

COMUNE DI
ZOLA PREDOSA
PROVINCIA DI BOLOGNA

DESCRIZIONE DELLA TAVOLA

**VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI
DI SICUREZZA STRUTTURALE
DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI
SENSI DELL'OPCM 3274/03,
DELL'OPCM 3362/04 E S.M.I.**

DESCRIZIONE ED UBICAZIONE DEL FABBRICATO

ASILO NIDO - PABLO PICASSO-
VIA CELLINI, 12 - 40069 ZOLA PREDOSA (BO)

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

IL COMMITTENTE

COMUNE DI ZOLA PREDOSA
Piazza della Repubblica,1
40069 ZOLA PREDOSA (BO)

IL TECNICO INCARICATO

Ing. CRISTIAN COLLINA
Via Bazzanese, 32/4
40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)

TAVOLA

OGGETTO

R.1

**Relazione di valutazione della sicurezza
ai sensi del D.G.R n° 936 del 23/6/2008**

DATA
SETTEMBRE 2013

REVISIONI

COLLABORATORE

1. INTRODUZIONE

Nella presenti il sottoscritto Ing. Cristian Collina illustra i risultati delle indagini specialistiche svolte a seguito dell'incarico ricevuto dal Comune di Zola Predosa finalizzato all'esecuzione di verifiche tecniche sull'edificio scolastico oggetto della presente denominato "Scuola Pablo Picasso" di proprietà dello stesso Comune, ubicato in via Cellini n°12. L'area in oggetto è individuabile alle seguenti coordinate geografiche:

longitudine: 11°13'17.19" Est

latitudine: 44°29'21.69" Nord

Si riporta di seguito quale inquadramento generale la foto satellitare del sito in oggetto.



Foto satellitare del fabbricato oggetto di intervento

Il presente lavoro, unitamente agli elaborati grafici e la documentazione allegata, costituisce la "verifica tecnica", denominate anche "valutazioni di sicurezza", conforme alle indicazioni definite dalla Regione Emilia Romagna tramite la Deliberazione della Giunta Regionale 23 giugno 2008, n. 936 - Programma delle verifiche tecniche e piano degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico previsto all'art. 1, comma 4, lettera c) dell'OPCM 3362/2004 e s.m.i. (annualità 2005), nel quale l'edificio in esame rientra (n. 89 All.1).

In particolare di seguito sarà illustrato il percorso svolto al fine della determinazione dei livelli di sicurezza strutturali, mediante rilievi, definizione e coordinamento della campagna di indagini diagnostiche, modellazioni numeriche ed analisi strutturali, della costruzione sopra individuata, in ottemperanza della normativa vigente e richiesta dal disciplinare di incarico.

Le operazioni svolte per la redazione delle presenti verifiche tecniche si suddividono in due fasi principali. La prima costituita dall'analisi storico critica, dal rilievo geometrico, dal rilievo strutturale, dalle indagini preliminari in situ e da verifiche numeriche di prima approssimazione. Questa prima fase non segue un percorso sequenziale predefinito, essendo piuttosto frutto di iterazioni successive; particolare attenzione viene prestata alle analisi di sensibilità finalizzate a definire i più opportuni approfondimenti di indagine. La seconda fase operativa consiste nell'esecuzione e valutazione delle indagini di dettaglio e nell'implementazione di modellazioni atte a definire i periodi di ritorno dell'azione sismica per i quali, tenendo conto di tutti i parametri che influenzano lo spettro di progetto, si raggiungono gli stati limite considerati per i diversi meccanismi analizzati, sia locali che globali, in ordine decrescente di vulnerabilità.

L'edificio è composto da un corpo di fabbrica principale originario, successivamente sono stati realizzati due ampliamenti. La struttura è costituita quindi da tre nuclei principali.

2. NORME DI RIFERIMENTO

La valutazione della sicurezza dell'edificio in esame è condotta in ottemperanza alle seguenti norme di riferimento cogenti.

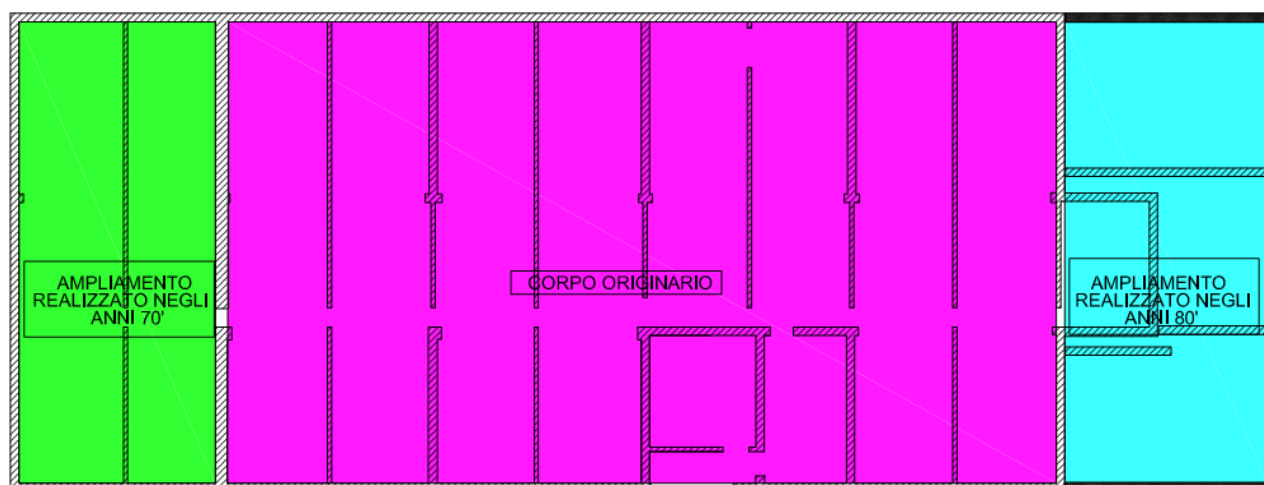
- [1] Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” di seguito denominato con l'acronimo NTCU;
- [2] Circ.MMLPP 02.02.2009 - n. 617: “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;
- [3] Deliberazione della Giunta Regionale dell'Emilia Romagna n. 936 del 23 giugno 2008 , Allegato 3 “Istruzioni tecniche per lo svolgimento delle verifiche su edifici compresi nel programma ex art. 2 comma 2 OPCM 3362/2004 e s.m.i. -Annualità 2005

3. RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

3.1. Esame della documentazione disponibile e analisi storico-critica

L'edificio è stato realizzato su commissione del Comune di Zola Predosa, si sviluppa in tre nuclei principali:

- Corpo Originario;
- Ampliamento lato sud realizzato negli anni 70';
- Ampliamento lato nord realizzato negli anni 80'.



Dalla ricerca effettuata presso lo stesso Comune di Zola Predosa è stata reperita la seguente documentazione:

- Relazione Riguardante i calcoli statici;
- Tav.2 Contenente la Pianta piano scantinato-Particolari fondazioni,Pianta piano rialzato e pianta carpenterie.

Dalla ricerca effettuata presso l'ex Genio Civile di Bologna presso il Servizio Tecnico di Bacino Reno è stata reperita la **documentazione tecnica strutturale relativa all'esecuzione dell' ampliamento realizzato negli anni 70'** depositata al genio civile con **protocollo n. 792 del 28.11.1972** . Il deposito delle strutture è costituito da:

1. *Denuncia dei lavori di ampliamento;*
2. *Relazione tecnica* di calcolo delle strutture in opera;
3. *Tav. contenente la pianta delle fondazioni del 1°impalcato e del 2° impalcato e relativi particolari costruttivi;*
4. *Relazione a strutture Ultime* e relativi allegati (prove sull'acciaio da c.c.a. e sui cubetti in cls);
5. *Collaudo delle strutture.*

I soggetti coinvolti nell'edificazione dell'edificio sono i seguenti:

- *Committente:* Comune di Zola Predosa;
- *Progettista e direttore dei lavori:* Arch. Antonio Bonomi;
- *Calcolatore delle strutture in opera e prefabbricate in c.c.a.:* Ing. Franco Predari ;
- *Impresa esecutrice dei lavori:* Impresa Galati e Vitellaro;
- *Impresa fornitrice delle strutture prefabbricate:* Coop Fornaciai;
- *Ispettore c.c.a.:* Ing. Lanzoni Carlo;
- *Collaudatore per le opere in c.c.a.:* Ing. Roberto Lippa.

Dalla ricerca effettuata presso il Comune di Zola Predosa è stata reperita la **documentazione tecnica strutturale relativa all'esecuzione dell' ampliamento realizzato negli anni 80'**. Si fa notare che le opere di ampliamento non furono denunciate all' ufficio ex Genio civile in forza all' ultimo comma dell' art.4 della legge 1086.

Il materiale reperito è costituito da:

1. *Relazione di Calcolo del solaio di copertura;*
2. *Relazione di Calcolo del solaio di 1° impalcato;*
3. *Relazione sui materiali;*
4. *Tavola contenente la pianta delle fondazioni e relativi particolari costruttivi;*
5. *Tavola 2 particolari costruttivi ;*
6. *Tavola 1 piante e prospetti;*
7. *Tavola solaio 1° impalcato;*
8. *Tavola solaio 2° impalcato;*
9. *Relazione a strutture ultimate e relativi allegati sulle prove dei materiali;*
10. *Collaudo Statico delle opere in c.c.a.*

I soggetti coinvolti nell'edificazione dell'edificio sono i seguenti:

- *Committente:* Comune di Zola Predosa;
- *Progettista delle strutture:* Ing. Collina Pietro;
- *Progettista dei solai:* Ing. Carlo Maccaferri;
- *Progettista dell' architettonico e direttore lavori:* Ing. Cocchi Oriano;
- *Impresa di costruzione dei solai:* Edilfornaciai;
- *Impresa costruttrice delle strutture realizzate in opera:* Coop Costruzioni;
- *Collaudatore per le opere in c.c.a.:* Ing. Sabattini Paolo.

La configurazione che l'edificio possiede ad oggi è corrispondente a quella dell'epoca dell'edificazione con le modifiche apportate nel corso degli ultimi lavori.

I dati dimensionali relativi al progetto di edificazione sono stati confrontati coi quelli reperiti durante i sopralluoghi e in particolare grazie ai rilievi geometrici. Tali operazioni hanno riguardato non solo il rilievo geometrico in senso stretto dell'edificio, ma anche l'analisi dei dettagli costruttivi mediante l'esecuzione di numerosi sondaggi effettuati nelle operazioni preliminari all' analisi di vulnerabilità. Dal confronto fra gli elaborati progettuali e i rilievi condotti, non sono state riscontrate sostanziali modifiche, sia per quanto riguarda i dati dimensionali (ingombri, dimensioni delle aperture, spessore murature, solai, ecc.), sia per quanto concerne i tenori di armatura nelle membrature in c.c.a. e la qualità dei materiali.

3.2. Dati dimensionali e schemi piano altimetrici

Il complesso in oggetto è composto da tre nuclei , sull' intero fabbricato è stato eseguito il rilievo geometrico mediante misuratore laser e i risultati sono stati restituiti in apposita scala di rappresentazione. Il rilievo ha permesso di determinare l'organismo resistente del fabbricato. Grazie poi ai sondaggi effettuati e alle informazioni desunte dagli elaborati del progetto esecutivo delle strutture è stato ricostruito l'assetto strutturale dell'edificio rappresentato negli elaborati grafici allegati alla presente di cui costituiscono parte integrante.

Le operazioni di rilievo hanno quindi permesso la conoscenza accurata dell'apparato edilizio e per quanto direttamente collegato alla geometria, gli schemi statici fondamentali sui quali è fondata la concezione strutturale dello stesso, in particolare è stata possibile la misura diretta degli spessori complessivi delle murature di controvento, gli interassi e le luci di calcolo dei solai, le altezze delle murature e la quota di imposta dei solai, nonché la distribuzione in pianta delle strutture resistenti. Le operazioni di sondaggio e l'analisi della documentazione disponibile hanno invece permesso di determinare la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Il rilievo ha permesso inoltre di determinare le destinazioni d'uso effettive dei singoli ambienti. Nel corso dei sopralluoghi effettuati è stato possibile inoltre reperire una estesa documentazione fotografica che si allega alla presente opportunamente referenziata sulle piante dell'edificio.

Per la valutazione delle caratteristiche delle murature riscontrate, non è stato ritenuto necessario richiedere l'esecuzione d'indagini specialistiche, le stesse sono state direttamente osservate e confrontate con le tipologie note in letteratura e adottati i parametri di calcolo proposti dalle normative vigenti in relazione al livello di conoscenza adottato.

Tutte le informazioni di carattere strutturale, pertanto, sono derivate dal rilievo eseguito in sito e dallo studio degli elaborati grafici relativi ai precedenti edilizi.

L'edificio si sviluppa in un piano interrato e un piano fuori terra, con pianta rettangolare. Il piano interrato è di solo accesso per la centrale termica e non è utilizzabile per l'attività scolastica, mentre il piano terra è interamente utilizzato per l'attività scolastica. Il corpo originario e l'ampliamento degli anni 70' è a struttura principale in muratura di mattoni di laterizio pieno; le murature perimetrali sono in genere a due teste, mentre quelle interne sono generalmente a una testa. Gli impalcati sono due: il primo, di calpestio per il piano terra è realizzato con travetti in c.c.a gettati in opera posti ad interasse di circa 50 cm; il secondo impalcato, di copertura, è del tipo in tegoli in c.c.a prefabbricato. L'ampliamento lato sud non è giuntato rispetto il corpo originario. Le fondazioni al di sotto delle murature sono costituite da strisce di travi rettangolari nastriformi in calcestruzzo debolmente armate che si approfondiscono nel terreno di fondazione per più circa 50 cm. Perimetralmente al 2° impalcato sulle murature portanti del corpo principale e ampliamento anni 70' è realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato in parte gettato in opera e in parte prefabbricato.

L'ampliamento lato nord realizzato negli anni 80' è giuntato rispetto il corpo originario sia a livello fondale, sia per quanto riguarda le murature, i due corpi di fabbrica sono uniti a livello del solaio di copertura. I muri perimetrali del piano interrato sono in c.c.a mentre quelli interni sono realizzati in porotón portante, al piano terra le murature sono invece in mattone pieno bolognese a due teste. Il solaio di 1° e 2° impalcato è realizzato in laterocemento con travetti a traliccio a interasse 55/60 cm e una soletta di spessore 4 cm sovrastante. A livello di entrambi i solai sui muri perimetrali sono disposti dei cordoli in c.c.a. I solai di 1° impalcato si poggiano sui muri perimetrali in c.c.a controterra, mentre i solai di copertura sono appoggiati sui muri esistenti , in precedenza perimetrali, e sui nuovi muri esterni.

Le fondazioni dei muri perimetrali contoterra in c.c.a sono costituite da travi nastriformi in c.c.a, le fondazioni della porzione interna dell' ampliamento si legano alle fondazioni esistenti.

Per maggiori dettagli si vedano gli elaborati grafici del rilievo delle strutture allegati alla presente.

3.3. Caratteristiche geomorfologiche del sito

L'edificio è posto a 75 m s.l.m. in un settore pressoché pianeggiante caratterizzato da un solco torrentizio Torrente Lavino, rispetto al terrazzo fluviale risulta mediamente depresso di circa 5.50-6m.

Dal punto di vista geo-litologico secondo quanto riportato nella carta geologica l'area ricade all' interno dei terreni classificati come appartenenti ai depositi quaternari (AES8) caratterizzati da limi alternati a modesti depositi grossolani delle conoidi pedecollinari.

In prossimità del settore collinare suddetti depositi vanno a sormontare gli affioramenti pleistoceni delle sabbie di Imola, in particolare il Membro di Monte Castellaccio (IMO1) caratterizzati da sabbie talvolta anche cementate. Suddette litologie sono a loro volta ricoperte da sedimenti tardo-pleistocenici di modesto spessore caratterizzate a loro volta da litologie ghiaiose passanti a sabbie e limi (AES7).

L'idrografia primaria, rappresentata dal Torrente Lavino, è caratterizzata da un'area, all'altezza del ponte pedonale, in evidente sovra escavazione che si contrappone al settore più a monte dove invece prevalente il processo di deposizione caratterizzato da alcune barre longitudinali.

Allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi è stata svolta una indagine geognostica in sito consistita nell' esecuzione di n.2 prove penetrometriche statiche con punta meccanica (CPT), n°2 penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) e un sondaggio con metodo della trivellazione a secco, che rispetto al piano campagna attuale hanno raggiunto le seguenti profondità:

CPT 1=2.60m

CPT 2=3.20m

DPSH 1=3m

DPSH 2=6.60m

S 1=3.70m

Per la determinazione del parametro V_{s30} e della relativa categoria del suolo di fondazione secondo D.M. 14 gennaio 2008, l'area è stata eseguita una misura di rumore sismico (microtremore).

Inoltre è stata svolta una indagine Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) per la determinazione ulteriore e più accurata delle V_{s30} ovvero la velocità media delle onde S nei primi 30 m di profondità.

I terreni interessati dalla ricostruzione in progetto sono essenzialmente delle **materiale costituito da limi sabbiosi di consistenza plastico dura fino circa alla profondità di 2.70m e ghiaie in matrice sabbiosa** fino alla profondità media di m 3.60 oltre tale quota i terreni risultano costituiti da **sabbie di addensamento elevato**. Per quanto riguarda i parametri geotecnici corrispondenti ai tre ambiti individuati, di seguito si riporta un prospetto riepilogativo.

Unità litotecnica	Profondità dal piano campagna [m]	γ_k [KPa]	ϕ'_k [°]	C_{uk} [KPa]
-------------------	-----------------------------------	------------------	---------------	----------------

Unità A: limi sabbiosi di consistenza plastico dura	Da 0; -2.70	1.93	0	135
Unità B: ghiaie di matrice sabbiosa	Da -3.6	1.85	39	0
Unità C: sabbie di addensamento elevato	Da -3.6 ; -6	1.97	39	0

Per quanto concerne le caratteristiche del terreno finalizzate alla determinazione dello spettro di progetto, nei terreni in oggetto è stata misurata una $V_{s30} = 277 \text{ m/s}$ mediante la prova tromografica e $V_{s30} = 337 \text{ m/s}$ mediante la prova MASW, pertanto i terreni ricadono nella **categoria C**: ovvero *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente coesistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $180 \text{ m/s} < V_{s,30} < 360 \text{ m/s}$ (ovvero $15 < NSPT, 30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u, 30 > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).”*

Per quanto riguarda l'amplificazione topografica, l'area in esame è pianeggiante pertanto è stato assunta la categoria topografica **T1**: *“Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”* con coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1,00$.

Per il **calcolo della portanza** sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici nei quali il calcolo della capacità portante di progetto è stata valutata mediante la **formulazione di Terzaghi** considerando l'**approccio 2**; i valori adottati sono più cautelativi rispetto a quelli desunti dalle prove geognostiche al fine di tenere conto delle indeterminazioni nelle caratteristiche geometriche e meccaniche delle fondazioni, che per propria natura, essendo completamente interrate, risultano più difficilmente esaminabili in maniera diffusa.

- angolo di attrito interno dello strato $\varphi=0^\circ$;
- coesione non drenata $c_u=1.35 \text{ daN/cm}^2$;
- fattore di sicurezza (approccio 2) a portanza $R=2.3$
- **carico limite del terreno** $q_{lim}= 7.02 \text{ daN/cm}^2$ (Terzaghi)
- **coefficiente di sottofondo (Winkler)** $K_w=2 \text{ daN/cm}^3$

3.4. Quadro fessurativo e/o di degrado

Le visite presso il fabbricato in oggetto e i rilievi condotti, hanno permesso anche di verificare lo stato deformativo della struttura, ovvero il quadro fessurativo di rilievo. Sebbene non sia stata condotta una specifica indagine delle fessurazioni basata sull'osservazione strumentale delle lesioni rilevate, in quanto non pertinente con l'incarico ricevuto, né ritenute necessarie nella fattispecie, si ritiene che l'edificio non presenti in generale un quadro fessurativo di rilievo.

L'edificio risulta complessivamente in buone condizioni statiche in tutto il tratto relativo al corpo di fabbrica originario, mentre nella porzione settentrionale in corrispondenza del corpo di fabbrica oggetto di ampliamento presenta un vistoso stato fessurativo.

In particolare, nel corso dei sopralluoghi effettuati in sito è stato possibile appurare quanto di seguito riportato:

- sul fronte settentrionale del fabbricato, in corrispondenza dell'innesto della muratura di tamponamento esterna con il muro contro terra in conglomerato cementizio armato, si denota un distacco di entità massima pari a circa 1 cm (spigolo a nord-est) che gradualmente tende ad annullarsi proseguendo sul lato opposto (spigolo nord-ovest). Tale cedimento si manifesta anche all'attacco della parete con il muro in c.c.a. del fronte orientale in prossimità dello spigolo settentrionale, l'entità massima è pari a circa 1 cm sullo spigolo e si riduce gradualmente fino ad annullarsi, proseguendo sullo stesso fronte fino alla porzione del corpo di fabbrica originario;
- sulla facciata a nord, si denota una vistosa fessura (delle dimensioni dell'ordine di mezzo cm) nella muratura portante a ridosso della porta d'ingresso e con andamento che segue verticalmente lo stipite della porta stessa ed a ridosso dell'innesto con il solaio di copertura procede per un tratto orizzontale di circa 30 cm;
- sul prospetto est appaiono evidenti due fessure, visibili sia all'esterno, sia all'interno, ad andamento orizzontale e di entità dell'ordine di qualche millimetro, posizionate nella muratura portante in mattoni pieni e malta cementizia circa 30 cm al di sotto degli architravi, rispettivamente nel maschio murario a delimitazione delle due porte finestre ed in quello adiacente che si innesta con la facciata nord;
- all'interno, nelle pareti divisorie dell'ingresso da nord, risultano evidenti due fessure di entità pari a qualche millimetro, ad andamento diagonale che partono a ridosso della quota d'imposta degli architravi del fronte nord e giungono al livello del pavimento procedendo sul lato opposto (quello interno).

Vista la conformazione e la distribuzione del quadro fessurativo riscontrato è possibile affermare che esso sia imputabile ad un cedimento differenziato del fabbricato avvenuto in corrispondenza dello spigolo collocato a nord-est. I motivi che hanno portato alla formazione di tale cedimento differenziato può essere imputabile a un rammollimento del terreno di fondazione dovuto ad infiltrazioni d'acqua provenienti da perdite nella rete di scarico delle acque nella zona nord dell'interrato. Inoltre nella stessa zona dell'interrato durante i sopralluoghi è stata rilevata la rottura di un tubo di scarico della rete di smaltimento delle acque, la rottura consiste nel distacco totale del tubo il che ha comportato nel tempo la percolazione di acqua nel terreno di fondazione proprio in corrispondenza della zona maggiormente coinvolta dai cedimenti. Per risolvere tale problematica è stato necessario provvedere al ripristino delle tubazioni. Al fine di appurare se l'effettiva causa del cedimento differenziale che l'ampliamento degli anni 80 ha avuto rispetto il fabbricato originale, è da imputare al

malfunzionamento degli impianti di scarico delle acque, si consigliano comunque monitoraggi dei cedimenti differenziali del terreno di fondazione.

Un aspetto che può destare preoccupazione è il fatto che i tegoli di copertura in conglomerato cementizio armato prefabbricato sono semplicemente appoggiati alle murature, dunque in presenza di azione sismica potrebbero traslare e sfilarsi dalla sede di appoggio e generare il collasso del solaio. Si consiglia di provvedere a un consolidamento locale per assicurare un miglior vincolamento alle potenziali azioni orizzontali sismiche.

