



DICAM

Dipartimento di ingegneria civile, chimica, ambientale e dei materiali

Convenzione di ricerca tra

Azienda Ospedaliero Universitaria di Bologna Policlinico Sant'Orsola - Malpighi

e

Dipartimento Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

ALMA MATER STUDIORUM • Università di Bologna

e

AUTC - Area Edilizia e Logistica dell'Alma Mater Studiorum

ALMA MATER STUDIORUM • Università di Bologna

Verifiche Tecniche di Vulnerabilità Sismica delle Strutture Sanitarie

Sintesi dei risultati:

Padiglione 26 - 'Oncologia Addarii'

Bologna, gennaio 2014

CENTRO LABORATORI DICAM

Gruppo di Ricerca

Prof. Tomaso Trombetti
Dott. Luca Landi
Dott. Stefano Silvestri
Dott. Giada Gasparini

Direttore

Prof. Francesco Ubertini

RESPONSABILE scientifico

Prof. Pier Paolo Diotallevi

Lab. Biotecnologie ambientali e bioraffinerie • LAbiotec

Lab. GEOingegneria e risorse naturali • LAgirn

Lab. GEOMATICA e rilievo • LArig

Lab. INGEGNERIA IDRAULICA • LIDR

Lab. Ingegneria strutturale e geotecnica • LISG

Lab. MECCANICA COMPUTazionale • LAMC

Lab. reti di trasporto • LArT

Lab. Scienza e tecnologia dei materiali • LAsTm

Lab. Sintesi e caratterizzazione di materiali macromolecolari • LAMaC

Lab. strade • LAS

www.dicam.unibo.it

2014

ALMA MATER STUDIORUM • Università di Bologna

DICAM • DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE E DEI MATERIALI
AMMINISTRAZIONE • VIALE RISORGIMENTO, 2 - 40136 BOLOGNA - ITALIA - TEL. +39 051 2093237 - 2093502 - FAX +39 051 2093253
VIA TERRACINI, 28 - 40131 BOLOGNA - ITALIA - TEL. +39 051 2090312 - FAX +39 051 2090322
www.dicam.unibo.it - C.F. 80007010376 - P.IVA 01131710376

RESPONSABILE scientifico

Prof. Pier Paolo Diotallevi

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. SINTESI DEL PERCORSO CONOSCITIVO	4
2.1. Tipologia strutturale dell'Edificio	4
2.2 Rilievo geometrico.....	7
2.3 Indagini effettuate.....	8
2.4 Livelli di conoscenza utilizzati nelle analisi.....	8
2.5 Azione sismica di progetto	9
2.6 Criteri per la valutazione della sicurezza sismica.....	11
3. SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI.....	13
3.1 Verifica statica	13
3.2 Verifica sismica	14
3.3 Indicazione qualitativa degli interventi strutturali necessari per un eventuale miglioramento sismico	15
4. EVENTUALI CRITICITA' RISCONTRATE A SEGUITO DEI SOPRALLUOGHI.....	16
5. VULNERABILITA' LOCALE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (TRAMEZZI, CONTROSOFFITTI, IMPIANTI).....	16
6. ALLEGATI.....	17
ALLEGATO 2	18
1. TABELLA DI SINTESI DEI RISULTATI.....	18
ALLEGATO 3	20
1. TRAMEZZATURE INTERNE ED ESTERNE	20
1.1 Ribaltamento di parete di tamponamento monopiano.....	20
1.1.1 Verifica SLD - fessurazioni.....	23
1.1.2 Verifica SLV - meccanismo di collasso	24
1.2 Cinematismo per rottura interna di parete di tamponamento monopiano	25
1.2.1 Verifica SLD - fessurazioni.....	26
1.2.2 Verifica SLV - meccanismo di collasso	27
2. CONTROSOFFITTI.....	28
3. GIUNTI ED IMPIANTI.....	30

1. PREMESSA

A conclusione delle verifiche tecniche sul complesso del **Padiglione 26 “Oncologia - Addarii”** dell'Ospedale Sant'Orsola Malpighi di Bologna, i cui risultati sono riportati nel dettaglio e per esteso all'interno della Relazione Tecnica, si sintetizzano ed evidenziano gli elementi salienti emersi nel corso delle articolate procedure di analisi e di riepilogano i risultati conclusivi cui si è pervenuti.

2. SINTESI DEL PERCORSO CONOSCITIVO

Trattandosi di analisi di vulnerabilità di un complesso esistente il lavoro di acquisizione dati è stato fondamentale per raggiungere il livello di conoscenza adottato nelle analisi. Gli step che sono stati analizzati sono i seguenti.

2.1. TIPOLOGIA STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

Il Padiglione 26 “Oncologia - Addarii” oggetto delle verifiche tecniche si affaccia su Viale Ercolani ed è un edificio realizzato nel 1950 costituito prevalentemente da setti portanti in muratura che ha subito una sopraelevazione, ampliamenti e modifiche.

L'edificio si sviluppa su quattro piani fuori terra ed un sottotetto accessibile ove sono ubicati i vani tecnici; il piano seminterrato ha una superficie di circa 700 m², il piano terra di circa 680 m², il primo piano di circa 615 m², ed il secondo di 600m² circa.

Come già accennato la struttura ha subito diversi ampliamenti non precisamente databili a causa dell'assenza di informazioni; da una foto d'epoca si è potuto comunque stabilire che il secondo piano dell'edificio è posteriore alla data di realizzazione dell'edificio originale e risulta posteriore anche l'ampliamento al piano terra della attuale zona di ingresso; altrettanto si può dire per lo sbalzo presente al primo piano della struttura, assente all'epoca della foto. Al piano terra ed al piano secondo sono chiaramente presenti alcuni elementi in cemento armato e si ipotizza ve ne siano altri celati all'interno delle murature come il pilastro certamente rilevato al piano seminterrato.

La struttura presenta elementi in aggetto, posteriori alla data di edificazione del corpo originale, sia al primo piano sulle facciate sud e ovest, sia al secondo piano sulle facciate nord ed est.



Confronto fotografico: a sx foto del padiglione 26 risalente agli anni '50; a dx foto odierna.

In elevazione la struttura presenta altezze di piano diverse: il piano seminterrato ha un'altezza di 3,00 m, il piano terra di 3,20 eccetto nella zona dell'ingresso dove l'altezza di piano diminuisce a 2,40m, al primo piano l'altezza è di 3,30 m, al secondo piano il corpo centrale ha un'altezza di 3,30m mentre l'ala nord e l'ala sud hanno altezza inferiore pari a 2,45m.

