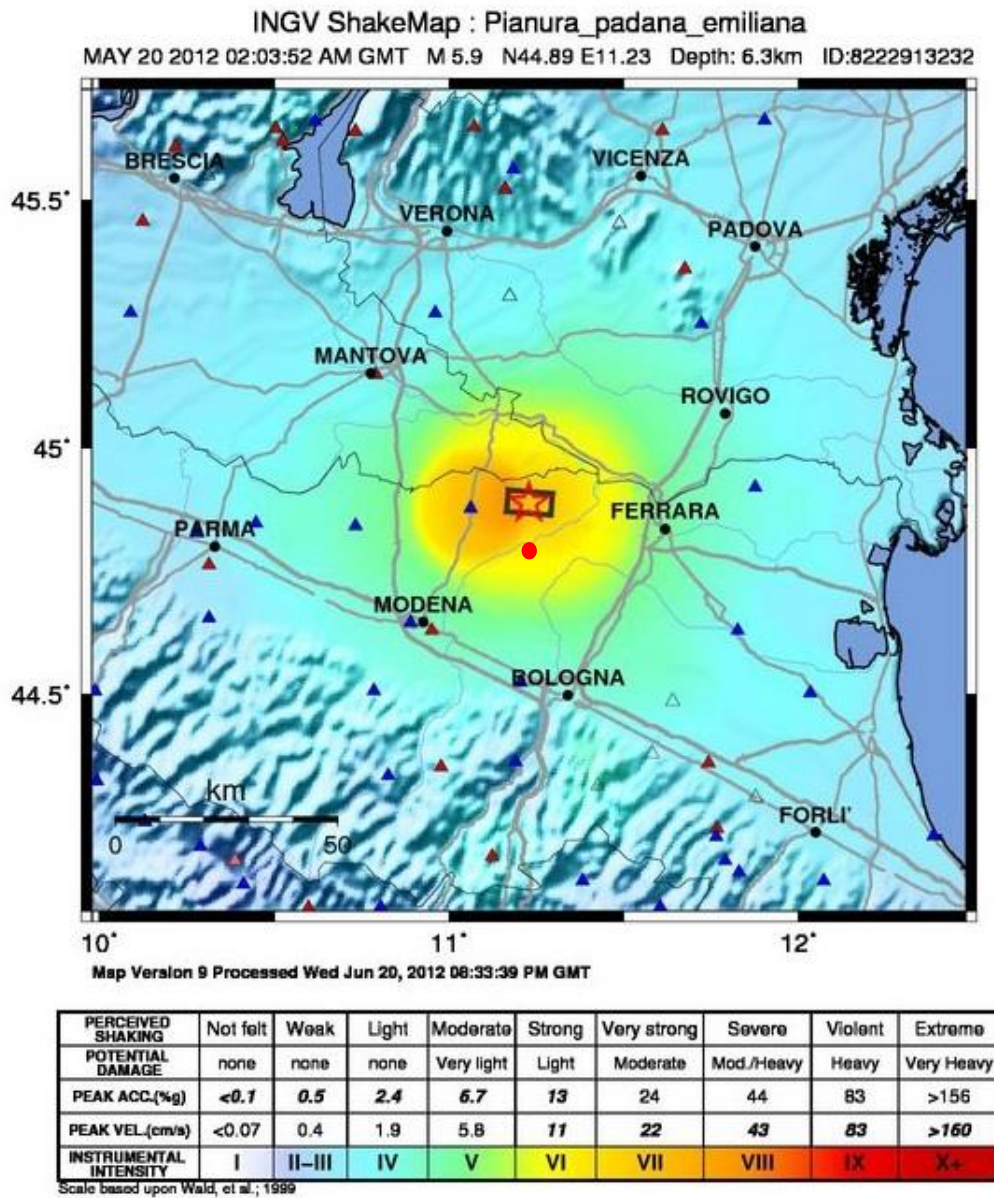


Figura 1: Mappa di scuotimento relativa all'evento sismico del 20/05/2012. Il punto rosso rappresenta il sito in oggetto.

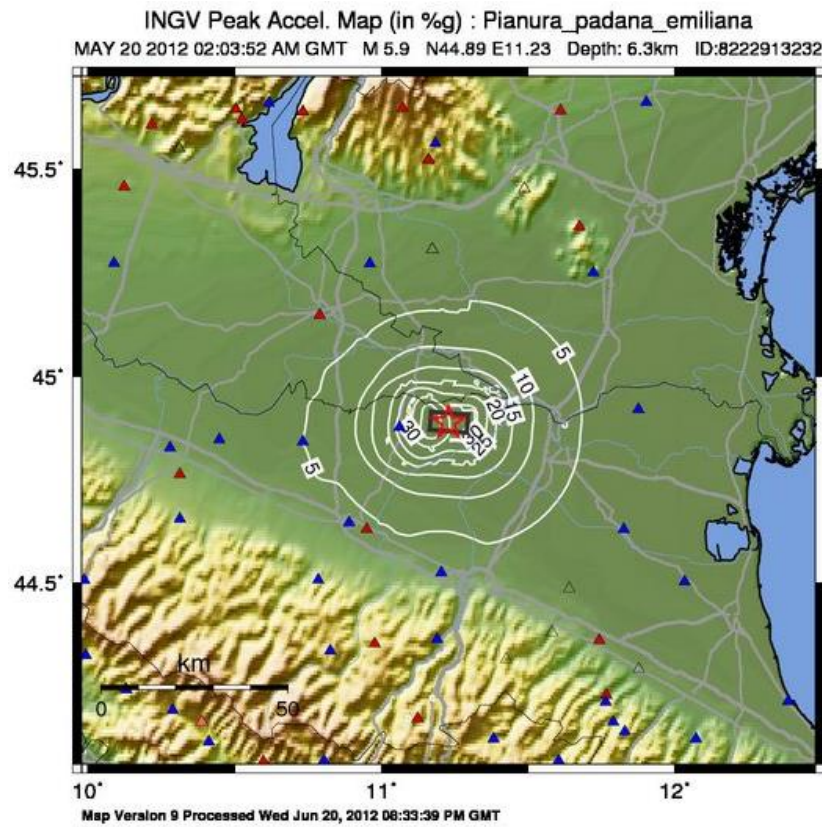


Figura 2: Mappa di PGA (Peak Ground Acceleration) relativa all'evento sismico del 20/05/2012.

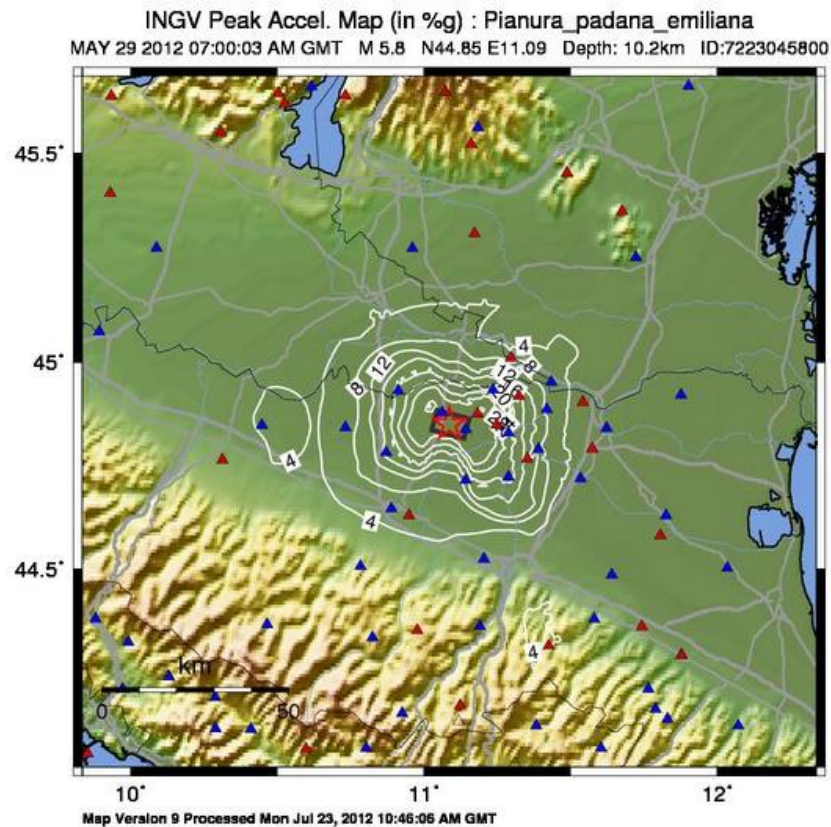


Figura 3: Mappa di PGA (Peak Ground Acceleration) relativa all'evento sismico del 29/05/2012.

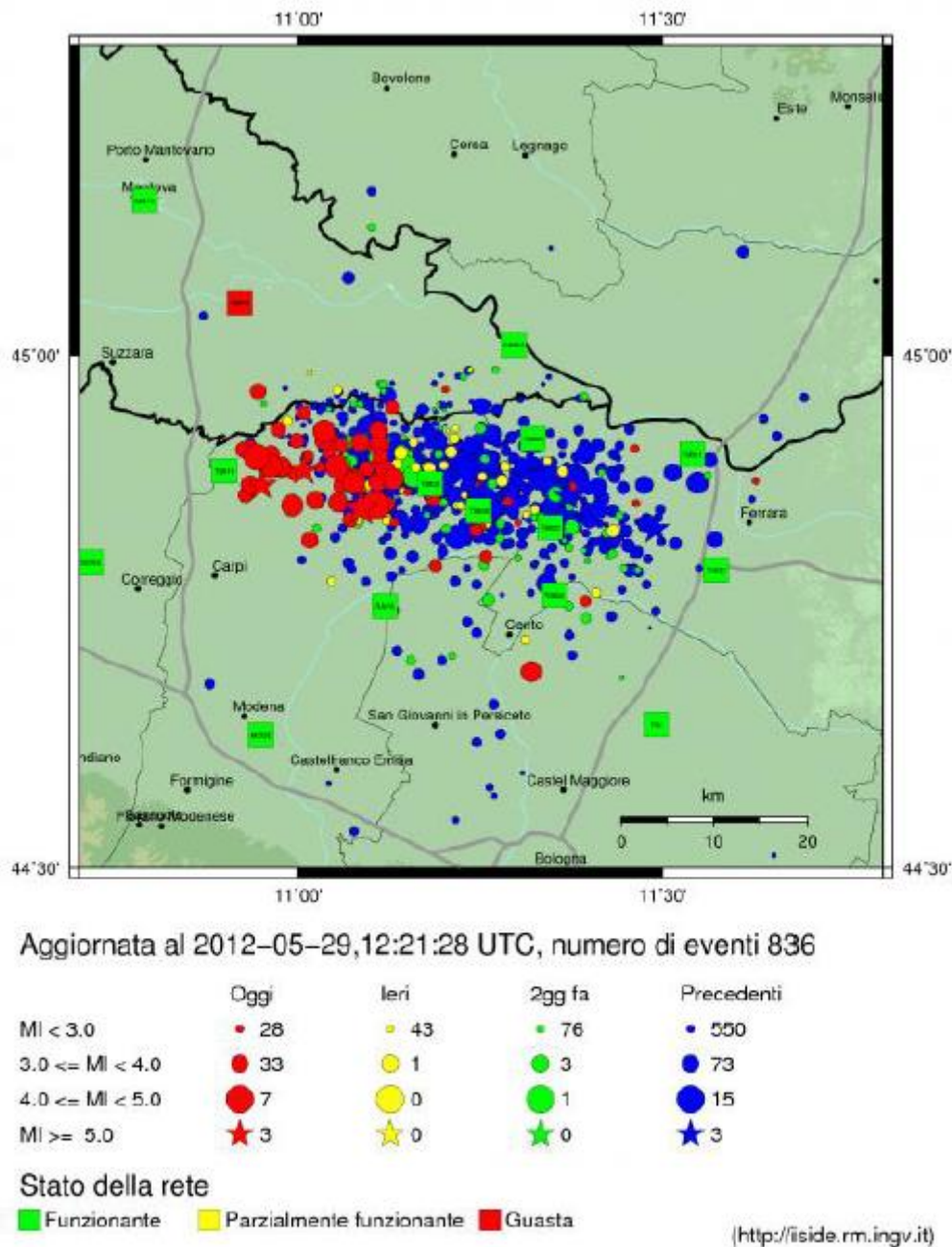


Figura 4: Mapa epicentrale per la sequenza sismica in Emilia dal 16/05/2012 al 29/05/2012

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.