Durante i numerosi sondaggi e rilievi sono venute alla luce le cattive condizioni dei copriferrì danneggiati e ammalorati dei solai di primo impalcato e le rispettive armature in acciaio fortemente degradate dal fenomeno dell'ossidazione, si consiglia il ripristino dei copriferrì e trattamento delle armature del solaio risanando il cls dei travetti mediante la preventiva demolizione di tutte le parti friabili, incoerenti o in fase di distacco, spazzolatura manuale o meccanica delle armature ossidate con rimozione di tutte le parti copriferrò anche leggermente ammalorate e sferinabili; pulizia del sottofondo per eliminare polveri tracce di grassi olii e disarmanti; applicazione di trattamento anticorrosivo per la protezione dei ferri di armatura da applicare a pennello e successivo ripristino volumetrico e strutturale con malta cementizia pronta all'uso per riprese e stuccature. Inoltre nell'interrato si consiglia la realizzazione di bocche di lupo per una maggiore areazione al fine di ridurre i fenomeni di umidità e condensa fortemente presenti.

Durante i sopralluoghi si è inoltre notato lo stato di degrado delle pensiline esterne poste in adiacenza al fabbricato, realizzate in muratura di mattoni pieni bolognesi e a copertura una soletta in c.c.a. Si consiglia il medesimo trattamento dei travetti in c.c.a per le solette e ripristino delle murature delle pensiline in mattoni con idrolavaggio delle murature e trattamento delle pareti di facciata, consistente nella pulizia ed asportazione eventuale dello strato superficiale di vernice, per mezzo di idrolavaggio.

Durante il rilievo è stato inoltre riscontrato un avanzato stato di degrado delle strutture secondarie e principali del pergolato posizionato davanti all'ampliamento degli anni 80', quindi anche in questo caso se ne consiglia la rimozione e nuova realizzazione.

3.5. Rilievo materico e dei particolari costruttivi

Sono state acquisite le informazioni derivanti da:

- i. sondaggi e rilievi sui dettagli costruttivi eseguiti sull'edificio preliminari alle verifiche di vulnerabilità sismica;
- ii. particolari costruttivi contenuti nei documenti raccolti a seguito della ricerca documentale;

In particolare è stato osservato per il corpo originario:

- le strutture principali sono in muratura di mattoni pieni tipo "bolognese" (AxBxC: 28x14x6 cm) e malta "bastarda" con buona tessitura e presenza di giunti sia verticali che orizzontali e costituiti da malta di calce di buone caratteristiche, inoltre negli spigoli le murature ortogonali si presentano ben ammassate.
- Le murature al piano terra del perimetro sono a due teste mentre quelle interne sono alternate a una sola testa e a due teste;

- Le fondazioni dell'edificio sono costituite da travi nastriformi in conglomerato cementizio gettato in opera controterra debolmente armate. Le fondazioni hanno larghezza in genere cm 60-80 e corrono al di sotto delle murature portanti.
- I solai di primo impalcato di calpestio per il piano terra, sono realizzati con travetti in conglomerato cementizio armato di altezza complessiva cm 16 e base 7cm, posti ad interasse cm 47 circa e appoggiati sulle murature portanti del piano interrato. Fra i travetti è interposta una pignatta in laterizio di base 40 cm. Superiormente è presente un pacchetto non strutturale per uno spessore complessivo di circa 12 cm. Le armature di tale solai sono state rilevate mediante sondaggi diretti. Il solaio della centrale termica è invece realizzato con una soletta gettata in opera di spessore 15 cm.
- Il solaio del secondo impalcato o di copertura è del tipo in tegoli in conglomerato cementizio armato prefabbricati del tipo pigreco di spessore complessivo cm 25. Le nervature sono di cm 7 di larghezza, sono poste ad interasse cm 56 sono direttamente appoggiati sulle murature di mattoni. Superiormente è presente un pacchetto non strutturale di circa 17cm. Le armature di tale solaio sono state desunte dagli elaborati del progetto strutturale e verificate mediante alcuni sondaggi diretti. Inoltre è presente un cordolo in c.c.a sovrastante le murature perimetrali.

In alcune porzioni della copertura sono anche presenti degli shed realizzati con solaio a pannelli radianti prefabbricato di altezza 20cm.

In particolare è stato osservato per l' ampliamento lato sud realizzato negli anni settanta:

- le strutture principali sono in muratura di mattoni pieni tipo "bolognese" (AxBxC: 28x14x6 cm) e malta "bastarda" con buona tessitura e presenza di giunti sia verticali che orizzontali e costituiti da malta di calce di buone caratteristiche, inoltre negli spigoli le murature ortogonali si presentano ben ammassate.
- Le murature del perimetro sono a due teste mentre quelle interne a una sola testa;
- Le fondazioni dell'edificio sono costituite da travi nastriformi in conglomerato cementizio gettato in opera controterra debolmente armate. Le fondazioni hanno larghezza in genere cm 60-80 e corrono al di sotto delle murature portanti.
- I solai di primo impalcato di calpestio per il piano terra, sono realizzati con travetti in conglomerato cementizio armato di altezza complessiva cm 17 e base 12 cm, posti ad interasse cm 50 circa e appoggiati sulle murature portanti del piano interrato. Fra i travetti è interposta una pignatta in laterizio di base 38 cm. Superiormente è presente un pacchetto non strutturale per uno spessore complessivo di circa 12 cm. Le armature di tale solai sono state rilevate mediante sondaggi diretti.

Il solaio del secondo impalcato o di copertura è del tipo in tegoli in conglomerato cementizio armato prefabbricati del tipo pigreco di spessore complessivo cm 25. Le nervature sono di cm 7 di larghezza, sono poste ad interasse cm 56, sono direttamente appoggiati sulle murature di mattoni. Superiormente è presente un pacchetto non strutturale di circa 17cm. Le armature di tale solaio sono state desunte dagli elaborati del progetto strutturale e verificate mediante alcuni sondaggi diretti. Inoltre è presente un cordolo in c.c.a sovrastante le murature perimetrali. In alcune porzioni della copertura sono anche presenti degli shed realizzati con solaio a pannelli radianti prefabbricato di altezza 20cm.

In particolare è stato osservato per l' ampliamento lato nord realizzato negli anni ottanta:

- le strutture principali al piano interrato sono in muratura di mattoni tipo "bimattone" di spessore 28cm e malta, mentre perimetralmente sono realizzate con un muro in c.c.a controterra dello spessore di 30cm. Al piano terra le murature sono in mattoni pieni di tipo bolognese.
- Le fondazioni dell'edificio sono costituite da travi nastriformi in conglomerato cementizio e hanno larghezza in genere cm 60-90 e corrono al di sotto delle murature portanti e il muro in c.c.a. Si fa notare che le nuove fondazioni realizzate dal lato in adiacenza con l' edificio originario sono legate a quelle esistenti.
- I solai di primo impalcato di calpestio per il piano terra, sono realizzati con travetti in conglomerato cementizio armato di altezza complessiva cm 20 (16+4 cm di soletta) e base 12cm, posti ad interasse cm 55/60 cm circa incastrati sulle murature portanti e al muro perimetrale contro-terra del piano interrato. Fra i travetti è interposta una pignatta in laterizio di base 48 cm. Superiormente è presente un pacchetto non strutturale per uno spessore complessivo di circa 12 cm. Le armature di tale solai sono state rilevate mediante particolari costruttivi.
- Il solaio del secondo impalcato o di copertura è realizzato con travetti in conglomerato cementizio armato di altezza complessiva cm 29 (25+4cm di soletta) e base 12cm, posti ad interasse cm 50 cm circa incastrati sulle murature portanti del piano terra grazie alla presenza di cordoli perimetrali in conglomerato cementizio armato. Fra i travetti è interposta una pignatta in laterizio di base 38 cm. Superiormente è presente un pacchetto non strutturale per uno spessore complessivo di circa 12 cm. Le armature di tale solai sono state rilevate mediante particolari costruttivi. E' presente un cordolo in c.c.a sovrastante le murature perimetrali.

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la costruzione, non è stato ritenuto necessaria l'esecuzione di prove sperimentali dirette su campioni prelevati in quanto:

- Le murature, internamente private degli intonaci, ma anche esternamente si presentano con un'ottima tessitura, presenza di giunti verticali e orizzontali di spessore costante e malta di buona qualità, d'altro canto le murature portanti del perimetro sono a paramento faccia a vista, e la buona esecuzione è stato presupposto per la buona riuscita estetica della facciata.
- A fine lavori il direttore dei lavori ha richiesto le prove a trazione sulle barre di armatura e prove sui cubetti di cls prelevati dal cantiere tale numero è sufficiente per fornire indicazioni interessanti sulle caratteristiche dell'acciaio di armatura delle membrature in c.c.a e della resistenza del conglomerato cementizio.
- Si precisa inoltre che dalle relazioni sui materiali allegate alle pratiche di deposito sono espressamente indicate le caratteristiche dei materiali impiegati, le dosature di cemento e le resistenze sia nelle relazioni illustrative dei materiali, sia nelle intestazioni delle tavole grafiche.

3.6. Descrizione della struttura e vulnerabilità riscontrate e/o possibili

Come visto l'edificio di proprietà del Comune di Zola Predosa e ospitante l' asilo nido Pablo Picasso ,è costituito da un piano interrato e un piano terra. In merito alla regolarità dell'organismo strutturale è possibile formulare le seguenti considerazioni:

- la pianta dell' edificio presenta longitudinalmente un asse di simmetria, mentre trasversalmente è fortemente asimmetrico;

- In particolare la struttura in direzione longitudinale non è molto rigida, mentre in direzione trasversale presenta notevole rigidezza;

- il rapporto tra i lati del rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4, limite oltre il quale gli effetti torsionali dovuti all'eccentricità tra centro delle masse e quello delle rigidezze diventano rilevanti.

Considerando un rettangolo con lati paralleli agli assi XY, si ha:

Dimensione maggiore in pianta (m) = 42.155

Dimensione minore in pianta (m) = 15.695

Rapporto tra le due dimensioni = $2.69 < 4$

- Le sporgenze in pianta dei corpi aggettanti, rispetto al nucleo principale non superano il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione

Dimensione maggiore in pianta (m) = 42.16

corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: $< = 25\%$ di 42.16 = 10.54

Dimensione minore in pianta (m) = 15.70

corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: $< = 25\%$ di 15.70 = 3.92

- Gli orizzontamenti, del 1° impalcato del nucleo antico e ampliamento lato sud non possono essere considerati rigidi, mentre il solaio del 1° e 2° impalcato dell' ampliamento lato nord essendo in laterocemento con soletta in c.c.a armata può invece essere considerato infinitamente rigido. Il solaio del 2° impalcato del corpo originario e dell' ampliamento sud essendo in tegoli in conglomerato cementizio armato prefabbricato può essere considerato infinitamente rigido;

-Variazioni di massa e di rigidezza in altezza:

la regolarità in altezza richiede le seguenti condizioni:

variazioni di massa $< = 25\%$; variazioni di rigidezza: $-30\% < = \square K < = +10\%$.

La rigidezza si riferisce alle condizioni sismiche e tiene quindi conto

di eventuali rigidezze fessurate (definite come: '% di K elastica' nei Dati Aste)

- Piano 1:

peso [da massa in dir.X] (kgf) = 409788

peso [da massa in dir.Y] (kgf) = 409788

rigidezza in dir.X (kgf/mm) = 562398.3

rigidezza in dir.Y (kgf/mm) = 539174.6-

Piano 2:

peso [da massa totale di piano in dir.X] (kgf) = 220074

variazione massa rispetto al p.no sottostante = -46.30 %

peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kgf) = 220074

variazione massa rispetto al p.no sottostante = -46.30 %

rigidezza in dir.X (kgf/mm) = 86614.3

variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -84.60 %

rigidezza in dir.Y (kgf/mm) = 122615.6

variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = -77.26 %

- Variazione dei Restringimenti in altezza:

Piano 2:

Dimensione maggiore in pianta:

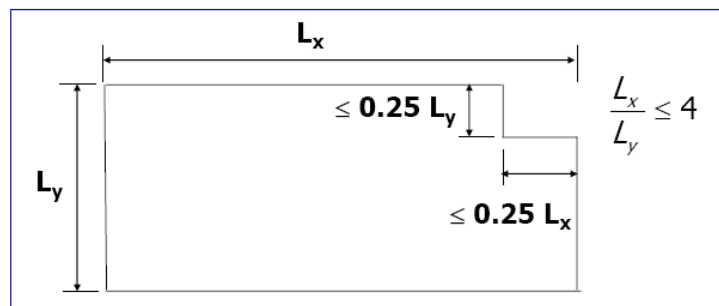
Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di $15.70 = 4.71$

Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di $15.70 = 3.14$

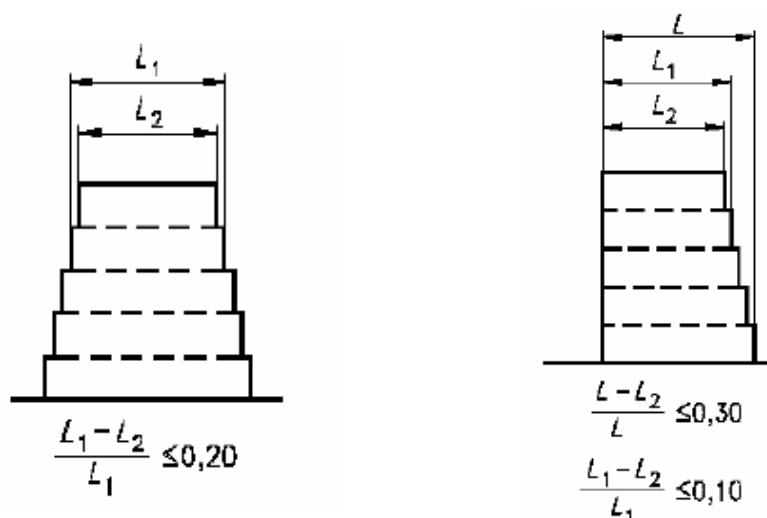
Dimensione minore in pianta:

Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di $42.16 = 12.65$

Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di $42.16 = 8.43$



Edificio con rientri in pianta secondo le norme.



Edificio con rientri in altezza secondo le norme.

La struttura pertanto può essere considerata regolare in pianta, ma non in altezza.

Le vulnerabilità quantificabili numericamente, nel corso della trattazione verranno studiati i meccanismi di collasso di primo modo o cinematismi di collasso legati al ribaltamento dei paramenti murari per rotazione rispetto al punto di appoggio di base sottoposti ai carichi gravitazionali e all'azione stabilizzante dei setti ortogonali e di eventuali dispositivi di "tiro" in sommità. Inoltre vengono studiati gli effetti delle azioni statiche sull'unità strutturale considerata e le verifiche dinamiche globali per azioni sismiche mediante analisi statica non lineare (pushover).

4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Le analisi sismiche vengono condotte in ottemperanza alle prescrizioni normative contenute nel D.M. 14 gennaio 2008 (NTC-08) e nella successiva Circolare esplicativa del 2 febbraio 2009 n. 617 del C.S.LL.PP. attraverso la realizzazione di modelli strutturali necessari per la valutazione della sicurezza nei confronti della stabilità (Stato Limite Ultimo - SLU).

La valutazione della pericolosità sismica del sito viene definita da tre parametri: a_g , F_0 e T^* di progetto, in funzione del tempo di Riferimento e del sito di costruzione. La terna di parametri viene calcolata per il sito in

questione come media pesata, considerando la maglia quadrata elementare del reticolo di riferimento in cui è contenuto il sito investigato.

I valori vengono determinati con la seguente formula:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove p rappresenta il valore del parametro nel punto cercato, p_i il valore del medesimo parametro nell' i -esimo punto della maglia quadrata elementare e d_i la distanza del punto in esame dall' i -esimo punto della maglia elementare di riferimento.

Il progetto dell'azione sismica ai sensi delle NTC citate avviene pertanto mediante i seguenti Dati di Progetto:

- 1) determinazione delle coordinate geografiche del sito di riferimento;
- 2) determinazione della maglia quadrata di del reticolo nazionale (All. B NTC 2008);
- 3) individuazione della tipologia di costruzione;
- 4) individuazione della classe d'uso C_u ;
- 5) determinazione della vita nominale V_n ;
- 6) determinazione del coefficiente d'uso;
- 7) Assegnazione del periodo di riferimento v_r ;
- 8) Determinazione della classe sismica comunale (OPCM 3274/2003);
- 9) Determinazione del V_{s30} ;
- 10) Assegnazione della tipologia di sottosuolo;
- 11) Assegnazione della categoria topografica.

A partire da questi dati è possibile determinare i parametri sismici in funzione dello stato limite che si prende in considerazione (Tabella C.3.2.I.), nella presente trattazione vengono presi in esame lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Danno (SLD):

- SLO, tempo di ritorno 45 anni;
- **SLD tempo di ritorno 75 anni;**
- **SLV tempo di ritorno 712 anni;**
- SLC tempo di ritorno 1462 anni;

inoltre è possibile determinare i seguenti coefficienti sismici:

- S_s - coefficiente stratigrafico
- C_c - coefficiente del suolo in funzione di T_c
- S_t - coefficiente topografico;
- K_h - coefficiente sismico orizzontale;
- K_v – coefficiente sismico verticale;
- A_{max} - accelerazione massima attesa;
- β - coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa.

I risultati ottenuti sono i seguenti:

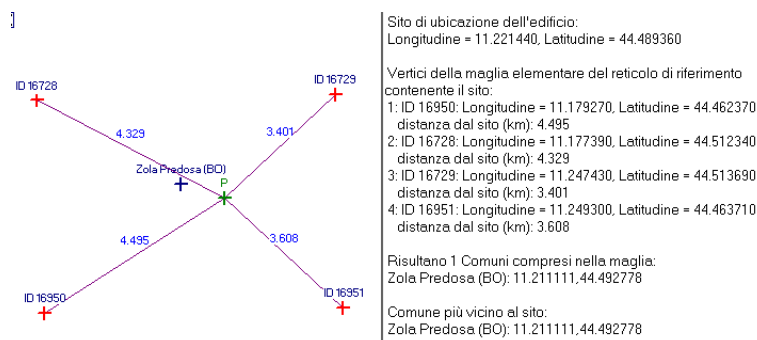
- Comune di Zola Predosa;
- Via Cellini, n.12;

- Coordinate geografiche:

longitudine: 11°.221442

latitudine: 44°.489357

- Reticolo di riferimento:



- Tipologia costruttiva: opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute importanza normale;
- Vita nominale: 50 anni;
- Classe d'uso III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi;
- Coefficiente d'uso: 1,50;
- Periodo di riferimento: $1,50 \times 50 = 75$ anni;
- Classificazione sismica (OPCM 3274/2003): Zona sismica 3;
- **Categoria di sottosuolo tipo C:** "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente coesistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $180 \text{ m/s} < V_s, 30 < 360 \text{ m/s}$ (ovvero $15 < NSPT, 30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u, 30 > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)."
- **Categoria Topografica T1:** "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$: $T1=1$

Nel prospetto che segue vengono riassunti i risultati ottenuti in termini di pericolosità sismica del suolo di riferimento in funzione dello stato limite considerato:

Parametri sismici:

Valori dei parametri a_g , F_0 , TC^* per i periodi di ritorno TR di riferimento (dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a_g (*g)	F_0	TC^* (sec)
30	0.053	2.487	0.260
50	0.066	2.495	0.270
72	0.076	2.492	0.280
101	0.088	2.480	0.280
140	0.101	2.465	0.285
201	0.118	2.424	0.290
475	0.163	2.390	0.308
975	0.207	2.419	0.318
2475	0.273	2.469	0.323

Vita Nominale, Classi d'uso e Periodo di riferimento (§2.4)

Vita Nominale V_N (anni) = 50

Classe d'uso = III

Coefficiente d'uso $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 75$

Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche (§3.2.2):

Categoria di sottosuolo = C

Categoria topografica = T1

h/H (h = quota sito, H =altezza rilievo topografico) = 0.000

Coefficiente di amplificazione topografica $ST = 1.0$

5. INDAGINI SPECIALISTICHE

Il grado di conoscenza dell'edificio è maturato sulla base dei rilievi espressamente finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica.

Alle informazioni derivanti dalle indagini dirette poi, si sono aggiunte quelle contenute negli elaborati del progetto esecutivo delle strutture reperite mediante analisi documentale all'ex genio civile di Bologna. Gli stessi dati contenuti in tali documenti sono stati verificati in situ. Di fondamentale importanza al fine di determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione sono stati i certificati di prova sui provini di acciaio e di calcestruzzo allegati alla fine lavori delle strutture.

In particolare poi esistendo una chiara e comprovata corrispondenza tipologica tra le murature osservate e le tipologie ricorrenti e proposte dalla circolare ministeriale n. 617/09 in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio sono stati adottati i valori delle resistenze medi da essa proposti. Sono state pertanto considerate *indagini in situ estese*.

Per quel che riguarda il rilievo dei dettagli costruttivi sono stati osservati la qualità del collegamento tra pareti verticali, la qualità del collegamento tra orizzontamenti e verificata la presenza di cordoli di piano; l'esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture; assenza di spinte orizzontali; la tipologia della muratura a due teste per i muri perimetrali e a una testa per i muri interni in mattoni di laterizio pieno.

Le verifiche dei dettagli costruttivi è stata estesa sistematicamente su tutto l'edificio mediante l'osservazione delle murature prive di intonaco e approfondimenti all'interno mediante fori passanti. È stato verificato l'ammorsamento coi muri ortogonali e visionati le tipologie di appoggio dei solai nelle pareti. Per tali ragioni le *verifiche sui dettagli costruttivi sono da ritenersi estese ed esaustive*.

Si adotta quindi un livello di conoscenza LC2 corrispondente a un fattore di confidenza pari a 1,20. Inoltre per i valori dei parametri di resistenza meccanica si adottano i valori medi tra quelli riportate in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata e i moduli elastici medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta. Si fa notare che per gli elementi in conglomerato cementizio armati con ghisa sferoidale tipo Gs 4400 è stato adottato cautelativamente un fattore di confidenza LC1 corrispondente a un fattore riduttivo per le resistenze del materiale pari a 1.35.

È stata poi condotta dallo Studio Tecnico Geo-Probe, un'indagine geologica diretta sui terreni di fondazione che ha comportato l'esecuzione di due prove penetrometriche statiche e due dinamiche per la determinazione dei parametri geomeccanici dei terreni. Inoltre è stata eseguita un'indagine del rumore sismico ambientale di fondo (microtremore) con i seguenti obiettivi:

- i. ricostruire la stratigrafia sismica del sottosuolo,
- ii. caratterizzare le frequenze fondamentali di risonanza al fine di mettere in luce possibili fenomeni di doppia risonanza tra terreno e struttura in caso di terremoto,
- iii. stimare il profilo della velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di terreno (V_{s30}) per fornire la categoria di suolo di fondazione secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

6. VERIFICHE NUMERICHE

6.1. Verifica nei confronti dei carichi statici

FONDAZIONI

I. Ipotesi alla base della modellazione numerica

Il modello di calcolo adottato per la verifica delle vulnerabilità globale dell'edificio è stato utilizzato anche per la verifica statica dell'edificio e in particolare per la verifica delle fondazioni. Si tratta di un modello a telaio equivalente dove i macroelementi che costituiscono i setti murari sono stati modellati come elementi monodimensionali privi di resistenza a trazione e dotati di tratti infinitamente rigidi in funzione della distribuzione delle murature trasversali e delle aperture (finestre e porte); le fasce di piano e le strisce sottofinestra sono schematizzate sempre con elementi monodimensionali a trave. Il modello globale dell'edificio contiene sia le travi di fondazione sia la struttura in elevazione, e le sollecitazioni sono calcolate tenendo conto dell'interazione fra fondazioni e struttura sovrastante; le fondazioni sono schematizzate come aste su suolo elastico alla Winkler (letto di molle) con coefficiente di sottofondo pari a 2 daN/cm^3 , e considerate rigide sotto i maschi e deformabili in corrispondenza delle aperture.

