

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI DI PROPRIETA' REGIONALE

*Casi particolari relativi alle scelte di modellazione ed alle
interpretazioni dei risultati finali dell'analisi sismica*



Autori:

Ing. Tonino Achilli (Regione Marche)

Ing. Alessandro Bianchi (Regione Marche)

VOLUME 2

Sommario

1 – Centro culturale Benedetto XIII - Camerino	3
Conoscenza del manufatto	4
Valutazione della vulnerabilità statica	10
Vulnerabilità statica di base	10
Verifica statica dei pilastri in c.a.	10
Verifiche di vulnerabilità sismica	12
Verifiche allo SLU dei setti in cemento armato	12
Verifiche allo SLU dei pilastri in cemento armato	13
2 – Palazzo Gugliani – ERSU Macerata	14
Conoscenza del manufatto	15
Aspetti particolari della modellazione.....	20
Interazione con le US adiacenti	20
Modellazione dell’edificio in elevazione	23
Taratura del modello di calcolo per l’analisi di vulnerabilità della sola US1	24
Confronto tra le analisi per la taratura del modello.....	24
Analisi della US1 – modello tarato – direzione X.....	25
Taratura modello per la direzione Y	25
Analisi della US1 – modello tarato – direzione Y.....	26
Modello definitivo per l’analisi sismica della US1	26
Sintesi dei risultati delle verifiche sismiche globali e locali – modello tarato	27
Analisi sismica della US1 senza il contributo della schiera	28
Direzione X.....	29
Direzione Y.....	30
Determinazione dell’indice di rischio	31
Valutazione delle progressione del danno e previsione di opere di miglioramento sismico.....	31

1 - Centro culturale Benedetto XIII - Camerino

L'edificio afferente il centro Culturale "Benedetto XIII" fu edificato all'inizio degli anni '80 ed è oggi un fabbricato gestito dall'Università degli studi Camerino.

L'originaria documentazione progettuale relativa alle strutture del fabbricato è stata reperita in gran parte, tuttavia mancano le tavole relative ad una variante strutturale avvenuta con tutta probabilità in corso d'opera, che ha previsto l'eliminazione di una porzione di fabbrica, sostituita da un porticato in c.a..

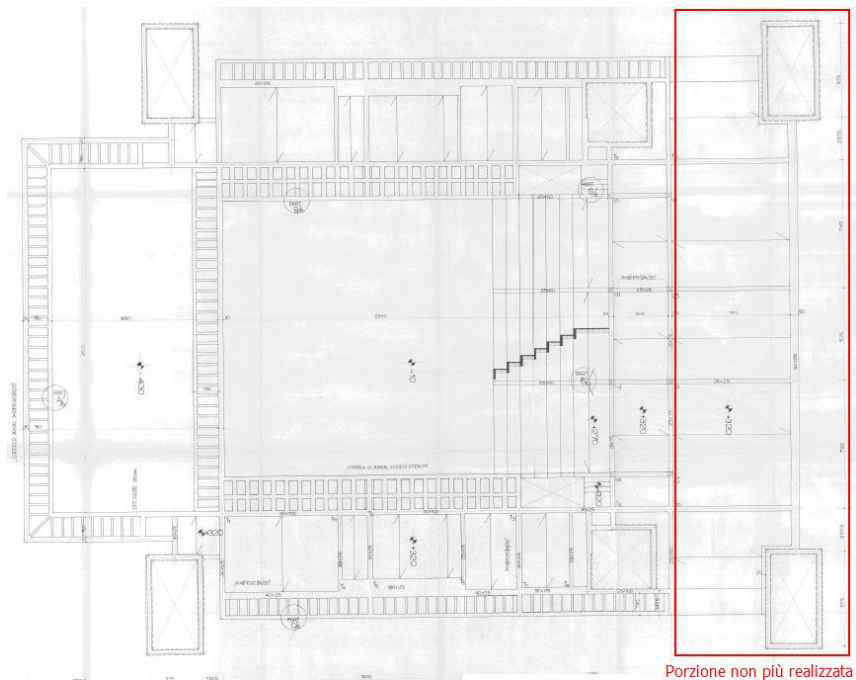


Figura 1 - Carpenteria di progetto originaria

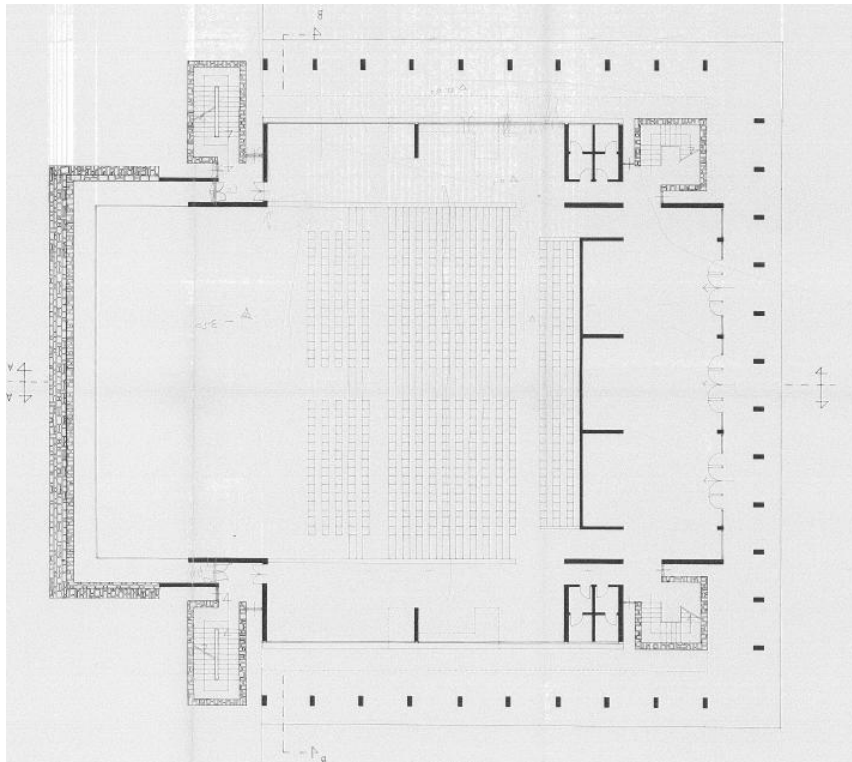


Figura 2 - Stato effettivo dei luoghi con visibile il porticato

Della parte strutturale in variante non abbiamo nessuna informazione a livello progettuale, se non delle tavole di architettonico.

Ad integrare tutto il pacchetto documentale sono a disposizione diversi documenti e relazioni sullo stato finale dei lavori.

Conoscenza del manufatto

Il fabbricato risulta molto articolato, sia a livello strutturale che architettonico, anche in virtù del fatto che la distribuzione plano-volumetrica è posta su diverse quote.

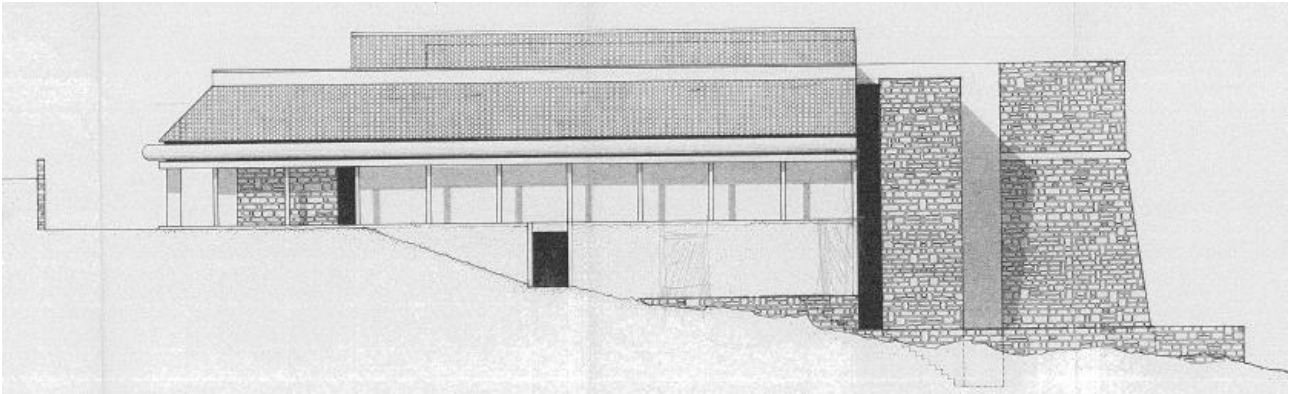


Figura 3 - Prospetto laterale

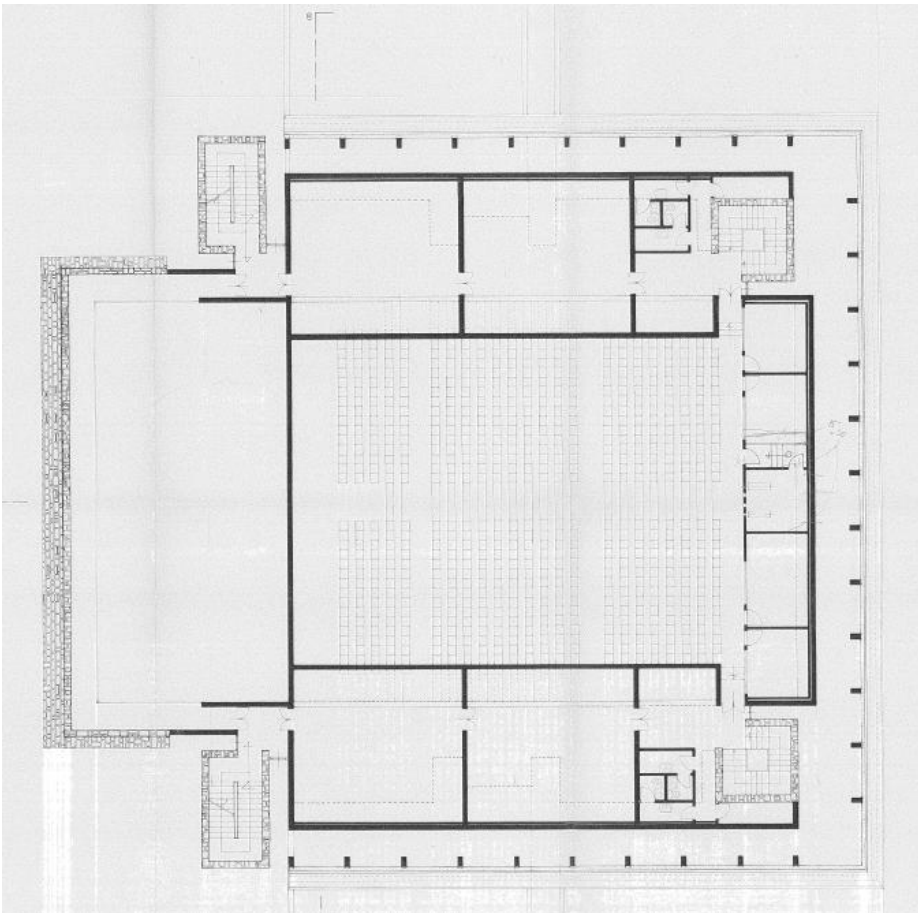


Figura 4 - Pianta quota + 3,30

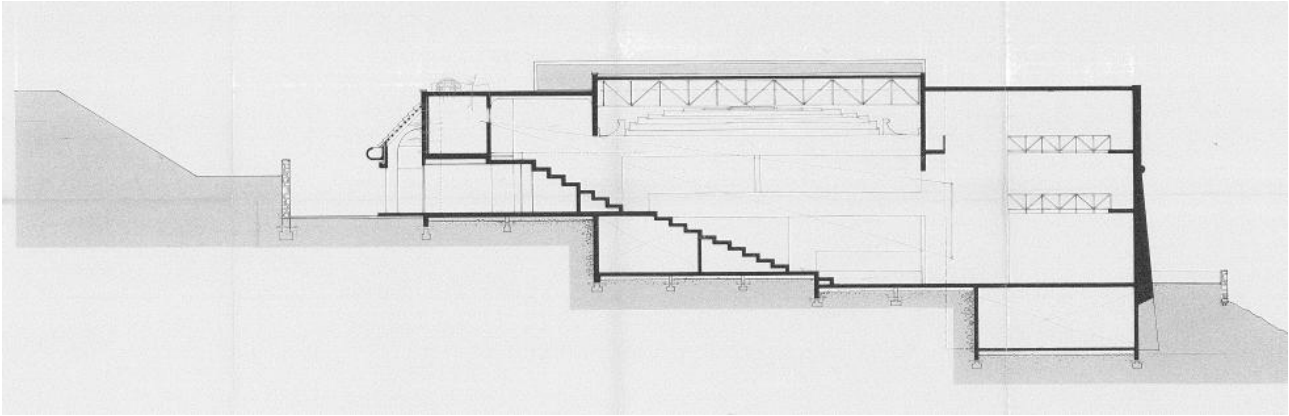


Figura 5 - Sezione A-A

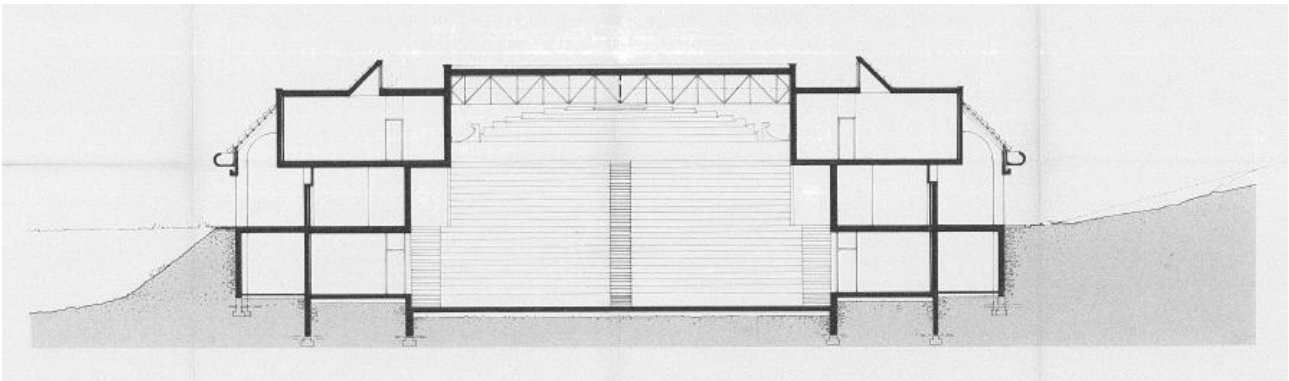


Figura 6 - Sezione B-B

Le strutture resistenti principali sono costituite da setti in c.a. e travi anche di grande luce; alcuni pilastri sono collocati nel settore dietro alle tribune ed appunto nel porticato.