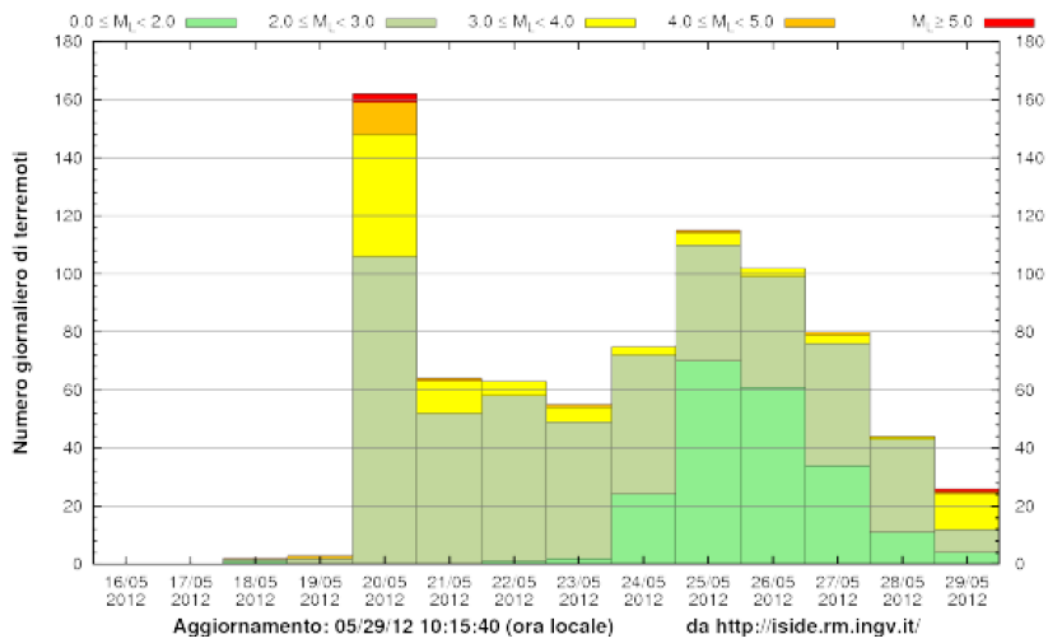


Figura 5: eventi sismici dal 16.05.2012 al 29.05.2012

Map of recorded PGA (g) - RAN

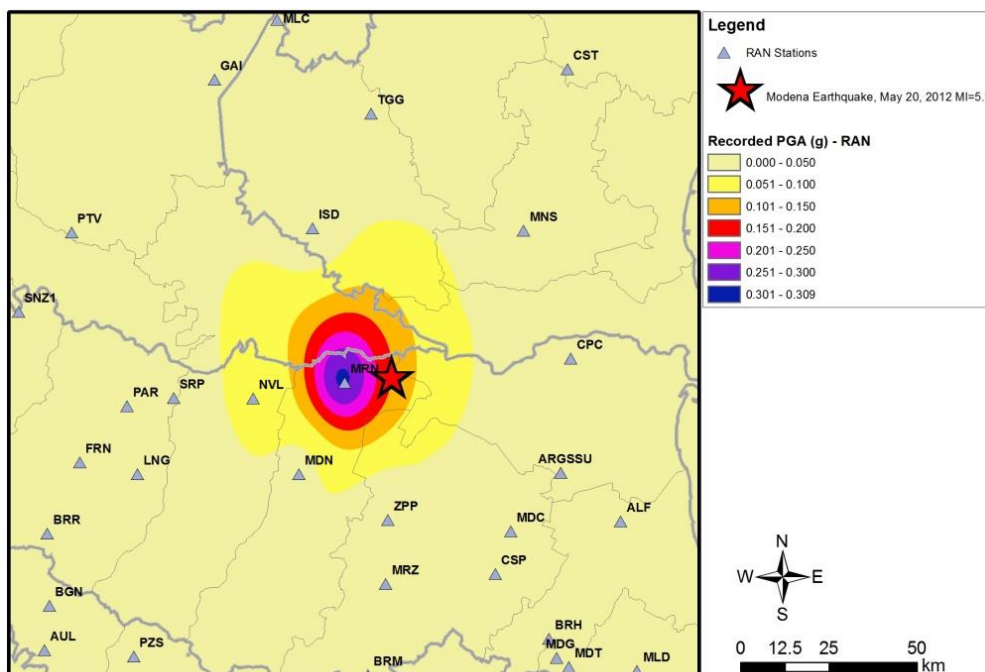


Figura 6: Mappa di scuotimento dell'evento sismico del 20/05/2012 (Eucentre).

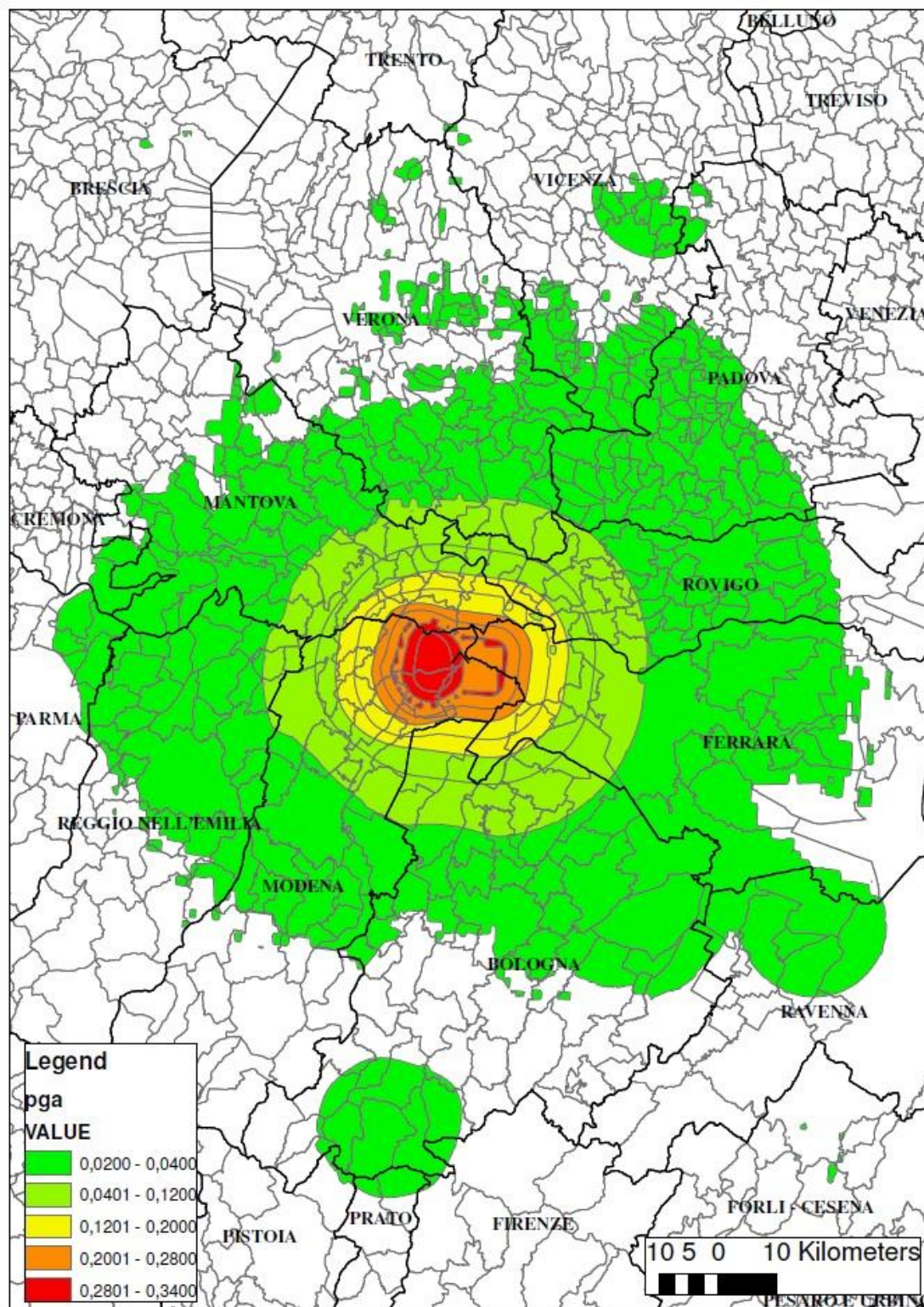


Figura 7: Mappa di scuotimento dell'evento sismico del 20/05/2012 (RELUIS).

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.

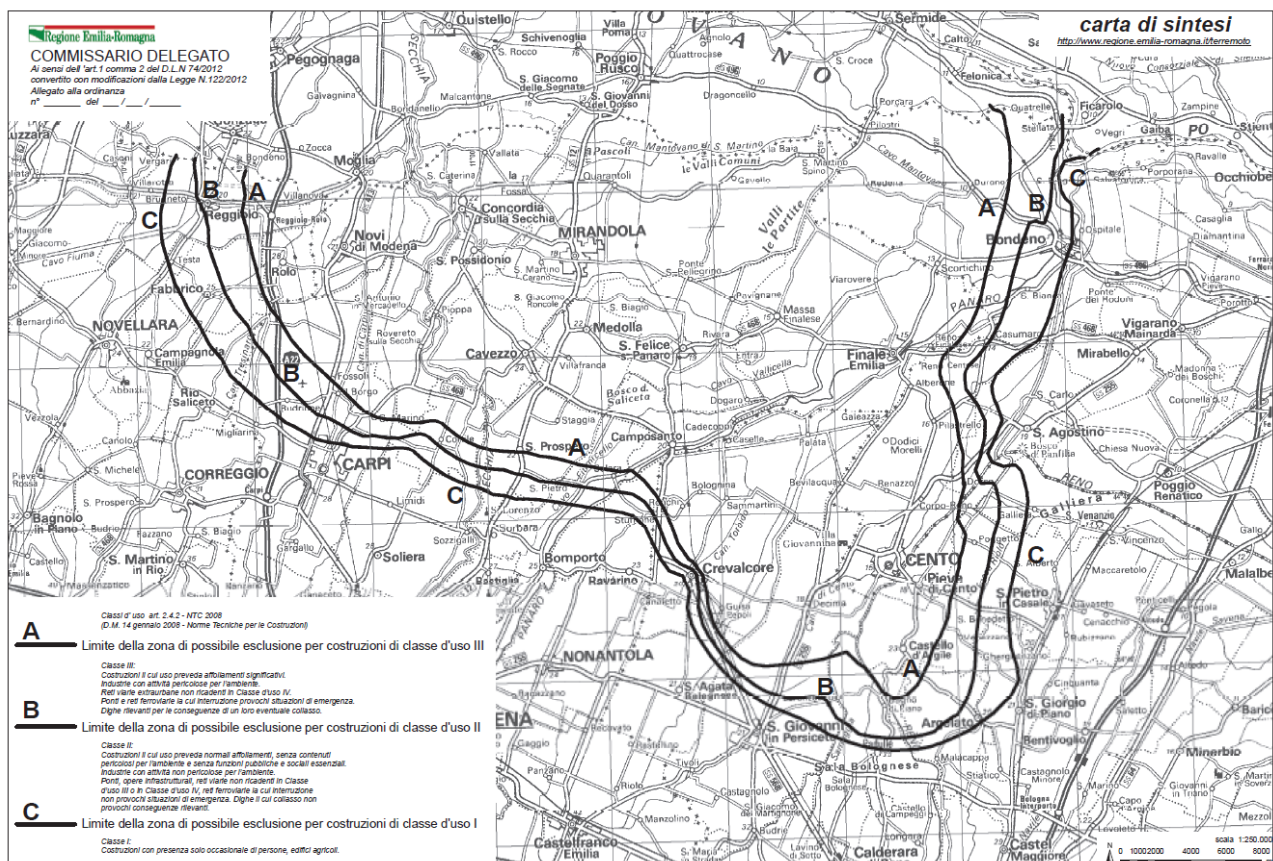


Figura 8: Superficie di possibile esclusione.