I solai sono prevalentemente il laterocemento e solo alcuni sono costituiti da una soletta in cemento armato.

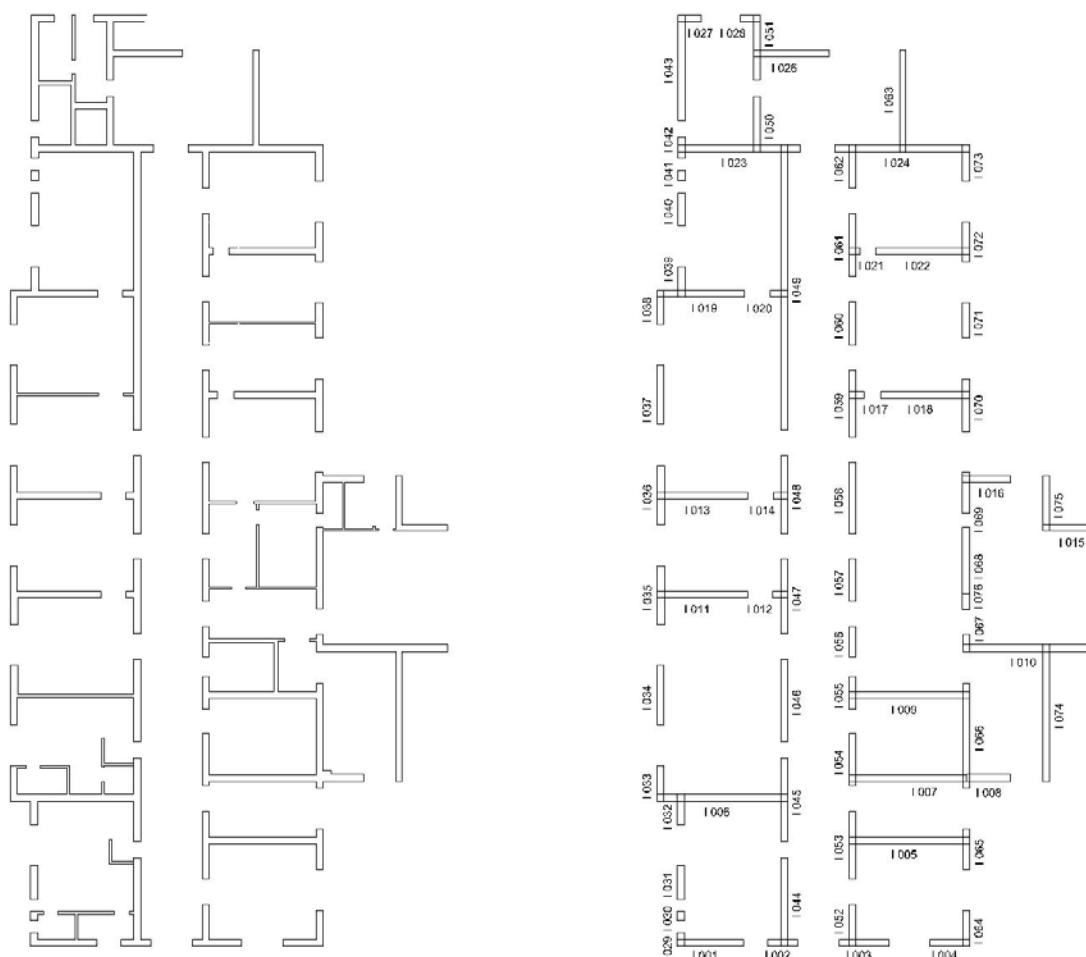
La seguente figura illustra la posizione dell'edificio in oggetto all'interno del complesso ospedaliero Sant'Orsola:



2.2 RILIEVO GEOMETRICO

Per ogni piano è stata individuata la geometria delle pareti resistenti assegnando a ciascuna un numero identificativo (es: I.001 per il piano seminterrato, 0.001 per il piano terra)

Si riporta a titolo di esempio la pianta del piano seminterrato con la relativa pianta strutturale individuata.



2.3 INDAGINI EFFETTUATE

Sono state effettuate le seguenti prove sull'edificio in oggetto:

- Prova a martinetto piatto singolo
- Prova a martinetto piatto doppio
- Prova a scorrimento
- Indagini georadar

I risultati delle prove distruttive e non distruttive sulla muratura sono stati utilizzati come parametro di controllo dei valori proposti dalla normativa.

La caratterizzazione geomorfologica del sito è stata effettuata sulla base di dati presenti del territorio circostante, dal quale si evince che la categoria del terreno per le analisi sismiche è la C.

2.4 LIVELLI DI CONOSCENZA UTILIZZATI NELLE ANALISI

Le prove eseguite non sono state esaustive, pertanto il livello di conoscenza raggiunto ricade nella definizione dell'LC1 a cui corrisponde un FC pari a 1,35. Le prove comunque sono risultate utili per determinare alcuni coefficienti correttivi da applicare ai materiali in termini di resistenza e modulo elastico.

Per le verifiche statiche è stato adottato un coefficiente di sicurezza sui materiali γ_m pari a 3, mentre per le verifiche sismiche tale coefficiente è assunto pari a 2 in accordo con il DM2008 e relativa circolare.

2.5 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Parametri della Struttura

Classe d'uso:	IV
Coefficiente d'uso:	CU = 2.0
Vita Nominale:	VN = 50 anni
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	VR = 100 anni

Parametri del Terreno

Categoria di sottosuolo:	C
Condizione topografica:	T1

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

accelerazione orizzontale massima al sito:	$a_g = 0.211 \text{ g}$
amplificazione max dello spettro in acc. orizz.:	$F_0 = 2.396$
periodo TC*:	$TC^* = 0.315 \text{ s}$
periodo di ritorno:	TR = 949 anni

Stato Limite di salvaguardia Danno (SLD)

accelerazione orizzontale massima al sito:	$a_g = 0.09 \text{ g}$
amplificazione max dello spettro in acc. orizz.:	$F_0 = 2.469$
periodo TC*:	$TC^* = 0.285 \text{ s}$
periodo di ritorno:	TR = 101 anni