Le fondazioni sono tutte formate da cordoli su pali e non mostrano segni di cedimenti o dissesti.

Le strutture dei vani scala sono invece in pietra.

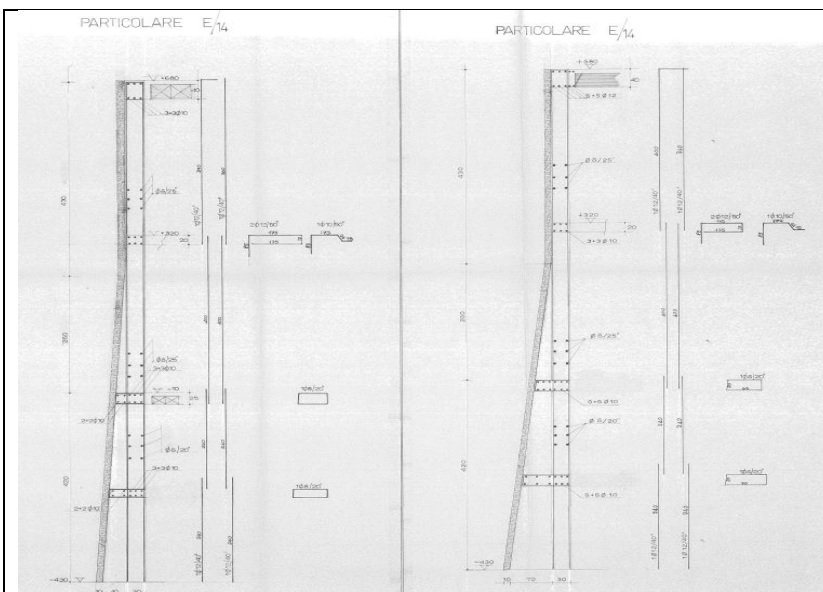


Figura 7

La parete a valle è costituita da un grande setto in cemento armato, munito di contrafforti armati e costole di irrigidimento.

Tale parete è rivestita con elementi lapidei naturali dello stesso tipo di quelli che costituiscono le strutture dei vani scala.

La copertura centrale, posta sopra le tribune, è in acciaio.

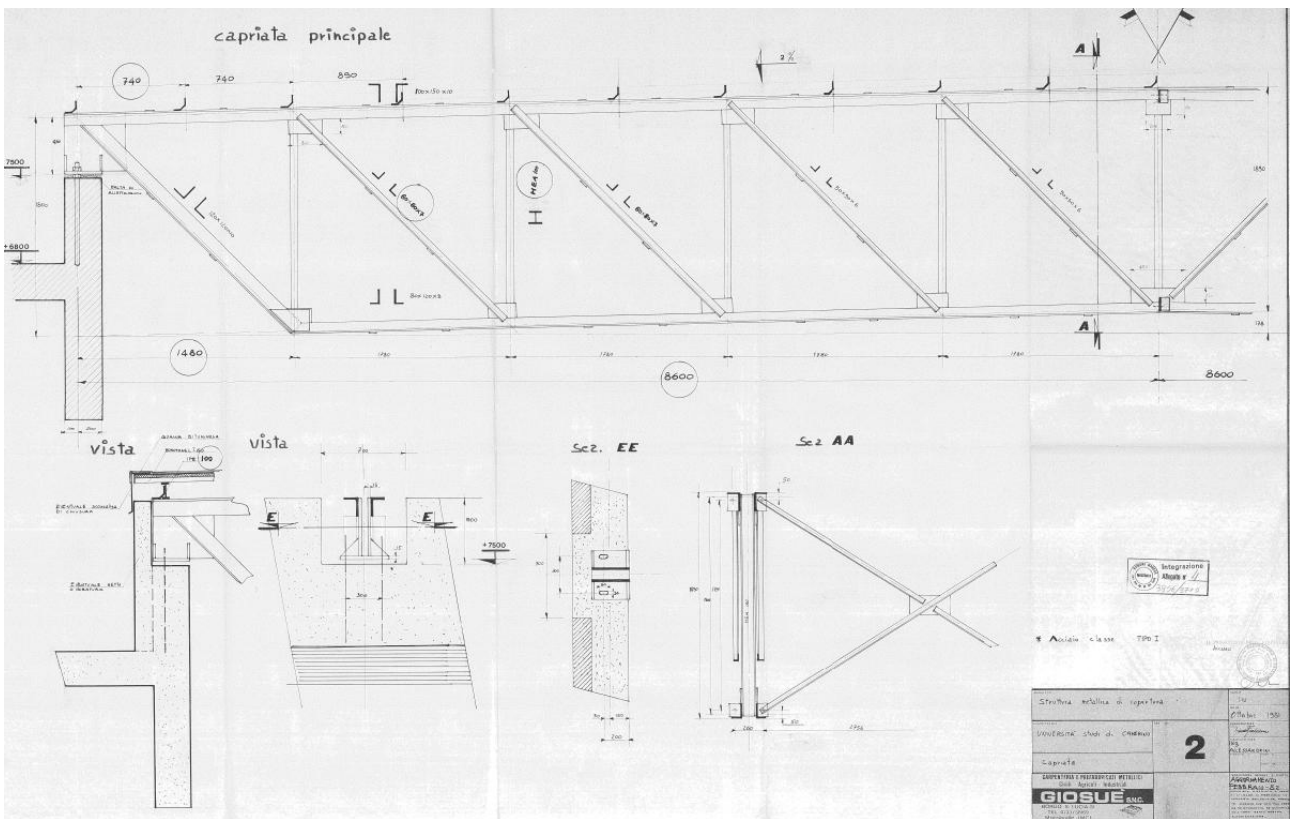


Figura 8 - Particolari della copertura metallica

Le altre coperture sono tutte piane ad eccezioni di quella del porticato, a falde molto inclinate.

Ad integrazione si riportano una serie di foto esterne.



Figura 9



Figura 10



Figura 11



Figura 12

Una visione tridimensionale dello schema strutturale del fabbricato può essere riprodotta attraverso quello che poi sarà il modello di calcolo.