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

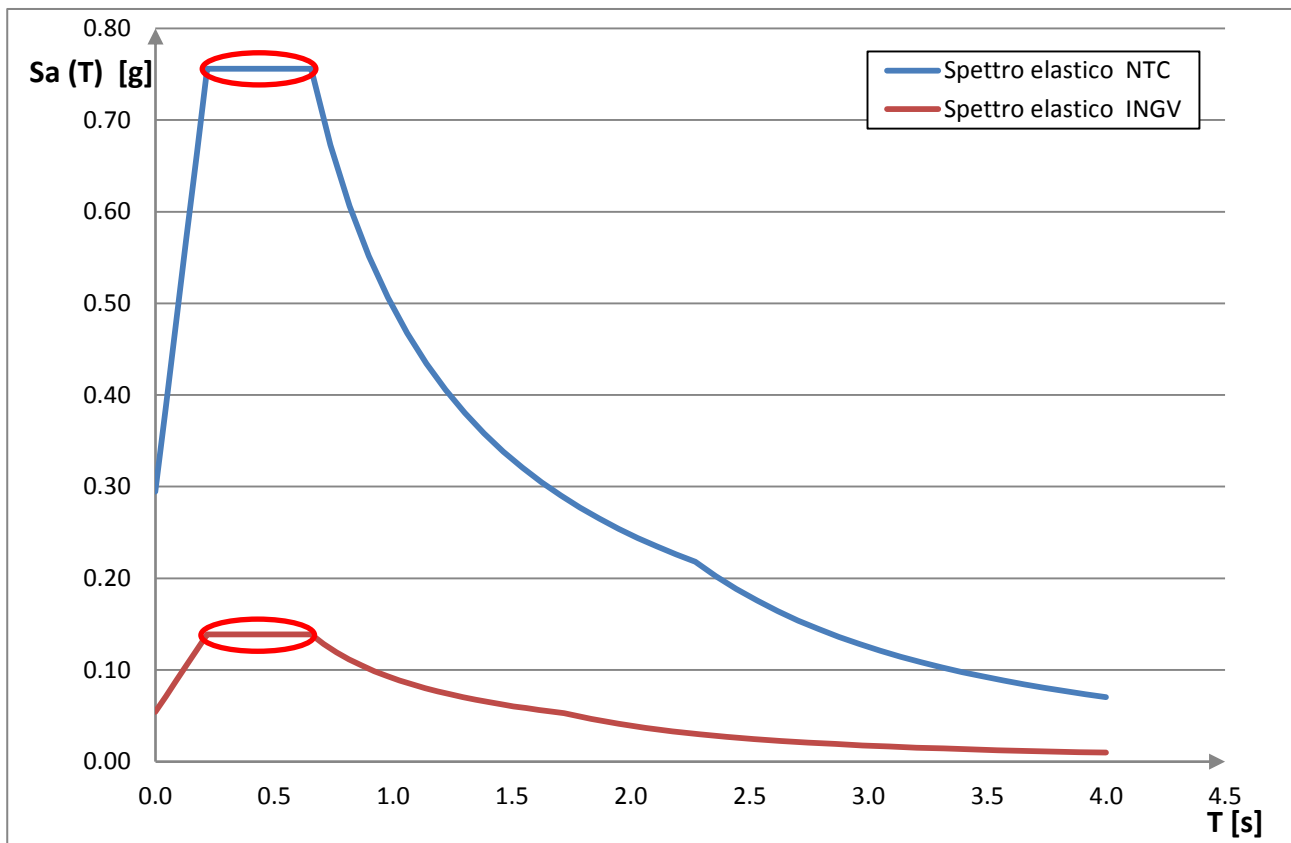


Figura 9: Confronto tra le massime accelerazioni spettrali.

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.

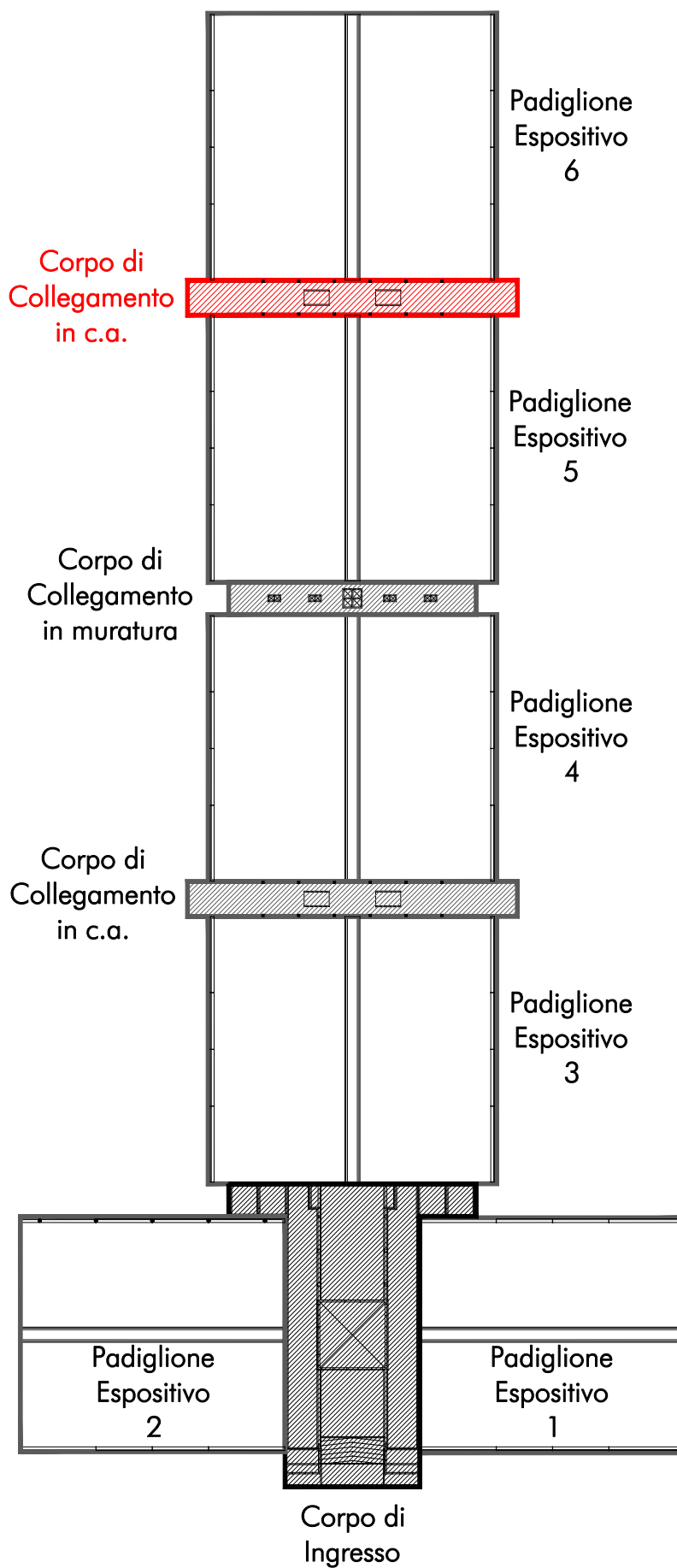


Figura 10: Planimetria generale del complesso.

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 fra i padiglioni espositivi 5 e 6 realizzato in calcestruzzo**.

Il fabbricato ha forma rettangolare, di dimensioni 7x68m circa, ed un'altezza di 3.5m, 4.05m e 3.47m rispettivamente al piano terra, primo e secondo.

Pianta edificio: tipo rettangolare

Dimensione dei lati del rettangolo "cirscritto" alla costruzione: 7x68 m

Numero di piani fuori terra: 3 (PT-1P-2P)

Superficie coperta: 480 mq

Superficie interna: 1248.8 mq

Altezza interna: 3.5m al PT, 4.05m al 1P, 3.47m al 2P

Presenza di edifici adiacenti – Giunti strutturali

Il fabbricato risulta essere intermedio fra i padiglioni espositivi numero 3 e numero 4 del centro fieristico. Il corpo risulta essere più alto dei padiglioni espositivi, in quanto il secondo piano del fabbricato è adibito a locale impianti di servizio ai padiglioni adiacenti. Il giunto strutturale è minimo in corrispondenza delle travi di bordo e delle travi centrali dei padiglioni rispettivamente pari a 40mm e 80mm, mentre l'ala superiore dei tegoli di copertura risulta essere più distaccata. Tale giunto strutturale risulta essere insoddisfacente per i mutui spostamenti fra i fabbricati in campo sismico.

Caratteristiche costruttive

Struttura Portante verticale: Il fabbricato è strutturalmente realizzato mediante pareti in calcestruzzo gettato in opera dello spessore di 20cm e 25cm concentrate alle estremità del fabbricato, mentre la zona centrale risulta essere realizzata al piano terra da pilastri di dimensione 40x40cm che si collegano ad una trave di piano dalla quale partono dei setti in calcestruzzo sui quali sono presenti numerose bucatore per la realizzazione di adeguate aperture.

Solai di piano: Il solaio di piano e di copertura è di tipo predalles della dimensione di 4+24+4cm (32cm).

Fondazioni: Le fondazioni sono costituite da un reticolo di travi rovesce, avente larghezza della ciabatta variabile. Tale graticcio si innesta su una serie di pali in calcestruzzo del diametro di 60cm.