Fattori di struttura:

direzione X:	$q = 2.25$
direzione Y:	$q = 2.25$

DATI DI INPUT

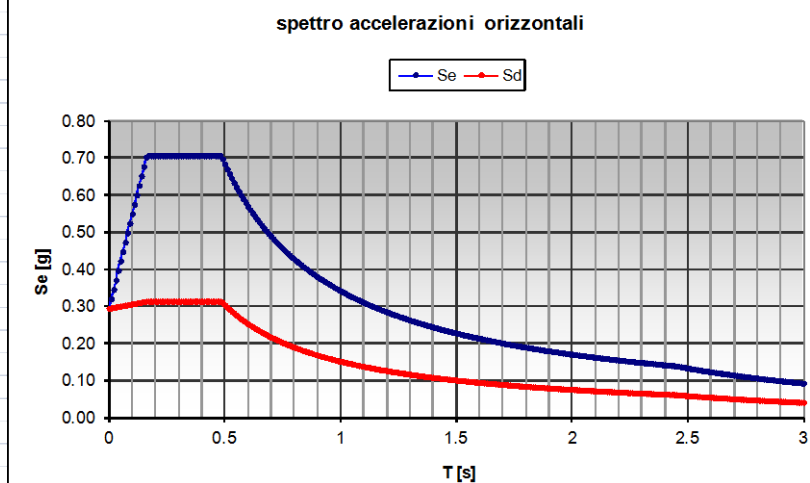
$a_g =$	0.211 g	(da tabella dei parametri spettrali in funzione del periodo di ritorno da considerarsi)
$F_0 =$	2.396	(da tabella dei parametri spettrali in funzione del periodo di ritorno da considerarsi)
$T_C^* =$	0.315 s	(da tabella dei parametri spettrali in funzione del periodo di ritorno da considerarsi)
terreno =	C (A; B; C; D; E)	
cat. topografica =	T1 (T1 = superficie piana; T2 = sommità di pendio; T3 = cresta rilievo $15^\circ < i < 30^\circ$; T4 = cresta rilievo $i > 30^\circ$)	
$\xi =$	5 %	
q =	2.25 (1 per SLD; q per SLU)	

PARAMETRI

S_S (provvisorio) =	1.40	1	1.5 (limite inf e limite sup)
S_S (definitivo) =	1.397		
$S_T =$	1		
$S =$	1.40		
$\eta =$	1.00	0.44 (il primo valore è per lo spettro elastico; il secondo valore è per lo spettro di progetto)	
$C_C =$	1.54		
$T_B =$	0.161 s		
$T_C =$	0.484 s		
$T_D =$	2.444 s		

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO e SPETTRO DI PROGETTO DELLE ACCELERAZIONI ORIZZONTALI (P.ti 3.2.3.2.1, 3.2.3.4 e 3.2.3.5 del D.M. 14/01/2008)

periodo struttura T [s]	Se [g]	Sd [g]
0.53	0.645	0.287
T [s]	Se [g]	Sd [g]
0	0.295	0.295
0.01	0.320	0.296
0.02	0.346	0.297
0.03	0.371	0.298
0.04	0.397	0.299
0.05	0.422	0.301
0.06	0.448	0.302
0.07	0.473	0.303
0.08	0.499	0.304
0.09	0.524	0.305
0.1	0.550	0.307
0.11	0.575	0.308
0.12	0.601	0.309
0.13	0.626	0.310
0.14	0.652	0.311
0.15	0.677	0.312
0.16	0.702	0.314
0.17	0.706	0.314
0.18	0.706	0.314
0.19	0.706	0.314
0.2	0.706	0.314
0.21	0.706	0.314
0.22	0.706	0.314
0.23	0.706	0.314
0.24	0.706	0.314
0.25	0.706	0.314
0.26	0.706	0.314
0.27	0.706	0.314
0.28	0.706	0.314
0.29	0.706	0.314
0.3	0.706	0.314
0.31	0.706	0.314
0.32	0.706	0.314
0.33	0.706	0.314
0.34	0.706	0.314
0.35	0.706	0.314
0.36	0.706	0.314



2.6 CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

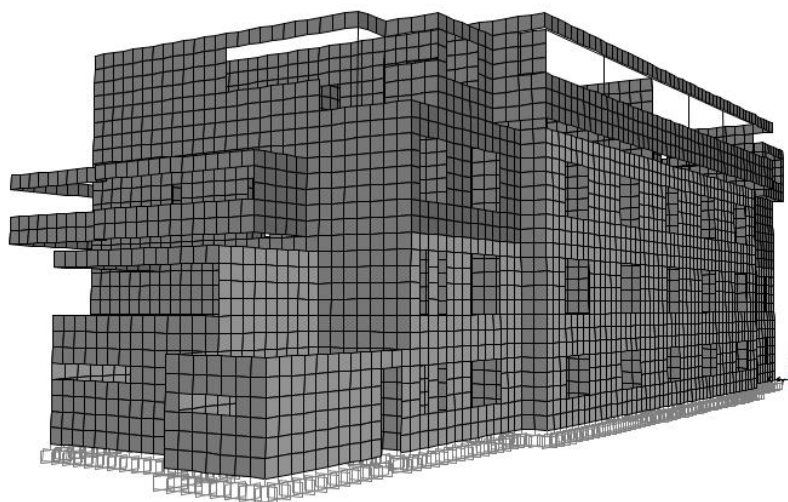
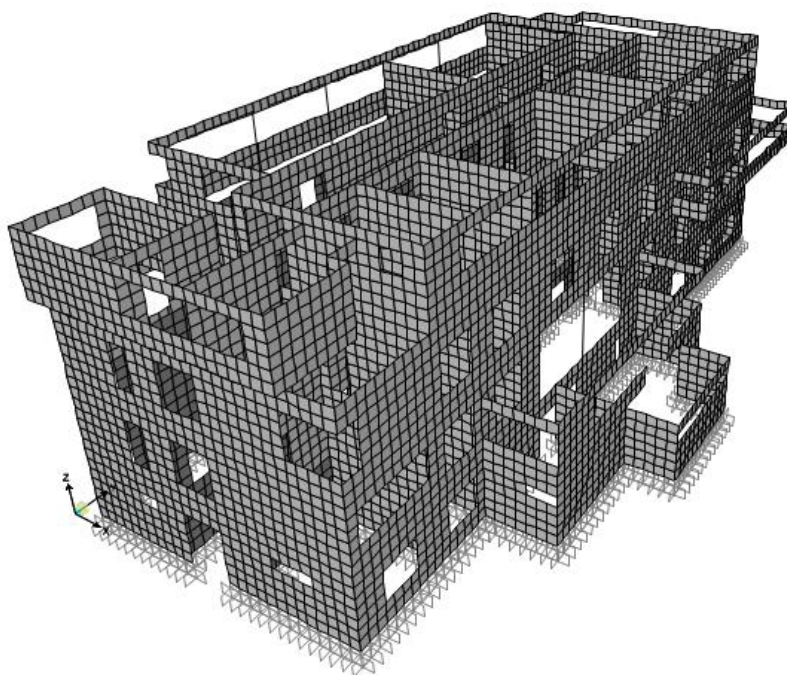
Le analisi di vulnerabilità sismica coinvolgono la stima del comportamento sismico della costruzione nelle sue molteplici parti (strutturali e non) sotto una molteplicità di azioni sismiche (di diversa intensità). Per quanto riguarda la così detta “modellazione” della costruzione (rappresentazione semplificata della realtà attraverso uno strumento/analitico numerico di tipo predittivo) si sono adottati differenti “modelli” a seconda degli “stati limite” e delle membrane considerati. Le analisi di vulnerabilità sismica presentano i livelli di accelerazione sismica che attivano i diversi stati limite per le diverse componenti analizzate e individuano le principali fonti di criticità nei confronti del comportamento sismico della costruzione in esame, oltre che ad individuare le soglie di accelerazione che globalmente attivano i diversi stati limite per i vari corpi del complesso analizzato. La valutazione della sicurezza alle azioni sismiche e le relative verifiche sono fornite in termini di accelerazione al suolo e di periodo di ritorno in grado di attivare un dato meccanismo di danneggiamento/collasso.