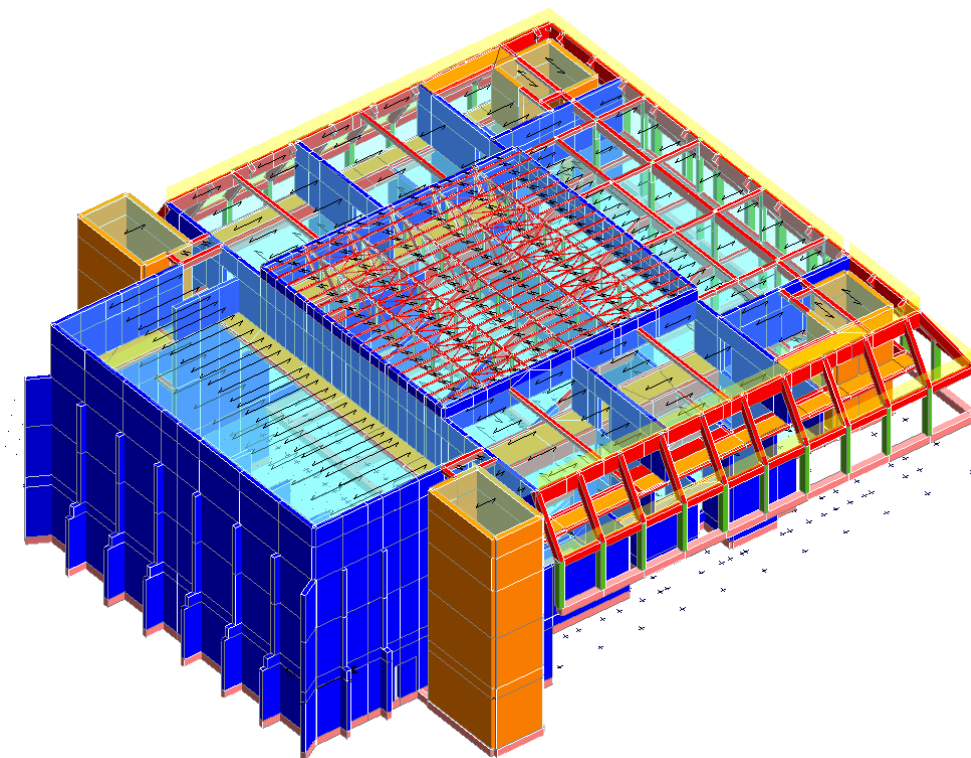


Figura 13

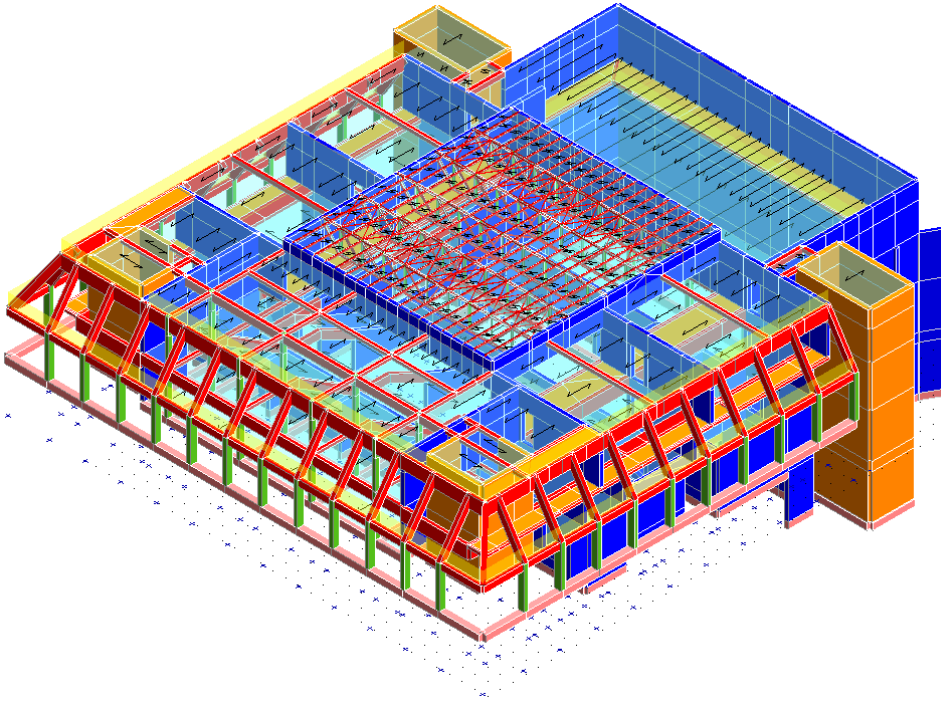


Figura 14

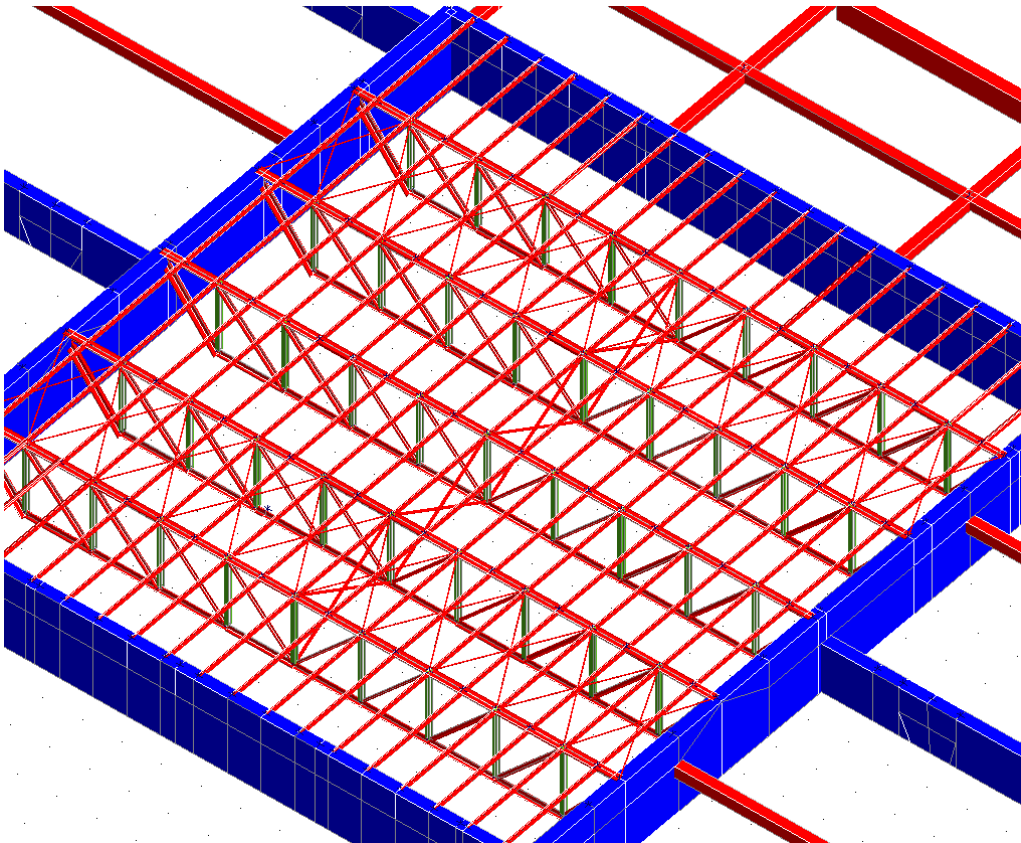


Figura 15

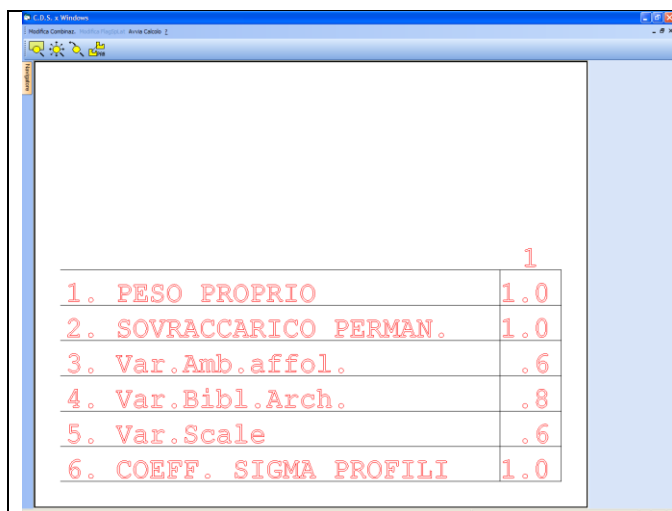
Valutazione della vulnerabilità statica

Vulnerabilità statica di base

Le attività previste per il seguente lavoro sono quelle di valutare la sicurezza sismica dell'immobile, a prescindere da quella statica, cioè dovuta essenzialmente ai soli carichi verticali; non esistono in effetti condizioni tali da poter ritenere necessario ed urgente un controllo di resistenza sotto i carichi gravitazionali, nelle diverse combinazioni previste dalla normativa, perché allo stato attuale non sussistono quadri fessurativi o segni di dissesto che facciano pensare ad una potenziale carenza sotto questo punto di vista.

Rimane tuttavia utile ed essenziale indagare il tasso di lavoro degli elementi in cemento armato e soprattutto dei pilastri, sotto la combinazione statica di "base", legata alla combinazione quasi permanente degli SLE, perché ritenuta particolarmente significativa anche dal punto di vista sismico.

Essa rappresenta infatti l'aliquota di carico assiale che mediamente è presente, secondo la normativa, durante il sisma e quindi un eventuale carenza rilevata sotto questa combinazione di carico assume significato anche per la verifica di vulnerabilità sismica.



	1
1. PESO PROPRIO	1.0
2. SOVRACCARICO PERMAN.	1.0
3. Var. Amb. affol.	.6
4. Var. Bibl. Arch.	.8
5. Var. Scale	.6
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1.0

Figura 16

La combinazione di cui si parla è rappresentata nella figura a fianco; come è possibile vedere i permanenti ed il peso proprio sono presi col valore nominale, mentre gli accidentali sono affetti dai coefficienti Ψ_{2j} previsti per l'analisi sismica.

Per quello che riguarda le strutture in muratura è opinione diffusa che la procedura di verifica valida per le nuove costruzioni, non sia particolarmente significativa per le strutture esistenti, le quali comunemente possiedono setti murari che non rispettano i requisiti geometrici minimi previsti per i nuovi edifici; in quest'ottica non ha molto senso abbattere, fino alle volte praticamente ad azzerare, la resistenza dei setti solo perché questi risultano eccessivamente snelli.

Il controllo dunque verrà eseguito in funzione dell'effettivo stato tensionale medio che interessa la parete, tenendo conto dei carichi così come derivano dal modello, che verrà confrontato con una tensione resistente opportunamente ragionata.

Verifica statica dei pilastri in c.a.

La verifica viene condotta controllando che $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$, secondo le disposizioni del paragrafo 4.1.2.2.5.1 del DM 14 gennaio 2008.

Come visibile nella seguente figura i pilastri centrali rispetto all'ingresso principale non risultano verificati.

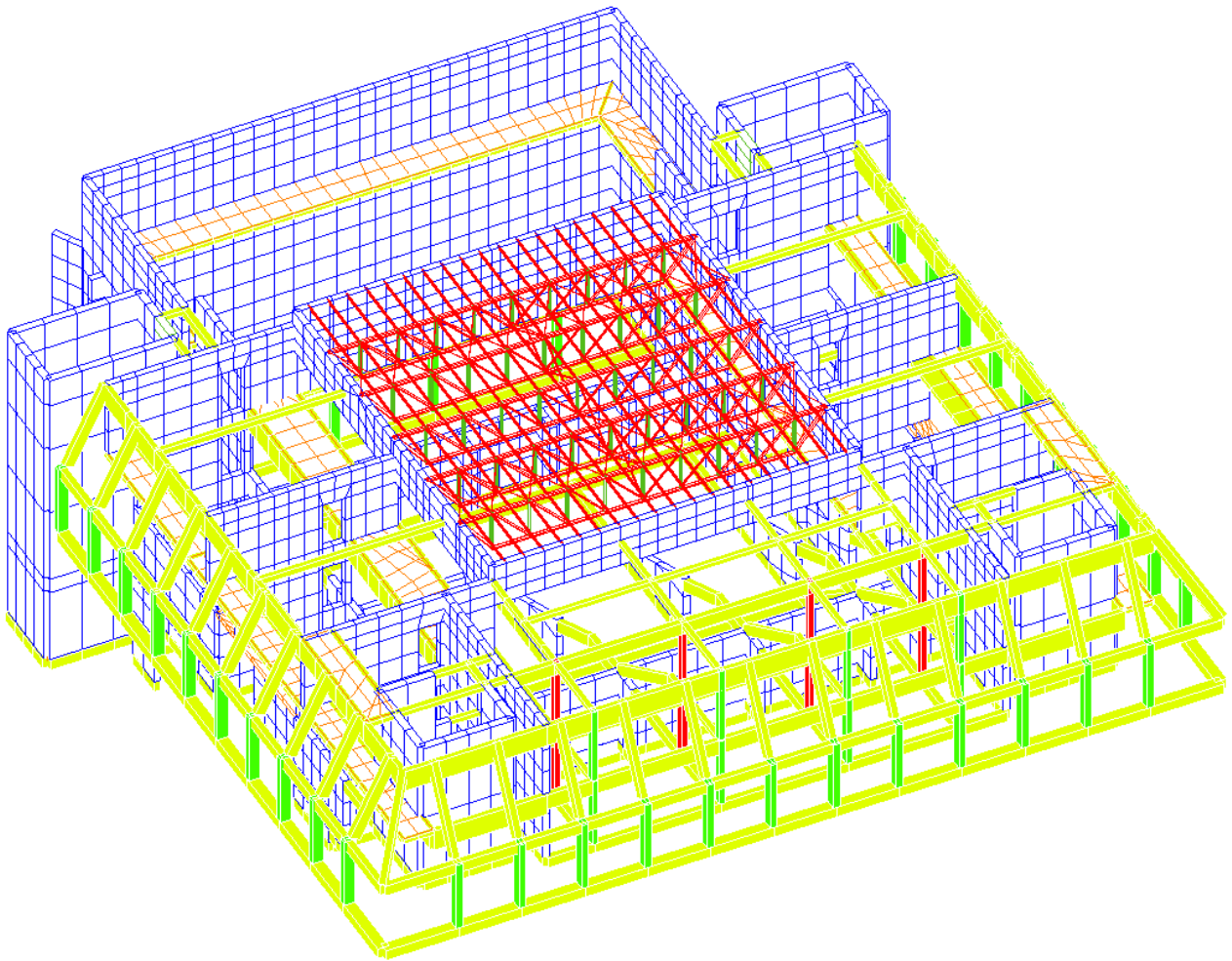


Figura 17 - Verifiche SLE pilastri

Entriamo nel dettaglio andando a calcolare l'indice di sfruttamento (I_{sf}) della sezione per i soli carichi d'esercizio.

Si definisce indice di sfruttamento il rapporto tra la σ_{calc} e la $f_{ck} = f_{cm}/FC = 162 / 1,35 = 120 \text{ Kg/cm}^2$

Asta	Sezione	Filo	Elev	σ_{lim}	σ_{calc}	f_{ck}	I_{sf} (%)
305	25x40	133	1	54.0	64.5	120.0	53.8%
306	25x40	134	1	54.0	111.8	120.0	93.2%
307	25x40	135	1	54.0	110.0	120.0	91.7%
308	25x40	136	1	54.0	59.6	120.0	49.7%
554	25x30	133	2	54.0	81.8	120.0	68.2%
555	25x30	134	2	54.0	120.0	120.0	100.0%
556	25x30	135	2	54.0	119.7	120.0	99.8%
557	25x30	136	2	54.0	70.9	120.0	59.1%

Come si può notare dalla tabella sopra riportata, tutti i pilastri non risultano verificati (confronto tra σ_{lim} e σ_{calc}), e quattro di essi hanno indice di sfruttamento superiore al 90%.

Ciò significa che almeno su questi quattro pilastri le risorse a compressione sono praticamente terminate per il solo effetto dei carichi d'esercizio, per cui qualsiasi ulteriore richiesta di resistenza può non essere adeguatamente soddisfatta.

Vista la natura dell'edificio (caratterizzato dalla presenza di numerosi setti in c.a. che di fatto costituiscono gli elementi resistenti principali) queste criticità non appaiono gravi, tuttavia appare opportuno indicare come necessari degli interventi di rinforzo almeno sui 4 pilastri critici, con tecniche che possano incrementare la resistenza della sezione di calcestruzzo.

Verifiche di vulnerabilità sismica

Le verifiche di vulnerabilità sismica sono condotte nei confronti dello stato limite di danno e dello stato limite di salvaguardia della vita, secondo i criteri imposti dal Dm 14 gennaio 2008.

Verifiche allo SLU dei setti in cemento armato

Al fine di valutare il livello di protezione sismica dei setti in c.a. che costituiscono il sistema resistente principale della struttura, viene eseguita una analisi con spettro di progetto affetto da fattore di struttura $q = 1,5$

Nei setti, caratterizzati da una armatura di calcolo pari a 1 f 12 passo 40" ed 1 f 8 passo 25" orizzontale, le verifiche risultano sostanzialmente soddisfatte come mostrato dalla seguente figura.

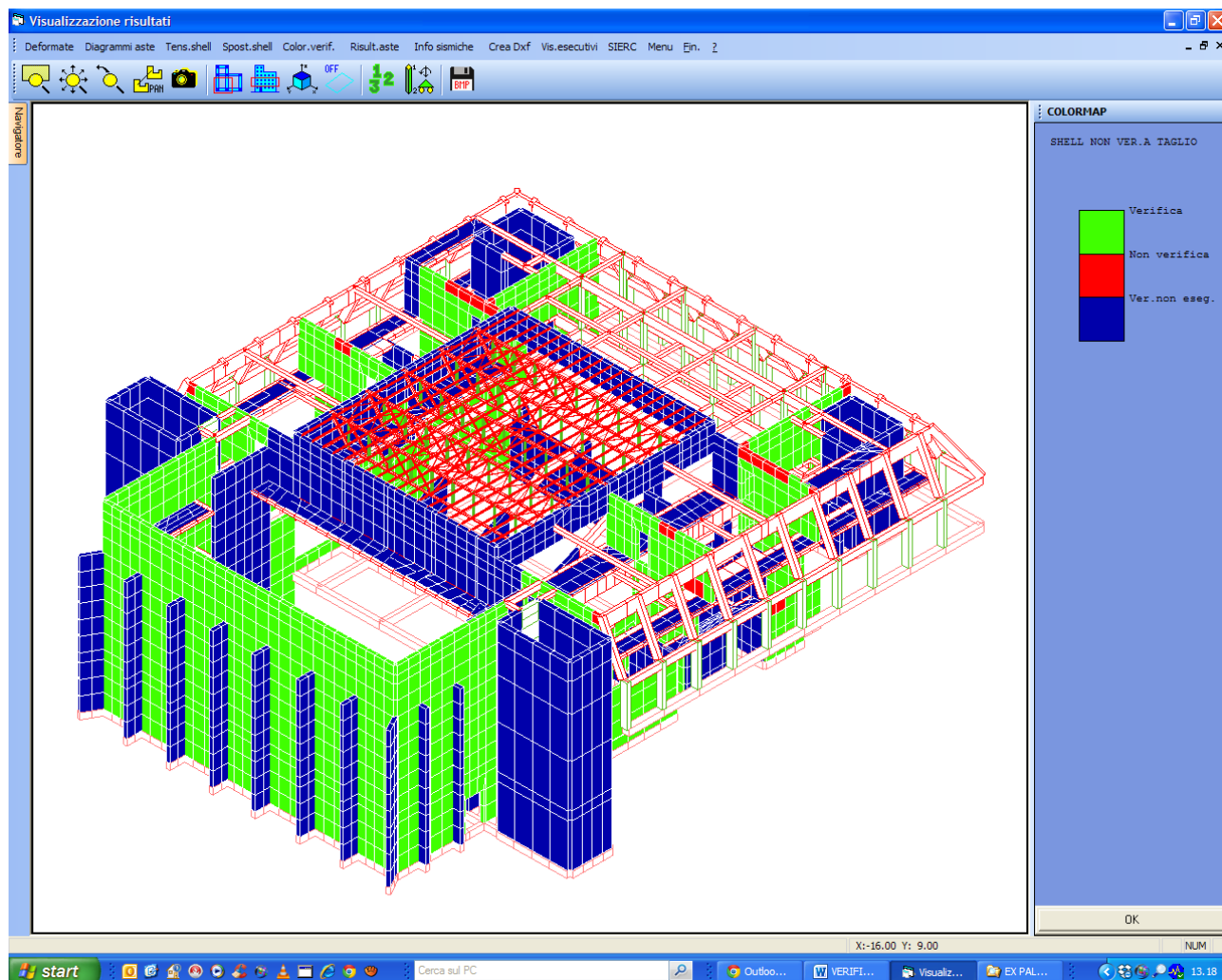


Figura 18 - Verifiche dei setti in c.a.