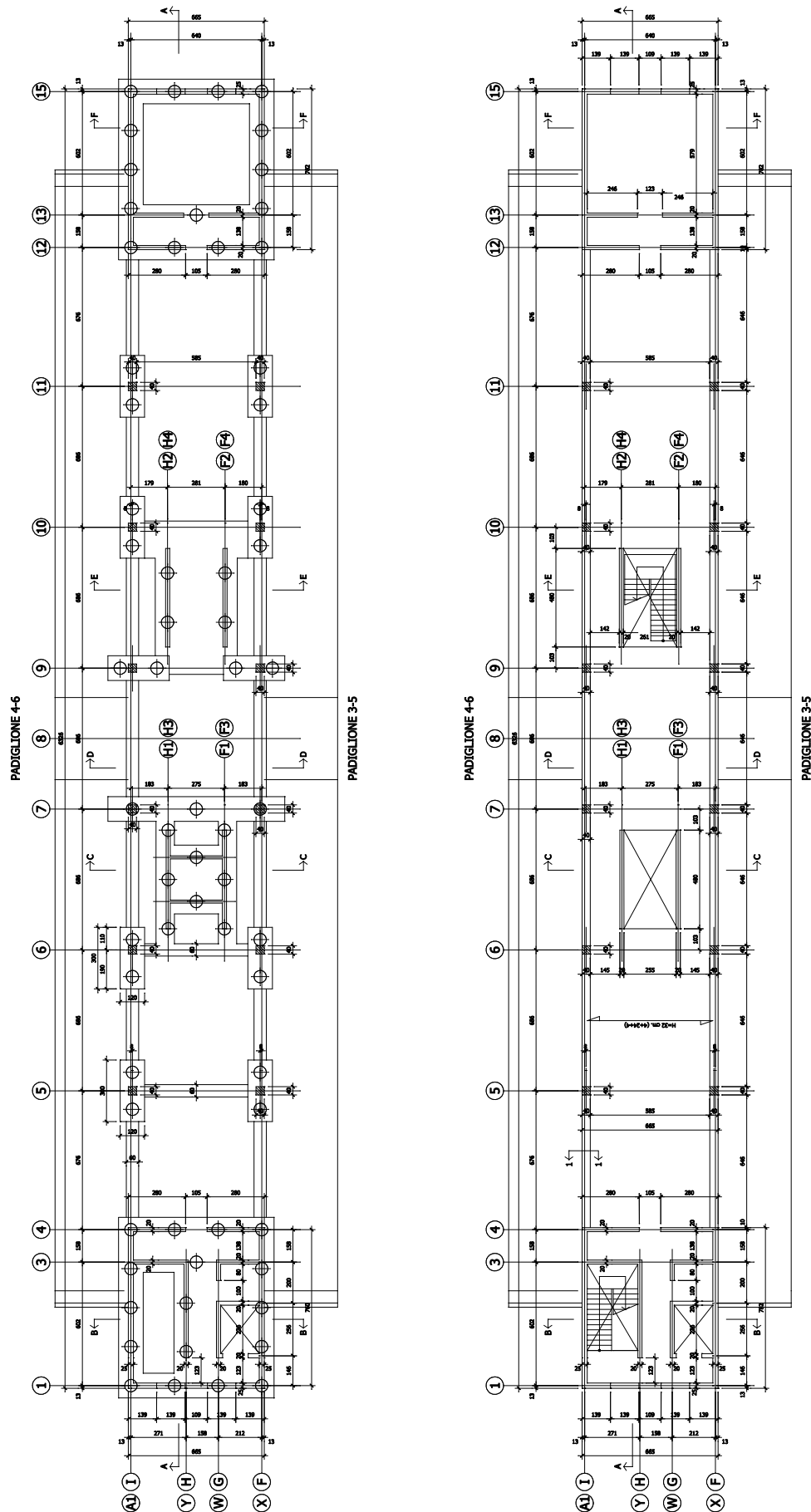


Figura 11: Pianta del fabbricato.

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

Le caratteristiche meccaniche dei materiali in sito sono state ricavate dalle relazioni specialistiche e dai disegni strutturali reperiti dell'epoca di realizzazione del fabbricato.

Si considera un livello di conoscenza LC2 a cui corrisponde un fattore di confidenza FC pari a 1.2.

3.2.1 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.

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

R_{ck} [MPa]	f_{ck} [MPa]	E_{cm} [MPa]	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
30	25	31476	0,02	0,0035

Tabella 3: Caratteristiche del calcestruzzo utilizzate.

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:

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

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

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

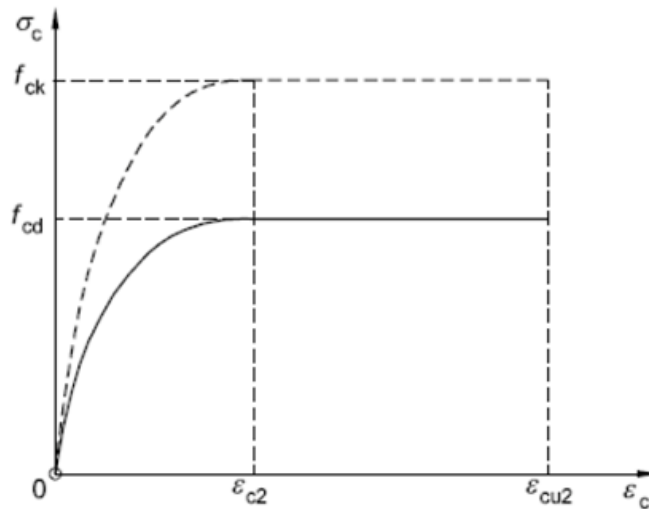


Figura 12: diagramma parabola-rettangolo

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**.

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{FC \cdot \gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.2 \cdot 1.5} = 11.81 \text{ MPa}$$

3.2.2 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
	$\geq 7,5 \%$	10.0
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 $k = (f_t / f_y)_k$.

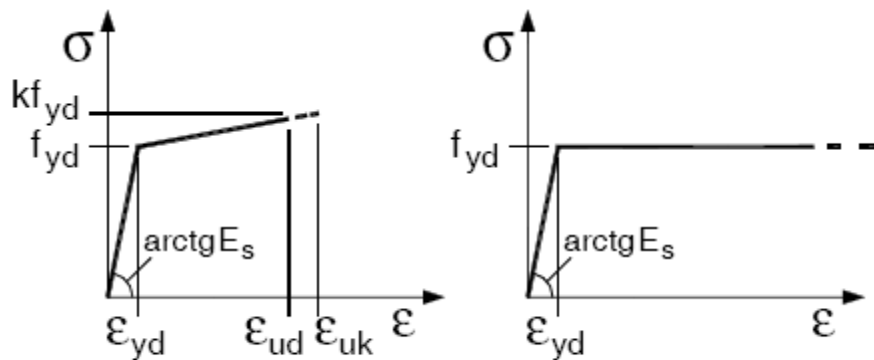


Figura 13: modelli σ - ε per l'acciaio

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

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO COPERTURA			
Carichi strutturali	G_{1K}	400	Kg/m ²
Carichi Portati	G_{2K}	50	Kg/m ²
Carico Neve (cap.4.3)	Q_K	80	Kg/m ²

Figura 14 si riporta l'analisi dei carichi adottati. Si ricorda che al piano primo il fabbricato è aperto al pubblico, accessibile mediante una scala metallica ed un ascensore posti nella zona centrale, mentre il piano secondo è adibito unicamente a locali tecnologici, mentre la copertura non è accessibile.

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO PRIMO PIANO			
Carichi strutturali	G_{1K}	400	Kg/m ²
Carichi Portati	G_{2K}	100	Kg/m ²
Carico di Esercizio (cat.C2)	Q_K	400	Kg/m ²

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO SECONDO PIANO			
Carichi strutturali	G_{1K}	400	Kg/m ²
Carichi Portati	G_{2K}	300	Kg/m ²
Carico di Esercizio (cat.H1)	Q_K	150	Kg/m ²

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO COPERTURA			
Carichi strutturali	G_{1K}	400	Kg/m ²
Carichi Portati	G_{2K}	50	Kg/m ²
Carico Neve (cap.4.3)	Q_K	80	Kg/m ²

Figura 14: Analisi dei carichi.

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

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:

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

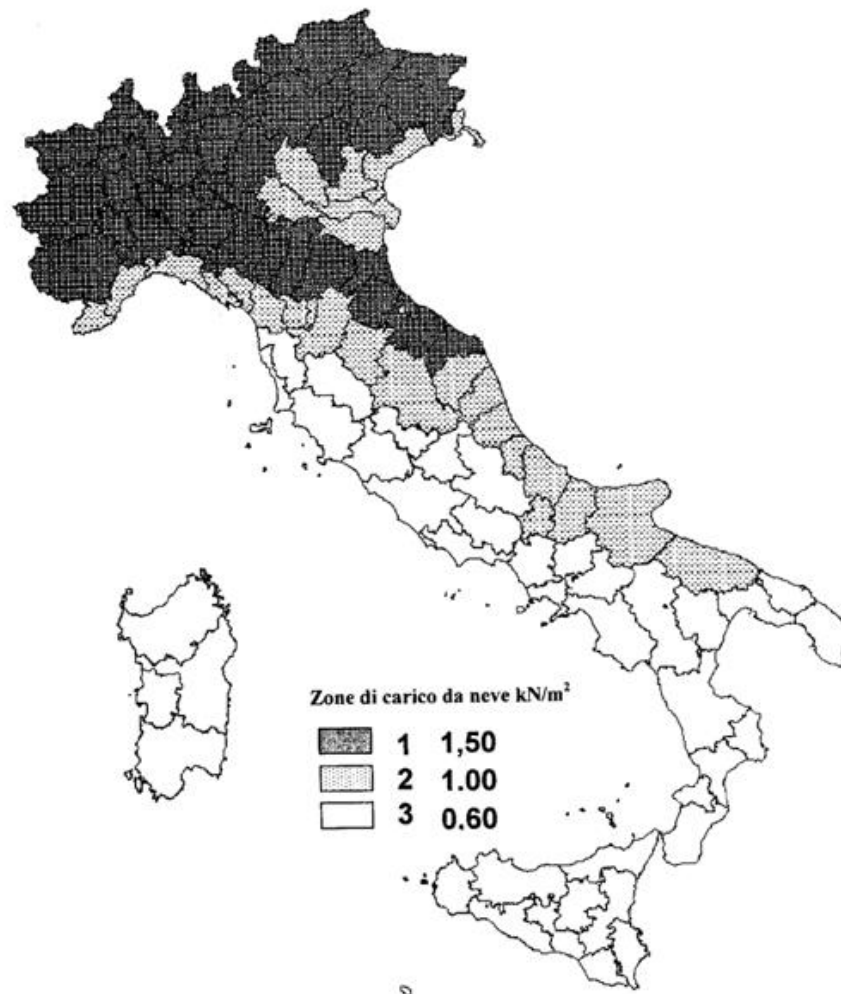


Figura 15: Zone di carico da neve

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.

5.1 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 più di 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 NON può essere considerato regolare in altezza in quanto il fabbricato presenta variazioni di rigidezza fra i vari livelli del fabbricato.

5.2 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*).

5.3 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.

5.4 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

5.5 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".

5.6 TIPOLOGIA STRUTTURALE (NTC 2008 § 7.4.3.1 E § 7.4.3.2)

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dall'NTC 2008 possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *Strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *Strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *Strutture miste telaio – pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;
- *Strutture deformabili torsionalmente*;
- *Strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale;
- *Strutture a pannelli*;
- *Strutture monolitiche a cella*;
- *Strutture a pilastri isostatici*

Il fabbricato in esame rientra nella tipologia di strutture a pareti accoppiate.

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD "A" e CD "B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tipologia	q_0	
	CD"B"	CD"A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_0/\alpha_1$	$4,5\alpha_0/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_0/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Tabella 8: valori di q_0 per edifici di nuova costruzione.

Alla luce delle irregolarità del fabbricato sopra descritte e del fatto che il fabbricato non è di nuova realizzazione, è necessario considerare le limitazioni imposte dalla Circolare al capitolo C8.7.2, che impone, per edifici esistenti, di utilizzare un fattore di struttura che va da 1.5 a 3. Pertanto, è stato adottato un fattore di struttura $q = 1,5$.

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 9: 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 D¹.

¹ La V_{s30} ricavata dalle indagini SCPTU eseguite risulta pari a 178m/s < 180m/s.

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 10: 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 11: 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.