La valutazione della sicurezza (DM 14/01/08 capitolo 8.3) è stata eseguita con riferimento allo Stato Limite Ultimo (in particolare alla condizione di salvaguardia della vita umana SLV) ed allo Stato Limite di Danno (SLD).

Al fine di valutare la sicurezza sismica delle costruzioni in esame le analisi sono state sviluppate con l'utilizzo di modellazioni numeriche agli elementi finiti (utilizzando il software di calcolo computazionale SAP2000) e tramite una analisi e valutazione qualitativa e con modelli semplificati. A valle del rilievo e della campagna di indagini effettuati, si è deciso di adottare per le analisi FEM una analisi dinamica modale con spettro di progetto con fattore "q".

In accordo con il DM 14/01/08 e la CM617 si ottiene (a favore di sicurezza si sono considerati gli edifici non regolari in elevazione), il valore di "q" utilizzato nelle analisi per i vari corpi è pari a 2,25.

Di seguito si riporta il modello impiegato per la struttura:



3. SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI

3.1 VERIFICA STATICA

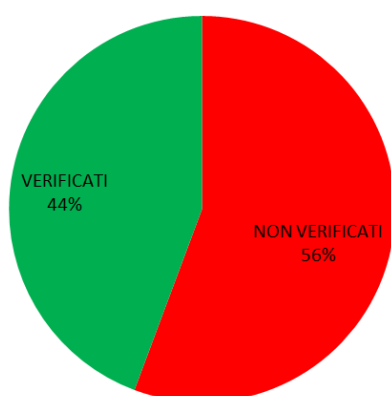
Per determinare le sollecitazioni dovute ai carichi verticali nel calcolo manuale è stato utilizzato il metodo delle aree di influenza, in questo modo ad ogni maschio murario è stata assegnato il peso dell'area di solaio che scarica su di esso. Il peso totale agente alla base di ogni parete, utilizzato per le verifiche statiche, è dato dalla somma del peso proprio della parete, dal peso del solaio di competenza e dal peso trasmesso dalla parete sovrastante.

Nel modello FEM i solai sono stati modellati con shell none (shell dotate di massa e sezio nulla) alle quali sono stati assegnati i vari pesi agenti (peso permanente strutturale, permanente non strutturale e variabile). Si è avuta l'accortezza di dare ai solai così modellati l'effettiva orditura in modo che scaricassero lungo la direzione opportuna.

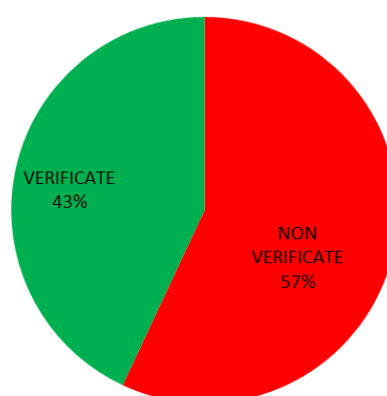
La verifica statica dell'edificio è stata condotta per lo SLU per le sole pareti in muratura in quanto non sono state eseguite indagini sufficienti per poter verificare i solai.

Pertanto si riporta la sintesi della percentuale di pareti non verificate (in rosso) e quelle verificate (in verde) per la totalità delle pareti della struttura sia per il calcolo manuale che per il modello FEM:

VERIFICA STATICA SLU
modello manuale



VERIFICA STATICA SLU
modello FEM



3.2 VERIFICA SISMICA

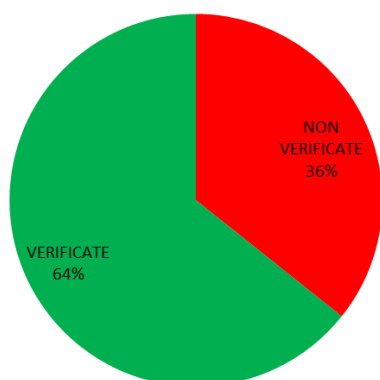
La verifica sismica dell'edificio allo stato di fatto non è soddisfatta per una buona parte delle pareti in muratura.

La capacità ultima di tali elementi risulta minore della sollecitazione derivante da un sisma allo SLV.