I setti sottoposti a verifica sono quelli principali, quelli secondari come i contrafforti non sono direttamente verificati dal programma, tuttavia il solo controllo delle tensioni sulla shell dimostra che i tassi di lavoro degli elementi è contenuto nelle resistenza a compressione e trazione degli stessi.

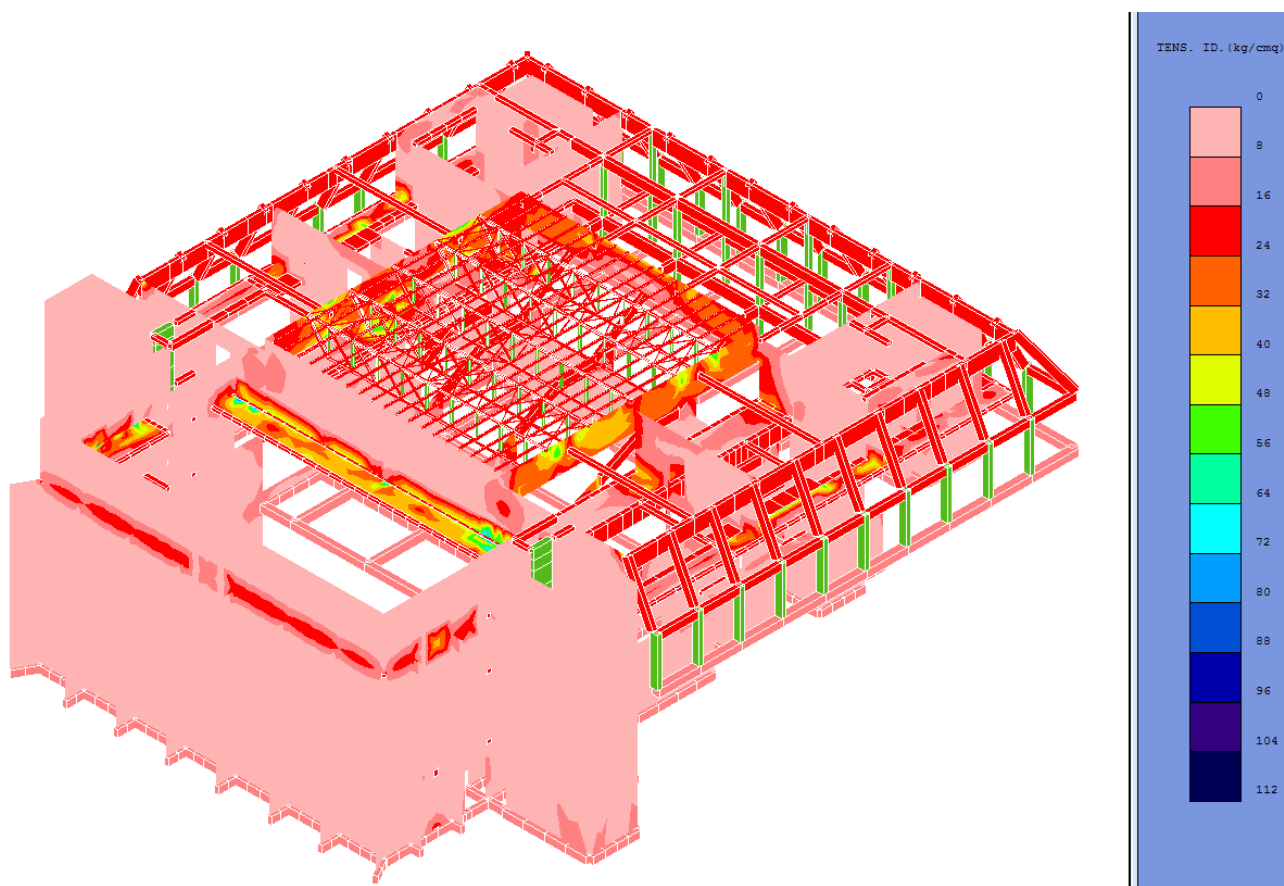


Figura 19 - Tensioni sulle shell

Solo localmente alcune verifiche non risultano soddisfatte (porzioni rosse sulle shell in figura 35), tuttavia tenendo conto delle approssimazioni di modello e dell'entità molto contenuta di tali problematiche, si ritiene che nella sostanza le verifiche siano soddisfatte, soprattutto se rapportate con lo stato limite di verifica e controllo della sicurezza (SLV – Salvaguardia della Vita).

Verifiche allo SLU dei pilastri in cemento armato

Per quanto riguarda i pilastri, la verifica in campo lineare mostra un leggero deficit di armatura a flessione in alcuni degli elementi che mostravano delle criticità per carichi d'esercizio (vedi figura 37).

Pur essendo il livello di criticità molto contenuto, combinando i segnali tra SLE e SLU si può dedurre che i pilastri più volte segnalati possano costituire una vulnerabilità certamente localizzata, ma in qualche modo da non trascurare.

Il modello di calcolo infatti, per come è stato concepito, tende a “premiare” i pilastri perché distribuisce le forze sismiche negli elementi a maggior rigidità, quindi prevalentemente sui setti; si ricordi tuttavia che il modello medesimo è soggetto per sua natura ad approssimazioni e semplificazioni, quasi sempre a favore di sicurezza, ma in questo caso, vista la straordinaria complessità del fabbricato, non è possibile trascurare la possibilità di non aver colto appieno certe singolarità costruttive.

Nella sostanza, anche se la vulnerabilità è certamente poco rilevante, si suggerisce di localizzare degli interventi di rinforzo sui pilastri centrali che anche allo SLE non verificano.

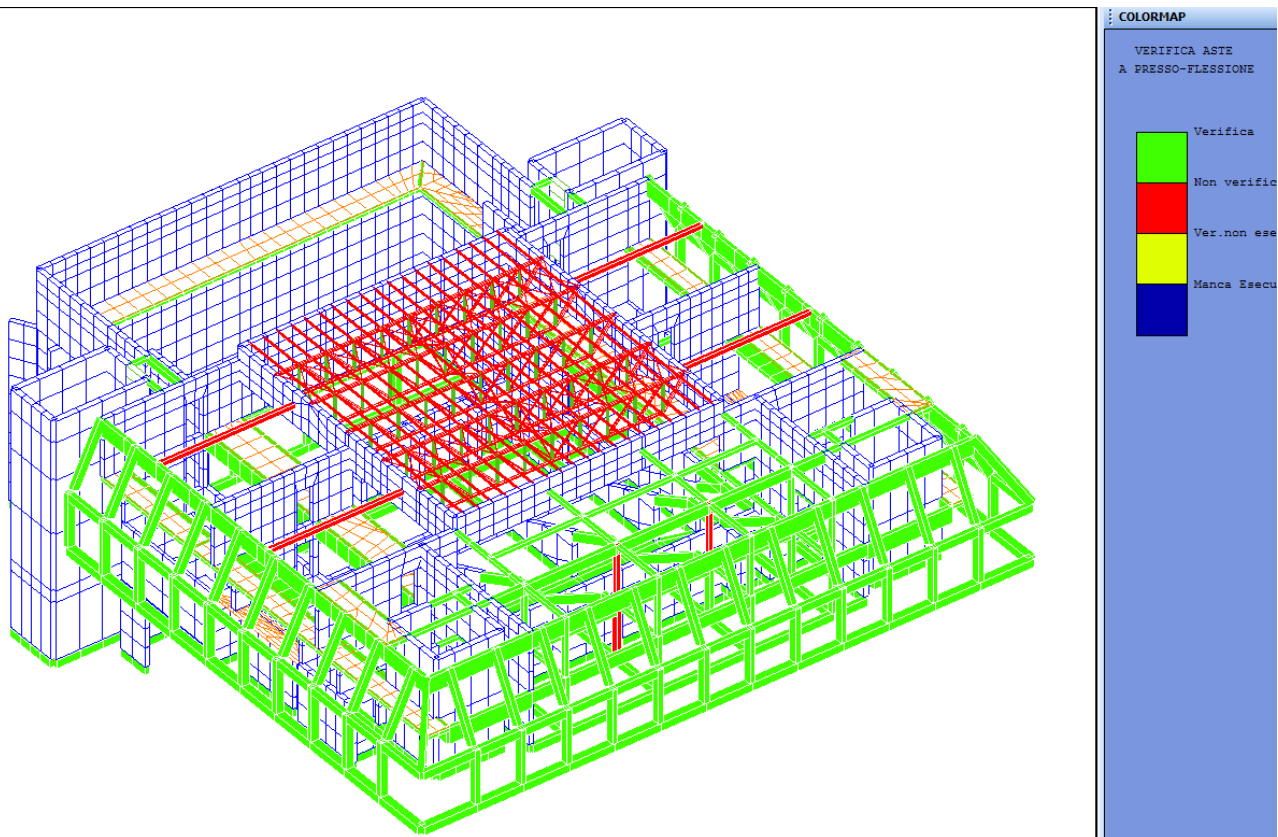


Figura 20 - Verifica a flessione dei pilastri

Se volessimo identificare un indice di rischio locale, cioè relativo a quella porzione strutturale caratterizzata dalla presenza di pilastri staticamente molto impegnati e quindi a basse risorse sismiche, potremmo confrontare il momento resistente dei pilastri con quello sollecitante.

Nel caso più sfortunato il rapporto tra questi due valori conduce ad $I_r = 0,820$ circa.

L'effetto dei carichi dovuti alla presenza dei pilastri in c.a. è stato invece implementato inserendo nel modello dei nodi specifici in corrispondenza dei quali è stato assegnata una forza verticale pari alle reazioni rilevata nel modello opportunamente dedicato.

2 - Palazzo Guglini - ERSU Macerata

L'edificio denominato "Palazzo Guglini", sito in via Lauro Rossi a Macerata, rappresenta una unità strutturale contenuta in una schiera collocata nel centro storico della città.

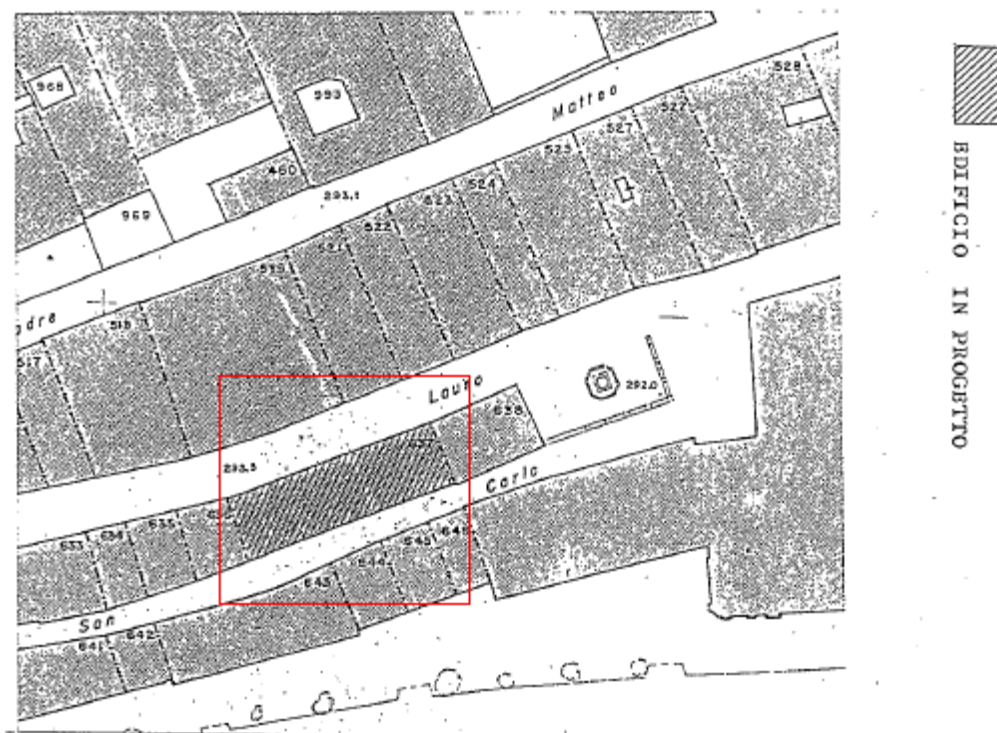


Figura 21 - Immagine catastale

Sul fabbricato sono disponibili diverse informazioni desumibili dai documenti relativi al progetto di ristrutturazione del palazzo avvenuto nei primi anni '90.

Conoscenza del manufatto

Il fabbricato, oltre alla via Lauro Rossi, risulta prospiciente al vicolo San Carlo; le due vie sono collocate a diversa quota, tanto che il prospetto su via Rossi è a tre elevazioni, quello sul vicolo è a quattro elevazioni; in sostanza esiste un piano seminterrato.