Dal momento che il sito di costruzione appartiene alla Zona 3, e che le luci degli elementi strutturali non sono significative, 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 12: 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 13: 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

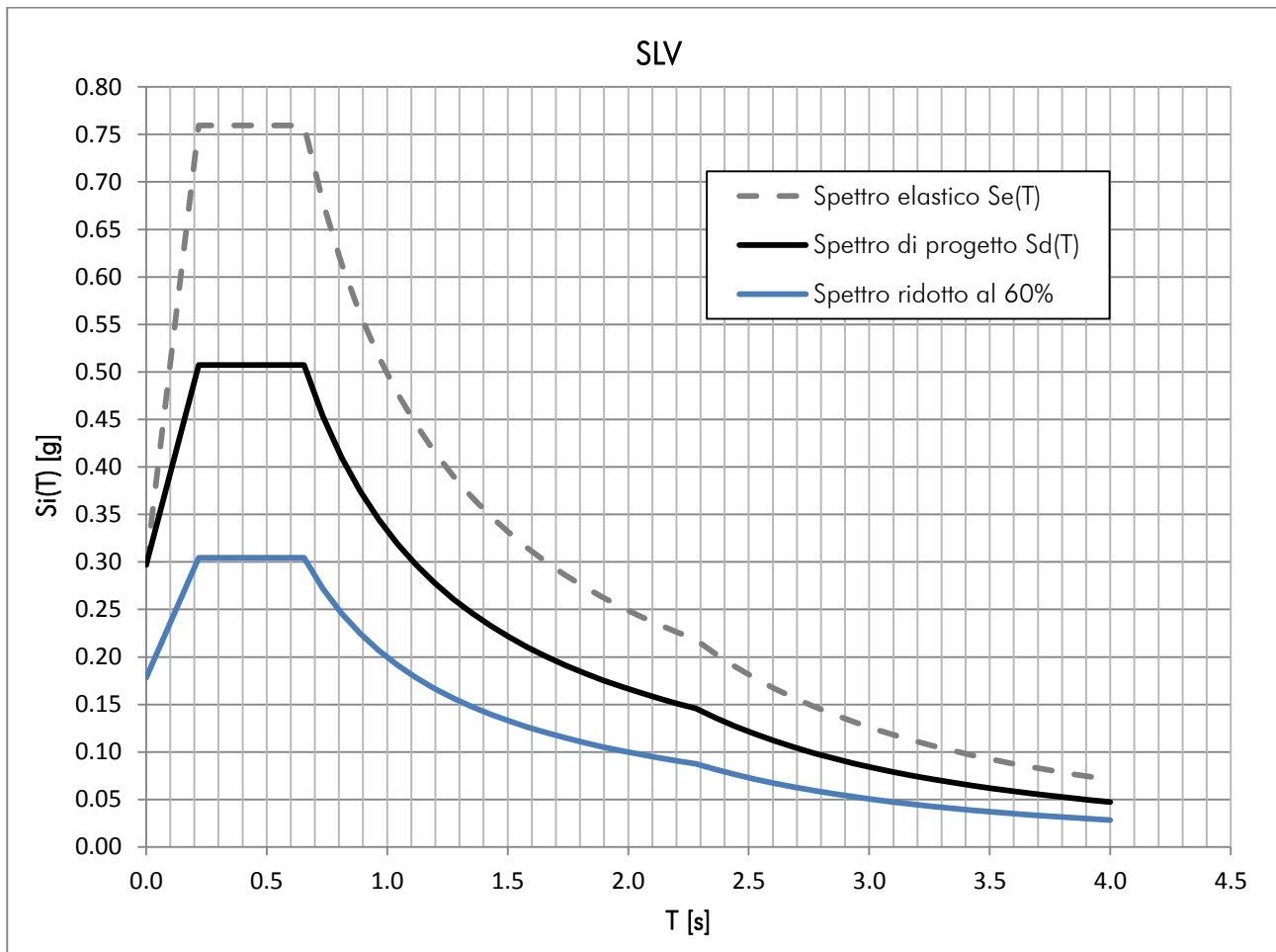


Figura 16: Spettro di risposta SLV

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	1.5	[-]

Tabella 14: Parametri spettro SLV.

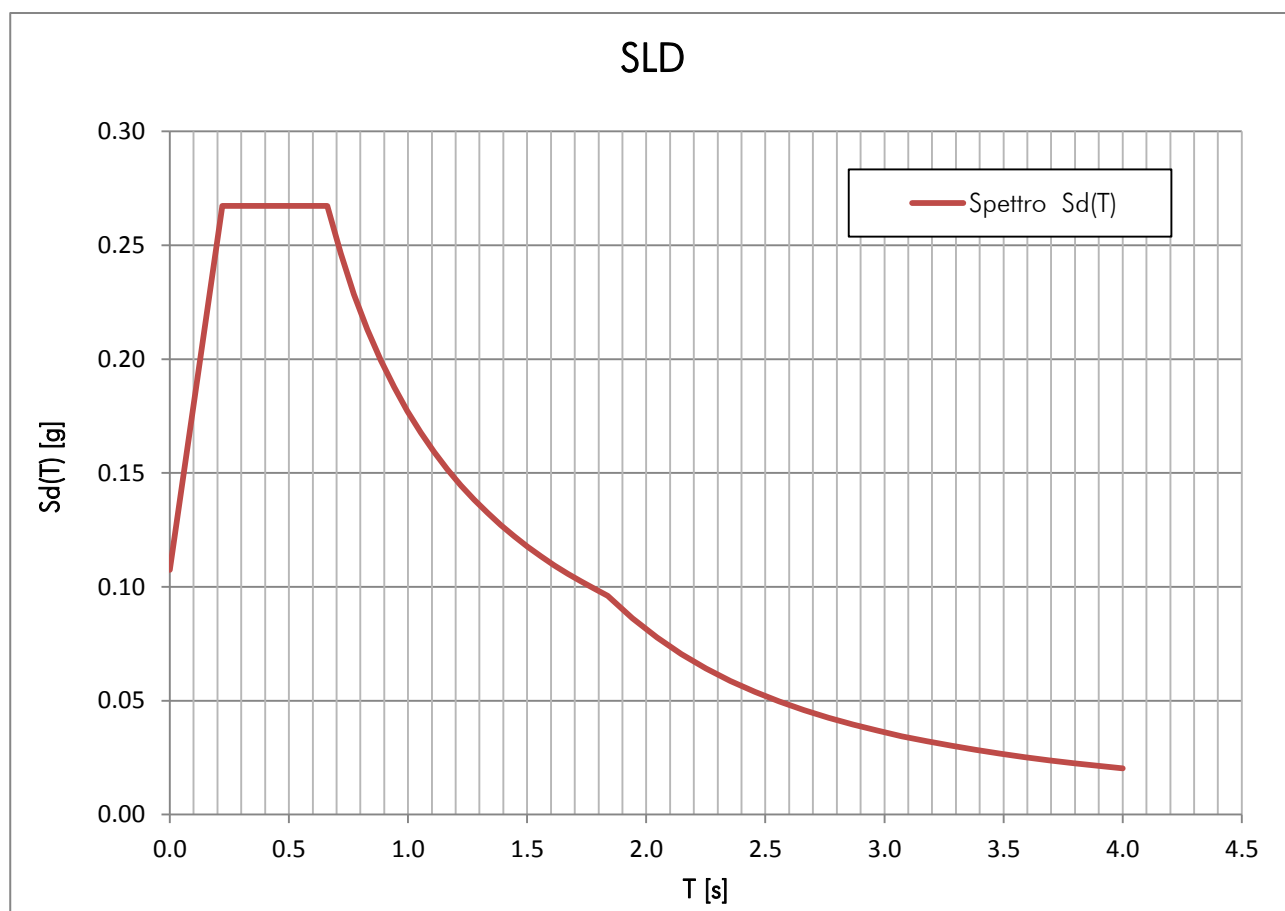


Figura 17: Spettro di risposta SLD.

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 15: Parametri spettro SLD

6 COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2008 §2.5.3)

6.1 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:

ambienti suscettibili di affollamento $\rightarrow \psi_{0i} = 0,7$

per il solo carico variabile derivante da manutenzione $\rightarrow \psi_{0i} = 0$

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

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
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 16: 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 17: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

6.2 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 C	0.6
Categoria H	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m)	0.0

Tabella 18

6.3 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 MODELLAZIONE DEL FABBRICATO

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purchè le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.

Al fine di verificare gli elementi resistenti della struttura, è stata eseguita la modellazione mediante il programma ad elementi finiti MidasGEN.

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	midas GEN – Modelling, Integrated Design & Analysis Software
Versione:	midas GEN 2013 v.2.1
Produttore:	<div><div>MIDAS Family Programs are the group of software packages for structural analysis and design developed by MIDAS IT Co., Ltd.</div><div><div><div>MIDASoft Inc. 38701 Seven Mile Road, Suite 260 Livonia, MI 48152, USA MIDASoft Modeling, Integrated Design & Analysis Software Phone: 1-800-584-5541 E-mail: MIDASoft@MidasUser.com http://www.MidasUser.com</div></div></div></div>
Distributore	CSPFea s.c. ,Este (PD) via zuccherificio 5/D
Codice Licenza:	midas Gen / U001-05864

I pilastri e le travi della struttura sono stati realizzati attraverso elementi 2D di tipologia “beam”, in cemento armato. Gli elementi di tipo “beam” sono elementi finiti a due nodi nello spazio per i quali sono definiti al massimo tre gradi di libertà traslazionali e tre gradi di libertà rotazionali.

Per quanto riguarda le pareti in calcestruzzo si sono adottate due diverse tipologie di modellazioni consentite dal suddetto software. Le pareti costituenti i nuclei sismo resistenti di calcestruzzo sono stati utilizzati mediante elementi "wall". Tali elementi sono degli elementi piani, definiti mediante 4 punti complanari che lavorano con una propria rigidità sia nel loro piano che fuori dal piano (elemento plate&shell). Tale elemento non necessita di discretizzazioni ulteriori, e dunque una singola parete è modellata con un unico elemento wall.

Mentre le pareti della zona centrale che si trovano unicamente al piano primo e secondo sono modellate con classici elementi plate&shell.

I solai di piano sono stati modellati mediante elementi infinitamente rigidi, in quanto si tratta di solai predalles aventi soletta continua superiore di 4cm gettata in opera assieme alle travi di bordo ed alle pareti anch'esse gettate in opera.

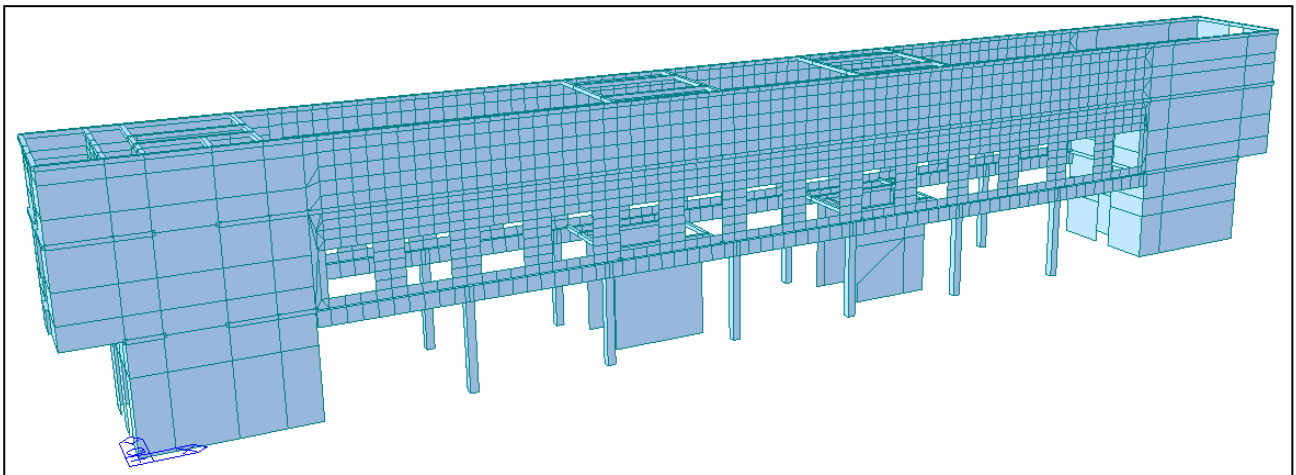


Figura 18: Vista 3D del modello globale del fabbricato. Vista prospettica.