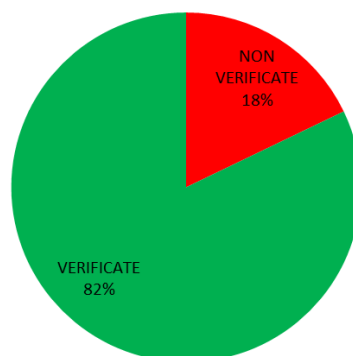
Pertanto si riportano in sintesi la percentuale di pareti non verificate (in rosso) e la percentuale di quelle verificate (in verde) differenziate secondo le quattro verifiche effettuate su ogni singola parete:

- pressoflessione nel piano
- taglio per scorrimento
- taglio per fessurazione diagonale
- pressoflessione fuori dal piano

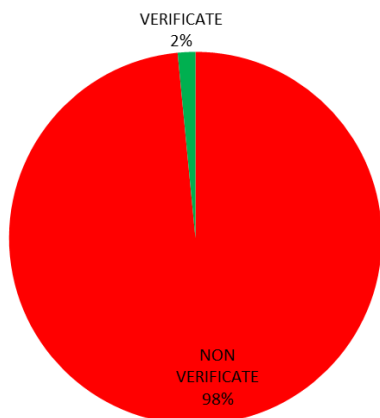
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO



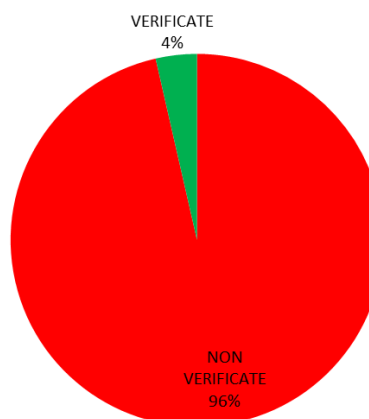
VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO
Inizio fessurazione



VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO



VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE



Mentre per quanto concerne il valore di deformabilità dei vari piani (spostamento di interpiano) qualora la struttura venisse sottoposta ad un sisma di intensità medio/bassa (SLD) o elevata (SLV), rientra nei valori limite da normativa per entrambe le direzioni.

3.3 INDICAZIONE QUALITATIVA DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI NECESSARI PER UN EVENTUALE MIGLIORAMENTO SISMICO

Si indicano in questo paragrafo una serie di previsioni di massima di possibili interventi di miglioramento: la criticità maggiore è concentrata nelle pareti in muratura sulle quali è prevedibile un aumento di resistenza, in particolare, considerando il fatto che più del 90% delle pareti non ha resistenza sufficiente per sopportare il sisma di progetto allo SLV ($T_{RIT} = 949$ anni, $a_g = 0,211g$), in particolare nei confronti dei meccanismi a taglio nel piano, gli interventi di miglioramento sismico suggeriti a livello qualitativo possono essere:

- placcaggio delle murature con intonaco armato;
- placcaggio delle murature con tessuti in materiale fibrorinforzato.

4. EVENTUALI CRITICITA' RISCONTRATE A SEGUITO DEI SOPRALLUOGHI

Non sono state riscontrate criticità.

5. VULNERABILITA' LOCALE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (TRAMEZZI, CONTROSOFFITTI, IMPIANTI)

Le vulnerabilità riscontrate a livello locale sono di seguito sinteticamente riassunte:

- tramezzi: le pareti di tamponamento interne ed esterne tipiche (realizzate in mattoni forati tipo poroton) sono in condizioni di sicurezza relativamente a un cinematismo di rottura interna, mentre è possibile l'attivazione di un meccanismo di ribaltamento;
- controsoffitti: è possibile la fuoriuscita delle lastre quadrate o delle doghe dei controsoffitti dalla sede di appoggio (intelaiatura dei controsoffitti) a seguito di evento sismico;
- impianti: la mancanza dei giunti in corrispondenza della separazione dei vari corpi potrebbe causare la rottura delle tubazioni ed una eventuale fuoriuscita di gas (tale situazione potrebbe precludere la funzionalità dell'ospedale in caso di evento sismico).

6. ALLEGATI

Allegato 1: Scheda della Regione

Allegato 2: Tabella di sintesi dei risultati per il Padiglione 26

Allegato 3: Vulnerabilità degli elementi non strutturali

Bologna, 15 gennaio 2014

Responsabile scientifico

Prof. Pier Paolo Diotallevi

Direttore

Prof. Francesco Ubertini

ALLEGATO 2**1. TABELLA DI SINTESI DEI RISULTATI**

Riassunto dei risultati per la forzante sismica di sito.

VERIFICHE STATICHE		
	% PARETI VERIFICATE	%PARETI NON VERIFICATE
PIANO SEMINTERRATO	27	73
PIANO TERRA	17	83
PIANO PRIMO	52	48
PIANO SECONDO	93	7
VERIFICHE SISMICHE		
	PRESSOFLESSIONE NEL PIANO	
	% PARETI VERIFICATE	%PARETI NON VERIFICATE
PIANO SEMINTERRATO	63	37
PIANO TERRA	82	18
PIANO PRIMO	73	27
PIANO SECONDO	27	73
	TAGLIO PER SCORRIMENTO	

	% PARETI VERIFICATE	%PARETI NON VERIFICATE
PIANO SEMINTERRATO	5	95
PIANO TERRA	0	100
PIANO PRIMO	0	100
PIANO SECONDO	0	100

TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

	% PARETI VERIFICATE	%PARETI NON VERIFICATE
PIANO SEMINTERRATO	10	90
PIANO TERRA	0	100
PIANO PRIMO	0	100
PIANO SECONDO	3	97

PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

	% PARETI VERIFICATE	%PARETI NON VERIFICATE
PIANO SEMINTERRATO	83	17
PIANO TERRA	96	4
PIANO PRIMO	84	16
PIANO SECONDO	58	42

ALLEGATO 3

1. TRAMEZZATURE INTERNE ED ESTERNE

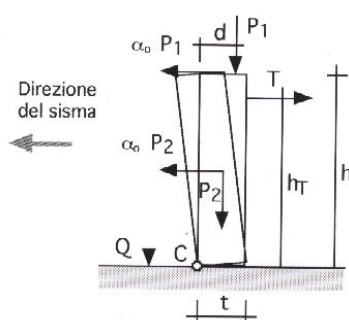
Si effettua la verifica al ribaltamento (SLD e SLV) di una tramezzatura interna monopiano di tipologia comune presente all'interno del Padiglione e avente le seguenti caratteristiche geometriche:

$l = 100cm$ lunghezza parete, $t = 12cm$ spessore parete,

$h = 330cm$ altezza parete

1.1 RIBALTAMENTO DI PARETE DI TAMPONAMENTO MONOPIANO

La figura seguente rappresenta il meccanismo di collasso locale a ribaltamento:



θ rotazione della parete considerata come blocco rigido attorno alla cerniera di base C

P_1 carico sulla sommità della parete applicato alla distanza d dallo spigolo

P_2 peso proprio della parete applicato nel baricentro

Il possibile ribaltamento della parete avviene con rotazione θ attorno alla cerniera C situata sul suo spigolo esterno.