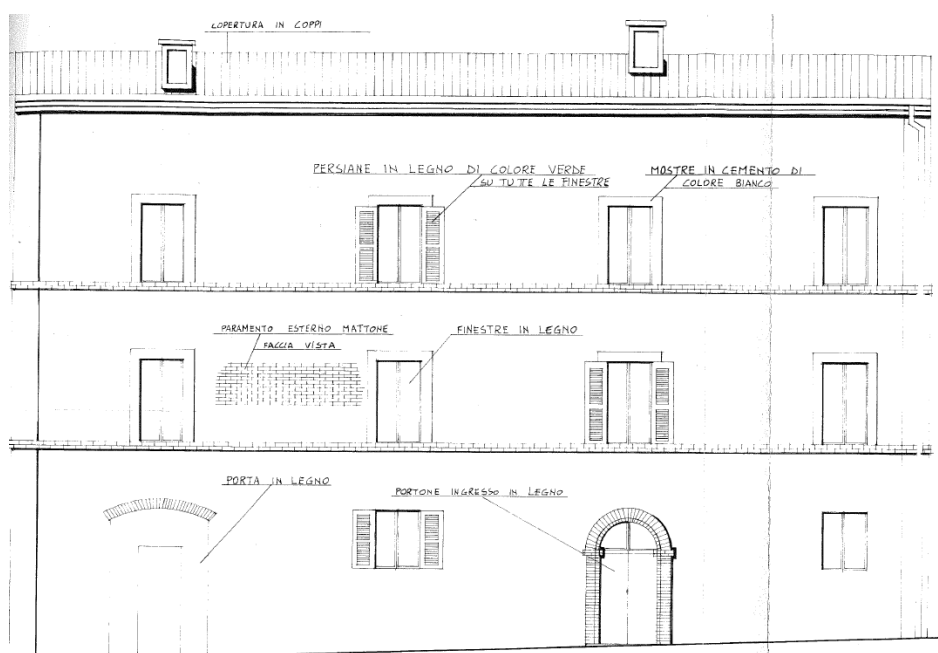


Figura 22 - Prospetto prima della ristrutturazione lato via Rossi

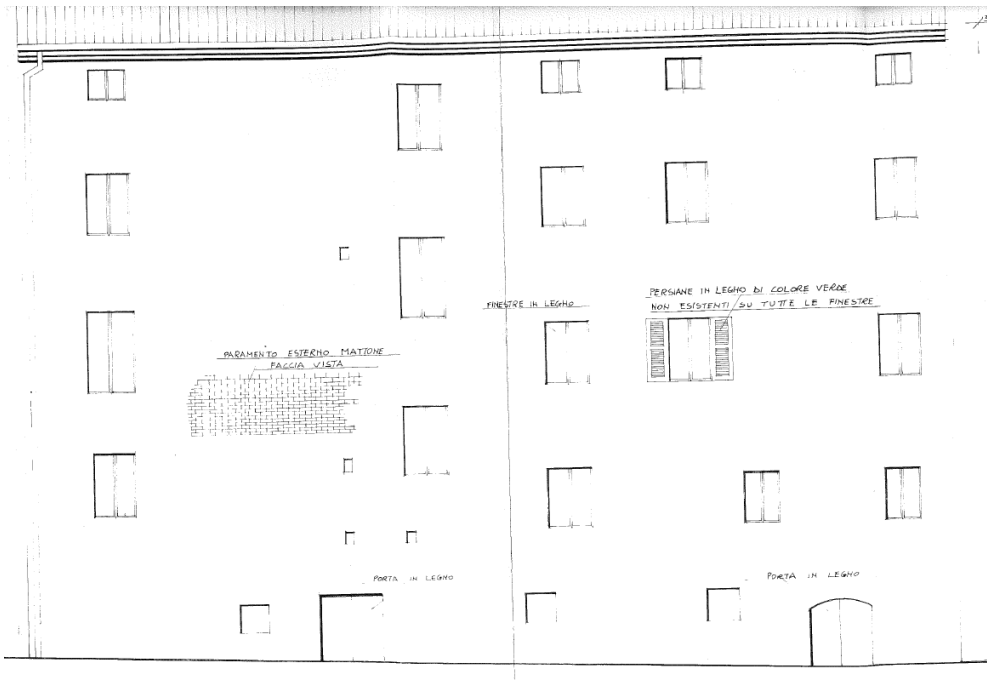


Figura 23 - Prospetto vicolo san Carlo prima della ristrutturazione

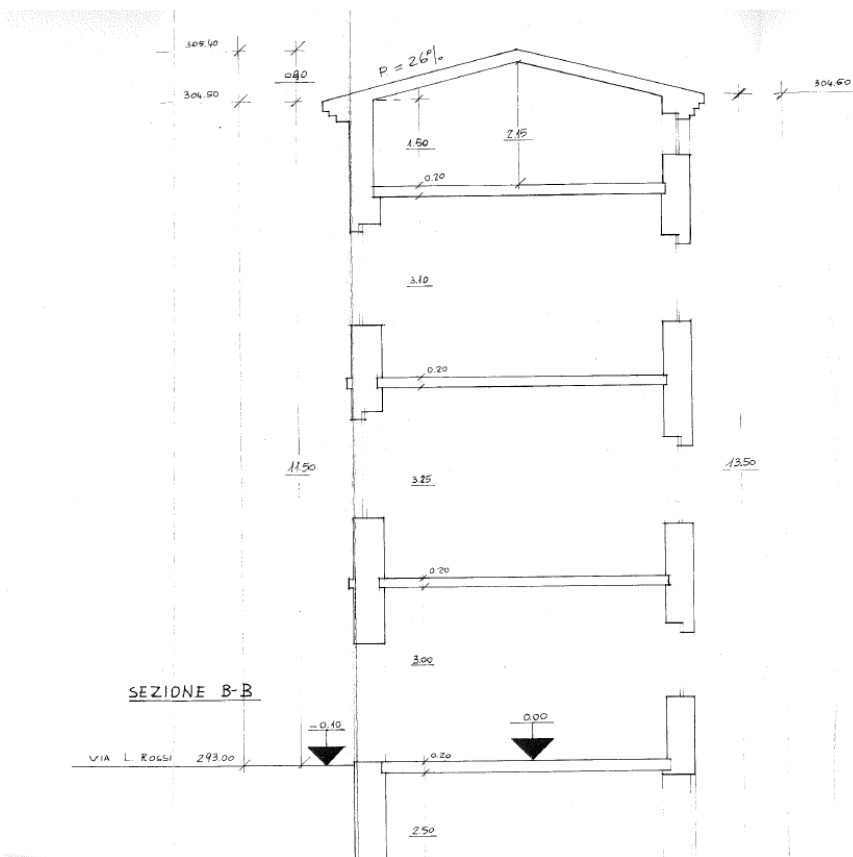


Figura 24 - Sezione prima della ristrutturazione

Riportiamo ora una serie di immagini fotografiche catturate recentemente:



Figura 25 – Via Rossi



Figura 26 – Via Rossi



Figura 27 - Vicolo San Carlo



Figura 28 - Vicolo San Carlo

Si notano una serie di trasformazioni sulle bucatore presenti, soprattutto nel fronte prospiciente vicolo San Carlo.

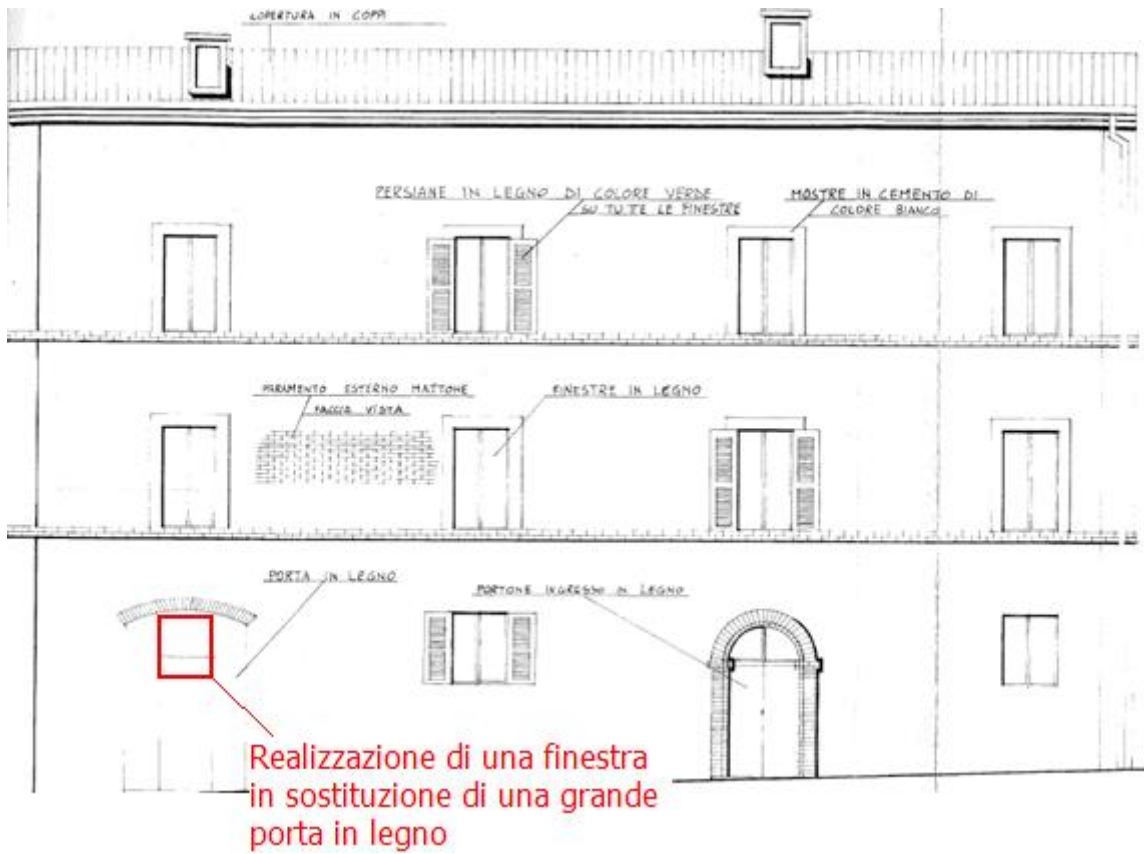


Figura 29 - Modifiche ai prospetti lato via Rossi



Figura 30 - Modifiche al prospetto lato vicolo San Carlo

Complessivamente la modifica degli allineamenti delle bucatore, unitamente alla chiusura di alcune di esse ed all'apertura di nuove, crea senz'altro un sistema più regolare e quindi sismicamente più efficiente; è ovvio che la bontà dell'intervento è anche funzione del buon grado di ammorsamento delle nuove murature a chiusura delle vecchie aperture.

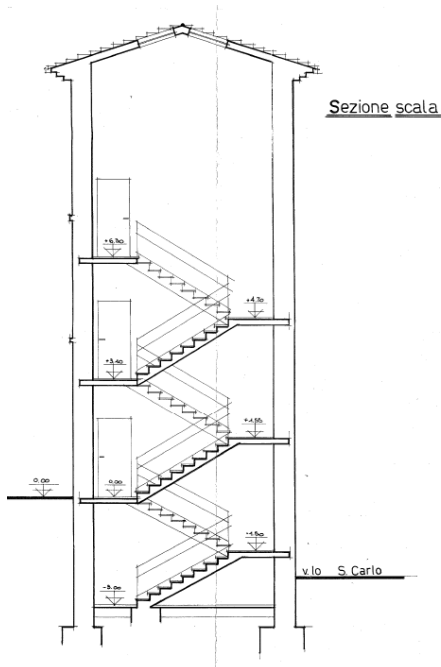


Figura 31 - Sezione nuova scala

Particolarmente rilevante la modifica dell'allineamento delle aperture che si trovavano sul vecchio vano scala: sono state portate allo stesso livello delle altre e spostate per motivi legati alle nuove funzionalità.

In effetti la visione della sezione nello stato di progetto e la vista delle nuove carpenterie mostrano che non sono presenti finestre nell'area di ingombro del vano scala.

Laddove nella figura sopra si riporta la dicitura "finestra tamponata" si intende una finestra "cieca" che però ai fini del calcolo è considerata "aperta", quindi una bucatore a tutti gli effetti.

A livello di sottosuolo l'edificio si trova in una zona dove sono presenti grotte, cavità ed una cisterna, ma solo quest'ultima interferisce direttamente con l'ingombro del fabbricato.