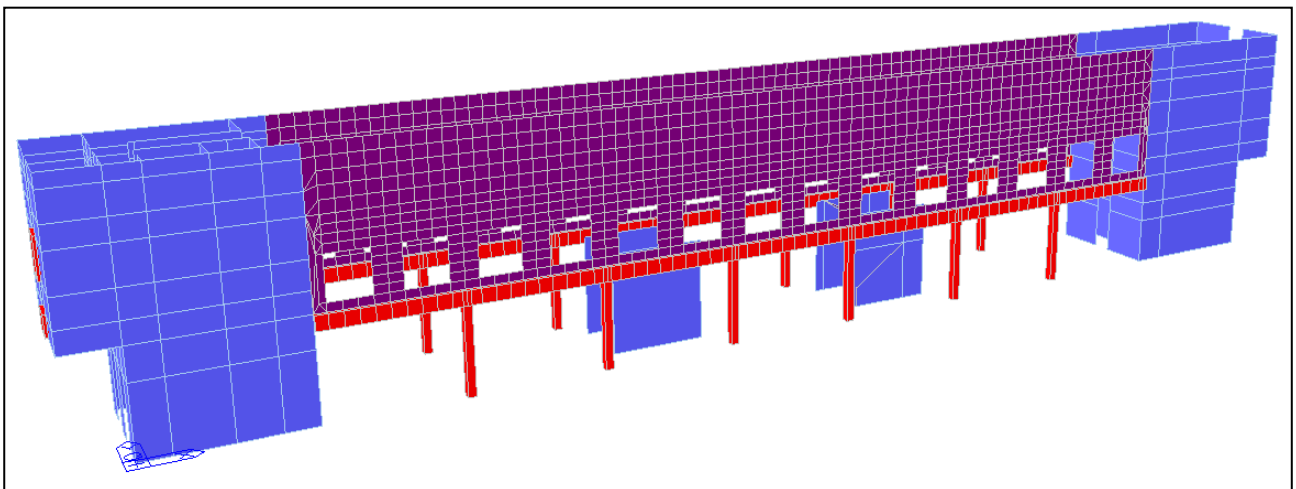


Figura 19: Vista 3D del modello globale, con in evidenza gli elementi plate&shell, wall e beam.

8 ANALISI DINAMICA LINEARE (NTC 2008 §7.3.3.1)

Viene effettuata un'analisi lineare dinamica dell'edificio associata allo spettro di risposta di progetto al fine di definire le sollecitazioni negli elementi strutturali e poter effettuare la verifica di essi.

L'analisi dinamica lineare è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale),
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3 delle NTC 2008):

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

con:

E_i valore dell'effetto relativo al modo i

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i ed il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]}$$

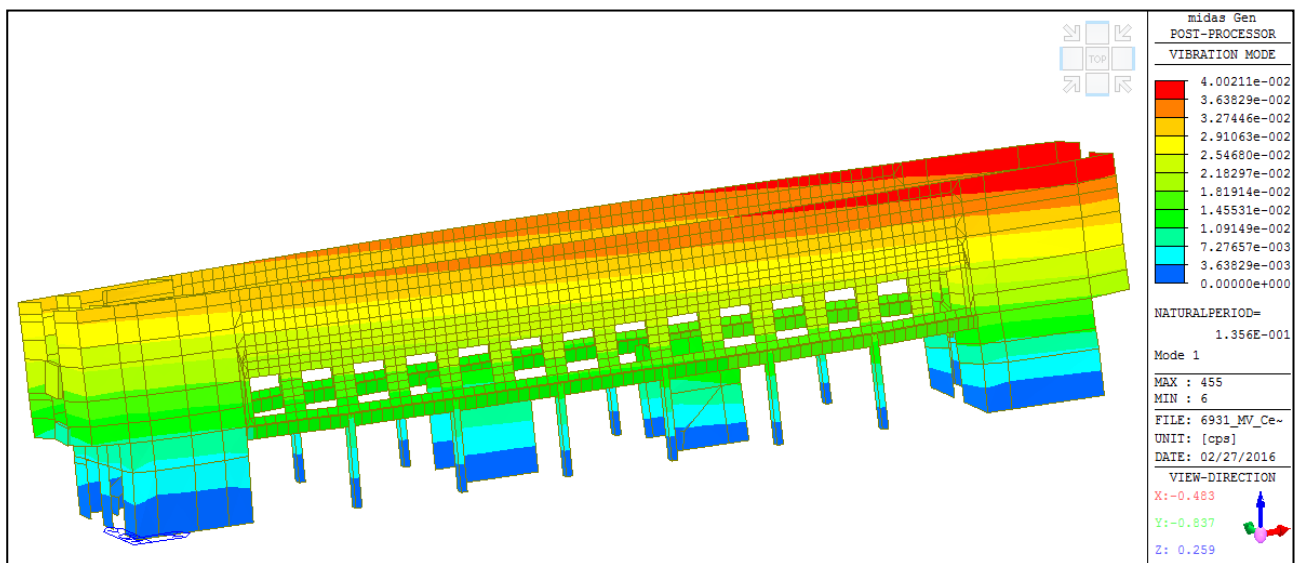
ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi.

8.1 DETERMINAZIONE DEI MODI PRINCIPALI DI VIBRARE

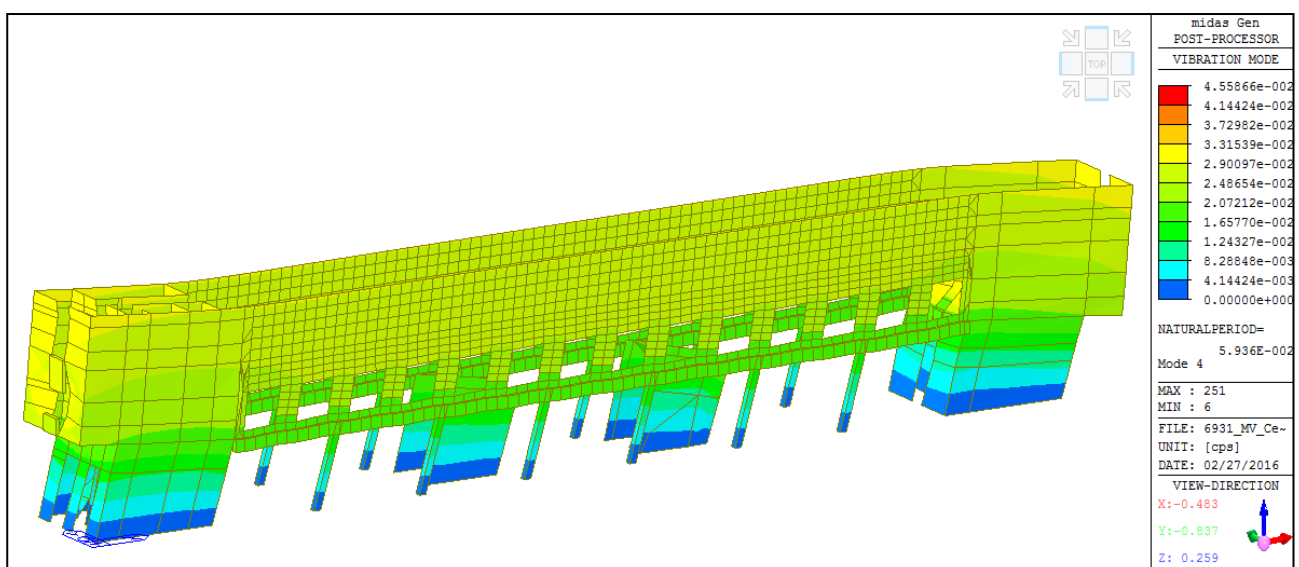
L'analisi modale ha investigato i primi 20 modi di vibrare della struttura, arrivando ad una percentuale di massa attivata di circa il 95%, superiore al limite dell' 85% di quella totale, posto dalle NTC del 2008.

Il periodo principale di vibrazione della struttura è di $0.136s$, corrispondente al primo modo di vibrare, modo globale in direzione Y (trasversale rispetto allo sviluppo del fabbricato).



$$T = 0.136s \quad M_{Dy}(\%) = 84.80$$

Figura 20: Deformata di modo 1 – Modo trasazionale in direzione Y



$$T = 0.060s \quad M_{Dx}(\%) = 94.00$$

Figura 21: Deformata di modo 2 – Modo trasazionale in direzione X

9 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Sotto l'effetto dell'azione sismica allo stato limite ultimo, le strutture degli edifici pur subendo danni strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Dall'analisi dinamica sono state valutate le azioni interne (sollecitazioni di calcolo E_d) nei vari elementi strutturali.

Per ogni elemento strutturale verranno poi valutate le resistenze di calcolo R_d .

La verifica della sicurezza agli stati limite ultimi si ritiene soddisfatta controllando che, per ogni elemento strutturale e per ciascuna delle combinazioni delle azioni prese in esame, risulti:

$$E_d \leq R_d$$

9.1 VERIFICA DEI SETTI

9.1.1 Verifica a pressoflessione

I setti soggetti ad azione sismica sono sollecitati a pressoflessione deviata. Il momento sollecitante fuori dal piano si trascura ed è possibile ricondurre la verifica ad una verifica a pressoflessione nel piano del setto.

La verifica è stata eseguita in modo rigoroso, determinando il dominio di rottura M-N e verificando $E_d < R_d$.