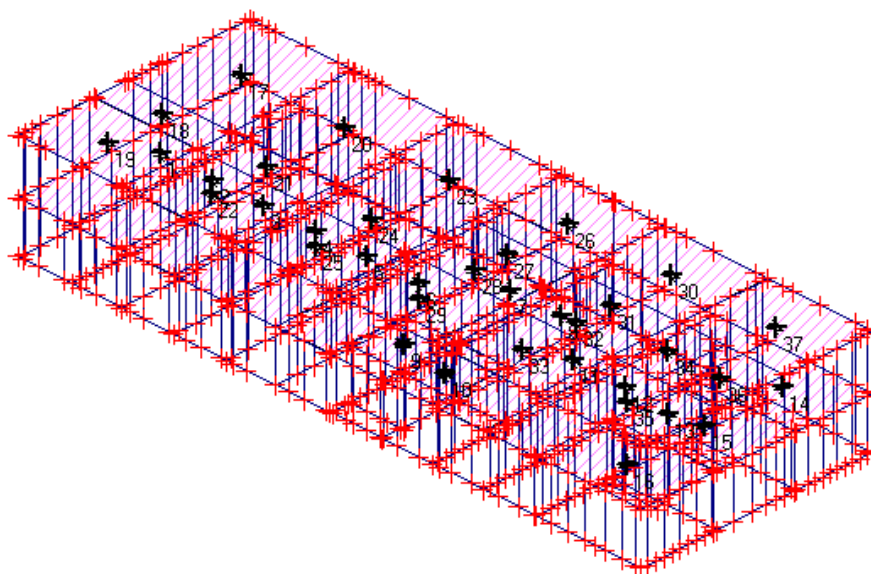
Il modello ad elementi finiti è il più idoneo a fornire le informazioni necessarie alla valutazione di sicurezza delle fondazioni, ma anche delle sovrastrutture negli ambiti di calcolo che si vedranno in seguito. Il modello infatti è in grado di fornire punto per punto il corrispondente valore dello sforzo di compressione sul terreno ed effettuare pertanto la verifica della disequazione (6.2.1) NTC. Per il calcolo della portanza limite del terreno sono state adottati i parametri geologici precedentemente precisati.

Infine per la verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) (verifica di capacità portante del terreno e di scorrimento sul piano di posa) è stato utilizzato l'Approccio 2 (§2.6.1), dove i coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e la resistenza globale del sistema (R) assumono i valori (§6.4.2.1): $A1 \text{ (tab. 6.2.I)} + M1 \text{ (tab. 6.2.II)} + R3 \text{ (tab. 6.4.I)}$; Con questo approccio, sono incrementate le azioni (A), invariati i parametri geotecnici (M) e ridotta la resistenza (R). In Analisi Statica, le massime tensioni sul terreno (ottenute considerando le varie combinazioni di carico statiche) sono confrontate con la capacità portante (ridotta di 2.3); per la verifica a scorrimento, il taglio globale agente lungo una direzione viene confrontato con la resistenza a scorrimento (ridotta di 1.1).

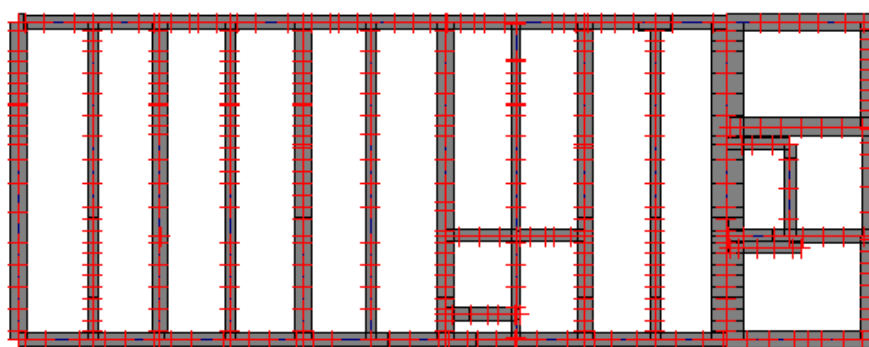
La capacità limite di portanza del terreno è stata valutata mediante la formula di Terzaghi considerando la resistenza a coesione non drenata $c_u = 1.35 \text{ daN/cm}^2$ e un angolo di attrito interno volutamente contenuto a vantaggio della sicurezza pari a $\varphi = 0^\circ$. Inoltre è stato considerato un peso specifico del terreno pari a 1800 kg/m^3 , e una fondazione nastriforme, ne deriva un carico limite di 7.02 daN/cm^2 .

II. Schemi statici utilizzati

Si riporta di seguito lo schema statico del telaio equivalente globale utilizzato anche per la valutazione della sicurezza statica in fondazione.



Schema statico complessivo



Schema statico delle fondazioni

III. Valori dei parametri coinvolti

Dal rilievo diretto sulle fondazioni e dagli elaborati del progetto esecutivo delle strutture è stato appurato che quelle del corpo originario e dell' ampliamento lato sud sono nastriformi in conglomerato cementizio non armato gettate in opera debolmente armate per una profondità di circa 50 cm per una larghezza di cm 60/80. Per quanto riguarda le fondazioni dell' ampliamento lato nord sono realizzate in travi in conglomerato cementizio armato di dimensione 90x30 cm. Le travi di fondazione sono state modellate come travi su suolo elastico alla Winkler coefficiente di sottofondo pari a **2 daN/cm³**.

La capacità limite di portanza del terreno è stata valutata mediante la formula di Terzaghi considerando la resistenza a coesione non drenata $c_u = 1.35 \text{ daN/cm}^2$ e un angolo di attrito interno volutamente contenuto a vantaggio della sicurezza pari a $\varphi = 0^\circ$. Inoltre è stato considerato un peso specifico del terreno pari a 1800 kg/m^3 , e una fondazione nastriforme, ne deriva un carico limite di 7.02 daN/cm^2 .

IV. Passaggi maggiormente significativi

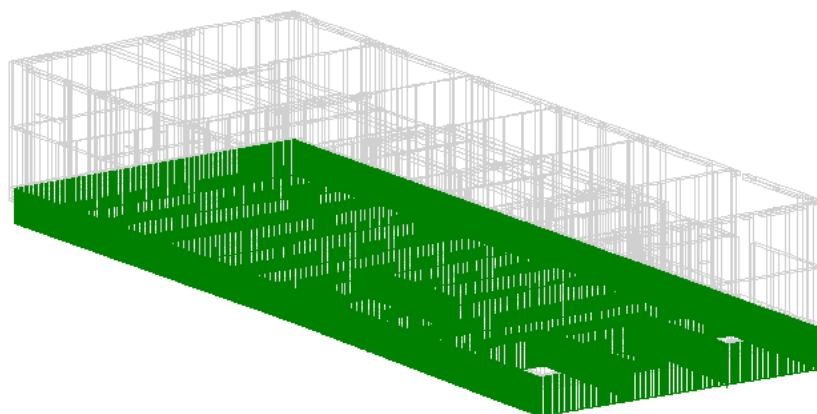
Per la verifica Statica, le combinazioni di carico fondamentali utilizzate per le verifiche agli stati limite ultimi in analisi statica sono del tipo (§2.5.3):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

dove per i coefficienti γ_{G1} , γ_{G2} , γ_P e γ_Q si applica quando indicato al §2.6.1. Per ogni combinazione di carico sono stati calcolati i coefficienti di sicurezza minimi per stato limite ultimo di schiacciamento del terreno e per scorrimento del piano di posa e a conclusione è stato fatto l'involuppo di tutte le combinazioni.

V. Risultati dell'analisi

Le verifiche allo stato limite ultimo di tipo geotecnico (§6.4.2.1) [SLV] delle fondazioni hanno dato esito positivo. Il massimo abbassamento del piano fondale si registra per la condizione di carico con carico accidentale dominante dovuto all'affollamento, con un abbassamento della fondazione è di mm 7.55 con conseguente tensione di **1.51 Kg/cm²**, essendo il carico limite di progetto pari a $7.02/2,30=3.05 \text{ Kg/cm}^2$ il coefficiente di sicurezza minimo è di **2.023 per l' elemento di fondazione denominato 199**. Di seguito si riporta l'andamento del grafico delle pressioni di contatto sul terreno calcolate.



Pressioni di contatto sul terreno di fondazione – involucro combinazioni condizioni di carico

L'andamento delle tensioni di compressione nei terreni di fondazione è particolarmente uniforme in quanto le strutture al di sotto del primo impalcato risultano particolarmente distribuite uniformemente.

I risultati ottenuti sono in accordo con quanto riscontrato in situ: il fabbricato in oggetto infatti non presenta nessun segno di sofferenza strutturale dovuta a cedimenti di base. Si ritiene pertanto che per quanto concerne le fondazioni non siano necessari altri approfondimenti, né interventi di consolidamento.

MURATURE

I. *Ipotesi alla base della modellazione numerica*

Il modello utilizzato per le verifiche agli stati limite per azioni statiche delle murature è lo stesso descritto nel paragrafo precedente, il software utilizzato (PCE del pacchetto Aedes S.r.l.) permette a partire dallo stesso modello di effettuare diversi tipi di verifica. Alla base della modellazione per telaio equivalente tuttavia le aste non hanno la possibilità di essere soggette a trazione, pertanto laddove dovessero nascere tali sforzi la verifica non viene effettuata.

Le analisi statiche a pressoflessione prescritte in §4.5.6.2 delle murature e la flessione di travi di accoppiamento vengono trattati nell'ambito della pressoflessione complanare. Le verifiche sono condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6) come accennato. Nel rispetto delle prescrizioni normative sono state svolte le verifiche suddette in analogia alle corrispondenti verifiche descritte in dettaglio nel medesimo testo normativo per l'analisi sismica degli edifici in muratura. E' così possibile condurre verifiche per le pareti murarie a *pressoflessione complanare* (in analogia con §7.8.2.2.1); per le travi in muratura (=travi di accoppiamento, o fasce di piano: strisce, sottofinestra murari) a *pressoflessione* (in analogia con §7.8.2.2.4). Le verifiche statiche, originariamente nate per edifici di nuova costruzione, possono essere svolte anche per gli edifici esistenti, provvedendo a sostituire le resistenze caratteristiche f_k , f_{vk} con i valori medi divisi per il fattore di confidenza: f_m/FC , e: $f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$ (§C8.7.1.5) ($f_{vmo} = \tau_0$, cfr. Tab. C8A.2.1).

II. *Schemi statici utilizzati*

Lo schema statico è quello già proposto in precedenza. Inoltre per la definizione del telaio equivalente e la generazione dei vincoli tra i paramenti murari e le fasce di piano, si veda la corrispondente sezione relativa alle verifiche globali.

III. *Valori dei parametri coinvolti*

Per i maschi murari, la verifica a pressoflessione in una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (I^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0.85 f_d), \text{ dove:}$$

M_u = momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

I = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t = spessore della zona compressa della parete;

σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P / It , con P forza assiale agente positiva se di compressione).

Se P è di trazione, $M_u = 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura nuova nel caso in esame, per murature muratura esistenti, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione

strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1). f_m sostituisce f_k nella formulazione di f_d ; in tal caso **$f_m=32 \text{ daN/cm}^2$** ; inoltre, γ_M deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza FC (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1): **$FC = 1.20$** , assunto per il livello di conoscenza LC2 adottato. Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza definito in §4.5.6.1 (tab. Tabella 4.5.II) e assunto nella fattispecie per verifiche statiche paria a **$\gamma_M=3,00$** non essendo noti dati relativi al grado di specializzazione del personale che le ha poste in opera né la classe degli elementi che la compongono.

La resistenza di calcolo sarà pertanto data da ,nota f_m : (§C.8.7.1.5): **$f_d = f_m / \gamma_M / FC = 8.89 \text{ daN/cm}^2$** .

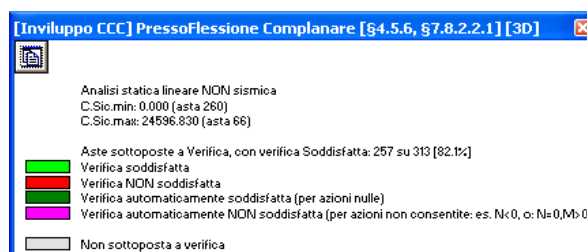
NTC 08 (§7.8.2.2.4) riconduce la verifica a pressoflessione ad un confronto sul taglio massimo resistente, in tal caso, seguendo un'impostazione equivalente più generale, la verifica a pressoflessione viene ricondotta direttamente al confronto fra momento di calcolo e momento ultimo.

IV. Risultati dell'analisi

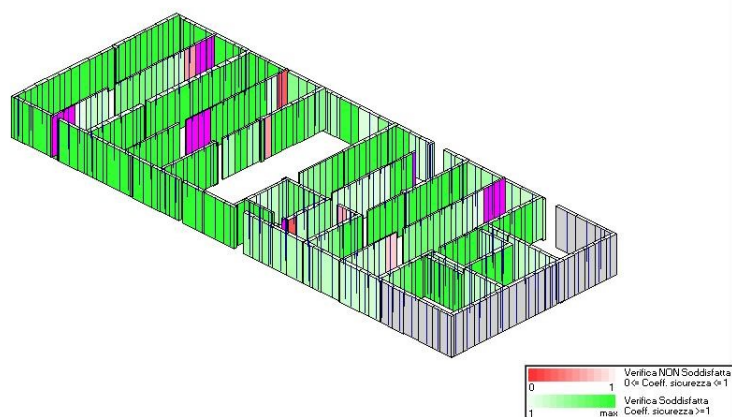
L'analisi statica a pressoflessione complanare mostra un buon comportamento delle murature dell'edificio, in particolare al piano terra. Il piano interrato ha alcuni setti che non risultano verificati, questo perché sono maggiormente sollecitati rispetto ad altri. Alcuni setti risultano soggetti a stati tensionali di trazione e pertanto non vengono verificati dall'elaboratore, tale circostanza è ovviamente dovuta al fatto che i setti scarsamente caricati con carichi verticali (dovuti ai solai ad esempio) tendono ad essere soggetti a eccentricità dei carichi maggiori con conseguente parzializzazione della sezione resistente e insorgenza di stati tensionali di trazione. Di seguito si riporta la verifica a pressoflessione per carichi statici delle murature dell'edificio per ogni piano.

Le pareti dell'edificio sono modellate per accostamento di setti aventi circa lunghezza m 1. Tale suddivisione nel telaio equivalente permette una rappresentazione delle rigidezze abbastanza uniforme, tuttavia nelle verifiche statiche comporta la concentrazione delle azioni in alcuni punti della struttura. Nel comportamento reale tuttavia le tensioni vengono ripartite in maniera più omogenea sui maschi murari con conseguente miglioramento delle condizioni di resistenza e quindi di sicurezza. Per tale ragione le murature in esame non presentano nella realtà fessurazioni o segni di sofferenza strutturale di alcun tipo.

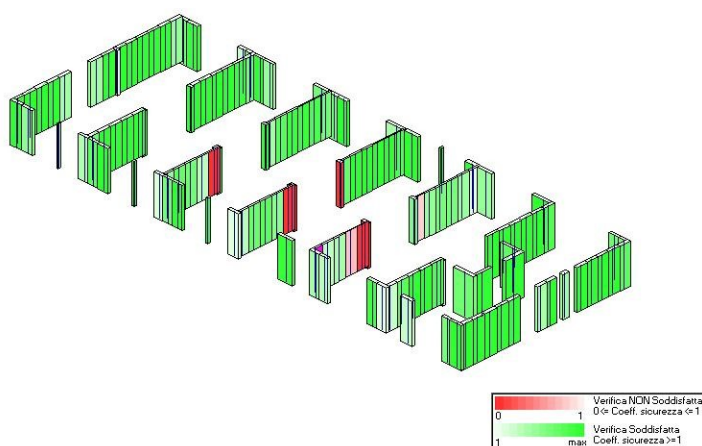
In definitiva la percentuale di strutture verticali che è verificata a pressoflessione complanare è il **93%** sul totale complessivamente analizzato, **pertanto la verifica a pressoflessione si ritiene soddisfacente su tutto l'edificio**. Il minor coefficiente di sicurezza calcolato è pari a **0.2** in corrispondenza dell'elemento 328. Di seguito si riporta la verifica a pressoflessione per carichi statici delle murature dell'edificio per ogni piano sotto forma di mappa di colori.



Verifica per carichi statici a pressoflessione murature - legenda



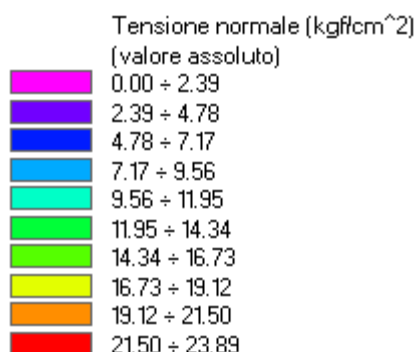
Verifica per carichi statici a pressoflessione complanare § 4.5.6, § 7.8.2.2.1 murature piano interrato inviluppo CCC



Verifica per carichi statici a pressoflessione complanare § 4.5.6, § 7.8.2.2.1 murature piano terra inviluppo CCC

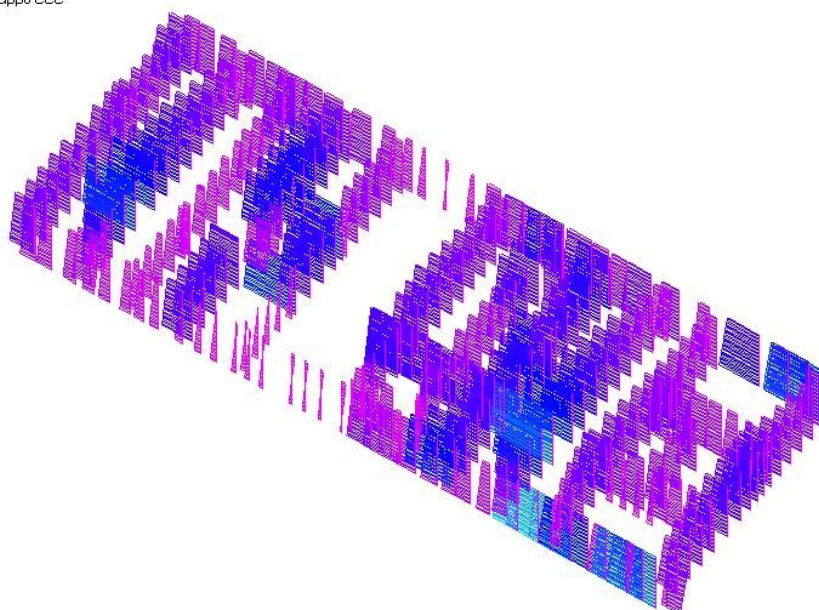
In linea generale quindi si può affermare che dal punto di vista statico le murature non destano preoccupazioni e lo stato fessurativo generalmente contenuto né è a dimostrazione.

Di seguito si riportano i grafici dell'andamento delle tensioni medie di compressione nelle murature per livelli di colore, organizzati per piano, dai quali è possibile osservare la distribuzione delle tensioni e quindi dei carichi e la rispettiva entità.



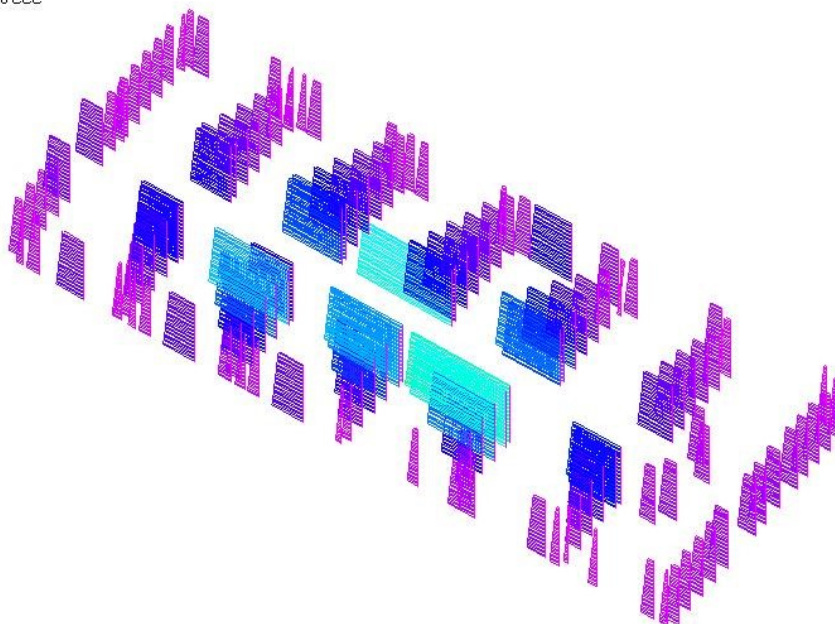
Tensioni medie di compressione per verifiche statiche - legenda

Materiali
Involuppo CCC



**Tensioni medie di compressione per verifiche statiche piano seminterrato
involuppo delle combinazioni di carico agli SLU**

Materiali
Involuppo CCC



**Tensioni medie di compressione per verifiche statiche piano terra
involuppo delle combinazioni di carico agli SLU**

SOLAI

1. Ipotesi alla base della modellazione numerica

Al fine di valutare la capacità resistente e deformativa dei solai questi sono stati analizzati mediante **analisi statica lineare** basate su modelli di calcolo separati da quello globale e in grado di ben rappresentare il comportamento strutturale reale.

Le analisi sono state svolte in maniera manuale per il calcolo delle sollecitazioni. Il calcolo della resistenza delle sezioni è stato svolto manualmente e con l'ausilio del freeware VcaSlu messo a disposizione dal prof. Gelfi.

Le verifiche condotte sono quelle di resistenza agli SLU per flessione e taglio e in alcuni punti critici anche agli SLE per deformabilità per combinazioni di tipo QUASI PERMANENTE.

I tenori di armatura sono stati desunti dagli elaborati del progetto strutturale, ma anche mediante saggi eseguiti in situ che hanno anche permesso di verificare che, per quanto è stato possibile osservare, i tenori di armatura e le carpenterie indicate nelle tavole esecutive sono stati rispettati in opera.

Per il calcolo della resistenza a taglio è stato considerato il contributo a taglio dei ferri piegati (elementi con armature a taglio NTC §4.1.2.1.3.2) e un contributo dal calcestruzzo pari alla resistenza del travetto non armato a taglio (elementi senza armature trasversali resistenti a taglio NTC §4.1.2.1.3.1) così come indicato al §C8.7.2.5 della circolare esplicativa.

II. Schemi statici utilizzati

Al 1° impalcato per il corpo originario e i solai gettati in opera sono semplicemente appoggiati alle murature portanti senza quindi apposite armature resistenti ai momenti negativi quindi i travetti sono stati considerati continui su più appoggi. Per l' ampliamento lato sud (degli anni 70') e l' ampliamento lato nord essendo i travetti connessi ai cordoli perimetrali mediante apposite armature resistenti ai momenti negativi, sono stati considerati alle estremità di appoggio **vincoli di semincastro**. Per l' impalcato di copertura per il corpo originario e l' ampliamento lato sud i solai sono in coppi in conglomerato cementizio armato prefabbricati sono semplicemente appoggiati alle murature portanti senza quindi apposite armature resistenti ai momenti negativi di conseguenza sono stati considerati semplicemente appoggiati. Per l' ampliamento lato nord essendo i travetti connessi ai cordoli perimetrali mediante apposite armature resistenti ai momenti negativi, sono stati considerati alle estremità di appoggio **vincoli di semincastro**.

Infine per le travi principali e secondarie sono stati considerati schemi statici di travi continue su più appoggi con vincoli estremi di **semincastro**.

III. Valori dei parametri coinvolti

Per la determinazione delle caratteristiche geometriche delle membrature si è fatto riferimento alle misurazioni dirette in situ realizzate anche attraverso alcuni sondaggi.