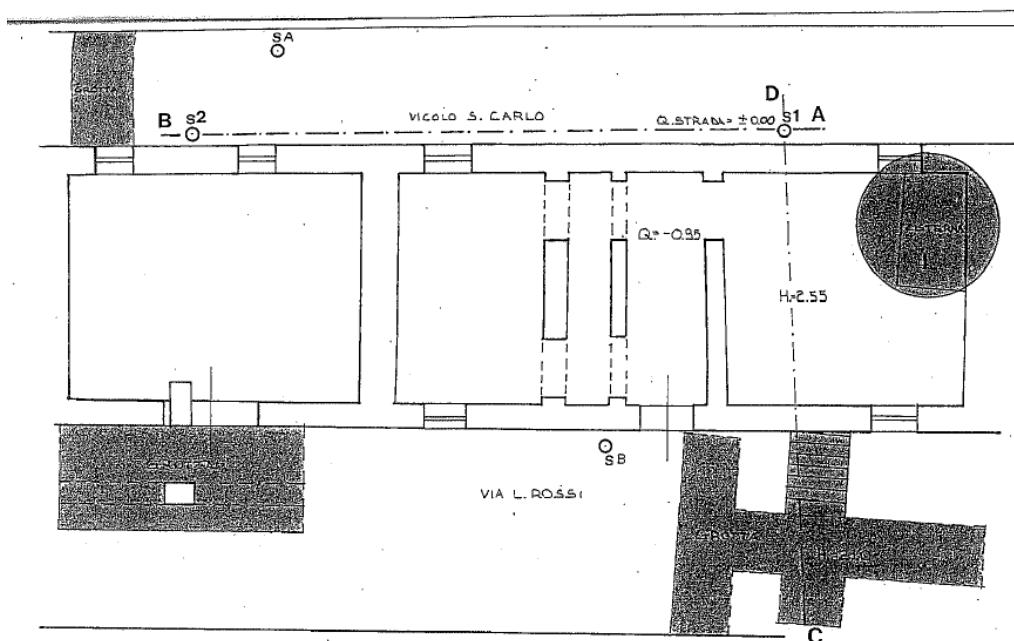


Figura 32 - Grotte, cavità e cisterna nel sottosuolo

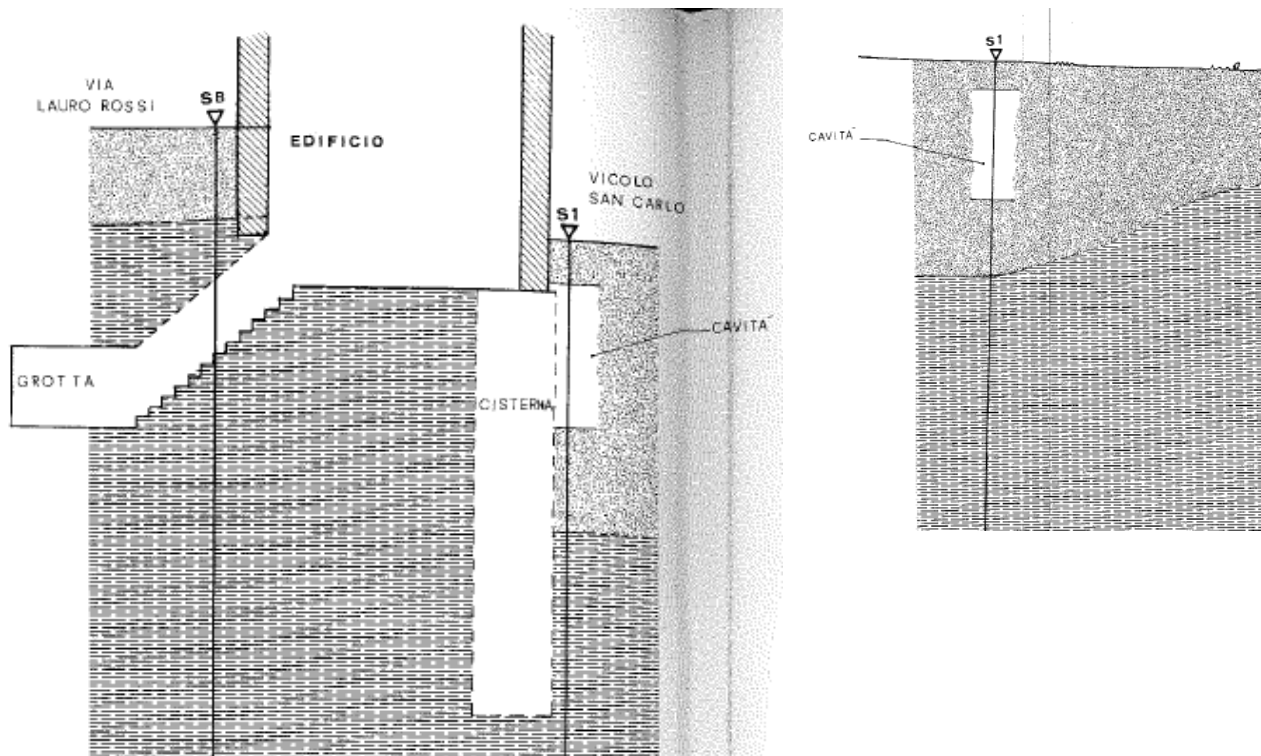


Figura 33 - Sezioni sul sottosuolo

Aspetti particolari della modellazione

Interazione con le US adiacenti

L'unità strutturale esaminata è compresa tra due altre unità, con le quali ovviamente interagisce in fase sismica.

Nella fase di acquisizione del livello di conoscenza non è stato possibile rilevare le strutture della unità limitrofe, per cui rimane impossibile riuscire a stimare con dovizia di informazione, la possibile influenza sulla risposta sismica dell'edificio oggetto di indagine, delle unità affiancate che di fatto una collaborazione la creano, se non altro nella direzione di maggior sviluppo della schiera.

Per cercare di cogliere qualche aspetto del problema è utile analizzare le foto dei fronti, scattate proprio in corrispondenza del passaggio tra le unità strutturali.

Guardando l'unità strutturale a sx lungo il fronte su via Rossi, si visualizza la porzione di schiera che rappresenta l'unità di testata, che aggetta sulla piazzetta.

L'unità esaminata è più alta di circa 1,5 - 2 metri e presenta dei solai (osservare le bucatore a quote differenti) che con tutta probabilità sono sfalsati (anche se non di molto) rispetto a quelli dell'edificio oggetto di valutazione; il fatto che l'edificio limitrofo sia più alto esclude che il timpano del nostro fabbricato possa soffrire di meccanismi di ribaltamento fuori dal piano.



Figura 34 - Confine unità strutturale a sx - fronte via Rossi



Figura 35 - Confine unità strutturale a sx - fronte via Rossi



Figura 36 - Confine unità strutturale a dx - fronte vicolo San Carlo

Guardando la stessa unità strutturale nell'altro fronte, si nota che la distribuzione delle bucaure è sostanzialmente la stessa (3 allineamenti).

E' utile osservare che il primo allineamento di finestre, quello più vicino alla nostra unità strutturale, è piuttosto vicino (circa 1 metro) al confine e la qualità delle fasce murarie sopra e sotto le finestre stesse non appare particolarmente elevata.

Ciò potrebbe tradursi nel fatto che in termini di rigidità, l'influenza di questa unità strutturale potrebbe non essere molto elevata.

Passiamo alla seconda unità strutturale, quella diretta lungo lo sviluppo della schiera: in questo caso ad essere più alta è l'unità che stiamo esaminando.



Figura 37 - Scorcio unità strutturale di dx - fronte via Rossi



Figura 38 - Confine con unità strutturale di sx - fronte vicolo San Carlo

Anche in questo caso i solai sembrano intestati a livelli diversi; la differenza di quota nelle coperture si attesta attorno ad 1,5 metri e crea un timpano non confinato, tuttavia il tetto del nostro edificio è caratterizzato dalla presenza di un cordolo in c.a., realizzato con i lavori degli anni '90, che se realizzato in modo corretto, di fatto esclude la possibilità di meccanismo di ribaltamento fuori del piano.

Il primo allineamento di finestre è anche in questo caso molto prossimo alla linea di confine.

E' molto difficile, nelle condizioni descritte e visto il grado di conoscenza effettivo delle unità strutturali adiacenti (sostanzialmente nullo), riuscire a stimare con significatività la collaborazione tra le strutture della schiera.

In questi casi, per analizzare il comportamento della nostra unità si può valutarne il comportamento secondo schemi limite; questi possono essere così valutati:

- Unità strutturale completamente libera;
- Unità strutturale modellata tenendo conto in modo approssimato e presunto dell'influenza delle unità a fianco;

Il comportamento effettivo della nostra unità si troverà con tutta probabilità tra queste due situazioni limite.

Nella direzione corta della schiera invece l'influenza delle unità strutturali è poco significativa, essendo questa una direzione che lavora più che altro per meccanismi locali fuori dal piano; si cercherà tuttavia di produrre un modello di calcolo che sia rappresentativo del comportamento globale anche in questa direzione.

Modellazione dell'edificio in elevazione

Nel caso di analisi di vulnerabilità sismica di unità strutturali contenute in schiere storiche, è compito del progettista ricavare un modello di calcolo che simuli in modo verosimile il comportamento dinamico delle strutture, tenendo conto della eventuale interferenza dovuta alla presenza delle unità adiacenti e di tutto quanto il contesto edilizio limitrofo ha creato nel corso dei decenni/secoli.

Poiché generalmente non è possibile, come in questo caso, eseguire degli approfonditi rilievi sulle strutture delle unità abitative limitrofe, il modello deve passare per importanti approssimazioni e deduzioni, molto spesso non sostenute da riscontri effettivi, ma solo da ipotesi desunte da esami puramente visivi.

Nel caso dell'edificio esaminato, dopo aver osservato il contesto edilizio, si è ipotizzato che il comportamento dell'unità strutturale da esaminare (da ora per comodità chiamata US1) debba tener conto almeno di parte della schiera, per queste ragioni il modello ha assunto la configurazione rappresentata nella figura seguente.

In sostanza si è tenuto conto delle due unità immediatamente a fianco di quella esaminata perché ritenute di lunghezza sufficiente a poter influenzare la risposta dinamica della porzione esaminata.

Di quanto presente in fondazione (grotte, cavità, pozzi, ecc...) non si è tenuto conto nel modello perché la loro collocazione è tale da far ritenere non significativa la loro influenza sul comportamento generale della unità oggetto di valutazione.

Non si conosce la posizione dei muri di spina della US "0" e della US "2", è stata solo ipotizzata, tuttavia questa non conoscenza non dovrebbe essere particolarmente importante perché notoriamente i muri di spina nelle schiere servono fondamentalmente per rendere efficace il comportamento strutturale nella direzione ortogonale alla schiera per la quale assumono importanza prima di tutto i meccanismi di primo modo e per la quale l'influenza sul comportamento della US "1" è praticamente trascurabile.

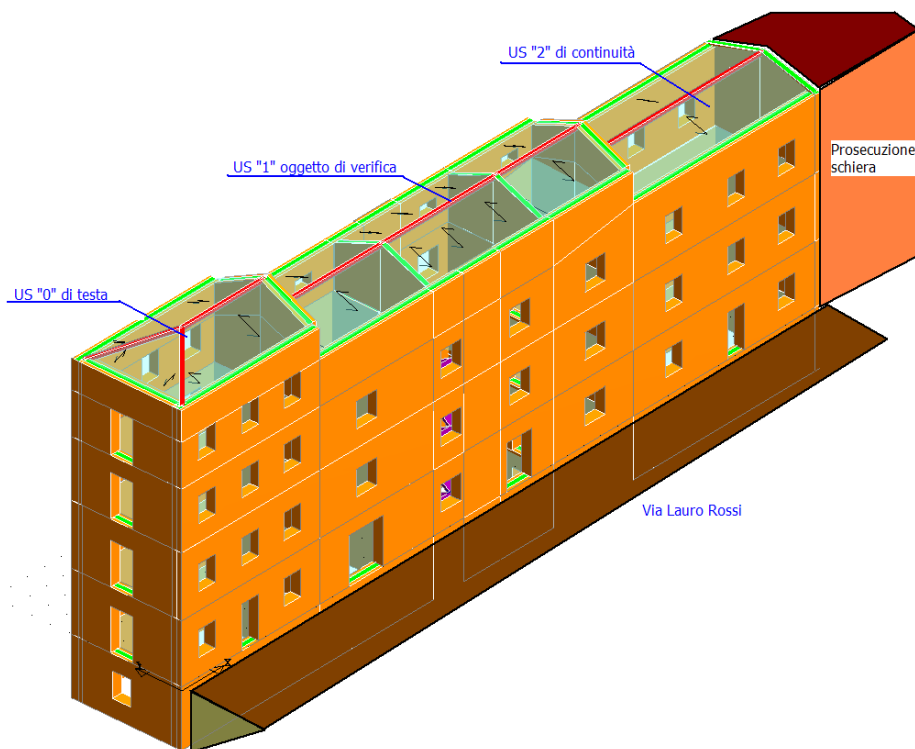


Figura 39 - Contesto edilizio considerato

Al contrario è importante invece la caratterizzazione dei muri a sviluppo longitudinale, che sono stati ricostruiti in base alle informazioni fotografiche e in base ad ipotetiche analogie geometriche con le pareti della US1.

A vantaggio di analisi l'edificio viene considerato libero di oscillare dalla quota di base coincidente con il livello di vicolo San Carlo (quota sismica di "zero"); in pratica, eventuali effetti di contenimento dovuti alla presenza del piano seminterrato vengono trascurati.

Taratura del modello di calcolo per l'analisi di vulnerabilità della sola US1

Il modello sopra descritto permette di valutare il comportamento dinamico della porzione di schiera considerando l'effetto delle tre unità strutturali affiancate; la necessità di dover valutare la vulnerabilità della sola unità US1, richiede necessariamente che il modello la rappresenti in modo univoco, tenendo però in considerazione gli effetti di quelle a fianco.

Per far questo è stata ideata la seguente procedura di taratura del modello, da ripetersi per ogni direzione di ingresso del sisma esaminata:

- Analisi pushover schiera completa:
 - o Il modello tiene conto dell'effetto del degrado combinato di tutte le unità strutturali, calcolando il valore di Rigidezza del sistema equivalente SDOF;
- Analisi pushover solo US1:
 - o Il modello tiene conto dell'effetto del degrado della sola unità US1, non influenzata dalla presenza delle unità limitrofe;
- Attraverso il confronto tra l'analisi modale ed il valore della rigidezza SDOF dei due modelli sopra sviluppati, si valuta l'effetto della presenza della schiera completa in termini di rigidezza del sistema e si modificano i parametri relativi ai moduli elastici E e G del modello con la sola US1 in modo da avvicinare i due modelli;
 - o In questo modo si riesce a valutare la risposta della sola US1 tenendo conto degli effetti della presenza delle altre unità strutturali che influenzano in termini di rigidezza, strettamente correlata al degrado che le stesse unità affiancate presentano durante l'escursione in campo plastico;
- Si conduce l'analisi sismica della sola US1 nel modello tarato.

Confronto tra le analisi per la taratura del modello

Riportiamo in maniera sintetica i risultati delle due analisi negli aspetti che più ci interessano:

Descrizione	Rigidezza (t/m) schiera completa	Rigidezza (t/m) Solo US1	Rapporto	Normalizzazione
Push 1	6950	4250	1,64	
Push 5	8998	5221	1,72	
Analisi modale				
Piano 1	178000	96900	1,83	0.80
Piano 2	142000	64250	2,21	0.95
Piano 3	111000	46490	2,38	1.00
Piano 4	95000	43000	2,20	0.95

La presenza delle unità strutturali adiacenti alla US1 comportano un aumento della rigidezza del sistema equivalente di circa 1,7 volte; tale incremento di rigidezza è distribuita in modo differente tra i vari piani, in particolare al piano terra il contributo irrigidente è inferiore.