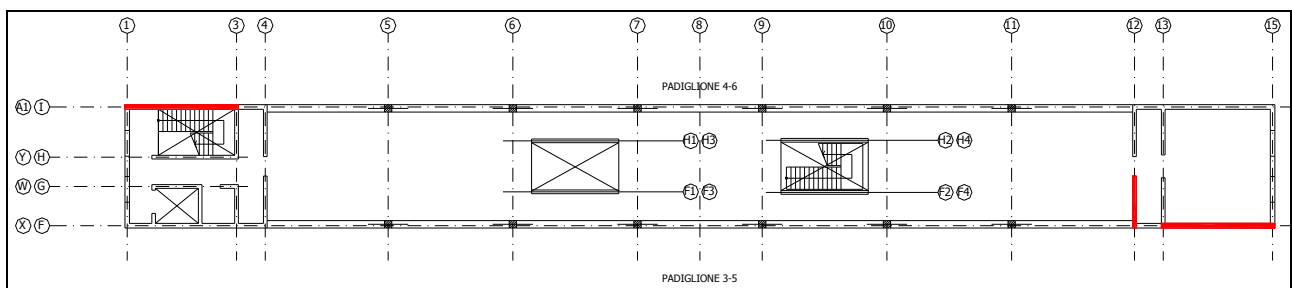


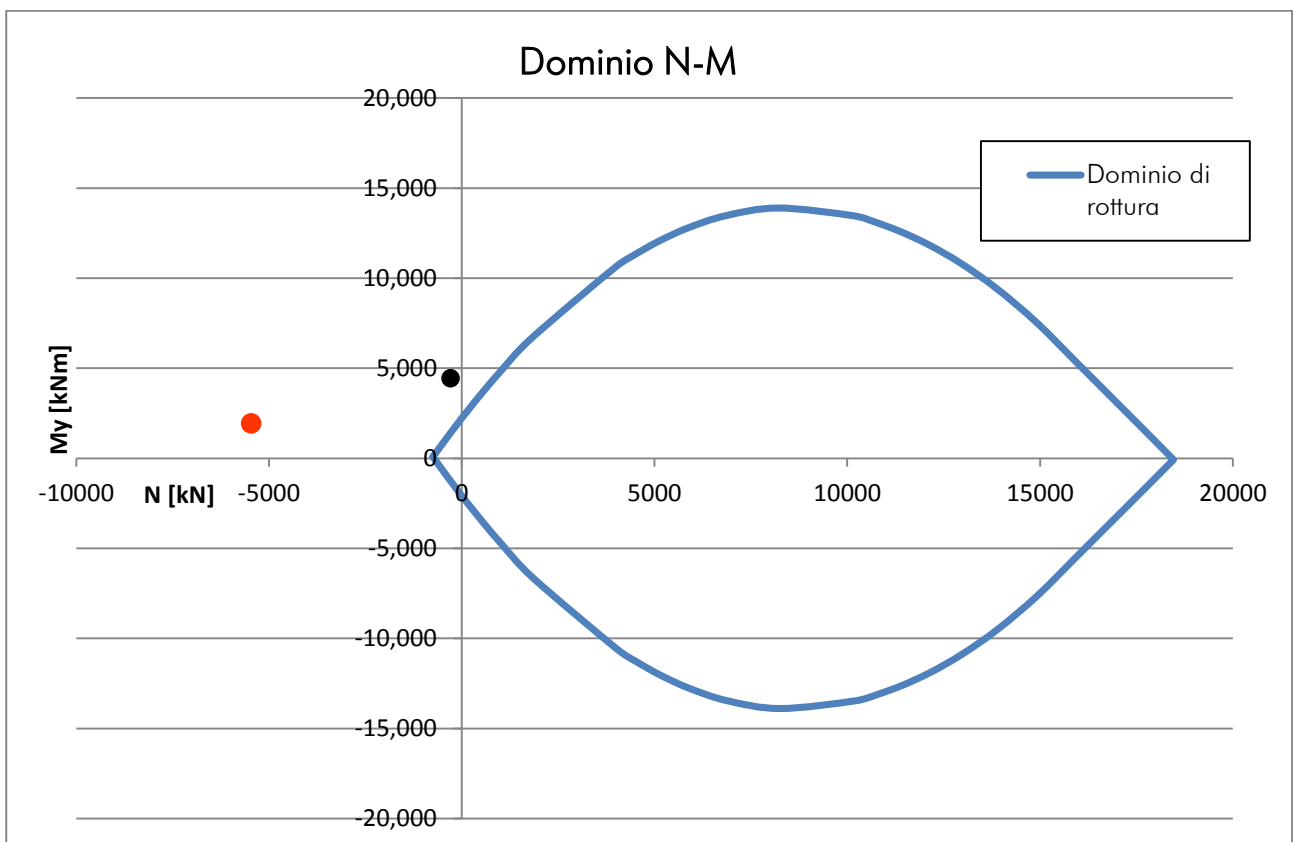
Figura 22: Pianta piano terra, pareti resistenti. Identificazione delle pareti oggetto di verifica.

Le pareti risultano armate con veri verticali di diametro 8mm e passo 25cm.

PARETE I1-I3

Si riporta la verifica con riferimento alle due peggiori combinazioni di carico. La verifica più gravosa è con riferimento alla combinazione di carico che genera sforzi normali di trazioni (negativi) sul setto in corrispondenza della sezione di base.

Story	Level (m)	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
2F	9.46	gLCB14	top	295.11	459.74	-17.13
			bot	413.53	-58.27	23.77
1F	5.12	gLCB14	top	631.31	744.92	-21.03
			bot	794.47	204.53	-7.24
GF	0	gLCB14	top	-482.21	-940.44	5.03
			bot	-289.73	4420.27	5.85
2F	9.46	gLCB34	top	-88.58	1368.01	-35.91
			bot	29.84	-210.24	50.06
1F	5.12	gLCB34	top	-2168.36	2134.06	-88.29
			bot	-2005.21	390.22	62.15
GF	0.00	gLCB34	top	-5656.31	394.3	-72.42
			bot	-5463.83	1928.39	104.28

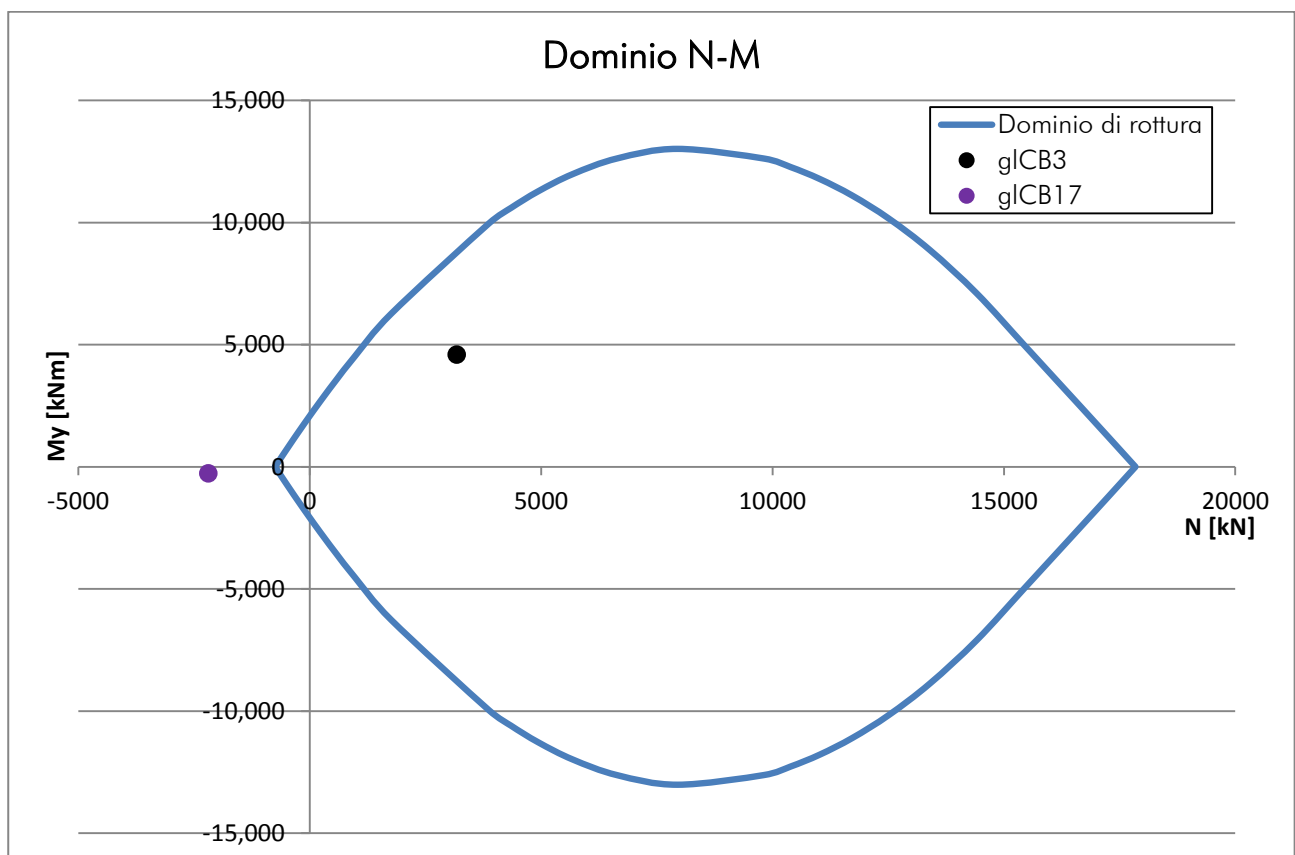


La verifica non è soddisfatta

PARETE F13-F15

Si riporta la verifica con riferimento alle due peggiori combinazioni di carico. La verifica più gravosa è con riferimento alla combinazione di carico che genera sforzi normali di trazioni (negativi) sul setto in corrispondenza della sezione di base.

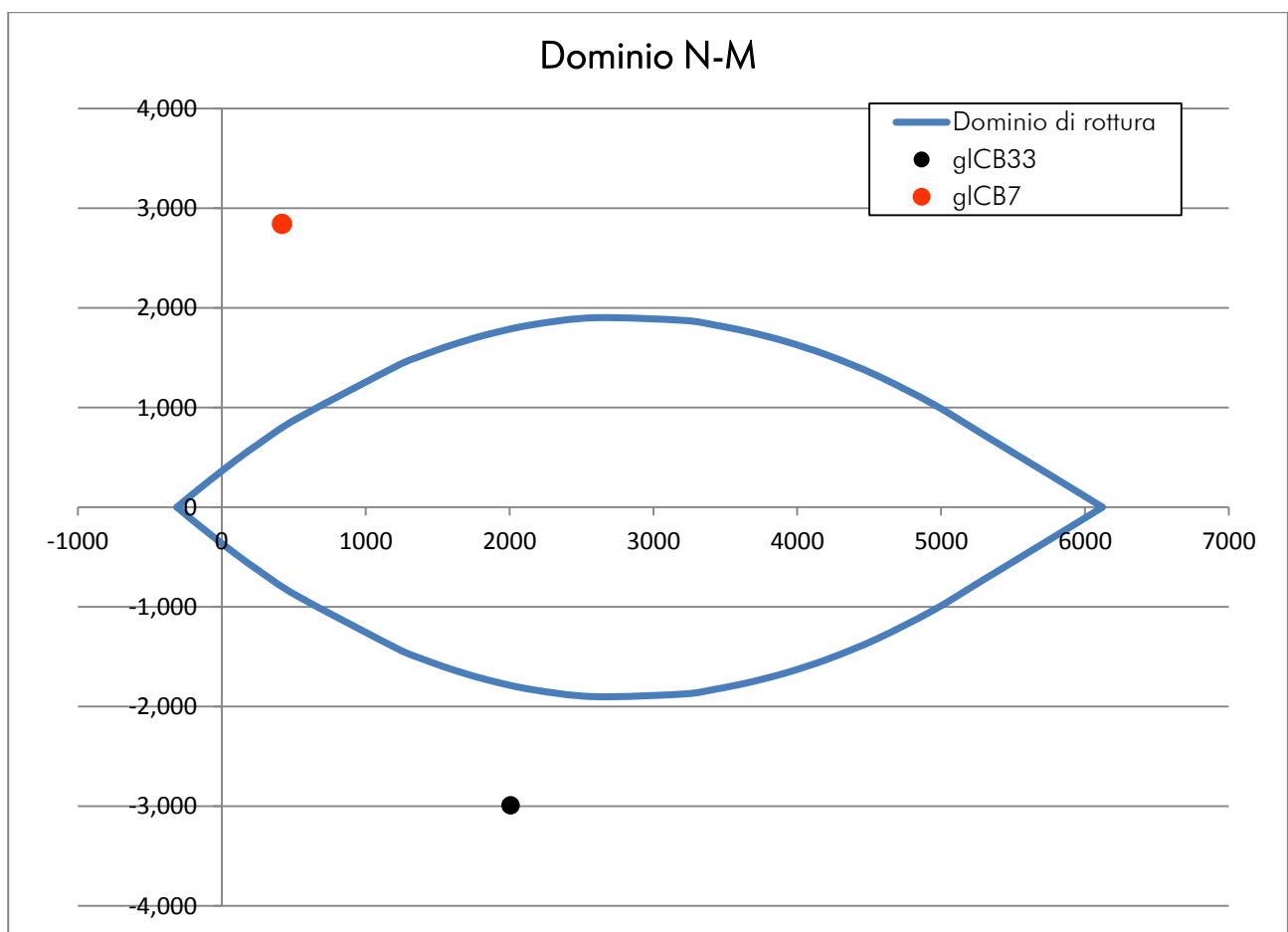
Story	Level (m)	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
2F	9.46	gLCB3	top	891.31	-802.23	7.1
			bot	1009.7	-267.39	2.77
1F	5.12	gLCB3	top	2297.1	-953.29	-2.93
			bot	2460.3	-769.95	-3.66
GF	0	gLCB3	top	2988.1	-857.81	80.49
			bot	3180.5	4582.83	-87.48
2F	9.46	gLCB17	top	509.23	-852.09	25.6
			bot	627.65	-31.75	14.65
1F	5.12	gLCB17	top	839.34	-2273.42	-21.32
			bot	1002.5	-1986.46	35.66
GF	0.00	gLCB17	top	-2379.4	708.5	183.33
			bot	-2186.92	-276.22	-235.75



La verifica non è soddisfatta

PARETE 12G-12F

Story	Level (m)	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1F	5.12	gLCB33	top	1133.4	924.76	-9.81
			bot	1191.4	-645.49	5.28
GF	0	gLCB33	top	1939.3	1942.65	-7.81
			bot	2007.8	-2991.47	10.81
1F	2.52	gLCB7	top	379.8	-1501.63	-3.28
			bot	437.85	746.16	-0.91
GF	0.00	gLCB7	top	352.36	-1914.28	1.38
			bot	420.84	2841.33	-2.79



La verifica non è soddisfatta

Di seguito lo schema riassuntivo dei Fattori di Sicurezza ottenuti per i tre casi sopra esaminati.