I carichi applicati ai solai sono quelli derivanti dall'analisi effettuata sulla base dei rilievi in situ che hanno permesso di appurare la tipologia dei materiali, gli spessori e le caratteristiche geometriche in genere, i carichi applicati. A partire dai carichi elementari sono state ricavate le combinazioni di carico per gli stati limite considerati come specificato nel § 2.5.3 (NTC) sulla base dei coefficienti parziali delle azioni e dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili (Tab. 2.5.I e Tab. 2.6.I NTC). Si precisa che per coefficiente parziale delle azioni per i carichi gravitazionali permanenti strutturali è stato adottato il valore $\gamma_{G1}= 1,3$, per quelli permanenti non strutturali è stato adottato il valore $\gamma_{G2}= 1,5$, per quelli variabili $\gamma_{Q1}=\gamma_{Q2}= 1,5$.

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi sui solai, i carichi calcolati in maniera analitica sono stati poi approssimati per eccesso:

solaio del 1° impalcato - laterocemento - h=17cm - S 1	
carichi permanenti strutturali - G1	160
carichi permanenti non strutturali - G2	325

carichi accidentali Cat. C1 - Q1	300
----------------------------------	-----

solaio del 1° impalcato - laterocemento - h=16cm - S2	
carichi permanenti strutturali - G1	130
carichi permanenti non strutturali - G2	325
carichi accidentali Cat. C1 - Q1	300

solaio del 1° impalcato - laterocemento - h=20cm - S4	
carichi permanenti strutturali - G1	250
carichi permanenti non strutturali - G2	295
carichi accidentali Cat. C1 - Q1	300

solaio del 2° impalcato - tegoli prefabbricati - h=25cm - S5	
carichi permanenti strutturali - G1	250
carichi permanenti non strutturali - G2	150
carichi accidentali Cat. neve - Q2	120

solaio del 2° impalcato - laterocemento - h=29cm - S6	
carichi permanenti strutturali - G1	340
carichi permanenti non strutturali - G2	130
carichi accidentali Cat. neve - Q2	120

solaio del 2° impalcato - sheed - h=20cm - S7-8	
carichi permanenti strutturali - G1	200
carichi permanenti non strutturali - G2	40
carichi accidentali Cat. neve - Q2	105

La stessa analisi dei carichi dei solai è stata utilizzata per la costruzione del modello globale utilizzato per l'analisi statica non lineare (pushover).

Per quanto concerne i materiali e i livelli di confidenza utilizzati nei calcoli si vedano le tabelle seguenti:

Ampliamento asilo anni 80' lato nord					
<u>Solaio 1° imp. e copertura</u>					
Rck 300 Lc2			Acciaio Fe44k Lc2		
Rck	30	N/mm ²	fyk	430	N/mm ²
fck	25	N/mm ²	ftk	540	N/mm ²
fcd	11.80556	N/mm ²	fyd	311.5942	N/mm ²
γc	1.5		γs	1.15	
fc	1.2	livello LC2	fc	1.2	livello LC2
fcm	33	N/mm ²	Es	210000	N/mm ²
Ec	31475.81	N/mm ²			
Corpo originario e Ampliamento asilo anni 70' lato sud					
<u>Strutture in elevazione principali e 1° impalcato</u>					
<u>gettate in opera</u>					
Rck 250 Lc2			Acciaio Aq60 Lc2		
Rck	25	N/mm ²	fyk	310	N/mm ²
fck	20	N/mm ²	ftk	600	N/mm ²
fcd	9.444444	N/mm ²	fyd	224.6377	N/mm ²
γc	1.5		γs	1.15	
fc	1.2	livello LC2	fc	1.2	livello LC2
fcm	28	N/mm ²	Es	210000	N/mm ²
Ec	29961.95	N/mm ²			
<u>Solai prefabbricati e parte solaio gettato 1° imp.</u>					
Rck 250 Lc2			Acciaio Gs 4400 Lc1		
Rck	25	N/mm ²	fyk	430	N/mm ²
fck	20	N/mm ²	ftk	540	N/mm ²
fcd	9.444444	N/mm ²	fyd	276.9726	N/mm ²
γc	1.5		γs	1.15	
fc	1.2	livello LC2	fc	1.35	livello LC1
fcm	28	N/mm ²	Es	120000	N/mm ²
Ec	29961.95	N/mm ²			

Ampliamento asilo anni 80' lato nord					
Solaio copertura					
Rck 300 Lc2			Acciaio Fe44k Lc2		
Rck	30	N/mm ²	fyk	430	N/mm ²
fck	25	N/mm ²	ftk	540	N/mm ²
fcd	11.80556	N/mm ²	fyd	311.5942	N/mm ²
γc	1.5		γs	1.15	
fc	1.2	livello LC2	fc	1.2	livello LC2
fcm	33	N/mm ²	Es	210000	N/mm ²
Ec	31475.81	N/mm ²			
Corpo originario e Ampliamento asilo anni 70' lato sud					
Solai prefabbricati					
Rck 250 Lc2			Acciaio Gs 4400 Lc1		
Rck	25	N/mm ²	fyk	430	N/mm ²
fck	20	N/mm ²	ftk	540	N/mm ²
fcd	9.444444	N/mm ²	fyd	276.9726	N/mm ²
γc	1.5		γs	1.15	
fc	1.2	livello LC2	fc	1.35	livello LC1
fcm	28	N/mm ²	Es	120000	N/mm ²
Ec	29961.95	N/mm ²			

IV. Passaggi maggiormente significativi

Si riportano i passaggi dei calcoli ritenuti maggiormente significativi in quanto concernenti configurazioni particolari.

V. Risultati dell'analisi su Solai e Travi

SOLAI

È stata condotta la verifica per carichi verticali su tutti i solai dell'edificio, tranne al 1° impalcato che per la porzione di solaio realizzato con una soletta piena in conglomerato cementizio armato gettato in opera sovrastante la centrale termica, in quanto per essi non sono state reperite sufficienti informazioni.

I solai di primo impalcato:

I solai facenti parte del corpo originario, sono verificati per stati limite ultimi (SLV) sia per flessione sia per taglio. In particolare il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **C_{sicM}=0.94** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=0.61 (rispettivamente per la campata e gli appoggi del filo strutturale 6-7)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione quasi permanente con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/941 L con **frecchia di calcolo= 0.39cm (per la campata del filo strutturale 3-4)**.

Per quanto riguarda invece l' ampliamento lato sud degli anni 70' il minore coefficiente di sicurezza a flessione è pari a **C_{sicM}=0.58** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=0.90 (nell' appoggio centrale filo strutturale 2)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in

combinazione quasi permanente con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/1865 L con **freccia di calcolo= 0.2 cm (per la campata del filo strutturale 3-4)**.

Per quanto riguarda invece l' ampliamento lato nord degli anni 80' il minore coefficiente di sicurezza a flessione è pari a **C_{sicM}=0.65**, (**nell' appoggio estremo filo strutturale E-D;11-13**) mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=1.06** (**nell' appoggio estremo filo strutturale A-B;11-12**). Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione quasi permanente con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/689 L con **freccia di calcolo= 0.64 cm (nell' appoggio estremo filo strutturale A-B;11-12)**.

I solai dell' impalcato di copertura :

I solai facenti parte del corpo originario, sono verificati per stati limite ultimi (SLV) sia per flessione sia per taglio. In particolare per il solaio realizzato in tegoli in conglomerato cementizio armato prefabbricato, il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **C_{sicM}=1.09** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=2.11 (rispettivamente per la campata del filo strutturale 5-7)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/553 L con **freccia di calcolo= 1.29 cm (per la campata del filo strutturale 5-7)**.

In particolare per il solaio tipo sheed realizzato in travetti in conglomerato cementizio armato e soggetto a flessione deviata, il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza a flessione nelle due direzioni principali dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione di flessione nelle due direzioni $[(M_{exd}/M_{rxd}) + (M_{eyd}/M_{ryd})] < 1$) è risultato pari a **C_{sicM}=1.85 (in campata del filo strutturale 3-5)** mentre per le verifiche a taglio deviato (rapporto tra la resistenza a taglio nelle due direzioni principali dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione di taglio nelle due direzioni $[(T_{exd}/T_{rxd})^2 + (T_{eyd}/T_{ryd})^2] < 1$) è **C_{sicV}=0.46 (rispettivamente per gli appoggi del filo strutturale 3-5)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/300 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/383 L con **freccia di calcolo = 1.85 cm (per la campata del filo strutturale 3-5)**.

Per quanto riguarda invece l' ampliamento lato sud degli anni 70' il minore coefficiente di sicurezza a flessione è pari a **C_{sicM}=1.15 (in campata del filo strutturale 1-3)** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=2.17**

(filo strutturale 1-3). Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/300 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/594 L con **freccia di calcolo= 1.167 cm (filo strutturale 1-3)**.

In particolare per il solaio denominato 8 realizzato in travetti in conglomerato cementizio armato e soggetto a flessione deviata, il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza a flessione nelle due direzioni principali dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione di flessione nelle due direzioni $[(M_{exd}/M_{rxd}) + (M_{eyd}/M_{ryd})] < 1$) è risultato pari a **C_{sicM}=1.77 (in campata del filo strutturale 1-3)** mentre per le verifiche a taglio deviato (rapporto tra la resistenza a taglio nelle due direzioni principali dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione di taglio nelle due direzioni $[(T_{exd}/T_{rxd})^2 + (T_{eyd}/T_{ryd})^2] < 1$) è **C_{sicV}=0.44 (filo strutturale 1-3)**. Per le verifiche agli stati limite di

esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/300 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/410 L con **frecchia di calcolo= 1.69 cm (filo strutturale 1-3)**.

Per quanto riguarda invece l' ampliamento lato nord degli anni 80' il minore coefficiente di sicurezza a flessione è pari a **C_{sicM}=1.014, (in appoggio del filo strutturale 11-13)** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=1.52 (in appoggio del filo strutturale 12-13)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/300 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/1651 L con **frecchia di calcolo= 0.43 cm (del filo strutturale 11-13)**.

I valori riportati sopra sono stati ottenuti con le assunzioni fatte in merito ai parametri resistenti e ai fattori correttivi degli stessi sulla base del livello di conoscenza e della distribuzione semiprobabilistica delle resistenze.

Essendo le verifiche agli stati limite ultimi per momento flettente e taglio in alcuni casi non soddisfatte, fermo restando tutte le ipotesi fatte sui materiali e sulle caratteristiche geometriche del solaio, è stata fatta la stessa verifica considerando un fattore di confidenza FC=1 (LC3).

Si riporta il prospetto delle verifiche dei solai con il raffronto fra i fattore di confidenza LC2 e LC3:

Primo impalcato:

Travetti corpo originario piu' appoggi				
Slu			Fs Lc2	Fs Lc3
momento di calcolo campata 3-4 - Ms3-4	daNm	432	0.979167	1.136574
momento di calcolo campata 4-5 - Ms4-5	daNm	200	2.115	2.455
momento di calcolo campata 5-6 - Ms5-6	daNm	234	1.807692	2.098291
momento di calcolo campata 6-7 - Ms 6-7	daNm	446	0.94843	1.100897
momento di calcolo campata 7-8 - Ms7-8	daNm	217	1.949309	2.262673
momento di calcolo campata 8-9 - Ms8-9	daNm	267	1.58427	1.838951
momento di calcolo campata 9-10 - Ms 9-10	daNm	259	1.633205	1.895753
momento di calcolo campata 10-11- Ms 10-11	daNm	260	1.626923	1.888462
momento di calcolo campata 11-12 - Ms11-12	daNm	284	1.489437	1.728873
taglio di calcolo appoggio - Vs3-4	daN	881	0.763791	0.916005
taglio di calcolo appoggio - Vs4-5	daN	940	0.715851	0.858511
taglio di calcolo appoggio - Vs5-6	daN	840	0.801071	0.960714
taglio di calcolo appoggio - Vs6-7	daN	1094	0.615082	0.73766
taglio di calcolo appoggio - Vs7-8	daN	972	0.692284	0.830247
taglio di calcolo appoggio - Vs 8-9	daN	887	0.758625	0.909808
taglio di calcolo appoggio - Vs 9-10	daN	907	0.741896	0.889746
taglio di calcolo appoggio - Vs 10-11	daN	903	0.745183	0.893688
taglio di calcolo appoggio - Vs11-12	daN	936	0.71891	0.862179
momento resistente in campata + Mr Lc2	daNm	423		
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasversale Lc2	daN	672.9		
momento resistente in campata + Mr Lc3	daNm	491		
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasversale Lc3	daN	807		
frecchia di calcolo - fs3-4	cm	0.34	I/1094	
frecchia di calcolo - fs4-5		0.078	I/4307	
frecchia di calcolo - fs5-6		0.11	I/3172	
frecchia di calcolo - fs6-7		0.39	I/941	
frecchia di calcolo - fs7-8		0.093	I/3762	
frecchia di calcolo - fs 8-9		0.147	I/2340	
frecchia di calcolo - fs 9-10		0.138	I/2507	
frecchia di calcolo - fs 10-11		0.139	I/2503	
frecchia di calcolo - fs 11-12		0.157	I/2038	

Travetti ampliamento anni 70'				
Slu			Fs Lc2	Fs Lc3
momento di calcolo appoggio - Ms 1	daNm	331	0.601208	0.806647
momento di calcolo campata - Ms 1-2	daNm	472	1	1.32839
momento di calcolo appoggio - Ms 2	daNm	732	0.580601	0.773224
momento di calcolo campata - Ms 2-3	daNm	275	1.716364	2.28
momento di calcolo appoggio - Ms 3	daNm	249	0.800483	1.074014
taglio di calcolo appoggio - Vs1	daN	960	1.002083	1.203542
taglio di calcolo appoggio - Vs2	daN	1175	0.905532	1.086809
taglio di calcolo appoggio - Vs3	daN	775	1.24129	1.490839
momento resistente in campata + Mr Lc3	daNm	627		
momento resistente in appoggio - Mr Lc3	daNm	566		
momento resistente in appoggio laterale - Mr Lc3	daNm	267		
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasversale lc3	daN	1277		
taglio ap. laterale resistente Vr contributo senza arm.trasversale Lc3	daN	1155		
momento resistente in campata + Mr Lc2	daNm	472		
momento resistente in appoggio - Mr Lc2	daNm	425		
momento resistente in appoggio laterale - Mr Lc2	daNm	199		
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasversale Lc2	daN	1064		
taglio ap. laterale resistente Vr contributo senza arm.trasversale Lc2	daN	962		
Sle rara				
freccia di calcolo - fs1-2	cm	0.2	l/1865	
freccia di calcolo - fs2-3		0.07	l/4614	

Travetti ampliamento anni 80' filo ED;AB;11-12				
Slu			Fs Lc2	Fs Lc3
momento di calcolo appoggio - Ms E,D	daNm	592	0.996622	1.1875
momento di calcolo campata - Ms E-D	daNm	1420	1.054225	1.264085
taglio di calcolo appoggio - VsE,D	daN	1610	1.240994	1.404969
momento resistente in appoggio - Mr Lc2	daNm	590		
momento resistente in campata + Mr Lc2	daNm	1497		
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.trasv.Lc2	daN	1998		
momento resistente in appoggio - Mr Lc3	daNm	703		
momento resistente in campata + Mr Lc3	daNm	1795		
taglio resistente Vr contributo staffe.e senza arm.trasv.Lc3	daN	2262		
momento di calcolo appoggio - Ms A,B	daNm	807	0.731103	0.871128
momento di calcolo campata - Ms A-B	daNm	1937	0.862158	1.034073
taglio di calcolo appoggio - VsA,B	daN	1881	1.062201	1.202552
momento resistente in appoggio - Mr Lc2	daNm	590		
momento resistente in campata + Mr Lc2	daNm	1670		
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.trasv. Lc2	daN	1998		
momento resistente in appoggio - Mr Lc3	daNm	703		
momento resistente in campata + Mr Lc3	daNm	2003		
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.trasv. lc3	daN	2262		
Sle rara				
freccia di calcolo - fsE-D	cm	0.64	l/689	
freccia di calcolo - fsA-B		0.63	l/817	

Travetti ampliamento anni 80' filo ED;AB;12-13				
Slu			Fs Lc2	Fs Lc3
momento di calcolo appoggio - Ms E	daNm	900.7	0.650605	0.780504
momento di calcolo campata - Ms E-D	daNm	1308	1.144495	1.372324
momento di calcolo appoggio - Ms D	daNm	1887	1.554319	1.838368
momento di calcolo campata - Ms D-B	daNm	557	2.687612	3.222621
momento di calcolo appoggio - Ms B	daNm	1730	1.695376	2.005202
momento di calcolo campata - Ms B-A	daNm	1169	1.280582	1.5355
momento di calcolo appoggio - Ms A	daNm	813	0.720787	0.864699
momento resistente in appoggio - Mr E, A Lc2	daNm	586		
momento resistente in appoggio - Mr D,B	daNm	2933		
momento resistente in campata - Mr ED,DB,BA	daNm	1497		
momento resistente in appoggio - Mr E, A Lc3	daNm	703		
momento resistente in appoggio - Mr D,B	daNm	3469		
momento resistente in campata - Mr ED,DB,BA	daNm	1795		
taglio di calcolo - Vs E	daN	1805	1.106925	1.253186
taglio di calcolo - Vs D	daN	1890	2.153968	2.29418
taglio di calcolo - Vs B	daN	1828	2.227024	2.371991
taglio di calcolo - Vs A	daN	1711	1.167738	1.322034
taglio resistente VrE, A contributo staffe.e ferr.pieg Lc2	daN	1998		
taglio resistente VrD, B contributo staffe.e ferr.pieg		4071		
taglio resistente VrE, A contributo staffe.e ferr.pieg Lc3		2262		
taglio resistente VrD, B contributo staffe.e ferr.pieg		4336		
Sle rara				
freccia di calcolo - fsED	cm	0.4	I/1360	
freccia di calcolo - fsDB		0.071	I/7183	
freccia di calcolo - fsBA		0.32	I/1615	

Impalcato di copertura:

Non si riportano i raffronti con il fattore di confidenza in Lc3 quando le verifiche vengono soddisfatte in Lc2.

Tegoli corpo originario				
Slu			Fs Lc2	
momento di calcolo campata 3-5 - Ms3-5	daNm	5488.8	1.11354	
momento di calcolo campata 5-7 - Ms5-7	daNm	5582.2	1.094909	
momento di calcolo campata 7-9 - Ms7-9	daNm	5273.9	1.158915	
momento di calcolo campata 9-11 - Ms 9-11	daNm	5274	1.158893	
momento di calcolo campata 11-12 - Ms11-12	daNm	1066	5.733583	
taglio di calcolo appoggio - Vs3-5	daN	3101	2.13544	
taglio di calcolo appoggio - Vs5-7	daN	3127.32	2.117468	
taglio di calcolo appoggio - Vs7-9	daN	3039.7	2.178504	
taglio di calcolo appoggio - Vs9-11	daN	3039.7	2.178504	
taglio di calcolo appoggio - Vs11-12	daN	1366.5	4.845957	
momento resistente in campata + Mr Lc2	daNm	6112		
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasv.e staffe.	daN	6622		
momento resistente in campata + Mr Lc3	daNm	8177		
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasv.e staffe.	daN	7057		
Sle rara				
freccia di calcolo - fs3-5	cm	1.25	I/566	
freccia di calcolo - fs5-7		1.29	I/553	
freccia di calcolo - fs7-9		1.15	I/603	
freccia di calcolo - fs9-11		1.15	I/603	
freccia di calcolo - fs11-12		0.072	I/4333	

Tegoli corpo originario			
Slu			Fs Lc2
momento di calcolo campata 3-5 - Ms3-5	daNm	5488.8	1.11354
momento di calcolo campata 5-7 - Ms5-7	daNm	5582.2	1.094909
momento di calcolo campata 7-9 - Ms7-9	daNm	5273.9	1.158915
momento di calcolo campata 9-11 - Ms 9-11	daNm	5274	1.158893
momento di calcolo campata 11-12 - Ms11-12	daNm	1066	5.733583
taglio di calcolo appoggio - Vs3-5	daN	3101	2.13544
taglio di calcolo appoggio - Vs5-7	daN	3127.32	2.117468
taglio di calcolo appoggio - Vs7-9	daN	3039.7	2.178504
taglio di calcolo appoggio - Vs9-11	daN	3039.7	2.178504
taglio di calcolo appoggio - Vs11-12	daN	1366.5	4.845957
momento resistente in campata + Mr Lc2	daNm	6112	
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasv.e staffe.	daN	6622	
momento resistente in campata + Mr Lc3	daNm	8177	
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasv.e staffe.	daN	7057	
Sle rara			
freccia di calcolo - fs3-5	cm	1.25	l/566
freccia di calcolo - fs5-7		1.29	l/553
freccia di calcolo - fs7-9		1.15	l/603
freccia di calcolo - fs9-11		1.15	l/603
freccia di calcolo - fs11-12		0.072	l/4333

Tegoli ampliamento anni 70'			
Slu			Fs Lc2
momento di calcolo campata 1-3- Ms1-3	daNm	5304	1.152338
momento resistente in campata + Mr Lc2		6112	
momento resistente in campata + Mr Lc3		8177	
taglio di calcolo appoggio - Vs1-3	daN	3048.4	2.172287
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasversale Lc2		6622	
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasversale Lc3		7057	
Sle rara			
freccia di calcolo - fs1-3	cm	1.167	l/594

Travetti ampliamento anni 80'			
Slu			Fs Lc2
momento di calcolo appoggio 11-13 - Ms11-13	daNm	858	1.014219
momento di calcolo campata 11-13- Ms 11-13	daNm	2059	1.352598
taglio di calcolo appoggio - Vs11-13	daN	1450	2.01931
momento resistente in appoggio - Mr	daNm	870.2	
momento resistente in campata + Mr	daNm	2785	
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasversale	daN	2928	
momento di calcolo appoggio 12-13 - Ms12-13	daNm	268	3.247015
momento di calcolo campata 12-13 - Ms 12-13	daNm	644	1.52795
taglio di calcolo appoggio - Vs12-13	daN	810.8	3.184509
momento resistente in appoggio - Mr	daNm	870.2	
momento resistente in campata + Mr	daNm	984	
taglio resistente Vr contributo senza arm.trasversale	daN	2582	
Sle rara			
freccia di calcolo - fs11-13	cm	0.43	l/1651
freccia di calcolo - fs12-13	cm	0.043	l/9232

Travetti corpo originario solaio tipo sheed				
Slu			Fs Lc2	Fs Lc3
momento direzione x di calcolo appoggio 3-5 - Msx3-5	daNm	256	1.307424	0.992918
momento direzione y di calcolo appoggio 3-5 - Msy3-5	daNm	173		
momento direzione x di calcolo appoggio 5-7 - Msx5-7	daNm	253	1.288482	0.978526
momento direzione y di calcolo appoggio 5-7 - Msy5-7	daNm	170		
momento direzione x di calcolo appoggio 7-9 - Msx7-9	daNm	247	1.25786	0.955262
momento direzione y di calcolo appoggio 7-9 - Msy7-9	daNm	166		
momento direzione x di calcolo appoggio 9-11 - Msx9-11	daNm	247	1.25786	0.955262
momento direzione y di calcolo appoggio 9-11 - Msy9-11	daNm	166		
momento resistente in appoggio - Mrx Lc2	daNm	407		
momento resistente in appoggio - Mry	daNm	255		
momento resistente in appoggio - Mrx Lc3		539		
momento resistente in appoggio - Mry		334		
momento direzione x di calcolo campata 3-5 - Msx3-5	daNm	618	1.856022	1.433124
momento direzione y di calcolo campata 3-5 - Msy3-5	daNm	416		
momento direzione x di calcolo campata 5-7 - Msx5-7	daNm	606	1.820168	1.405444
momento direzione y di calcolo campata 5-7 - Msy5-7	daNm	408		
momento direzione x di calcolo campata 7-9 - Msx7-9	daNm	592	1.779132	1.373782
momento direzione y di calcolo campata 7-9 - Msy7-9	daNm	399		
momento direzione x di calcolo campata 9-11 - Msx9-11	daNm	594	1.786695	1.379661
momento direzione y di calcolo campata 9-11 - Msy9-11	daNm	401		
momento resistente in campata - Mrx Lc2	daNm	714		
momento resistente in campata - Mry	daNm	420		
momento resistente in campata - Mrx Lc3		960		
momento resistente in campata - Mry		527		
taglio direzione x di calcolo appoggio 3-5 - Tsx3-5	daN	293	0.465774	0.252044
taglio direzione y di calcolo appoggio 3-5 - Tsy3-5	daN	434		
taglio direzione x di calcolo appoggio 5-7 - Tsx5-7	daN	289	0.456469	0.246366
taglio direzione y di calcolo appoggio 5-7 - Tsy5-7	daN	430		
taglio direzione x di calcolo appoggio 7-9 - Tsx7-9	daN	286	0.447836	0.241555
taglio direzione y di calcolo appoggio 7-9 - Tsy7-9	daN	426		
taglio direzione x di calcolo appoggio 9-11 - Tsx9-11	daN	287	0.448414	0.242356
taglio direzione y di calcolo appoggio 9-11 - Tsy9-11	daN	426		
taglio resistente senza armatura trasversale - Trx Lc2	daN	996		
taglio resistente senza armatura trasversale - Try	daN	705		
taglio resistente senza armatura trasversale - Trx Lc3	daN	846		
taglio resistente senza armatura trasversale - Try	daN	1195		
Sle	cm			
freccia direzione x di calcolo 3-5 - fsx 3-5	2.76			
freccia direzione y di calcolo 3-5 - fsy3-5	0.37			
freccia di calcolo combinata 3-5	1.85	l/383		
freccia direzione x di calcolo 5-7 - fsx5-7	2.65			
freccia direzione y di calcolo 5-7 - fsy5-7	0.36			
freccia di calcolo combinata 5-7	1.78	l/394		
freccia direzione x di calcolo 7-9 - fsx7-9	2.54			
freccia direzione y di calcolo 7-9 - fsy7-9	0.34			
freccia di calcolo combinata 7-9	1.7	l/408		
freccia direzione x di calcolo campata 9-11 - fsx9-11	2.55			
freccia direzione y di calcolo campata 9-11 - fsy9-11	0.34			
freccia di calcolo combinata 9-11	1.71	l/406		