In sostanza, il modello di calcolo della sola US1, nella sua prima iterazione, viene tarato aumentando la rigidezza delle murature (in termini di E e G) differenziando l'incremento tra il piano terra e gli altri.

Analisi della US1 - modello tarato - direzione X

In prima iterazione modifichiamo la rigidezza del modello US1, raddoppiando la rigidezza ai piani alti ed aumentandola dell'60% al piano terra.

Lanciando l'analisi nel modello modificato, si ottengono i seguenti valori.

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	1 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	23
Numero passo Resist.Max.	47	Numero passi significativi	69
Massa SDOF (t)	742.97	Taglio alla base max. (t)	194.22
Coeff. Partecipazione	1.20	Resistenza SDOF (t)	147.69
Rigidezza SDOF (t/m)	7313.09	Spostam. Snervam. SDOF mm	20
Periodo SDOF (sec)	0.64	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	10897.444	Fattore struttura	3.224
Coeff Smorzam.Equival.	26.000	Duttilita	3.224

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	5 -	DISTRIB. FORZE PROPORZIONALE ALLE MASSE	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali	25
Numero passo Resist.Max.	47	Numero passi significativi	84
Massa SDOF (t)	938.09	Taglio alla base max. (t)	219.32
Coeff. Partecipazione	1.00	Resistenza SDOF (t)	201.46
Rigidezza SDOF (t/m)	8613.70	Spostam. Snervam. SDOF mm	23
Periodo SDOF (sec)	0.66	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	10669.648	Fattore struttura	3.150
Coeff Smorzam.Equival.	26.000	Duttilita	3.150

Relativamente al push 1 la differenza tra i valori della Rigidezza SDOF è pari a +5%, relativamente al push 2 è invece pari a -4%.

Il modello si può ritenere tarato in modo sufficientemente corretto per la direzione X coincidente con lo sviluppo longitudinale della schiera.

Taratura modello per la direzione Y

A differenza del modello valido per l'analisi della direzione X, poiché l'unità strutturale esaminata è molto prossima alla testa della schiera, si decide di valutare l'eventuale effetto della presenza di una possibile eccentricità accidentale.

Nelle varie analisi si terrà dunque conto dell'eventuale presenza di effetti torsionali.

Adottando la stessa procedura formale descritta compiutamente per la direzione X, il confronto tra i due modelli porta alla seguente tabella riassuntiva

Descrizione	Rigidezza (t/m) schiera completa	Rigidezza (t/m) Solo US1	Rapporto	Normalizzazione
Push 3	12100	9900	1,22	
Push 4	10700	9600	1,11	
Push 7	14500	11650	1,24	
Push 8	12100	11000	1,10	
Push 11	11000	9800	1,12	
Push 12	12100	9600	1,26	
Push 15	13100	11600	1,13	
Push 16	13300	10800	1,23	
Analisi modale				
Piano 1	98500	65000	1,50	0.94
Piano 2	74000	49500	1,50	0.94
Piano 3	50000	31000	1,60	1.00
Piano 4	34000	22500	1,51	0.94

Innanzitutto si nota che nella direzione trasversale alla schiera, come era lecito aspettarsi, il contributo irrigidente delle unità strutturali affiancate è molto inferiore, identificabile in un incremento di rigidezza superiore del 20% (prima si arrivava al doppio).

Inoltre il contributo dei vari piani è sostanzialmente lo stesso, per cui il modello nel primo step di taratura prevederà un incremento dei valori di E e G di 1,20 volte, solo sulle pareti dirette lungo Y.

Analisi della US1 - modello tarato - direzione Y

Il processo di taratura iterativa del valore di E e G per ottenere un sostanziale convergenza in termini di Rigidezza del SDOF, ha richiesto l'aumento di E e G di 1,50 volte; in questo modo la differenza massima, valutata per tutti gli otto pushover eseguiti, ha fornito una differenza tra i modelli compresa tra -8,8 % e + 5,8%.

Dal punto di vista ingegneristico si ritengono accettabili le differenze in termini percentuali e quindi il modello può ritenersi sufficientemente tarato.

Modello definitivo per l'analisi sismica della US1

Il modello definitivo per l'analisi sismica è quello relativo all'US1 isolata con le rigidezze modificate, tuttavia la vulnerabilità della porzione di schiera esaminata va confrontata tenendo conto della domanda in spostamento derivante dal modello a schiera completa.

Infatti il modello definitivo, cioè quello con le rigidezze tarate, è in grado di cogliere il contributo in termini di rigidezza, ma non riesce a cogliere l'effetto della massa partecipante m^* dovuta alla presenza delle unità strutturali affiancate.

Tale perdita di massa contribuisce a modificare il valore di T^* che ovviamente, nel modello tarato, è inferiore a quello della schiera completa.

Poiché l'esigenza finale è quella di arrivare ad identificare un modello che possa valutare la vulnerabilità della sola US1 tenendo comunque conto dell'effetto del resto della schiera (anche in termini di massa partecipante), l'unico modo per procedere è quello di confrontare la capacità della sola US 1, valutata col modello isolato tarato, con la domanda derivante dal modello con la schiera completa.

Sintesi dei risultati delle verifiche sismiche globali e locali – modello tarato

Riportiamo le immagini di sintesi delle curve di capacità, riferite al sistema MDOF, distinguendole a seconda della direzione di analisi.

Le curve mostrano la capacità della US1, tenendo conto dell'irrigidimento dovuto alla presenza delle unità strutturali affiancate; è evidente come lungo la direzione trasversale (lato corto della schiera) le capacità in termini di spostamento siano molto più contenute rispetto all'altra direzione, dove si può far conto sulla presenza di un maggior numero di maschi murari reagenti.

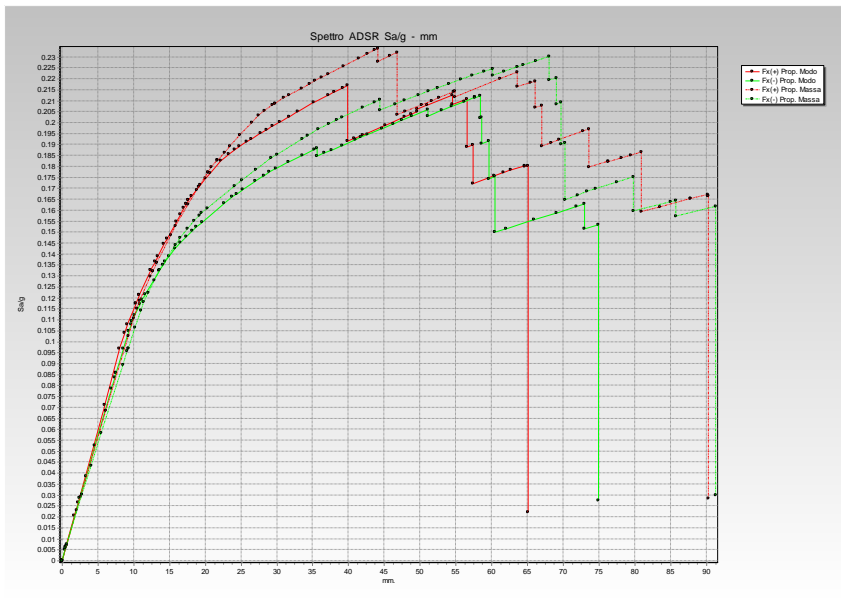


Figura 40 - Curve di capacità direzione X

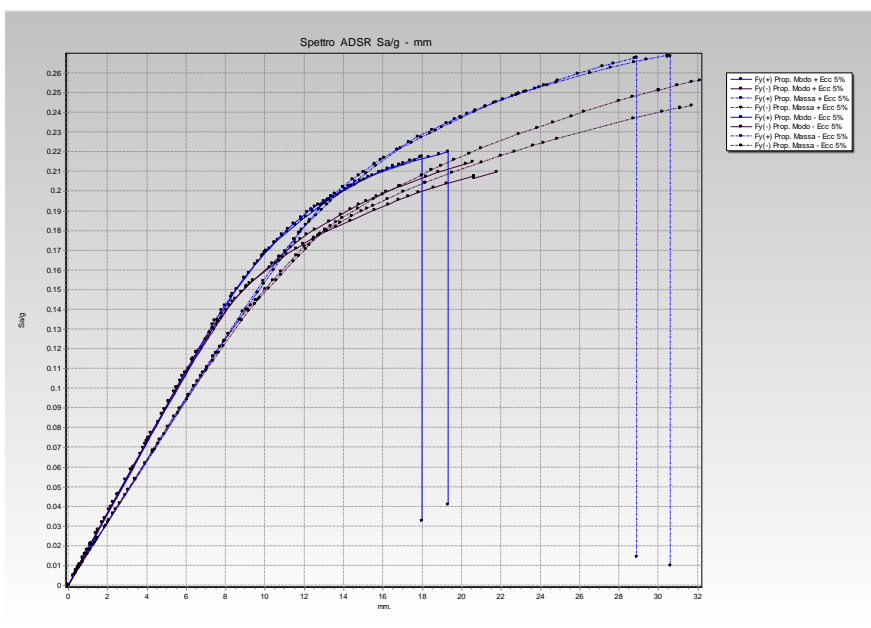


Figura 41 - Curve di capacità direzione Y

Ricordiamo che, per le ragioni già comunicate nei capitoli precedenti, la capacità della US1 deve essere confrontata con la domanda in spostamento imposta dal sisma, tenendo però conto della compartecipazione di tutte le unità.

Riassumendo tutto in tabella, si hanno i seguenti risultati:

Risultati verifiche in direzione X				
Push	Domanda (mm) schiera completa - A	Capacità (mm) Schiera completa - B	Capacità (mm) Modello tarato - C	Indice di Rischio (C/A)
01	64	56	65	1,02
02	64	57	60	0,94
05	67	65	73	1,09
06	68	68	70	1,03

Per quanto riguarda la direzione Y, occorre tener presente che il programma segnala in alcune analisi un problema di q^* , quindi per queste le capacità segnalate vanno ulteriormente diminuite del rapporto tra q^* calcolato e q^* limite = 3,00

Risultati verifiche in direzione Y					
Push	Domanda (mm) schiera completa	Capacità (mm) Schiera completa	Capacità (mm) Modello tarato	q^* calcolato	Indice di Rischio (C/A) x 3/ q^*
	A	B	C		
03	48	19	13	3,07	0,26
04	52	26	22	3,23	0,39
07	60	30	29		0,48
08	58	41	32		0,55
11	51	23	19	3,02	0,37
12	49	22	21	3,12	0,41
15	56	37	31		0,55
16	55	36	32		0,58

Alcune considerazioni: in entrambi i casi analizzati la capacità del sistema isolato e quella del sistema a schiera è differente. Nel caso della direzione X il modello isolato è più capacitivo, nel caso della direzione Y (corta) è meno capacitivo.

Occorre dire che in termini logici il modello che più si dovrebbe avvicinare a descrivere la situazione reale è quello che tiene conto di tutta la schiera, ma la porzione di fabbricato che conosciamo meglio è quella della US1, per cui molte incertezze condizionano il modello completo.

In questi casi dunque è opportuno valutare più scenari di analisi, e cercare di fare poi un sunto dei risultati ottenuti.

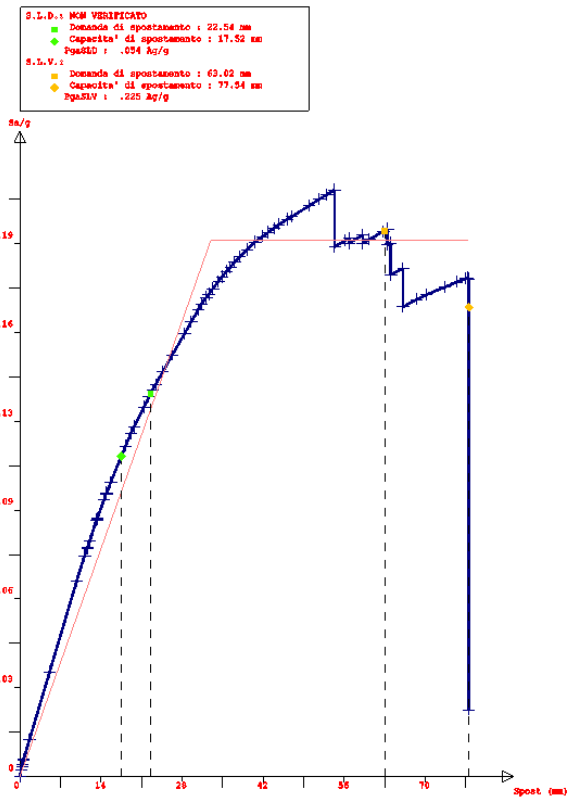
A tal fine per avere un panorama più completo, valutiamo anche i risultati dell'analisi nel caso in cui la nostra US1 non risenta affatto della presenza della schiera, nemmeno in termini di massa partecipante.