Applicando il PLV in termini di spostamenti si ottiene:

$$L_{ve} = (\alpha_0 P_1) \cdot \delta_{x1} + (\alpha_0 P_2) \cdot \delta_{x2} + P_1 \cdot \delta_{y1} + P_2 \cdot \delta_{y2} = \alpha_0 P_1 \cdot \theta \cdot h + \alpha_0 P_2 \cdot \theta \cdot h/2 + P_1 \cdot (-\theta \cdot d) + P_2 \cdot (-\theta \cdot t/2)$$

$$L_{vi} = M_C \cdot \theta = 0, \quad L_{ve} = L_{vi} = 0. \quad \alpha_0 P_1 \cdot h + \alpha_0 P_2 \cdot h/2 - P_1 \cdot d - P_2 \cdot t/2 = 0$$

$$\alpha_0 = \frac{P_1 \cdot d + P_2 \cdot t/2}{P_1 \cdot h + P_2 \cdot h/2} \quad \text{moltiplicatore dei carichi orizzontali}$$

Considerando che la verifica viene effettuata per una parete di tamponamento, il carico verticale

$P_1 = 0$, mentre il peso della parete (poroton con $\gamma = 800 \text{ daN} / \text{m}^3$) vale:

$$P_2 = 800 \cdot 0,1 \cdot 5,0 = 317 \text{ daN} \quad \text{peso della parete}$$

Sostituendo i valori nella equazione del PLV si ottiene il valore del moltiplicatore di collasso della parete in assenza di tirante:

$$\alpha_o = \frac{P_1 \cdot d + P_2 \cdot t/2}{P_1 \cdot h + P_2 \cdot h/2} = \frac{t}{h} = 0,036$$

Ciò significa che la parete non raggiunge il meccanismo di collasso per ribaltamento fuori dal piano (cioè è verificata) fintantoché i carichi orizzontali sono minori di:

$$\alpha_o \cdot (P_1 + P_2) = 0,036 \cdot 317 = 11,53 \text{ daN}$$

Considerando quanto riportato nel DM08 (capitolo 7.2.3) che prescrive la verifica degli elementi

non strutturali, la forza sismica orizzontale da applicare al baricentro del pannello vale $F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$.

La verifica viene effettuata per una parete situata al piano seminterrato (Parete 1, quota del baricentro della parete a +1,5m ($Z_1 = 1,5\text{m}$) dal piano delle fondazioni) e per una parete situata a piano terra (Parete 2, quota del baricentro della parete a +4,90m ($Z_2 = 4,90\text{m}$) dal piano delle fondazioni) e per una parete situata a piano primo (Parete 3, quota del baricentro della parete a +8,50 m ($Z_3 = 8,50\text{m}$) dal piano delle fondazioni) e per una parete situata a piano secondo (Parete 4, quota del baricentro della parete a +12,40m ($Z_4 = 12,40\text{m}$) dal piano delle fondazioni), considerando una altezza totale della struttura pari a $H = 14,00\text{m}$ ($W_a = 317 \text{ daN}$).

$$S_{a1,SLV} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z_1}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = \frac{0,211g}{g} \cdot 1,397 \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{1,5}{14,0}\right)}{1 + (1 - 1)^2} - 0,5 \right] = 0,832$$

$$S_{a2,SLV} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z_2}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = \frac{0,211g}{g} \cdot 1,397 \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{4,90}{14,0}\right)}{1 + (1 - 1)^2} - 0,5 \right] = 1,046$$

$$S_{a3,SLV} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z_3}{H}\right)}{1 \cdot \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = \frac{0,211g}{g} \cdot 1,397 \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{8,50}{14,0}\right)}{1 \cdot (1 - 1)^2} - 0,5 \right] = 1,276$$

$$S_{a4,SLV} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z_3}{H}\right)}{1 \cdot \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] = \frac{0,211g}{g} \cdot 1,397 \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{12,4}{14,0}\right)}{1 \cdot (1 - 1)^2} - 0,5 \right] = 1,520$$

considerando a favore di sicurezza $T_a = T_1$ (rigidamente connesso) e $q_a = 2,0$

$$F_{a1} = \frac{S_{a1} \cdot W_a}{q_a} = \frac{0,832 \cdot 317}{2} = 131,9 \text{ daN}$$

$$F_{a2} = \frac{S_{a2} \cdot W_a}{q_a} = \frac{1,046 \cdot 317}{2} = 165,8 \text{ daN}$$

$$F_{a3} = \frac{S_{a3} \cdot W_a}{q_a} = \frac{1,276 \cdot 317}{2} = 202,3 \text{ daN}$$

$$F_{a4} = \frac{S_{a4} \cdot W_a}{q_a} = \frac{1,520 \cdot 317}{2} = 240,9 \text{ daN}$$

In entrambi i casi la forza sismica è maggiore del carico orizzontale di attivazione del meccanismo di ribaltamento ($\alpha_o \cdot (P_1 + P_2) = 0,036 \cdot 317 = 11,53 \text{ daN}$).

Si riporta nel seguito la verifica SLD e SLU in termini di accelerazione a_o^* di attivazione del meccanismo.

$$a_o^* = \alpha_o \cdot g \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}{P^*} \right) = \alpha_o \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} \right) \quad \sum_{i=1}^{n+m} P_i = P_1 + P_2 = 317 \text{ daN}$$

$M^* = P^* / g$ massa partecipante alla forma modale di vibrazione associata al meccanismo di collasso considerato (porzione di massa totale che risponde al terremoto secondo il modo considerato)

$$M^* = \frac{1}{g} \cdot \frac{(P_1 \cdot h + P_2 \cdot h/2)^2}{P_1 \cdot h^2 + P_2 \cdot (h/2)^2} = \frac{P_2}{g} = \frac{400 \text{ daN}}{g}$$

L'accelerazione di attivazione del meccanismo considerato vale quindi:

$$a_o^* = a_o \cdot \left(\frac{P_1 + P_2}{M^*} \right) = 0,036g$$

1.1.1 VERIFICA SLD - FESSURAZIONI

La verifica allo SLD della Parete 1 porge:

$$a_o^* = 0,036g < a_{g-SD} \cdot S = 0,090g \cdot 1,500 = 0,135g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano terra a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,036g$, qualora la parete si ribalti.