Travetti ampl.anni 70 solaio tipo sheed			Fs Lc2	Fs Lc3
Slu				
momento direzione x di calcolo appoggio 1-3 - M _{sx} 1-3	daNm	246.2	1.255894	0.953778
momento direzione y di calcolo appoggio 1-3 - M _{sy} 1-3	daNm	166		
momento resistente in appoggio - M _{rx} Lc2	daNm	407		
momento resistente in appoggio - M _{ry}	daNm	255		
momento resistente in appoggio - M _{rx} Lc3		539		
momento resistente in appoggio - M _{ry}		334		
momento direzione x di calcolo campata 1-3 - M _{sx} 1-3	daNm	591	1.77535	1.370843
momento direzione y di calcolo campata 1-3 - M _{sy} 1-3	daNm	398		
momento resistente in campata - M _{rx} Lc2	daNm	714		
momento resistente in campata - M _{ry}	daNm	420		
momento resistente in campata - M _{rx} Lc3		960		
momento resistente in campata - M _{ry}		527		
taglio direzione x di calcolo appoggio 1-3 - T _{sx} 1-3	daN	286.2	0.445298	0.240693
taglio direzione y di calcolo appoggio 1-3 - T _{sy} 1-3	daN	424.6		
taglio resistente senza armatura trasversale - T _{rx} Lc2	daN	996		
taglio resistente senza armatura trasversale - T _{ry}	daN	705		
taglio resistente senza armatura trasversale - T _{rx} Lc3		846		
taglio resistente senza armatura trasversale - T _{ry}		1195		
Sle	cm			
freccia direzione x di calcolo 1-3 - f _{sx} 1-3	2.52			
freccia direzione y di calcolo 1-3 - f _{sy} 1-3	0.34			
freccia di calcolo combinata 1-3	1.69	l/410		

Per i solai della porzione originaria e porzione costruita negli anni settanta al primo impalcato si ritiene superfluo procedere ad ulteriori indagini conoscitive, in quanto per tali solai alcune verifiche a taglio e flessione non risultano verificate anche con fattori di confidenza particolarmente basso. Si ritiene opportuno procedere a prove di carico sperimentali al fine di sondare l'effettivo comportamento strutturale di tali membrature.

Per quanto riguarda i solai della copertura in coppi le verifiche possono ritenersi soddisfacenti, anche in relazione alle destinazioni d'uso dei locali. Per i solai di copertura di tipo shed si consiglia una più dettagliata conoscenza delle strutture in questione al fine di ripetere le verifiche con livelli di conoscenza maggiore, comunque possono continuare ad essere utilizzati senza declassamenti né riduzione dei carichi variabili.

TRAVI

Le travi sono presenti soltanto all' impalcato di copertura del corpo originario e dell' ampliamento degli anni 70', sono state verificate per stati limite ultimi (SLV) sia per flessione sia per taglio. In particolare è stato riportato un prospetto delle verifiche statiche agli stati limite condotti per le travi principali e secondarie in conglomerato cementizio armato.

Le travi dell' impalcato di copertura facenti parte del corpo originario e dell' ampliamento lato sud, sono verificati per stati limite ultimi (SLV) sia per flessione sia per taglio.

Per la trave denominata **3** il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **C_{sicM}=1.88 (per la campata filo strutturale DB)** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=1.66 (per l' appoggio del filo strutturale B)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzera in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/4870 L con **freccia di calcolo= 0.10 cm (per la campata del filo strutturale DB)**.

Trave 3				
Slu				Fs Lc2
momento di calcolo appoggio laterale D - MsD	daNm		1838	5.1278564
momento di calcolo appoggio laterale B - MsB	daNm		2600	3.625
momento di calcolo campata - MsDB	daNm		6838	1.8850541
taglio di calcolo appoggio - VsD	daN		4915	2.5332655
taglio di calcolo appoggio - VsB	daN		7498	1.6605762
momento resistente appoggio - Mr	daNm		9425	
momento resistente in campata + Mr	daNm		12890	
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.trasversale	daN		12451	
Sle rara				
freccia di progetto- fsDB	cm		0.1	l/4870

Per la trave denominata **3 IPN 380** il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **C_{sicM}=0.83** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=2.01**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L** (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/2219 L con **freccia di calcolo= 0.18 cm**.

Per questa trave, essendo l' unica non verificata a flessione, si riporta il raffronto fra il livello di conoscenza LC2 impiegato, e il livello di conoscenza LC3.

Trave 3 IPN380				
Slu			Fs Lc2	Fs Lc3
momento di calcolo campata - MsDB	daNm	28169	0.83212	1.1239306
taglio di calcolo appoggio - VsD	daN	27741	2.011103	2.7161962
momento resistente in campata + Mr Lc2	daN	23440		
taglio resistente Vr	daNm	55790		
momento resistente in campata + Mr Lc3	daN	31660		
taglio resistente Vr	daNm	75350		
Sle rara				
freccia di progetto- fsDB	cm	0.187855	l/2219	

Per la trave denominata **5** il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **C_{sicM}=1.16 (per la campata del filo strutturale DB)** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=1.02 (per l' appoggio del filo strutturale B)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/2864 L con **freccia di calcolo= 0.17 cm**.

Trave 5				
Slu				Fs Lc2
momento di calcolo appoggio laterale D - MsD	daNm		2130	4.4314554
momento di calcolo appoggio laterale B - MsB	daNm		2154	4.3820799
momento di calcolo campata - MsDB	daNm		11080	1.1669675
taglio di calcolo appoggio - VsD	daN		6882	1.8092124
taglio di calcolo appoggio - VsB	daN		12204	1.0202393
momento resistente appoggio - Mr	daNm		9439	
momento resistente in campata + Mr	daNm		12930	
taglio resistente Vr contributo staffe. E senza arm.trasversale	daN		12451	
Sle rara				
freccia di progetto- fsDB	cm		0.17	l/2864

Per la trave denominata **7** il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **C_{sicM}=1.62 (per la campata del filo strutturale DB)** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=1.34 (per l' appoggio del filo strutturale B)**. Per le verifiche agli stati limite di

esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/4162 L con **freccia di calcolo= 0.11 cm**.

Trave 7				
Slu				Fs Lc2
momento di calcolo appoggio laterale D - MsD	daNm		2287	4.1272409
momento di calcolo appoggio laterale B - MsB	daNm		3449	2.7367353
momento di calcolo campata - MsDB	daNm		7960	1.6243719
taglio di calcolo appoggio - VsD	daN		5753	2.1642621
taglio di calcolo appoggio - VsB	daN		9289	1.3404026
momento resistente appoggio - Mr	daNm		9439	
momento resistente in campata + Mr	daNm		12930	
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.transversale	daN		12451	
Sle rara				
freccia di progetto- fsDB	cm		0.11	l/4162

Per la trave denominata **9** il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **C_{sicM}=1.29 (per la campata del filo strutturale DB)** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=1.34 (per l' appoggio del filo strutturale D)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/3246 L con **freccia di calcolo= 0.15 cm**.

Trave 9				
Slu				Fs Lc2
momento di calcolo appoggio laterale D - MsD	daNm		3527	2.6762121
momento di calcolo appoggio laterale B - MsB	daNm		3085	3.0596434
momento di calcolo campata - MsDB	daNm		10018	1.2906768
taglio di calcolo appoggio - VsD	daN		9263	1.344165
taglio di calcolo appoggio - VsB	daN		6664	1.8683974
momento resistente appoggio - Mr	daNm		9439	
momento resistente in campata + Mr	daNm		12930	
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.transversale	daN		12451	
Sle rara				
freccia di progetto- fsDB	cm		0.15	l/3246

Per la trave denominata **11** il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **C_{sicM}=1.51 (per la campata del filo strutturale DB)** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=1.23 (per l' appoggio del filo strutturale D)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/4058 L con **freccia di calcolo= 0.12 cm**.

Trave 11				
Slu				Fs Lc2
momento di calcolo appoggio laterale D - MsD	daNm		3684	2.5621607
momento di calcolo appoggio laterale B - MsB	daNm		2015	4.6843672
momento di calcolo campata - MsDB	daNm		8560	1.510514
taglio di calcolo appoggio - VsD	daN		10056.7	1.2380801
taglio di calcolo appoggio - VsB	daN		7105.5	1.7523046
momento resistente appoggio - Mr	daNm		9439	
momento resistente in campata + Mr	daNm		12930	
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.transversale	daN		12451	
Sle rara				
freccia di progetto- fsDB	cm		0.12	l/4058

Per la trave secondaria denominata **C** il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **$C_{sicM}=2.03$** mentre per le verifiche a taglio è **$C_{sicV}=1.87$** (rispettivamente per l' appoggio del filo strutturale 9). Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/5056 L con **freccia di calcolo= 0.14 cm** (per la campata del filo strutturale 7-9).

Trave C				
Slu				Fs Lc2
momento di calcolo appoggio laterale 1 - Ms1	daNm		1298	8.628659
momento di calcolo appoggio laterale 3 - Ms3	daNm		3164	3.539823
momento di calcolo campata - Ms13	daNm		1664	6.730769
momento di calcolo appoggio laterale 5 - Ms5	daNm		1955	5.7289
momento di calcolo campata - Ms35	daNm		1511	7.41231
momento di calcolo appoggio laterale 7 - Ms7	daNm		5292	2.116402
momento di calcolo campata - Ms57	daNm		351	31.90883
momento di calcolo appoggio laterale 9 - Ms9	daNm		5497	2.037475
momento di calcolo campata - Ms79	daNm		4898	2.286648
momento di calcolo appoggio laterale 11 - Ms11	daNm		1320	8.484848
momento di calcolo campata - Ms911	daNm		554	20.21661
taglio di calcolo appoggio - Vs1	daN		1972	5.726673
taglio di calcolo appoggio - Vs3	daN		2507	4.504587
taglio di calcolo appoggio - Vs5	daN		2139	5.27957
taglio di calcolo appoggio - Vs7	daN		2736	4.127558
taglio di calcolo appoggio - Vs9	daN		6009	1.879348
taglio di calcolo appoggio - Vs11	daN		1663	6.79074
momento resistente appoggio - Mr	daNm		11200	
momento resistente in campata + Mr	daNm		11200	
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.trasvers	daN		11293	
Sle rara				
freccia di progetto- fs13	cm		0.048	1/14500
freccia di progetto- fs35			0.043	1/16720
freccia di progetto- fs57			0.067	1/10492
freccia di progetto- fs79			0.137	1./5056
freccia di progetto- fs911			0.045	1/15600

Per la trave denominata **D** il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **$C_{sicM}=3.74$** (per appoggio del filo strutturale 3) mentre per le verifiche a taglio è **$C_{sicV}=2.81$** (per l' appoggio del filo strutturale 3). Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L** (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/21090 L con **freccia di calcolo= 0.033 cm**.

Trave D				
Slu				Fs Lc2
momento di progetto appoggio laterale 1 - Ms1	daNm		1810	7.961326
momento di progetto appoggio laterale 3 - Ms3	daNm		3843	3.749675
momento campata - Ms13	daNm		1858	9.332616
momento di progetto appoggio laterale 5 - Ms5	daNm		3327	4.331229
momento campata - Ms35	daNm		1698	10.21201
momento di progetto appoggio laterale 7 - Ms7	daNm		3133	4.599425
momento campata - Ms57	daNm		1582	10.96081
momento di progetto appoggio laterale 9 - Ms9	daNm		2878	5.006949
momento campata - Ms79	daNm		1598	10.85106
momento di progetto appoggio laterale 11 - Ms11	daNm		1535	9.387622
momento campata - Ms911	daNm		1403	10.27085
taglio di progetto appoggio - Vs1	daN		2400	3.50125
taglio di progetto appoggio - Vs3	daN		2985	2.815075
taglio di progetto appoggio - Vs5	daN		2789	3.012908
taglio di progetto appoggio - Vs7	daN		2703	3.108768
taglio di progetto appoggio - Vs9	daN		2352	3.572704
taglio di progetto appoggio - Vs11	daN		1900	4.422632
momento resistente appoggio - Mr	daNm		14410	
momento resistente in campata + Mr	daNm		17340	
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.trasvers	daN		8403	
Sle rara				
freccia di progetto- fs13	cm		0.033	1/21090
freccia di progetto- fs35			0.029	1/24793
freccia di progetto- fs57			0.026	1/27038
freccia di progetto- fs79			0.026	1./26692
freccia di progetto- fs911			0.025	1/28080

Per la trave denominata **B** il minore coefficiente di sicurezza (rapporto tra la resistenza dell'elemento e lo sforzo di sollecitazione) a flessione è risultato pari a **C_{sicM}=4.2 (per appoggio del filo strutturale 9)** mentre per le verifiche a taglio è **C_{sicV}=2.93 (per l' appoggio del filo strutturale 9)**. Per le verifiche agli stati limite di esercizio di deformabilità, si sono valutate le frecce in mezzzeria in combinazione rara con valore limite posto pari a **1/500 L**. (L - luce effettiva), il minimo valore che risulta è pari a 1/21030 L con **freccia di calcolo= 0.033 cm**.

Trave B				
Slu				Fs Lc2
momento di progetto appoggio laterale 7 - Ms7	daNm		2168	6.646679
momento di progetto appoggio laterale 9 - Ms9	daNm		3426	4.206071
momento campata - Ms79	daNm		1861	9.317571
momento di progetto appoggio laterale 11 - Ms11	daNm		1769	8.145845
momento campata - Ms911	daNm		1350	12.84444
taglio di progetto appoggio - Vs7	daN		2543	3.304365
taglio di progetto appoggio - Vs9	daN		2866	2.931961
taglio di progetto appoggio - Vs11	daN		1952	4.304816
momento resistente appoggio - Mr	daNm		14410	
momento resistente in campata + Mr	daNm		17340	
taglio resistente Vr contributo staffe e senza arm.trasvers	daN		8403	
Sle rara				
freccia di progetto- fs79	cm		0.033	1/21030
freccia di progetto- fs911			0.024	1/29250

I valori riportati sopra sono stati ottenuti con le assunzioni fatte in merito ai parametri resistenti e ai fattori correttivi degli stessi sulla base del livello di conoscenza e della distribuzione semiprobabilistica delle resistenze.

6.2. Analisi dei meccanismi locali

1. *Ipotesi alla base della modellazione numerica*

L'esecuzione delle verifiche per meccanismi locali delle murature degli edifici permette di stabilire se, anche se a livello indicativo, i meccanismi di tipo globale attraverso i quali la struttura risponde all'azione sismica si possono attivare efficacemente, senza che vengano anticipati da meccanismi cinematici di primo modo che ne vanificano l'insorgenza. Le verifiche riguardano la stabilità di precise porzioni di setti murari che siano ritenuti più soggetti al ribaltamento per rotazione attorno ad un punto di rottura.

L'edificio in esame presenta all' impalcato di copertura i cordoli di ripartizione perimetrali sovrastanti le murature. Tra il corpo originario e l'ampliamento lato sud è stata verificato l'efficace ammortamento delle pareti trasversali.

In generale pertanto l'edificio non è sensibile ai meccanismi di collasso di corpo rigido per ribaltamento di pareti mono in quanto i dispositivi stabilizzanti in grado di esprimere reazioni vincolari di sommità, sono diffusamente presenti su tutto l'organismo edilizio. Le accelerazioni di attivazione di tali collassi sono quindi molto alte e sensibilmente superiori a quelle richieste dalle norme e a quelle che attivano i meccanismi di collasso globali.

L'edificio quindi è in grado di rispondere all'evento sismico con meccanismi globali senza che la crisi sopraggiunga prematuramente per instaurarsi di collassi localizzati.

Le azioni che vengono considerate possono essere stabilizzanti o in stabilizzanti. Le azioni stabilizzanti che sono state prese in esame sono il peso proprio del muro, i carichi verticali trasmessi dal solaio con la dovuta eccentricità (carichi permanenti e accidentali), la reazione di "tiro" in sommità dovuta a eventuali dispositivi presenti (cordoli, tiranti, ecc.). Le azioni instabilizzanti invece sono date dalla forza sismica, da spinte orizzontali non eliminate.

Le murature sono state considerate capaci di attivare tali meccanismi senza sgretolarsi, la monoliticità del setto è infatti alla base di tutta la teoria. Inoltre per l'analisi cinematica viene trascurata l'elasticità del setto, è dimostrato infatti che i risultati sono praticamente invarianti con l'elasticità. Anche la resistenza a compressione della muratura non incide sulle verifiche.

L'analisi cinematica lineare svolta, segue il seguente iter:

- i. definizione in termini parametrici del meccanismo di collasso;
- ii. calcolo del moltiplicatore di collasso;
- iii. esecuzione delle verifiche di sicurezza secondo il DM2008 (NTC) nelle quali viene raffrontata l'accelerazione spettrale richiesta con quella disponibile.

Tra i meccanismi di collasso cinematici conosciuti, noti in letteratura e osservati durante gli eventi sismici reali, sono stati esclusi quelli che prevedono la formazione di cerniere plastiche al centro del setto, sia verticalmente che orizzontalmente.

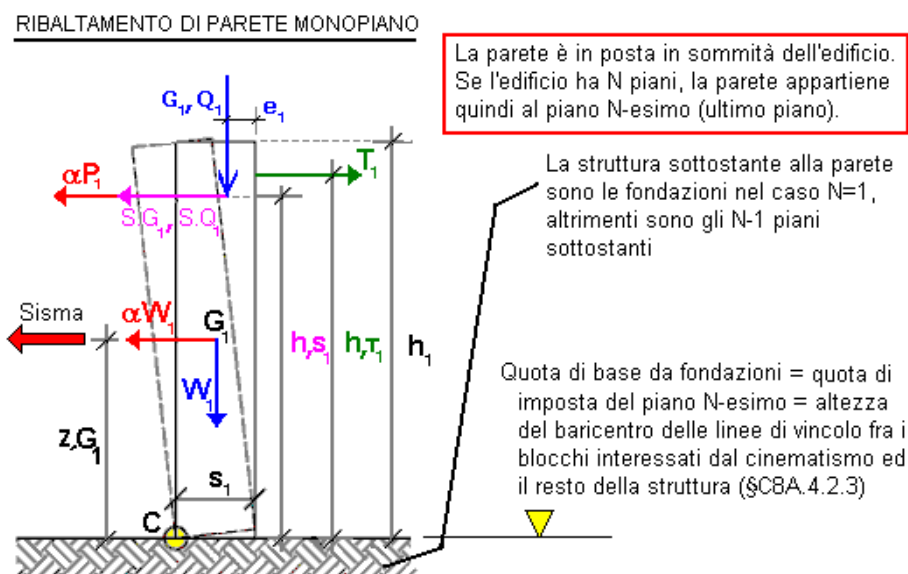
Fatte queste considerazioni, gli unici meccanismi di collasso possibili sono quelli a ribaltamento di parete monopiano attorno a poli di rotazioni posti al piede della parete, per le murature perimetrali del piano terra.

II. Schemi statici utilizzati

Sono state condotte quindi le seguenti verifiche:

1. verifiche a ribaltamento monopiano per tutti i setti perimetrali del piano terra.

Lo schema statico impiegato per le verifiche ai cinatismi di collasso per ribaltamento monopiano è il seguente:



III. Valori dei parametri coinvolti

I valori dei parametri coinvolti sono esplicitati nell'allegato fascicolo dei calcoli.

IV. Passaggi maggiormente significativi

I passaggi maggiormente significativi sono esplicitati nell'allegato fascicolo dei calcoli.

V. Risultati dell'analisi

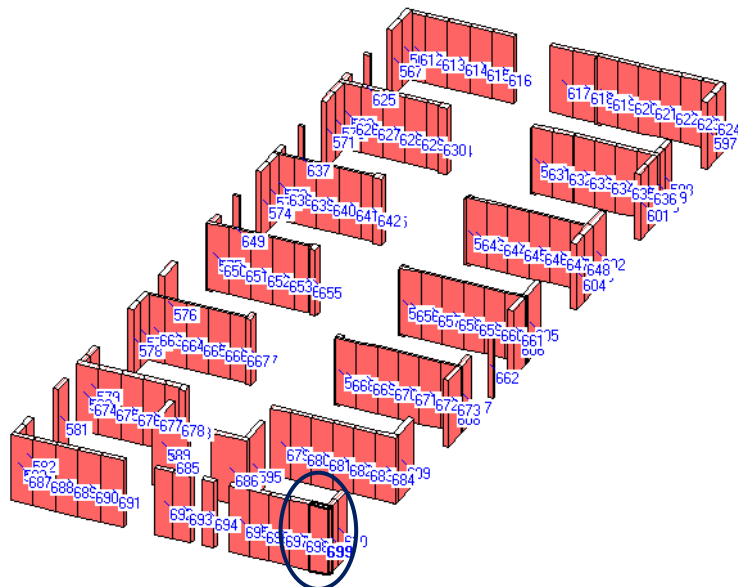
Le pareti del piano terra si ritengono in generale rappresentate dalle verifiche condotte su tutti i setti dotati in testa di cordolo di ripartizione perimetrali e cordoli di ripartizione trasversali. Tali pareti sottoposte a verifica a ribaltamento monopiano hanno dato risultati ottimi in quanto in tutti i setti del piano terra l'accelerazione che provoca la crisi per innesco di cerniera al piede e ribaltamento del setto è ampiamente superiore all'accelerazione richiesta $PGA, DLV=0.186$ g sulla base della pericolosità sismica del sito, corrispondente ad un sisma con tempo di ritorno di $TR, DLV=712$ anni e probabilità di superamento nella vita utile della struttura del $PVR, DLV10\%$.

Le verifiche sono pertanto soddisfatte grazie alla presenza di vincoli efficaci di sommità in grado di opporsi al ribaltamento delle pareti.