IDENTIFICAZIONE PARETE	COMBINAZIONE	FS
PARETE I1-I3	gLCB14	0.50
	gLCB34	0.14
PARETE F13-F15	gLCB3	1.94
	gLCB17	0.34
PARETE 12G-12F	gLCB33	0.60
	gLCB7	0.28

Tabella 19: Quadro riassuntivo delle verifiche a pressoflessione delle pareti.

La verifica a pressoflessione fornisce un fattore di sicurezza minimo di 0.14.

9.1.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio viene svolta come indicato nel capitolo 4.1.2.1.3 del DM 2008, in particolare si effettua la verifica secondo il paragrafo 4.1.2.1.3.2 del DM 2008 "elementi con armature trasversali resistenti a taglio":

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rdc})$$

$$V_{Rsd} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rdc} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot \theta^2}$$

θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave, in particolare deve valere la seguente relazione:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \text{ per } 0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$$

Per eseguire le verifiche è stato assunto $\theta = 45^\circ$ costante.

PARETE I1-I3

Parete avente lunghezza 625cm, con larghezza pari a 25cm ed armatura a taglio costituita da ferri di diametro 8mm e passo 150mm.

Si ottiene:

$$\left. \begin{array}{l} V_{Rdc} = 4139 \text{ kN} \\ V_{Rsd} = 1171 \text{ kN} \end{array} \right\} V_{Rd} = 1171 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,MAX} = 3084 \text{ kN}$$

$$FS = 0.38$$

La verifica non è soddisfatta

PARETE F13-F15

Parete avente lunghezza 625cm, con larghezza pari a 25cm ed armatura a taglio costituita da ferri di diametro 8mm e passo 150mm.

Si ottiene:

$$\left. \begin{array}{l} V_{Rdc} = 4139 \text{ kN} \\ V_{Rsd} = 1171 \text{ kN} \end{array} \right\} V_{Rd} = 1171 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,MAX} = 3174 \text{ kN}$$

$$FS = 0.37$$

La verifica non è soddisfatta

PARETE 12G-12F

Parete avente lunghezza 280cm, con larghezza pari a 20cm ed armatura a taglio costituita da ferri di diametro 8mm e passo 150mm.

Si ottiene:

$$\left. \begin{array}{l} V_{Rdc} = 1477 \text{ kN} \\ V_{Rsd} = 522 \text{ kN} \end{array} \right\} V_{Rd} = 522 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,MAX} = 2879 \text{ kN}$$

$$FS = 0.18$$

La verifica non è soddisfatta

9.2 VERIFICA DEI PILASTRI

Di seguito si riporta la verifica dei pilastri aventi dimensione 40x40cm posti al piano terra nella zona centrale che costituisce il passaggio fra i due paglioni espositivi adiacenti al fabbricato in oggetto.

Le sollecitazioni su questi elementi risultano essere modeste. Infatti, come si osserva dalle figure successive che riportano gli involuppi dei momenti flettenti M_y ed M_z su tali elementi si ha un range di sollecitazione rispettivamente di $\pm 6.5 \text{ kNm}$ e $\pm 13 \text{ kNm}$.

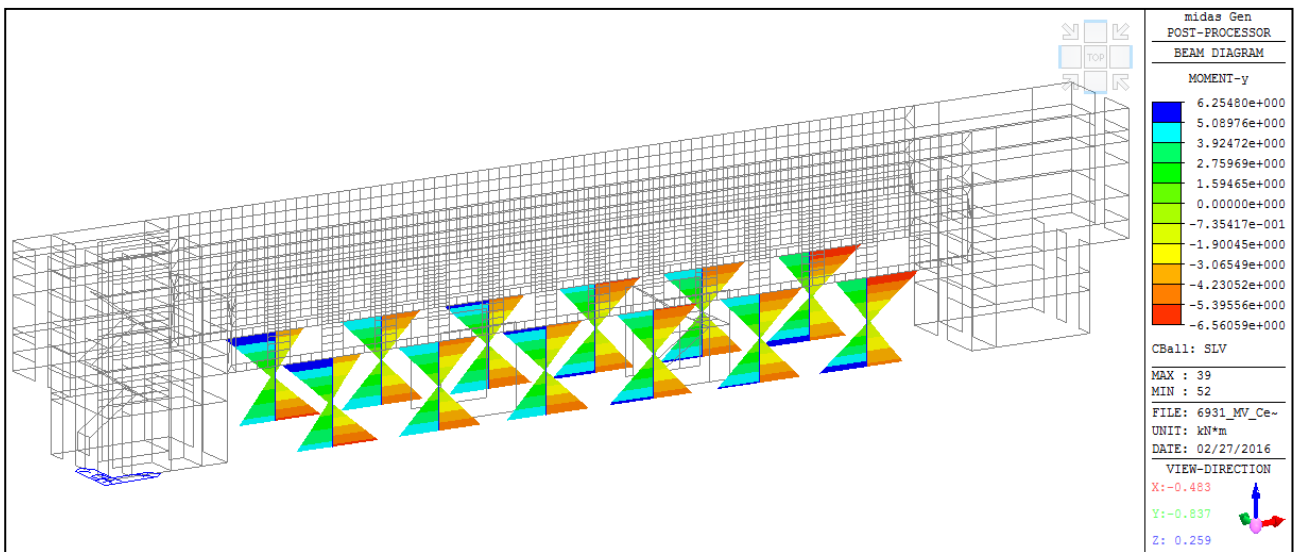


Figura 23: Involuppo dei momenti flettenti M_y sui pilastri.

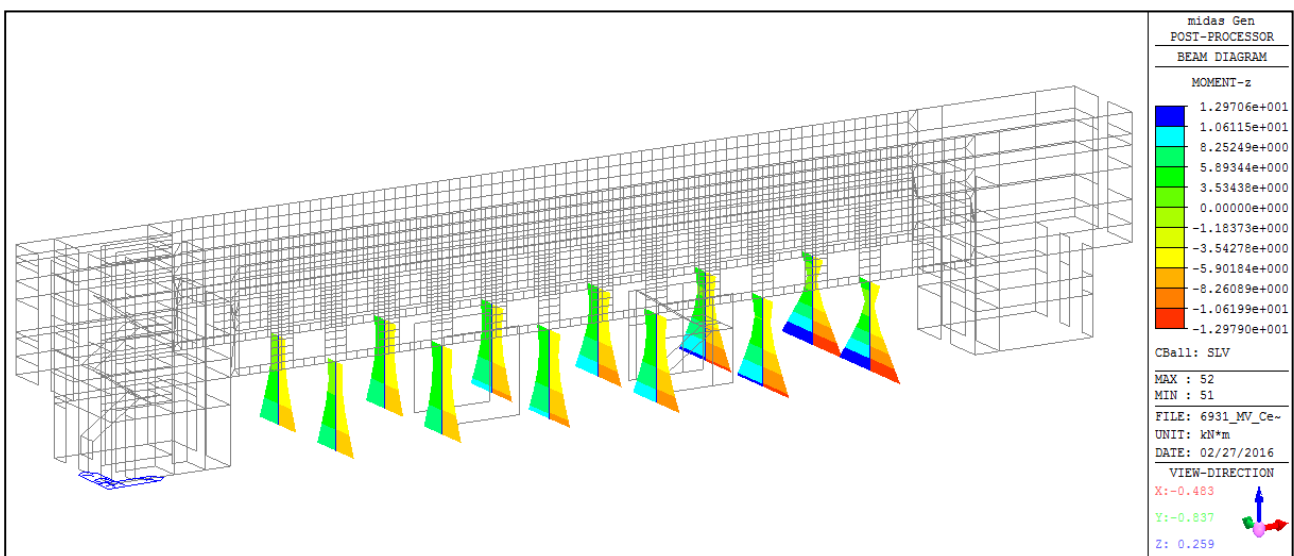
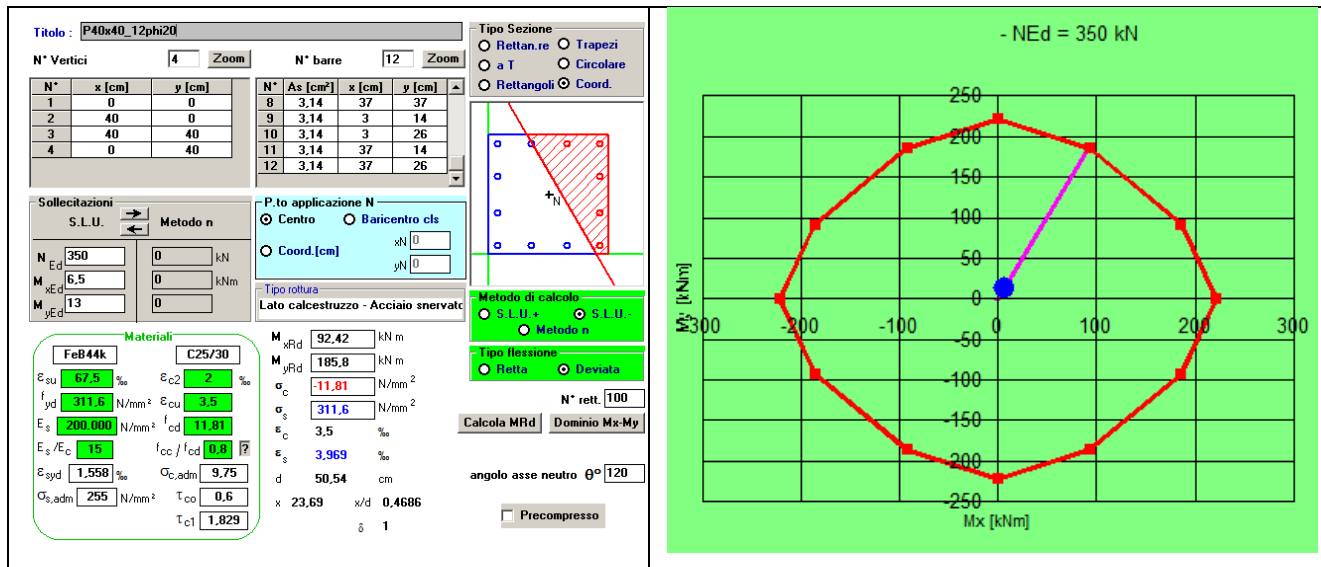


Figura 24: Involuppo dei momenti flettenti M_z sui pilastri.

Tali elementi sono armati con 12 ϕ 20 verticali e staffatura ϕ 8 / 20.

A titolo di esempio si riporta di seguito la verifica a pressoflessione deviata con il programma del prof. Gelfi VCA SLU., considerando uno sforzo normale minimo di 350kN.



La verifica è ampiamente soddisfatta

10 RIASSUNTO CONCLUSIVO DELLE ANALISI SVOLTE

Le analisi sismiche effettuate sulla struttura mostrano l'incapacità del fabbricato a rispondere all'azione sismica richiesta da normativa; il fabbricato non arriva ad un coefficiente di sicurezza sismico pari al 60%; in particolare, si mostrano i livelli di sicurezza a pressoflessione e taglio delle pareti.

PRESSOFLESSIONE	TAGLIO
14%	18%

Tabella 20: coefficienti di sicurezza

Pertanto il coefficiente di sicurezza minimo risulta essere pari a $FS = 14\%$.

Secondo l'art. 3 comma 10 della legge n. 122 del 01.08.2012 il capannone 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