La verifica allo SLD della Parete 2 porge:

$$a_o^* = 0,036g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_2}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{4,90}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,154g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano primo a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,036g$, qualora la parete si ribalti.

La verifica allo SLD della Parete 3 porge:

$$a_o^* = 0,036g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{8,50}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,267g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano primo a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,036g$, qualora la parete si ribalti.

La verifica allo SLD della Parete 4 porge:

$$a_o^* = 0,036g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{12,40}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,390g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano primo a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,036g$, qualora la parete si ribalti.

1.1.2 VERIFICA SLV - MECCANISMO DI COLLASSO

La verifica allo SLV della Parete 1 porge:

$$a_o^* = 0,036g < \frac{a_{g-SLV} \cdot S}{q} = \frac{0,211g \cdot 1,397}{2} = 0,147g$$

($q = 2$ Appendice alla CM617 capitolo C8A.4.2.3 e tabella 7.2.I del capitolo 7.2.3 del DM08)

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano terra non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

La verifica allo SLV della Parete 2 porge:

$$a_o^* = 0,036g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_2}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{4,90}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,165g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano primo non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

La verifica allo SLV della Parete 3 porge:

$$a_o^* = 0,036g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{8,50}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,286g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano primo non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

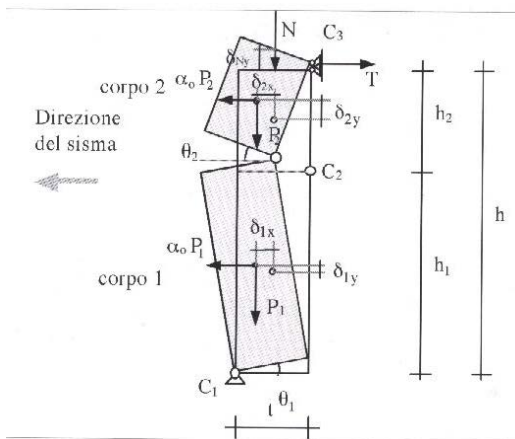
La verifica allo SLV della Parete 4 porge:

$$a_o^* = 0,036g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{12,40}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,417g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano primo non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

1.2 CINEMATISMO PER ROTTURA INTERNA DI PARETE DI TAMPONAMENTO MONOPIANO

Di seguito si riporta la verifica di sicurezza relativa al cinematismo per rottura interna della parete di tamponamento con formazione di una cerniera ad altezza h_1 , incognita rispetto alla sezione di base.



La parete risulta suddivisa in due corpi di altezza h_1 ed h_2 , collegati dalla cerniera C_2

h_1 è il parametro incognito della posizione della cerniera C_2

$$h_2 = h - h_1$$

θ_1 rotazione virtuale del corpo 1 (sotto), θ_2 rotazione virtuale del corpo 2 (sopra)

Si consideri che la cerniera si formi a metà dell'altezza.

$$h_1 = h / z \quad z = 2 \quad h_1 = 3,3/2 = 1,65m$$

Il moltiplicatore dei carichi vale:

$$\alpha_o = \frac{t}{h} \cdot \left[2 \cdot z + 2 \cdot \frac{N}{P} \cdot z + \frac{N}{P} \cdot \frac{z}{z-1} \right] = \frac{0,1}{5,0} \cdot [2 \cdot 2] = 0,145$$

Si procede ora al calcolo dell'accelerazione che è in grado di attivare questo cinematismo, calcolando la massa partecipante tramite l'identificazione della forma modale corrispondente al meccanismo di collasso:

$$M^* = \frac{1}{g} \cdot \frac{(P_1 \cdot \delta_{x1} + P_2 \cdot \delta_{x2})^2}{P_1 \cdot \delta_{x1}^2 + P_2 \cdot \delta_{x2}^2} = \frac{1}{g} \cdot \frac{(P_1 + P_2)^2}{P_1 + P_2} = \frac{1}{g} \cdot \frac{(P_1 + P_2)}{1} = \frac{317 \text{ daN}}{g}$$

$$\alpha_o^* = \alpha_o \cdot \frac{P}{M^*} = \alpha_o = 0,145g \text{ accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso}$$

1.2.1 VERIFICA SLD - FESSURAZIONI

La verifica allo SLD della Parete 1 porge:

$$a_o^* = 0,145g > a_{g-SLD} \cdot S = 0,090g \cdot 1,500 = 0,135g$$

la verifica è soddisfatta, non è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nel caso di formazione di cerniera a metà dell'altezza della parete di tamponamento a piano terra.

La verifica allo SLD della Parete 2 porge:

$$a_o^* = 0,145g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_2}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{4,90}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,154g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano terra a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,145g$, nel caso di formazione di cerniera plastica a metà altezza della parete.

La verifica allo SLD della Parete 3 porge:

$$a_o^* = 0,145g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{8,50}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,267g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano terra a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,145g$, nel caso di formazione di cerniera plastica a metà altezza della parete.

La verifica allo SLD della Parete 4 porge:

$$a_o^* = 0,145g < S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} = 0,33 \cdot \frac{12,40}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} = 0,390g$$

la verifica non è soddisfatta, ed è quindi previsto l'insorgere di fessurazioni nella parete di tamponamento a piano terra a seguito di un evento sismico di intensità pari a $a_g = 0,145g$, nel caso di formazione di cerniera plastica a metà altezza della parete.

1.2.2 VERIFICA SLV - MECCANISMO DI COLLASSO

La verifica allo SLV della Parete 1 porge:

$$a_o^* = 0,145g < \frac{a_{g-SLV} \cdot S}{q} = \frac{0,211g \cdot 1,397}{2} = 0,147g$$

($q = 2$ Appendice alla CM617 capitolo C8A.4.2.3 e tabella 7.2.I del capitolo 7.2.3 del DM08)

la verifica non è soddisfatta e la parete di tamponamento a piano terra non è in condizioni di sicurezza relativamente a un cinematisma di rottura interna.

La verifica allo SLV della Parete 2 porge:

$$a_o^* = 0,145g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_2}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{4,90}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,165g$$

la verifica non è soddisfatta e la parete di tamponamento a piano primo non è in condizioni di sicurezza relativamente a un cinematisma di rottura interna.