Si riportano i setti con minore rapporto in termini di PGA, DLV e CLV e TR, DLV e CLV . L'accelerazione che provoca la crisi per innesco di cerniera al piede e ribaltamento del setto è superiore all'accelerazione richiesta $PGA, DLV=0.186$ g sulla base della pericolosità sismica del sito, corrispondente ad un sisma con tempo di ritorno di $TR, DLV=712$ anni e probabilità di superamento nella vita utile della struttura del $PVR, DLV10\%$. Il sisma che porta

alla formazione del cinematismo di collasso ha una $PGA,CLV=0.27\text{ g}$ si verifica con tempo di ritorno $TR,CLV=2475$ anni, avente probabilità di superamento $PVR,CLV=2.98\%$. L'indicatore più basso di rischio può essere posto pari a $IRS_{PGA}=1.17$

* Ribaltamento di parete monopiano rappresentativa dell' allineamento murario filo strutturale 13 piano terra



Parete 699 con minimo valore di PGA,CLV

Risultati:

Momento Stabilizzante M_s (kgm) = **38903.43**

Mom.Rib.: coeff.moltiplicativo di α : MR_1 (kgm) = **6174.30**

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : MR_2 (kgm) = **0.00**

Moltiplicatore di collasso $\alpha,0$ (o: λ) = **6.301**

Massa partecipante M^* (kg s²/m) = **262**

Frazione di massa partecipante e^* = **0.893**

Fattore di Confidenza FC = **1.2**

Acc.spettrale attivazione meccanismo $a,0^*$ (* g) = **5.226**

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR (anni) = **75**

Probabilità PVR per SLV PVR,DLV (%) = **10.000**

Domanda in termini di TR per SLV TR,DLV (anni) = **712**

Domanda in termini di PGA per SLV PGA,DLV (* g) = **0.186**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido a^*,Rig (* g) = **0.133**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile a^*,Def (* g) = **0.185**

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV a^* (* g) = **0.185**

Capacità in termini di PGA per SLV PGA,CLV (* g) = **0.273**

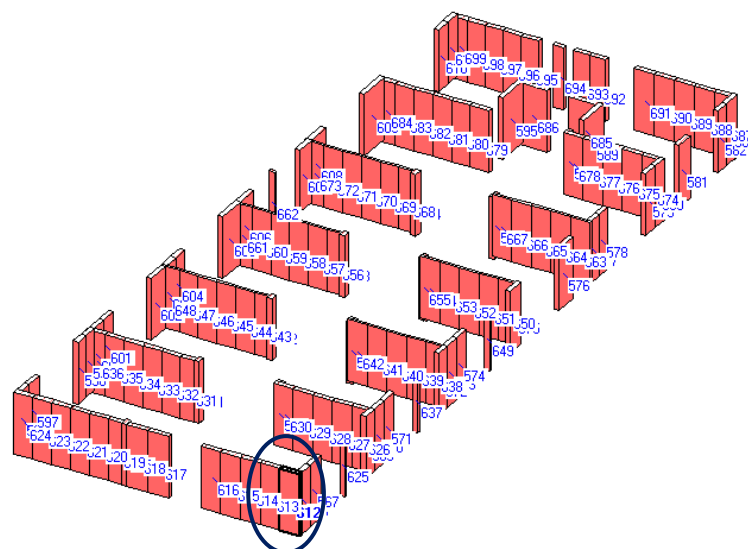
Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV TR,CLV (anni) = **2475**

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV PVR,CLV (%) = **2.985**

Indicatore di Rischio Sismico $IRS_{PGA} = 1.468$

Indicatore di Rischio Sismico $IRS_{TR} = 3.476$

* Ribaltamento di parete monopiano rappresentativa dell' allineamento murario filo strutturale 1 piano terra



Parete 612 con minimo valore di PGA,CLV

Risultati:

Momento Stabilizzante **M_s** (kgm) = **24219.38**

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di α : **M_{R1}** (kgm) = **6303.90**

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : **M_{R2}** (kgm) = **0.00**

Moltiplicatore di collasso **$\alpha, 0$** (o: **λ**) = **3.842**

Massa partecipante **M^*** (kg s²/m) = **270**

Frazione di massa partecipante **e^*** = **0.892**

Fattore di Confidenza **FC** = **1.2**

Acc.spettrale attivazione meccanismo **$a, 0^*$** (* g) = **3.190**

Periodo di riferimento per l'azione sismica **VR** (anni) = **75**

Probabilità PVR per SLV **PVR, DLV** (%) = **10.000**

Domanda in termini di TR per SLV **TR, DLV** (anni) = **712**

Domanda in termini di PGA per SLV **PGA, DLV** (* g) = **0.186**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a^*, Rig** (* g) = **0.133**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a^*, Def** (* g) = **0.185**

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a^*** (* g) = **0.185**

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA, CLV** (* g) = **0.273**

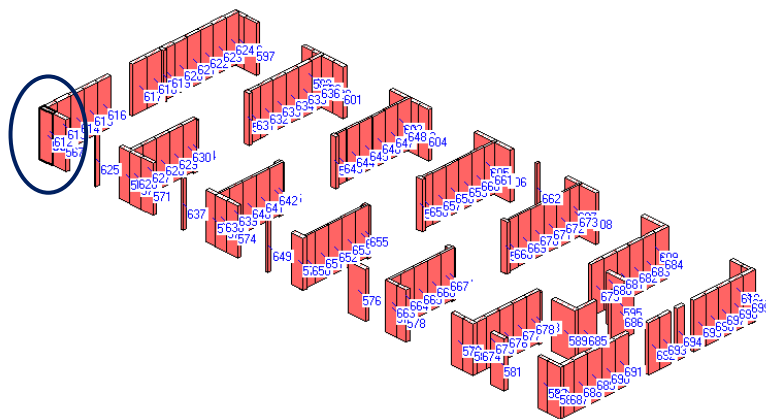
Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR, CLV** (anni) = **2475**

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV **PVR, CLV** (%) = **2.985**

Indicatore di Rischio Sismico IRS_{PGA} = 1.468

Indicatore di Rischio Sismico **IRS_{TR} = 3.476**

* Ribaltamento di parete monopiano rappresentativa dell' allineamento murario filo strutturale E piano terra



Parete 566 con minimo valore di PGA,CLV

Risultati:

Momento Stabilizzante M_s (kgm) = 3222.26

Mom.Rib.: coeff.moltiplicativo di α : M_{R1} (kgm) = 2381.40

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : M_{R2} (kgm) = 0.00

Moltiplicatore di collasso $\alpha,0$ (o: λ) = 1.353

Massa partecipante M^* (kg s²/m) = 162

Frazione di massa partecipante e^* = 1.000

Fattore di Confidenza FC = 1.2

Acc.spettrale attivazione meccanismo $a,0^*$ (* g) = 1.002

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR (anni) = 75

Probabilità PVR per SLV PVR,DLV (%) = 10.000

Domanda in termini di TR per SLV TR,DLV (anni) = 712

Domanda in termini di PGA per SLV PGA,DLV (* g) = 0.186

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido a^*,Rig (* g) = 0.133

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile a^*,Def (* g) = 0.185

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV a^* (* g) = 0.185

Capacità in termini di PGA per SLV PGA,CLV (* g) = 0.273

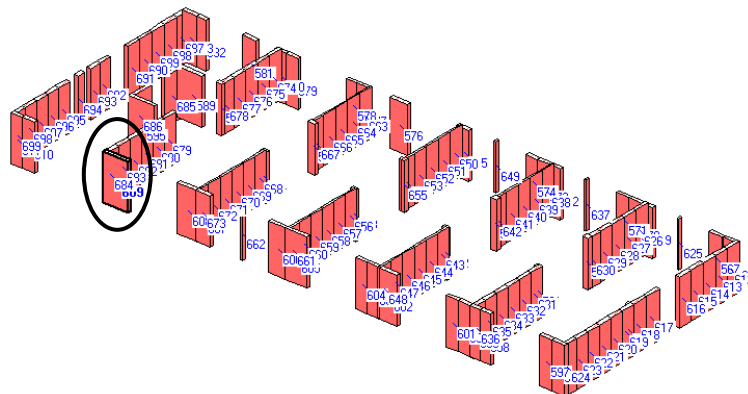
Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV TR,CLV (anni) = 2475

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV PVR,CLV (%) = 2.985

Indicatore di Rischio Sismico $IRSPGA$ = 1.468

Indicatore di Rischio Sismico $IRSTR$ = 3.476

* Ribaltamento di parete monopiano rappresentativa dell' allineamento murario filo strutturale A piano terra



Parete 609

Risultati:

Momento Stabilizzante M_s (kgm) = 4562.10

Mom.Rib.: coeff.moltiplicativo di α : M_{R1} (kgm) = 17463.06

Mom.Rib.: contributo non dipendente da α : M_{R2} (kgm) = 0.00

Moltiplicatore di collasso $\alpha, 0$ (o: λ) = 0.261

Massa partecipante M^* (kg s²/m) = 683

Frazione di massa partecipante e^* = 0.912

Fattore di Confidenza FC = 1.2

Acc.spettrale attivazione meccanismo $a, 0^*$ (* g) = 0.212

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR (anni) = 75

Probabilità PVR per SLV PVR, DLV (%) = 10.000

Domanda in termini di TR per SLV TR, DLV (anni) = 712

Domanda in termini di PGA per SLV PGA, DLV (* g) = 0.186

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido a^*, Rig (* g) = 0.133

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile a^*, Def (* g) = 0.185

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV a^* (* g) = 0.185

Capacità in termini di PGA per SLV PGA, CLV (* g) = 0.218

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV TR, CLV (anni) = 1169

Probabilità PVR corrispondente a TR, CLV PVR, CLV (%) = 6.214

Indicatore di Rischio Sismico IRS_{PGA} = 1.172

Indicatore di Rischio Sismico IRS_{TR} = 1.642

6.3. Analisi dei meccanismi globali

1. Ipotesi alla base della modellazione numerica

Lo studio dei meccanismi globali è stata effettuata mediante Analisi Statica Non Lineare altrimenti detta analisi Pushover o analisi di spinta, su un modello strutturale di riferimento in grado di rappresentare con sufficiente approssimazione la struttura reale. Tra le analisi strutturali sismiche possibili per le strutture in muratura, l'analisi pushover, è attualmente quella ottimale, in quanto meglio rappresenta il comportamento agli stati limite ultimi delle strutture dissipative quali, appunto, quelle in muratura.

Il modello numerico utilizzato è un telaio spaziale equivalente alla struttura in cui i setti murari e le fasce di piano sono schematizzati come aste (monodimensionali) verticali e orizzontali, confluenti e connesse in nodi. In tale modello la presenza di murature trasversali di irrigidimento e di fasce di piano, viene tenuta in debito conto considerando tratti di asta a rigidità infinita. Pertanto per un setto compreso tra due aperture, verrà considerata deformabile solamente la parte centrale dell'asta corrispondente avente un'altezza pari all'altezza dell'apertura.

Per quanto riguarda i nodi di fondazione, sono stati considerati su suolo elastico alla Winkler. Per le aste viene considerato un modello costitutivo bilineare elastico perfettamente plastico, con rigidità tangente costante in fase elastica e nulla nella fase plastica.

Le murature di tamponamento non incluse nel modello, sono state tenute in conto come masse strutturali permanenti portate, non aventi pertanto funzione di controvento.

Le murature sono state modellate tenendo conto delle effettive caratteristiche geometriche (spessore, altezza, lunghezza, etc.) rilevate nel corso dei sopralluoghi, inoltre sono state considerate le tipologie murarie indicate in Tabella C8A.2.1 allegata alla Circ.MMLPP 02.02.2009 - n. 617. In particolare si è fatto riferimento a “Muratura in mattoni pieni e malta di calce”. Inoltre è stato considerato un fattore di confidenza pari a $FC=1.20$ relativo al livello di conoscenza LC2.

Sono stati considerati i pesi propri delle murature sulla base dei pesi specifici indicati nella citata Tabella della Circolare ministeriale, inoltre sono stati applicati i carichi derivanti dai solai sia di tipo permanente (strutturali e portati), sia di tipo accidentale valutati sulla base delle destinazioni d'uso riscontrate e della Tabella 3.1.II (NTC), in particolare sono stati considerati:

Cat. C1 (Scuole) – ambienti suscettibili di affollamento: 3 kN/m^2

Solai 1° impalcato

Neve: 1.2 kN/m^2

Solaio di Copertura

L'analisi è di tipo incrementale iterativa consistente nell'incremento di una prefissata distribuzione di forze ai vari piani. Dopo ogni incremento si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi termina al raggiungimento del collasso, inteso come incapacità di sostenere i carichi verticali. La procedura può essere considerata come la sovrapposizione di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove la matrice di rigidezza della struttura viene continuamente aggiornata per tenere conto della riduzione di rigidezza dovuta ai maschi che entrano in regime plastico. Attraverso l'osservazione degli spostamenti in un punto di controllo posto in sommità alla struttura e del taglio complessivo alla base, è possibile costruire una curva di capacità che è una caratteristica intrinseca della struttura.

Particolare importanza assume la scelta della distribuzione di forze che ha il compito di simulare nella maniera più realistica possibile gli effetti di inerzia che il sisma produce sul piano orizzontale.

In ottemperanza a quanto indicato nel C8.7.1.4 l'analisi statica non lineare è stata condotta assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 (**distribuzione A** di tipo fisso) e la prima del Gruppo 2 (**distribuzione E** di tipo adattivo) di cui al § 7.3.4.1, indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo. La distribuzione A produce un sistema di forze proporzionali alle masse e pertanto invariante durante l'analisi, mentre la distribuzione di forze E è data da un sistema di forze proporzionali alla prima forma modale, ma tenendo conto dell'evoluzione della rigidezza nel corso dell'analisi; in tal senso la distribuzione è “adattiva” e tiene pertanto conto del danneggiamento della struttura.

È stata svolta una analisi per le due direzioni coordinate X e Y, per ogni verso (quindi +X, -X, +Y, -Y) e per ogni distribuzione di forze, inoltre la verifica è stata eseguita sia per gli stati limite ultimi (SLV), sia per gli stati limite di esercizio (SLD). In definitiva sono state elaborate 8 curve di capacità per ogni stato limite considerato.

Il punto di controllo è stato posto nel punto più alto della struttura corrispondente al baricentro dell'ultimo piano.

Calcolate le Curve di capacità, la verifica ha riguardato la compatibilità degli spostamenti tra quelli calcolati di progetto e quelli disponibili della struttura per gli SLU e SLE. Più precisamente:

- per gli SLU la valutazione della capacità di spostamento massimo sulla curva è misurato in corrispondenza ad una riduzione della forza non superiore al 20% rispetto al massimo;
- per gli SLD la capacità di spostamento è la minore tra quello corrispondente al punto di massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo tra due punti sulla stessa verticale e appartenenti a due piani consecutivi eccede il valore di $0.0003H$, dove H è l'altezza di interpiano.

Per la verifica con la domanda è stata costruita per ogni curva di capacità il **diagramma bilineare equivalente** corrispondente ad un oscillatore semplice. La rigidezza elastica dell'oscillatore è stata determinata tracciando la

secante alla curva di capacità nel punto corrispondente al 70% del valore massimo di forza (§7.8.1.6 NTC), mentre il tratto plastico è stato determinato imponendo l'uguaglianza tra le aree sottese dalla curva bilineare e da quella di capacità, fino allo spostamento ultimo del sistema. Dato il pendolo semplice equivalente è stato possibile determinare il T^* , periodo del sistema bilineare e attraverso gli spettri di risposta la domanda sismica in termini di spostamento.

Il modello è stato implementato mediante il software P.C.E. della Aedes S.r.l., il risolutore è agli elementi finiti per di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate.

Il software non può essere “certificato” e cioè dichiarato rispondente a dei dettami normativi di costruzione bensì “validato” a fronte di casi prova. I casi prova sono generalmente le specifiche della commessa.

Il software AC.M e PC.E. è stato validato mediante comparazione con casi di comprovata validità scientifica di cui sono noti i risultati in campo scientifico e pubblicati ufficialmente ad esempio in testi normativi.

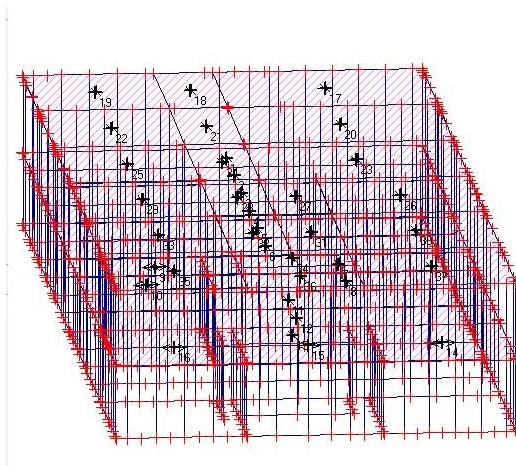
Il solutore numerico di PC.E. si suddivide in due parti. La prima provvede alla risoluzione della matrice di rigidezza. Nella costruzione della matrice di rigidezza PC.E. segue algoritmi ampiamente testati, analoghi alle procedure SAP, reperibili anche in open-souce su internet. La seconda è un solutore numerico vero e proprio ed è dedicato alla soluzione dei sistemi lineari e dei problemi agli autovalori legati alle analisi modali. Aedes integra un solutore di livello internazionale di ampio spettro applicativo e con estesa e dettagliata documentazione di validazione: FEMTools © Dinamic Design Solution. Nell'ambito del Software PCE, FEMTools esegue le analisi agli auto valori col metodo Lanczos e la risoluzione dei sistemi lineari con la tecnica delle matrici sparse.

II. Schemi statici utilizzati

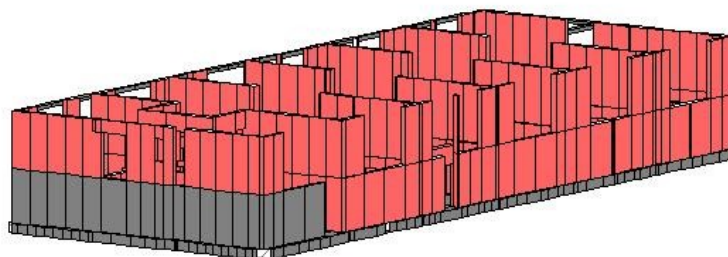
Sulla base dei criteri esposti nel paragrafo precedente, è stato costruito il modello a telaio equivalente della struttura in muratura. A titolo di esempio di seguito si riportano le prospettive e i prospetti principali del telaio analizzato sovrapposto alla struttura reale (macroelementi reali).



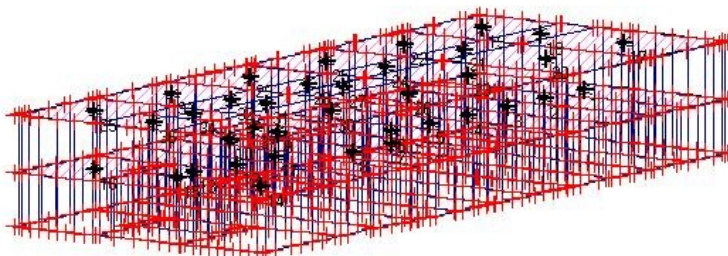
Modello globale adottato a vista solida – Prospettiva da NORD



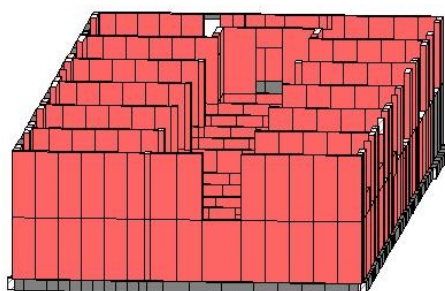
Modello globale a telaio equivalente– Prospettiva da NORD



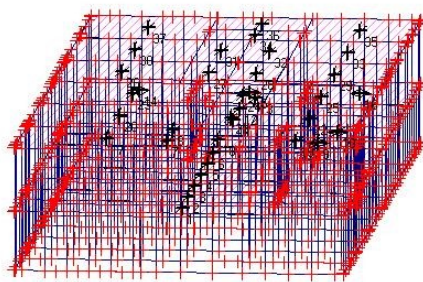
Modello globale adottato a vista solida – Prospettiva da OVEST



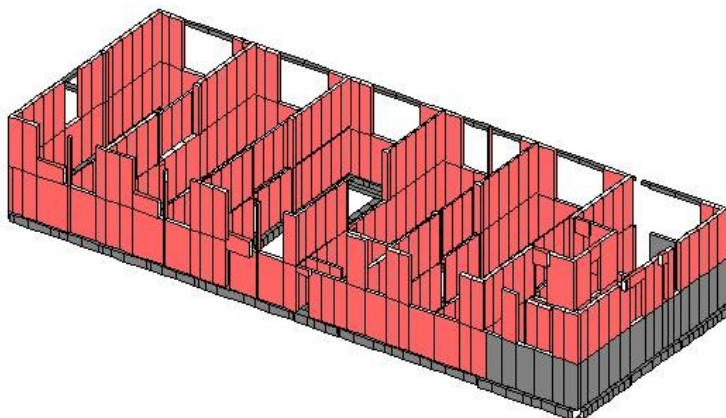
Modello globale a telaio equivalente– Prospettiva da OVEST



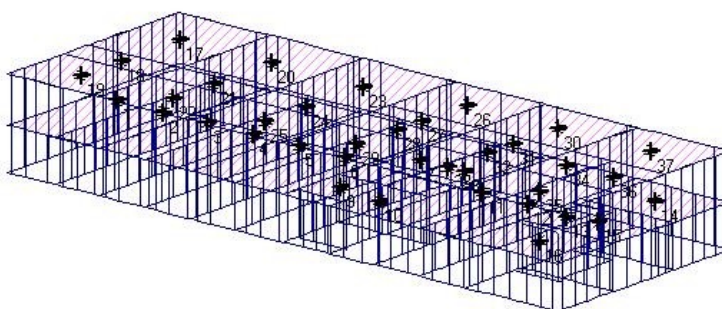
Modello globale adottato a vista solida – Prospettiva da SUD



Modello globale a telaio equivalente– Prospettiva da SUD



Modello globale adottato a vista solida – Prospettiva da EST



Modello globale a telaio equivalente– Prospettiva da EST

Il telaio complessivo composto da un totale di 1013 nodi e 1518 aste.

III. Valori dei parametri coinvolti

Si conferma che i Parametri di resistenza assunti per la modellazione sono desunti dalla Tabella C8A.2.1, di cui alla Circ.MMLLPP 02.02.2009 - n. 617.

Muratura in mattoni pieni e malta di calce in LC2: resistenza media a compressione $f_m=32 \text{ daN/cm}^2$, resistenza media a taglio $\tau_{vm0}=0.76 \text{ daN/cm}^2$, Modulo Elastico longitudinale $E=15000 \text{ daN/cm}^2$, modulo di elasticità trasversale $G=5000 \text{ daN/cm}^2$, peso specifico $\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$.

Dai valori medi sono stati calcolati i valori di progetto dividendo per il fattore di confidenza; in analisi statica non lineare infatti si prescinde da un eventuale coefficiente parziale delle resistenze γ_m che invece negli altri tipi di analisi (analisi lineari) viene applicato (§C8.7.1.5: “*Modelli di capacità per la valutazione di edifici in muratura*”).

L'analisi pushover è stata eseguita con un incremento del taglio alla base pari a 10'000 daN.

In analisi pushover i setti vengono considerati all'inizio dell'analisi perfettamente elastici (elasticità iniziale al 100%) privi pertanto di stati fessurativi o di degrado.

Il valore del coefficiente di struttura q adottato, in conformità a quanto indicato nel § 7.8.1.3 è $q=2,5 \alpha_u/\alpha_1$ per le costruzioni in muratura ordinaria dove α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione) e α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente. Il valore del rapporto α_u/α_1 è stato calcolato mediante l'analisi statica non lineare con la limitazione di $\alpha_u/\alpha_1 \leq 2$. Dalle analisi emerge che il fattore di struttura è pari a $q=5$.

I piani dell'edificio sono stati considerati perfettamente rigidi nel piano per le motivazioni già riportate in precedenza.