La verifica allo SLV della Parete 3 porge:

$$a_o^* = 0,145g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{8,50}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,286g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano primo non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

La verifica allo SLV della Parete 4 porge:

$$a_o^* = 0,145g < \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = S_e(T_1) \cdot \frac{Z_3}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1} \cdot \frac{1}{q} = 0,706 \cdot \frac{12,40}{14,00} \cdot \frac{3 \cdot 4}{2 \cdot 4 + 1} \cdot \frac{1}{2} = 0,417g$$

La verifica a collasso della parete di tamponamento a piano primo non è soddisfatta, ovvero l'azione sismica fornisce una accelerazione di progetto allo SLV superiore al valore di accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso.

2. CONTROSOFFITTI

I pendini utilizzati per l'aggancio al solaio dei controsoffitti a quadri e a doghe sono pendolari. Tale condizione implica che possono oscillare liberamente in caso di fenomeni ondulatori. Per quanto riguarda gli spostamenti laterali, considerando che:

- lo spostamento di interpiano dei vari corpi del Padiglione (ricavato in condizione di Stato Limite di Danno) è quasi sempre superiore allo 0,5% imposto dalla normativa, che per una altezza di piano pari a 6,0m comporterebbe uno spostamento laterale di piano pari a 1,8cm,
- l'appoggio delle lastre quadrate o delle doghe ai profili metallici dell'intelaiatura di supporto dei controsoffitti è circa pari a 1cm/1,5cm, dell'intelaiatura,

l'unica vulnerabilità riscontrabile risiede nella possibile fuoriuscita delle lastre quadrate o delle doghe dalla sede di appoggio (intelaiatura dei controsoffitti).

Si evidenzia, inoltre, la non casualità dello stesso ordine di grandezza tra l'appoggio delle lastre di controsoffitto all'intelaiatura di supporto e lo spostamento limite di interpiano consentito dalla normativa (D.M. 14/01/2008) in condizioni di SLD, in quanto per le nuove costruzioni, essendo rispettate le prescrizioni della norma viene automaticamente scongiurata la vulnerabilità legata alla perdita di appoggio dei controsoffitti.

Per quanto riguarda eventuali fenomeni sussultori, considerando che:

- la sezione minima dei pendini utilizzati è pari a un filo in acciaio di diametro $\phi 4mm$,
- i pendini che reggono la struttura del controsoffitto sono disposti a passo pari a circa 120cm,
- si adotta un coefficiente dinamico di amplificazione pari a 2 del massimo carico verticale stimato a favore di sicurezza in $q = 50 daN / m^2$

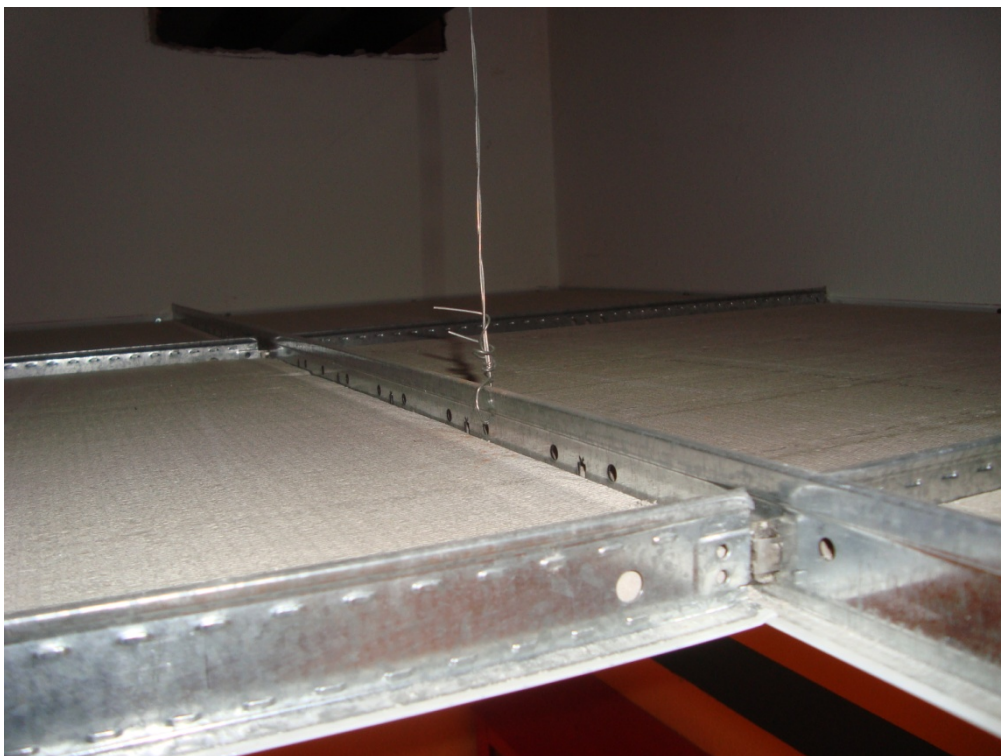
la verifica di resistenza è soddisfatta in quanto:

$$N_u = f_{yd} \cdot A_s = (2350 / 1,15) \cdot 0,125 = 255 daN > N_d = 2 \cdot 50 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 150 daN$$

Le figure seguenti illustrano alcuni controsoffitti tipici utilizzati all'interno del Padiglione.



controsoffitto a quadri



struttura portante del controsoffitto a quadri

3. GIUNTI ED IMPIANTI

I pendini utilizzati per l'aggancio al solaio delle tubazioni degli impianti sono pendolari. Tale condizione implica che possono oscillare liberamente in caso di fenomeni ondulatori.

Come prescritto nel D.M. 14/01/2008 al capitolo 7.2.4, al fine di limitare il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili, si possono utilizzare anche dispositivi di interruzione automatica della distribuzione del gas.

Nel presente caso non sono presenti giunti strutturali che dividono il fabbricato in blocchi, pertanto non si ritiene necessario l'introduzione di giunti negli impianti.

Per quanto riguarda eventuali fenomeni sussultori, considerando che:

- la sezione minima dei pendini utilizzati è pari a un cavo in acciaio di diametro $\phi 8mm$,
- i pendini che reggono le tubazioni sono disposti a passo pari a circa 60cm,
- si adotta un coefficiente dinamico di amplificazione pari a 2 del massimo carico verticale stimato a favore di sicurezza in $q = 30 daN / m^2$

la verifica di resistenza è ampiamente soddisfatta in quanto:

$$N_u = f_{yd} \cdot A_s = (2350 / 1,15) \cdot 0,5 = 1000 daN > N_d = 2 \cdot 30 \cdot 0,6 \cdot 0,6 = 20 daN$$