IV. *Passaggi maggiormente significativi*

La metodologia di calcolo adottata corrisponde ad un algoritmo iterativo che implementato su elaboratore elettronico può essere così sintetizzato:

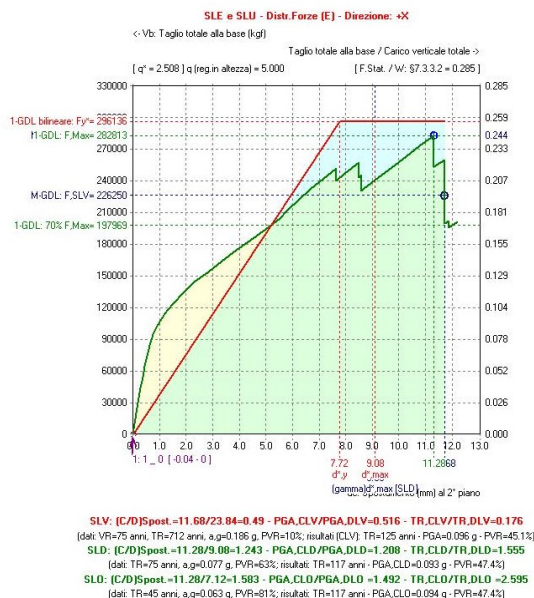
- 0) Analisi statica non sismica, con Combinazione di tipo sismico dei carichi verticali. Secondo §3.2.4, gli effetti statici da sommare agli effetti sismici vengono forniti dalla seguente combinazione: $G,1 + G,2 + P + \Sigma(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$
- Inizio Loop (=Ciclo incrementale) con incremento progressivo del Taglio alla Base
 - 1) Determinazione delle forze (secondo la distribuzione corrente) dovute all'incremento di taglio alla base;
 - 2) Analisi sismica statica equivalente, nella sola direzione corrente (X o Y), con forze orizzontali correnti;
 - 3) Noti gli incrementi di spostamento e di azioni interne, si calcolano i valori complessivi, sommandoli ai valori complessivi del passo precedente;
 - 4) Archiviazione punto della curva di capacità (Spostamento punto di controllo - Taglio globale alla base);
 - 5) Verifiche della muratura;
 - 6) Se il modello deve essere aggiornato (alcuni elementi sono passati da verifica soddisfatta a non):
 - a. Aggiornamento matrice rigidezze;
 - b. Fattorizzazione della matrice delle rigidezze aggiornata
 - c. Se la matrice è singolare (non più invertibile): struttura labile, esce dal Loop
 - d. In caso di forma modale: riesecuzione Analisi Modale con aggiornamento distribuzione forze
 - 7) Se uno o più elementi collassano, occorre ripartire dal punto 0. costruendo una nuova curva di capacità (sottocurva) dell'analisi corrente, che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidezza degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati. Si riesegue quindi l'Analisi di

Gravità, seguita di nuovo dal Loop. La costruzione delle sottocurve successive termina quando sopraggiunge la condizione di labilità che fa uscire dal Loop

- Termine Loop

- 8) Esame della curva di capacità; definizione di punti notevoli
- 9) Verifica di sicurezza con oscillatore elastoplastico equivalente

Delle 8 curve di capacità calcolate, come verrà esposto nel prossimo paragrafo, la curva corrispondente alla maggiore vulnerabilità è quella per distribuzioni tipo “E” in direzione + X tale curva è riportata di seguito:



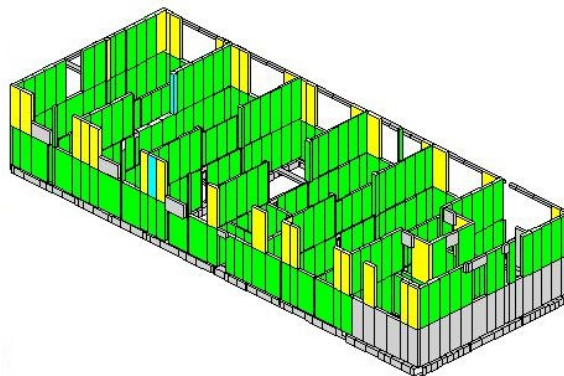
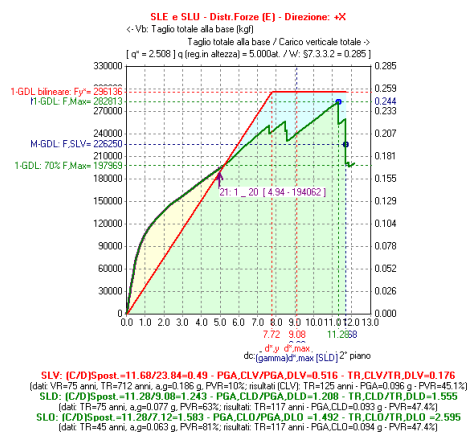
Curva di capacità per distribuzione di forze adattive E e in direzione +X

Per la costruzione di tale curva sono state necessarie 46 curve intermedie, in ognuna delle quali la struttura ha perso rigidità per effetto della plasticizzazione di alcuni setti. Di seguito si riporta lo stato del fabbricato nelle due configurazioni notevoli:

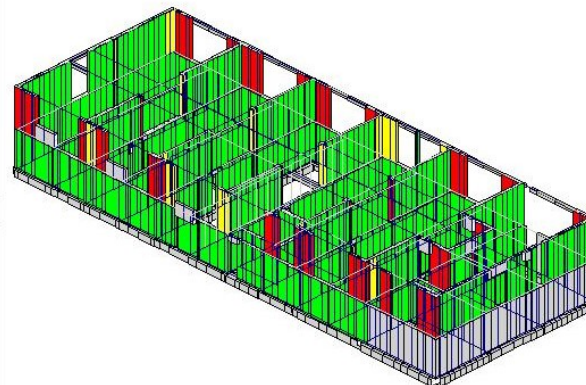
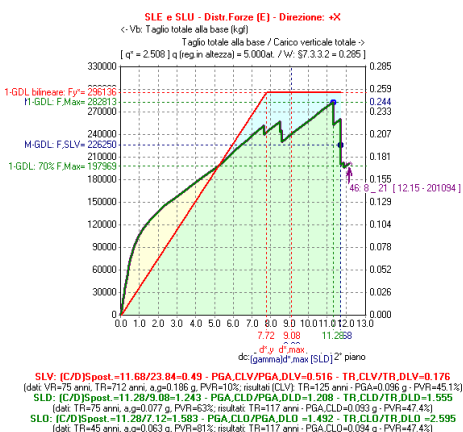
- I. In prossimità del 70% della forza ultima complessiva, punto in corrispondenza del quale viene tracciata la rigidità del sistema bilineare equivalente (§7.8.1.6);
- II. a collasso, punto finale della curva di capacità, allorquando la struttura per effetto della formazione di cerniere plastiche in un numero sufficiente di aste è diventata labile.

Le immagini riportano le verifiche a pressoflessione complanare nei due stadi considerati; a colorazioni differenti corrispondono stati cinematici locali differenti (formazione di una cerniera plastica, di due cerniere plastiche, collasso, ecc) secondo la tabella qui riportata.

Analisi pushover: verifiche al passo corrente	
	Verifica eseguita e soddisfatta: asta in fase Elastica
	Verifica automaticamente soddisfatta (p.es. per taglio nullo): asta in fase Elastica
	Cerniera plastica ad un estremo: asta Parzialmente Plasticizzata
	Cerniere ad entrambi gli estremi: asta in fase Plastica
	Asta Collassata
	Asta Non Reagente per Sforzo Normale (Trazione nella muratura o Compressione nei controventi)
	Verifica automaticamente NON soddisfatta (per azioni non consentite: es. N<0, o: N=0,M=0)
	Asta non sottoposta a verifica



Verifiche a pressoflessione al 70% della forza ultima complessiva dell'analisi pushover 21° curva intermedia. stadio in corrispondenza del quale viene tracciata la rigidezza del sistema bilineare equivalente



**Verifiche a pressoflessione a collasso, punto finale della curva di capacità 46° curva finale
Stadio di collasso per labilità**

V. Risultati dell'analisi

Le analisi pushover così come descritte, e i sistemi bilineari equivalenti sono stati adottati per la valutazione della capacità di spostamento della struttura.

Le verifiche agli stati limite ultimo sono e non sono adeguate rispetto alle richieste normative previste per edifici nuovi. La direzione più sfavorevole è la +X per la distribuzione di forze E, per le quali la Capacità globale in termini di accelerazione di picco del sistema è pari al 51.6% della Domanda. Nella stessa direzione (-X), ma per distribuzione di forze di tipo A, la Capacità invece è pari al 57.5% della Domanda.

In direzione $\pm Y$ la capacità supera la domanda per entrambe le distribuzioni di forze. In particolare per la distribuzione A la capacità è il 119% della domanda e per la distribuzione E la capacità è pari al 116.7% della domanda.

In ogni caso le verifiche di sicurezza nei confronti dei meccanismi globali agli stati limite ultimi deve ritenersi non soddisfatta.

Per quanto concerne invece la verifica agli stati limite di Danno, le verifiche sono risultate soddisfacenti per tutte le distribuzioni di forze e in tutte le direzioni esaminate.

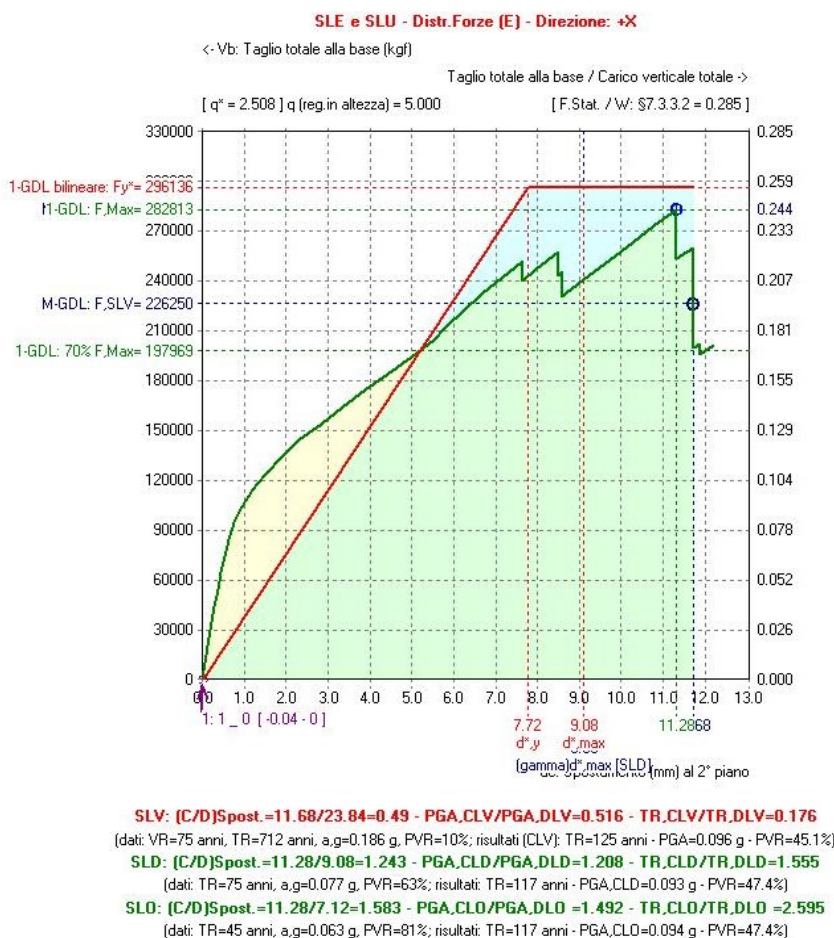
Di seguito si riporta il riepilogo delle analisi effettuate agli SLU e SLD:

PGA [g] - TR [anni] - PVR [%]																
Dati in input: SLV) PGA,DLV = 0.186 g, TR,DLV = 712 - SLD) PGA,DLD = 0.077 g, TR,DLD = 75																
(alfa)V = (PGA,CLV / PGA,DLV) [1] = 0.516 - (alfa)D = (PGA,CLD / PGA,DLD) [1] = 1.208																
N° curva	Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
1	E	+X		0.244	2.508	5.000	0.096	125	45.056	0.516	0.176	0.093	117	47.440	1.208	1.560
2	E	+Y		0.414	1.676	5.000	0.217	1152	6.304	1.167	1.618	0.200	885	8.122	2.597	11.800
3	A	+X		0.085	2.805	5.000	0.122	217	29.205	0.856	0.305	0.110	169	35.783	1.429	2.253
4	A	+Y		0.151	1.641	5.000	0.223	1262	5.769	1.199	1.772	0.219	1170	6.209	2.844	15.600
5	A	-X		0.096	2.311	5.000	0.107	159	37.691	0.575	0.223	0.106	159	37.645	1.377	2.120
6	A	-Y		0.151	1.636	5.000	0.256	1980	3.717	1.376	2.781	0.225	1300	5.605	2.922	17.333
7	E	-X		0.262	2.400	5.000	0.100	139	41.800	0.538	0.195	0.099	132	43.385	1.286	1.760
8	E	-Y		0.420	1.661	5.000	0.230	1400	5.217	1.237	1.966	0.211	1032	7.011	2.740	13.760

In tabella la verifica della compatibilità tra domanda e disponibilità è indicata in termini di accelerazione al suolo sostenibile (PGA) quindi in termini di *vulnerabilità* mediante l'*indicatore di rischio* ($\alpha V, PGA$) definito come il rapporto tra *Accelerazione Disponibile* (PGA, CLV) e *Accelerazione Richiesta* (PGA, DLV). Inoltre sono indicati anche: A) il tempo di ritorno relativo all'accelerazione disponibile (TR, CLV), cioè il tempo di ritorno dell'evento sismico che porta alla crisi della struttura; B) la probabilità di superamento (PVR, CLV) ovvero la probabilità che almeno un evento sismico con periodo di ritorno prefissato si verifichi nell'intervallo di tempo pari al periodo di riferimento (nel caso in esame 75 anni). Infine l'indicatore di rischio è riportato anche in termini di tempo di ritorno ($\alpha V, TR$) definito come il rapporto tra *tempo di ritorno dell'azione sismica che causa la crisi (disponibile)* (TR, CLV) e *tempo di ritorno dell'azione sismica richiesta dalla Normativa* (TR, DLV).

I controlli sono riportati sia per gli Stati Limite Ultimi (SLV), sia per gli Stati limite di Esercizio (SLD).

1. Distribuzione di forze (E) – Direzione +X



a. SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 23.84

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 11.68

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.49 Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.516 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 125 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 45.1%

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	712	0.186	10.0
risultati	125	0.096	45.1

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} (=a_g \text{ in input per SLV}) = 0.096/0.186 = 0.516$

- secondo TR: $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 125/712 = 0.176$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 44063

90% del Taglio massimo (kgf) = 254531

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 5.777

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la deformazione nel piano);

b. SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (E) - Direzione: +X

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 9.08

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 11.28

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.24 Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.093 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 117

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni, ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 47.4

% (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non

soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

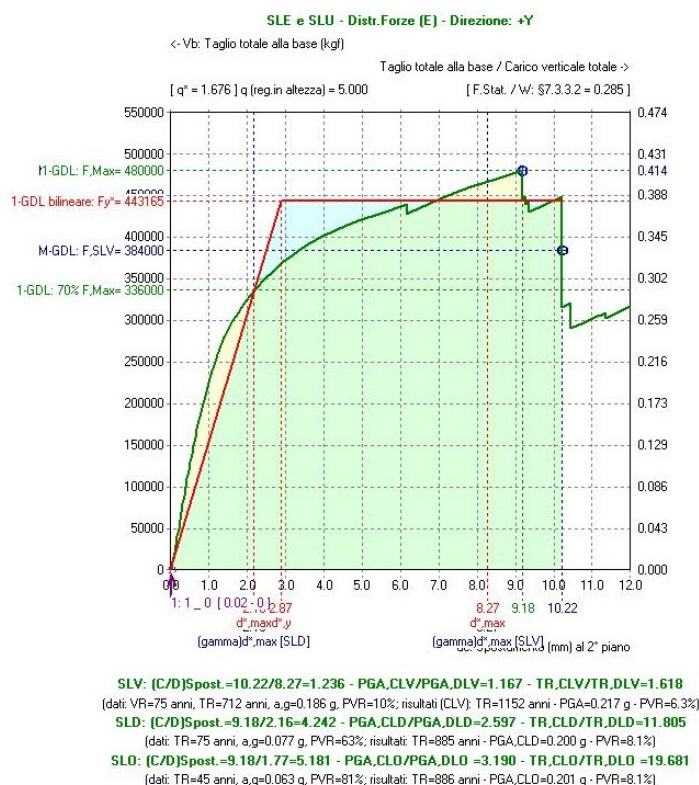
Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	75	0.077	63.0
risultati	117	0.093	47.4

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.077/0.093 = 1.208$
- secondo TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 117/75 = 1.55$

2. Distribuzione di forze (E) – Direzione +Y



a. SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.27

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 10.22

Rapporto: Capacità/Domanda = 1.23: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.217 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1152 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 6.3 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	712	0.186	10.0
risultati	1152	0.217	6.3

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} (=a_g \text{ in input per SLV}) = 0.217/0.186 = 1.167$

- secondo TR: $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 1152/712 = 1.618$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 59375

90% del Taglio massimo (kgf) = 432000

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 7.276

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano;

b. SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (E) - Direzione: +Y

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.16

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 9.18

Rapporto: Capacità / Domanda = 4.24: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.20 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 885

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 8.1 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

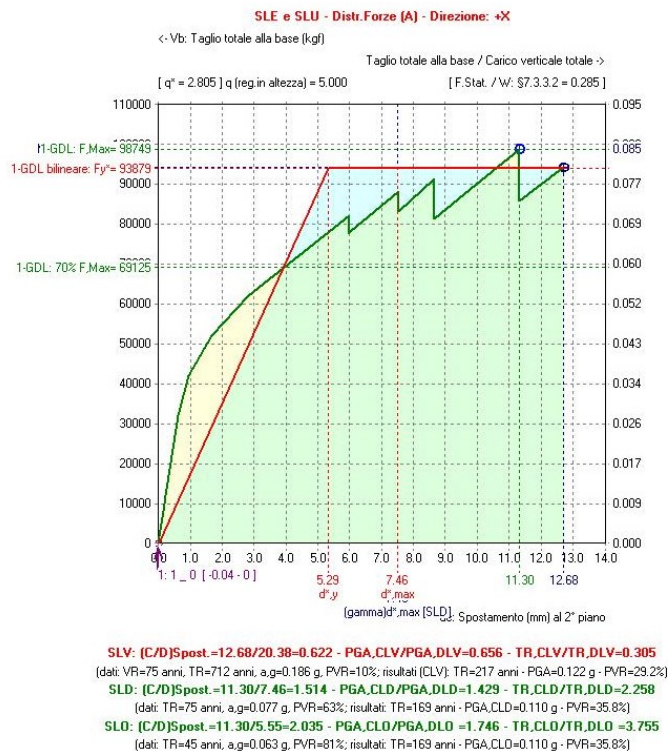
	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	75	0.077	63.0
risultati	885	0.20	78.1

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (=a, g \text{ in input per SLD}) = 9.18/2.16 = 4.24$

- secondo TR: $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 885/75 = 11.8$

3. Distribuzione di forze (A) – Direzione +X



a. SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 20.38

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 12.68

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.622: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.122 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 217 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 29.2 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	712	0.186	10.0
risultati	217	0.122	29.2

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.122/0.186 = 0.656$

- secondo TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 217/712 = 0.305$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 22031

90% del Taglio massimo (kgf) = 88875

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 4.034

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

b. SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (A) - Direzione: +X

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 7.46

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 11.30

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.51: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.11g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 169

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 35.8 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

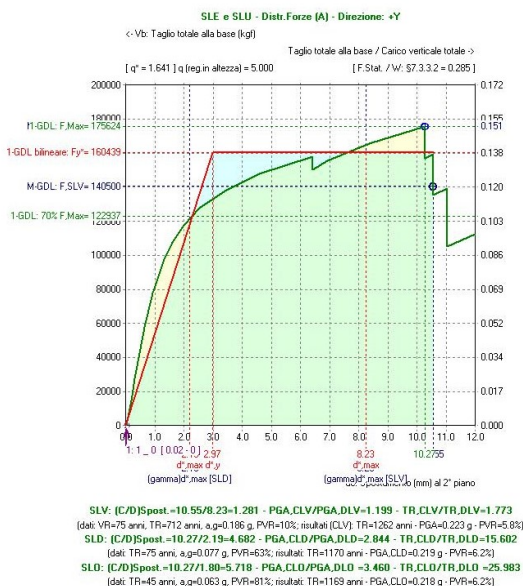
	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	75	0.077	63.0
risultati	169	0.11	35.8

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.11/0.077 = 1.429$

- secondo TR: $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 169/75 = 2.258$

4. Distribuzione di forze (A) – Direzione a +Y



a. SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +Y

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.23

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 10.55

Rapporto: Capacità/Domanda = 1.28: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.233 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1262 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 5.8 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	712	0.186	10.0
risultati	1262	0.233	5.8

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.186/0.223 = 1.28$

- secondo TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 1262/712 = 1.773$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = 17656

90% del Taglio massimo (kgf) = 158063

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 8.952

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

b. SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (A) - Direzione: +Y

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.19

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 10.27

Rapporto: Capacità / Domanda = 4.68: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.219 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1170

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 6.2 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

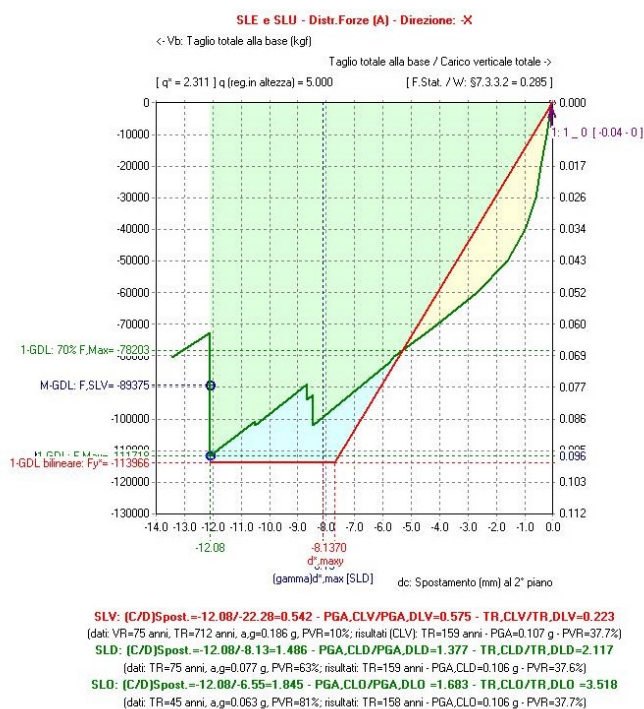
	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	75	0.077	63.0
risultati	1170	0.219	6.2

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = \text{PGA}_{\text{CLD}} / \text{PGA}_{\text{DLD}} (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.219/0.077 = 2.84$

- secondo TR: $\alpha_D = \text{TR}_{\text{CLD}} / \text{TR}_{\text{DLD}} (=TR \text{ in input per SLD}) = 1170/75 = 15.602$

5. Distribuzione di forze (A) – Direzione -X



a. SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -X

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 22.28

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 12.08

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.54: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.107 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 159 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 37.7 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	712	0.186	10.0
risultati	159	0.107	37.7

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_v = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} (=a_g \text{ in input per SLV}) = 0.107 / 0.186 = 0.575$

- secondo TR: $\alpha_v = \text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 159 / 712 = 0.223$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -10156

90% del Taglio massimo (kgf) = -100547

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 9.900

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

b. SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (A) - Direzione: -X

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 8.13

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 12.08

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.48: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.106 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 159

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 37.6 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

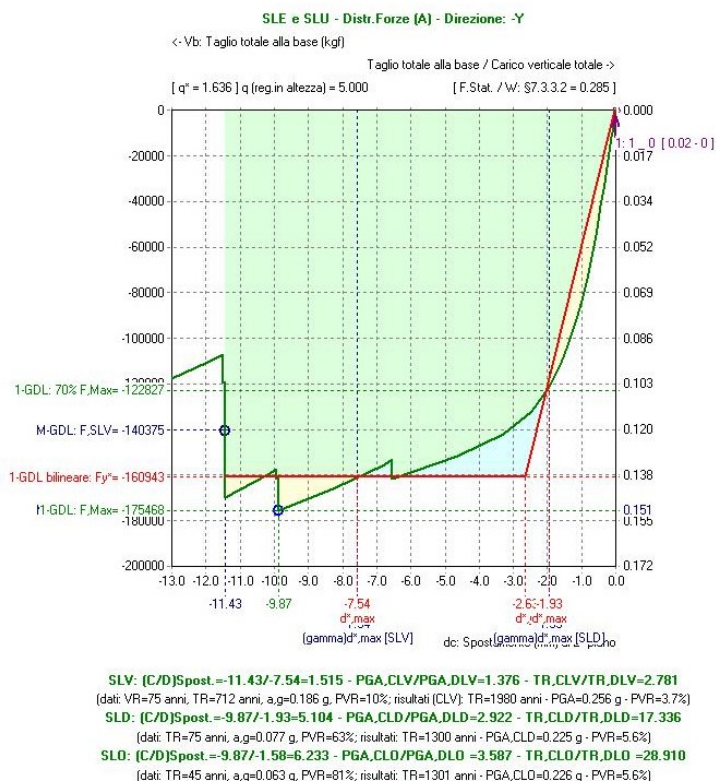
	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	75	0.077	63.0
risultati	159	0.106	37.6

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (=a_g \text{ in input per SLD}) = 0.106/0.077 = 1.377$

- secondo TR: $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 159/75 = 2.11$

6. Distribuzione di forze (A) – Direzione -Y



a. SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -Y

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 7.54

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 11.43

Rapporto: Capacità/Domanda = 1.515: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.256 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1980 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 3.7 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	712	0.186	10.0
risultati	1980	0.256	3.7

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.256/0.186 = 1.376$

- secondo TR: $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1980/712 = 2.781$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -41875

90% del Taglio massimo (kgf) = -157922

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ calcolato = 3.771

Rapporto $\alpha, u/\alpha, 1$ effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: $q = 5.000$

b. SLE di Danno (SLD) - Distr. Forze (A) - Direzione: -Y

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.93

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 9.87

Rapporto: Capacità / Domanda = 5.104: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA, CLD) = 0.225 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1300

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 5.6 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

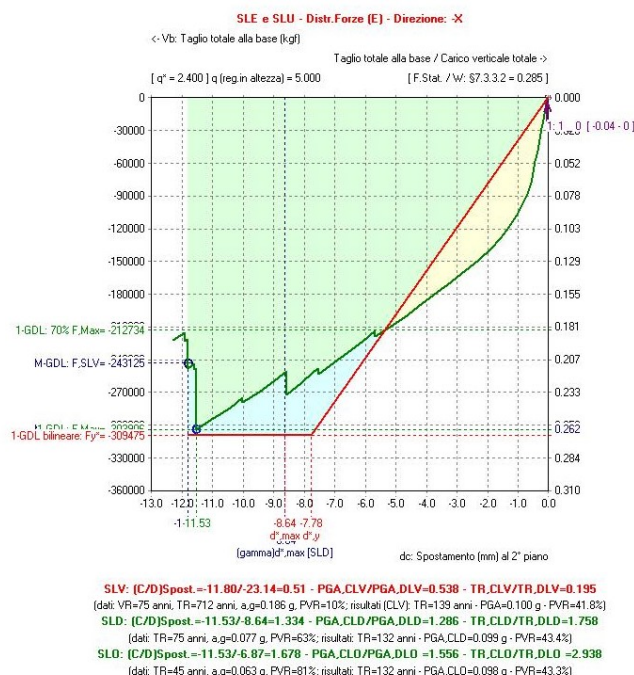
	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	75	0.077	63.0
risultati	1300	0.225	5.6

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=a, g \text{ in input per SLD}) = 0.225/0.077 = 2.922$

- secondo TR: $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 1300/75 = 17.33$

7. Distribuzione di forze (E) – Direzione -X



a. SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 23.14

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 11.80

Rapporto: Capacità/Domanda = 0.51: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.100 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 139 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 41.8 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	712	0.186	10.0
risultati	139	0.10	41.8

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.10/0.186 = 0.53$

- secondo TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 139/712 = 0.195$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -38438

90% del Taglio massimo (kgf) = -273516

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 7.116

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

b. SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (E) - Direzione: -X

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 8.64

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 11.53

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.33: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.099 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 132

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 43.4%

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

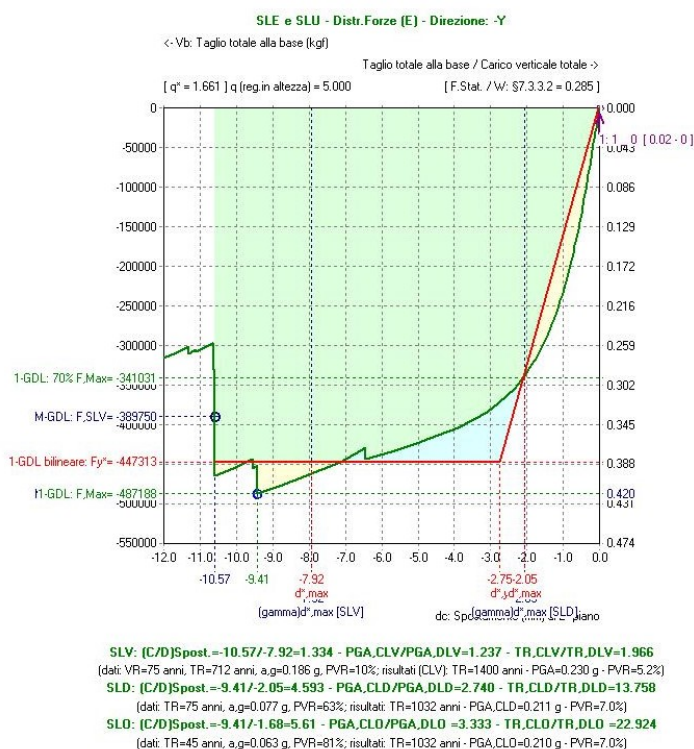
	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	75	0.077	63.0
risultati	132	0.099	43.4

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (=a_g \text{ in input per SLD}) = 0.077/0.099 = 1.28$

- secondo TR: $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 132/75 = 1.758$

8. Distribuzione di forze (E) – Direzione -Y



a. SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 7.92

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 10.57

Rapporto: Capacità/Domanda = 1.334: Capacità < Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.23g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1400 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 5.2 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	712	0.186	10.0
risultati	1400	0.230	5.2

Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (=a, g \text{ in input per SLV}) = 0.23/0.186 = 1.237$

- secondo TR: $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (=TR \text{ in input per SLV}) = 1400/712 = 1.966$

Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kgf) = -33750

90% del Taglio massimo (kgf) = -438469

Rapporto α_u/α_1 calcolato = 12.992

Rapporto α_u/α_1 effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

b. SLE di Danno (SLD) - Distr.Forze (E) - Direzione: -Y

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 2.05

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 9.41

Rapporto: Capacità / Domanda = 4.59: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.211 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1032

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 7 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare: in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	[Anni]	[*g]	[%]
dati	75	0.077	63.0
risultati	1032	0.211	7

Indicatore di rischio:

- secondo PGA: $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (=a.g \text{ in input per SLD}) = 0.211/0.077 = 2.7$

- secondo TR: $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 1032/75 = 13.75$.

7. CONCLUSIONI

7.1. Sintesi del percorso conoscitivo

La conoscenza della struttura è stata acquisita per fasi successive:

- i. Alcuni sopralluoghi preliminari, unitamente all'esame della documentazione disponibile sullo stato attuale e sull'evoluzione storica del complesso edilizio, i quali hanno permesso l'individuazione dell'unità strutturale e l'assenza di modificazioni essenziali dell'apparato strutturale;
- ii. è stato eseguito il rilievo geometrico dell'edificio, necessario per l'individuazione dei sistemi resistenti e delle dimensioni delle membrature;
- iii. esecuzione di saggi sugli elementi strutturali (fondazioni, murature, solai, travi, ecc) necessari per una sufficiente qualificazione e dimensionamento dei dettagli costruttivi.

Successivamente sono state effettuate le verifiche degli elementi strutturali sotto l'effetto dei soli carichi **gravitazionali** costituiti da azioni permanenti (strutturali e non) e accidentali per le membrature di fondazione, strutture verticali (murature) e per tutte le tipologie di solaio rilevate.

Sono state poi effettuate le verifiche nei confronti dei meccanismi cinematici di primo modo, ovvero la verifica nei confronti dei **meccanismi locali**. Sono state adottati gli schemi e le teorie dell'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico. Sono stati pertanto scelti i meccanismi di collasso più probabili e valutate le azioni sismiche in termini di accelerazioni, in grado di attivarli.

Infine sono state eseguite le verifiche nei confronti dei **meccanismi di collasso globale**, ovvero la risposta sismica globale del fabbricato mediante un'analisi statica non lineare applicata su un modello strutturale a telaio equivalente considerato incastrato al piede.

Non è stato ritenuto necessario richiedere l'esecuzione di indagini specialistiche mirate alla caratterizzazione meccanica delle murature. Nel corso dei sopralluoghi sono state osservate le murature presenti, confrontate con le tipologie note in letteratura e adottati i parametri di calcolo proposti dalle normative vigenti in relazione al livello di conoscenza adottato. A tal riguardo, in virtù di limitate verifiche in situ per le proprietà dei materiali, è stato assunto il livello di conoscenza LC2 con fattore di confidenza $FC=1,2$, tranne che per gli elementi in conglomerato cementizio armato con ghisa sferoidale Gs4400 per il quale è stato adottato un livello di conoscenza Lc1 con fattore di confidenza $Fc=1,35$.

È stata svolta un'indagine geologica da parte dello Studio Geo-Probe che ha permesso la caratterizzazione meccanica dei terreni anche ai sensi della classificazione sismica dei suoli risultanti in categoria **C**.

È stato eseguito il dettagliato rilievo geometrico delle strutture e alcuni sondaggi: scavo in corrispondenza di una porzione di fondazione nel corpo centrale, saggi di tutti i solai del 1° impalcato, saggi in alcune murature del piano interrato, saggi nei solai e travi principali del 2° impalcato. Il quadro fessurativo riscontrato non desta particolari preoccupazioni in quanto formato da lesioni di piccola entità.

Le indagini svolte nel corso dei sopralluoghi hanno permesso di calibrare le prime analisi svolte durante l'analisi preliminare e di costruire modelli più raffinati tra cui un modello 3D. L'analisi mediante modello tridimensionale è stata condotta con un software commerciale secondo il quale le pareti della struttura vengono modellate attraverso elementi monodimensionali non reagenti a trazione dotate di tratti infinitamente rigidi per tenere in conto dell'effetto irrigidente delle fasce di piano, anch'esse schematizzate come aste monodimensionali confluenti nei nodi della struttura. Il modello 3D è stato utilizzato sia per le analisi statiche delle pareti e delle fondazioni, sia per le analisi sismiche effettuate mediante analisi statica non lineare (pushover).

A partire dalle coordinate geografiche del sito, sono stati calcolati i parametri che caratterizzano la pericolosità sismica del sito. In particolare essendola **classe d'uso III** e la **vita utile 50 anni**, il periodo di riferimento **PVR= 1,50x50=75 anni** e derivano i seguenti parametri sismici: accelerazione di picco al suolo **PGA, DLV= 0,186 g**, calcolata per un tempo di ritorno **TR,DLV=712 anni** e una percentuale di superamento del 10%.

7.2. Vulnerabilità non quantificabili numericamente riscontrate e possibili rimedi

- ✓ Un aspetto che può destare preoccupazione è il fatto che i tegoli di copertura in conglomerato cementizio armato prefabbricato sono semplicemente appoggiati alle murature, dunque in presenza di azione sismica potrebbero traslare e sfilarsi dalla sede di appoggio e generare il collasso del solaio. Si consiglia di provvedere a un consolidamento locale per assicurare un miglior vincolamento alle potenziali azioni orizzontali sismiche.
- ✓ Durante i numerosi sondaggi e rilievi sono venute alla luce le cattive condizioni dei copriferrì danneggiati e ammalorati dei solai di primo impalcato e le rispettive armature in acciaio fortemente degradate dal fenomeno dell'ossidazione, si consiglia il ripristino dei copriferrì e trattamento delle armature del solaio risanando il cls dei travetti mediante la preventiva demolizione di tutte le parti friabili, incoerenti o in fase di distacco, spazzolatura manuale o meccanica delle armature ossidate con rimozione di tutte le parti copriferrò anche leggermente ammalorate e sfarinabili; pulizia del sottofondo per eliminare polveri tracce di grassi olii e disarmanti; applicazione di trattamento anticorrosivo per la protezione dei ferri di armatura da applicare a pennello e successivo ripristino volumetrico e strutturale con malta cementizia pronta all'uso per riprese e stuccature. Inoltre nell'interrato si consiglia la realizzazione di bocche di lupo per una maggiore areazione al fine di ridurre i fenomeni di umidità presenti.
- ✓ Durante i sopralluoghi si è inoltre notato lo stato di degrado delle pensiline esterne poste in adiacenza al fabbricato, realizzate in muratura di mattoni pieni bolognesi e a copertura una soletta in c.c.a. Si consiglia il medesimo trattamento dei travetti in c.c.a. per le solette e ripristino delle murature delle pensiline in mattoni con idrolavaggio delle murature e trattamento delle pareti di facciata, consistente nella pulizia ed asportazione eventuale dello strato superficiale di vernice, per mezzo di idrolavaggio.
- ✓ Durante il rilievo è stato inoltre riscontrato un avanzato stato di degrado delle strutture secondarie e principali del pergolato posizionato davanti all'ampliamento degli anni 80', quindi anche in questo caso se ne consiglia la rimozione e nuova realizzazione.
- ✓ Durante i sopralluoghi si è inoltre notato un rammollimento del terreno di fondazione dovuto ad infiltrazioni d'acqua provenienti da perdite nella rete di scarico delle acque nere nella zona nord dell'interrato. Inoltre nella stessa zona dell'interrato è stata rilevata la rottura di un tubo di scarico della rete di smaltimento delle acque, la rottura consiste nel distacco totale del tubo il che ha comportato nel tempo la percolazione di acqua nel terreno di fondazione proprio in corrispondenza della zona maggiormente coinvolta dai cedimenti. Per risolvere tale problematica è stato necessario provvedere al ripristino delle tubazioni. Al fine di appurare se l'effettiva causa del cedimento differenziale che l'ampliamento degli anni 80 ha avuto rispetto il fabbricato originale, è da imputare al malf funzionamento degli impianti di scarico delle acque, si consigliano comunque monitoraggi dei cedimenti differenziali del terreno di fondazione.

7.3. Verifica nei confronti dei carichi statici

i. Fondazioni:

L'analisi delle fondazioni eseguita per i carichi gravitazionali previsti dalla vigente normativa, non ha riscontrato segni di sofferenza delle strutture di fondazione, né dei terreni di sedime. L'analisi alle pressioni di contatto dei terreni ha mostrato valori inferiori a quelli limite per altro calcolati in condizioni particolarmente cautelative. Infatti il massimo abbassamento del piano fondale si registra per la condizione di carico con carico accidentale dominante dovuto all'affollamento, con un abbassamento della fondazione è di mm 7.55 con conseguente tensione di 1.51 Kg/cm^2 , essendo il carico limite di progetto pari a $7.02/2,30=3.05 \text{ Kg/cm}^2$ il coefficiente di sicurezza minimo è di 2.023 per l'elemento di fondazione denominato 199.

ii. Murature:

In linea generale le verifiche statiche svolte permettono di far ritenere le pareti in muratura generalmente idonee a portare le azioni verticali. In definitiva la percentuale di strutture verticali che è verificata a pressoflessione complanare è il 93% sul totale complessivamente analizzato, pertanto la verifica a pressoflessione si ritiene soddisfacente su tutto l'edificio. Il minor coefficiente di sicurezza calcolato è pari a **0.202** in corrispondenza dell'elemento 421.

iii. Solai:

È stata condotta la verifica per carichi verticali su tutti i solai dell'edificio, tranne al 1° impalcato che per la porzione di solaio realizzato con una soletta piena in conglomerato cementizio armato gettato in opera sovrastante la centrale termica, in quanto per essi non sono state reperite sufficienti informazioni.

I solai di copertura piani, sono verificati agli stati limite ultimi sia per flessione che per taglio.

solamente i solai di copertura inclinati di tipo sheed non risultano verificati a flessione, il minore coefficiente di sicurezza è pari a $C_{sICM}=1,85$ mentre le verifiche a taglio risultano soddisfatte.

I solai di copertura piani, possono continuare ad essere utilizzati senza declassamenti né riduzioni dei

carichi variabili. Per i solai di copertura di tipo sheed si consiglia una più dettagliata conoscenza delle strutture in questione al fine di ripetere le verifiche con livelli di conoscenza maggiore, comunque possono continuare ad essere utilizzati senza declassamenti né riduzione dei carichi variabili.

I solai del 1° impalcato, presenta in generale un buon comportamento strutturale.

In particolare si segnala per tutti i solai di 1° impalcato dell'edificio che il 65% delle verifiche agli SLU a flessione effettuate sono soddisfatte, mentre risulta verificato a taglio il 47%.

In generale si ritiene che il grado di sicurezza dei solai del primo impalcato sia soddisfacente, tuttavia, rilevata la presenza di porzioni del solaio ubicati nella zona originaria e nell'ampliamento anni settanta, nei quali le verifiche di resistenza agli SLU non sono soddisfatte anche con fattore di confidenza particolarmente basso, si ritiene ragionevole in tali punti, procedere a prove di carico dirette onde valutare il reale comportamento in opera e quindi le reali performance meccaniche del solaio.

i. Travi:

Le verifiche nelle travi dell'impalcato di copertura sono in genere soddisfatte, l'unica verifica che ha coefficiente inferiore all'unità è riguarda la trave in acciaio IPN 380 per momento flettente in campata è pari a 0.83, il livello di sicurezza tuttavia diventa 1.12 se si ipotizza un maggiore livello di conoscenza pari a LC3.

7.4. Analisi dei meccanismi locali

L'analisi cinematica lineare non ha messo in evidenza vulnerabilità delle pareti del piano terra nei confronti dei meccanismi di primo modo per ribaltamento monopiano. Le PGA di collasso riscontrate per questo meccanismo sono inferiori rispetto a quelle che caratterizzano i meccanismi globali.

Si evidenzia quindi una capacità delle murature nei confronti dei meccanismi di primo modo in termini di accelerazione maggiori della domanda sismica.

Si riportano i setti con minore rapporto in termini di PGA,DLV e CLV e TR,DLV e CLV. L'accelerazione che provoca la crisi per innesco di cerniera al piede e ribaltamento del setto è superiore all'accelerazione richiesta PGA,DLV=0.186 g sulla base della pericolosità sismica del sito, corrispondente ad un sisma con tempo di ritorno di TR,DLV=712 anni e probabilità di superamento nella vita utile della struttura del PVR,DLV10%. Il sisma che porta alla formazione del cinematisimo di collasso ha una PGA,CLV=0.27 g si verifica con tempo di ritorno TR,CLV=2475anni, avente probabilità di superamento PVR,CLV=2.98%. L'indicatore di rischio più basso può essere posto pari a $IRS_{PGA}=1.17$

7.5. Analisi dei meccanismi globali

Le analisi nei confronti dei meccanismi globali sono state condotte mediante analisi pushover sul telaio equivalente la struttura muraria reale.

La verifica riguarda la compatibilità degli spostamenti tra quelli disponibili forniti dalla struttura e quelli richiesti per la struttura stessa. Inoltre ai fini della verifica delle vulnerabilità è necessario valutare l'indicatore di rischio sismico inteso come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo richiesta dalla normativa ("sisma di progetto") e l'accelerazione che porta al collasso della struttura.

Le verifiche sono state effettuate per due direzioni ortogonali coincidenti con gli assi coordinati x e y di un sistema di riferimento opportunamente fissato sull'edificio e per entrambi i versi (+ e -).

Le verifiche agli stati limite ultimo sono risultate non verificate in direzione X,Y + e - per entrambe le distribuzioni di forze applicate ("A" e "E").

Le verifiche agli stati limite ultimo sono e non sono adeguate rispetto alle richieste normative previste per edifici nuovi. La direzione più sfavorevole è la +X per la distribuzione di forze E, per le quali la Capacità globale in termini di accelerazione di picco del sistema è pari al 51.6% della Domanda. Nella stessa direzione (-X), ma per distribuzione di forze di tipo A, la Capacità invece è pari al 57.5% della Domanda.

In direzione $\pm Y$ la capacità supera la domanda per entrambe le distribuzioni di forze. In particolare per la distribuzione A la capacità è il 119% della domanda e per la distribuzione E la capacità è pari al 116.7% della domanda.

In ogni caso le verifiche di sicurezza nei confronti dei meccanismi globali agli stati limite ultimi deve ritenersi non soddisfatta.

In particolare dalle analisi globali è emerso che in caso di sisma la direzione longitudinale risulta la più critica essendo la meno rigida, si consiglia quindi di prevedere la realizzazione di setti in muratura o in conglomerato cementizio armato per incrementare la resistenza globale dell' edificio in direzione x in caso di sisma.

Casalecchio di Reno, lì 13/09/2015

In Fede
(Dott. Ing. Cristian Collina)

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. NORME DI RIFERIMENTO.....	2
3. RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	2
3.1. ESAME DELLA DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE E ANALISI STORICO-CRITICA	2
3.2. DATI DIMENSIONALI E SCHEMI PLANO ALTIMETRICI	4
3.3. CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEL SITO	5
3.4. QUADRO FESSURATIVO E/O DI DEGRADO	7
3.5. RILIEVO MATERICO E DEI PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	8
3.6. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E VULNERABILITÀ RISCONTRATE E/O POSSIBILI	10
4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	12
5. INDAGINI SPECIALISTICHE	15
6. VERIFICHE NUMERICHE	16
6.1. VERIFICA NEI CONFRONTI DEI CARICHI STATICI	16
FONDAZIONI.....	16
I. IPOTESI ALLA BASE DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	16
II. SCHEMI STATICI UTILIZZATI	16
III. VALORI DEI PARAMETRI COINVOLTI	17
IV. PASSAGGI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVI	18
V. RISULTATI DELL'ANALISI	18
MURATURE	19
I. IPOTESI ALLA BASE DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	19
II. SCHEMI STATICI UTILIZZATI	19
III. VALORI DEI PARAMETRI COINVOLTI	19
IV. RISULTATI DELL'ANALISI	20
SOLAI	22
I. IPOTESI ALLA BASE DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	22
II. SCHEMI STATICI UTILIZZATI	23
III. VALORI DEI PARAMETRI COINVOLTI	23
IV. PASSAGGI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVI	26
V. RISULTATI DELL'ANALISI SU SOLAI E TRAVI	26
6.2. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI	38
I. IPOTESI ALLA BASE DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	38
II. SCHEMI STATICI UTILIZZATI	39
III. VALORI DEI PARAMETRI COINVOLTI	39
IV. PASSAGGI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVI	39
V. RISULTATI DELL'ANALISI	39
ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI	43
I. IPOTESI ALLA BASE DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	43
II. SCHEMI STATICI UTILIZZATI	45
III. VALORI DEI PARAMETRI COINVOLTI	47
IV. PASSAGGI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVI	48
V. RISULTATI DELL'ANALISI	50
7. CONCLUSIONI	67

7.1. SINTESI DEL PERCORSO CONOSCITIVO	67
7.2. VULNERABILITÀ NON QUANTIFICABILI NUMERICAMENTE RISCONTRATE E POSSIBILI RIMEDI	68
7.3. VERIFICA NEI CONFRONTI DEI CARICHI STATICI	69
7.4. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI	70
7.5. ANALISI DEI MECCANISMI GLOBALI	70