Analisi sismica della US1 senza il contributo della schiera

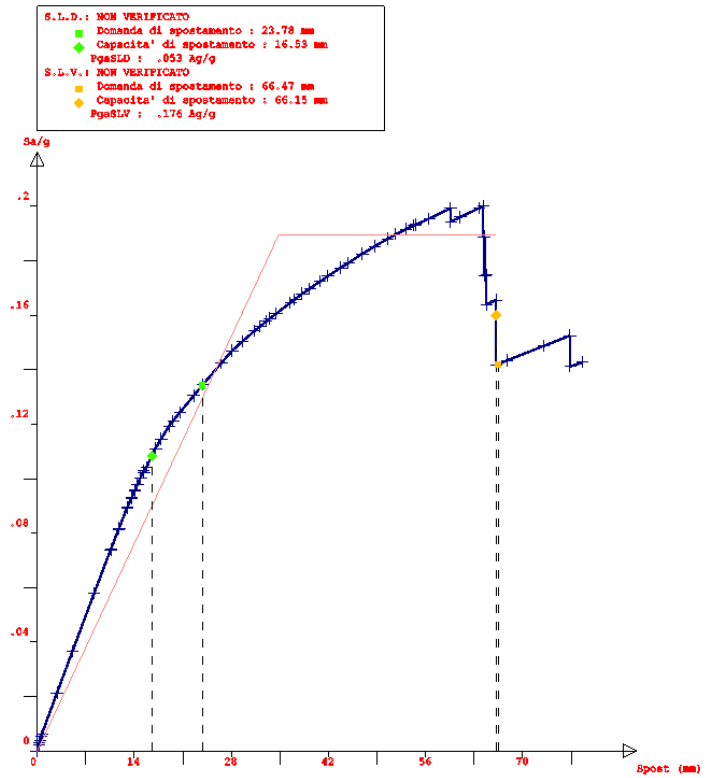
Riportiamo direttamente con grafici e tabelle i risultati dell'analisi

Direzione X

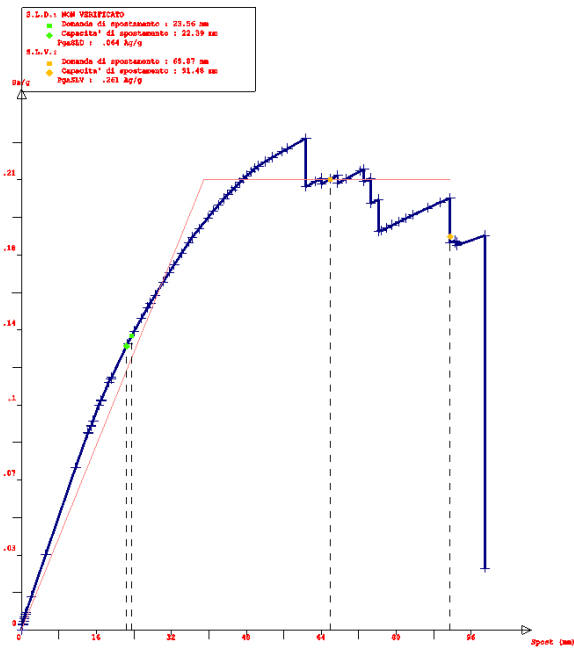
Push-Over Nro: 1



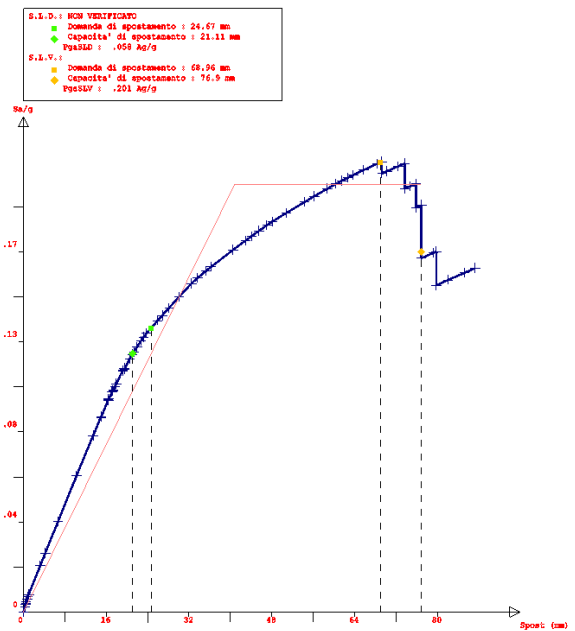
Push-Over Nro: 2



Push-Over Nro: 5



Push-Over Nro: 6



Le verifiche sono sostanzialmente soddisfatte.

Risultati verifiche in direzione X – US1 senza contributo della schiera				
Push	Domanda (mm)	Capacità (mm)	q* calcolato	Indice di Rischio (B/A) x q*/3,00
	US1 - A	US1 - B		
01	63	78		1,24
02	67	66		0,99
05	66	91		1,38
06	69	77		1,12

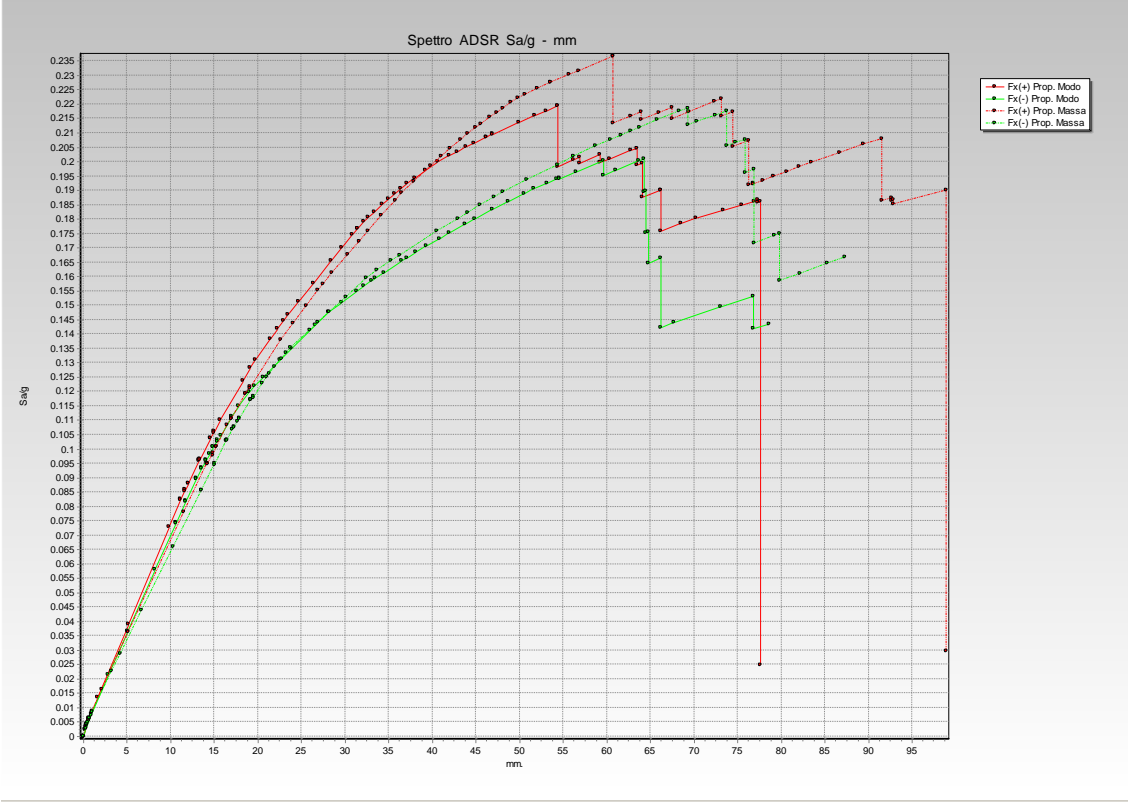


Figura 42

Direzione Y

Riportiamo direttamente con grafici e tabelle i risultati dell'analisi

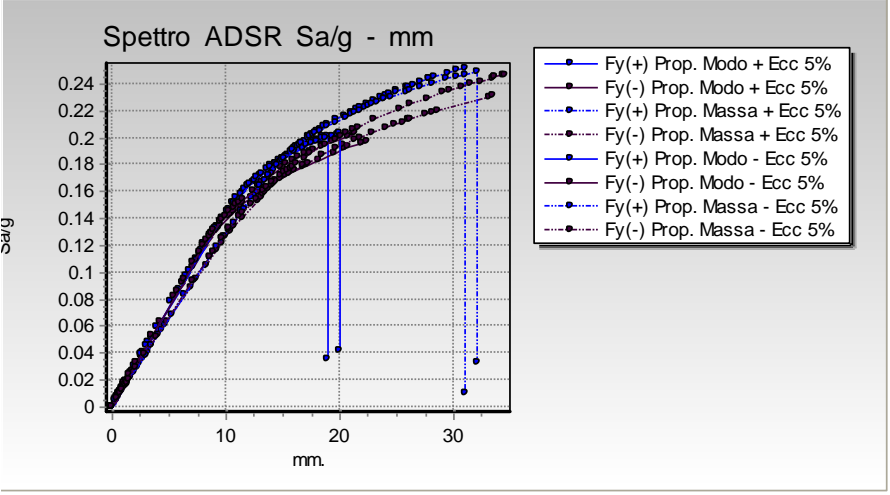


Figura 43

Push	Domanda (mm)	Capacità (mm)	q* calcolato	Indice di Rischio (C/A) x 3/q*
	US1 A	US1 B		
03	41	19	3,13	0,44
04	42	22	3,22	0,49
07	44	31		0,71
08	45	33		0,73
11	41	20	3,11	0,49
12	41	21	3,08	0,50
15	44	32		0,73
16	46	34		0,74

Determinazione dell'indice di rischio

Il grado di vulnerabilità dell'edificio viene misurato attraverso l'identificazione dell'indice di rischio (il più basso tra quelli indicati nei capitoli precedenti) che in questo specifico caso è dovuto a meccanismi globali nel piano dei pannelli di muratura.

La capacità in termini di deformazione assegnata alla struttura è quella in corrispondenza della quale si ha una caduta della resistenza massima espressa durante la fase sismica maggiore del 20%.

Nel caso dell'analisi in direzione X, nelle varie ipotesi di modello, la risposta è sostanzialmente soddisfatta, anche se occorre evidenziare che l'unità strutturale esaminata in particolare e la porzione di schiera in genere ha subito certamente una sensibile escursione in campo plastico.

Nel caso dell'analisi in direzione Y l'edificio mostra una maggiore vulnerabilità: tenendo conto delle varie ipotesi di modello l'indice di rischio minimo varia tra **0,260 e 0,440**; in questa direzione la capacità di escursione in campo plastico è piuttosto limitata perché sono pochi i muri di spina che concorrono a sostenere la forza sismica.

Valutazione delle progressione del danno e previsione di opere di miglioramento sismico

Dovendoci occupare del solo modello che rappresenta la US1, affrontiamo i ragionamenti seguenti tenendo conto della risposta degli elementi strutturali afferenti tale porzione di schiera, al più coinvolgendo i soli muri di confine con le altre unità strutturali.

Attraverso la visualizzazione delle zone in cui sono presenti i setti giunti al limite delle proprie capacità (evidenziati con delle cernierine color blu), si ha una prima idea di dove poter concentrare i primi interventi strutturali, ovvero quali sono i setti che prima di altri hanno bisogno di rinforzo.

E' chiaro che tale prospezione è solo predittiva, non esaustiva ed eventualmente in fase di progetto di intervento di miglioramento sismico, andrà integrata con altre analisi; qui ci si propone di dare dei primi spunti di progettazione in base ai risultati desumibili dai push più penalizzanti.

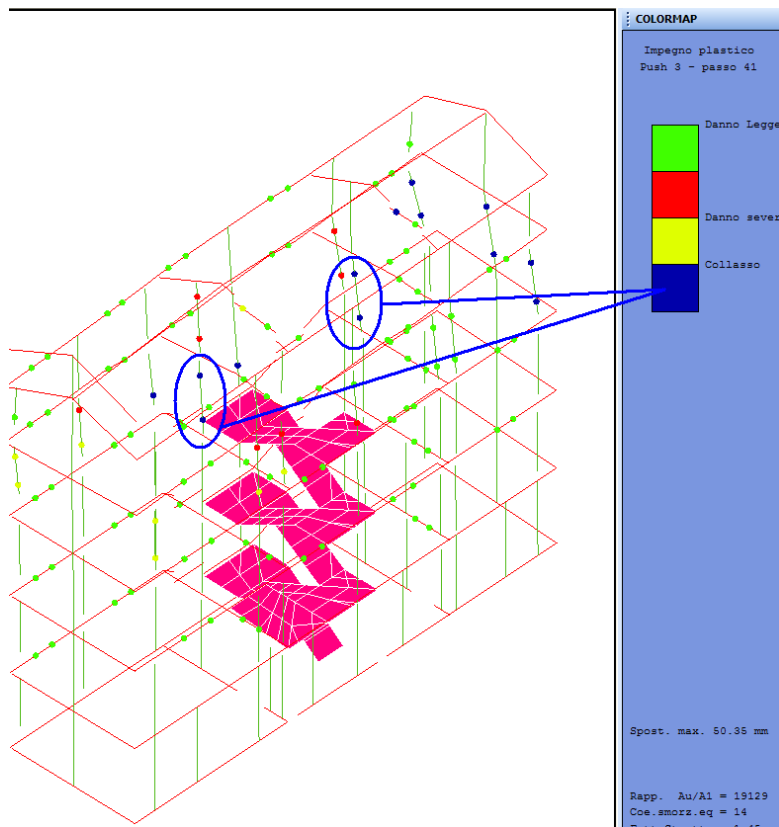


Figura 44

Preso atto dei risultati delle analisi è chiaro che prima di tutto occorre valutare come migliorare la risposta della unità strutturale nel senso corto della schiera, cioè lungo Y.

Il push più penalizzante, mette in mostra che i setti dei piani alti del vano scala entrano in fase plastica e giungono al limite delle proprie capacità prima degli altri.

Tale risultato si ottiene in tutti i modelli, sia tarati che non tarati, e quindi rappresenta un dato progettuale piuttosto significativo.

La crisi di tali elementi tra l'altro conduce ad una drastica riduzione delle capacità globali della US1 e quindi costituisce in effetti un limite oltre il quale non ci si può spingere.

L'idea progettuale potrebbe essere quella di aumentare sia la resistenza che la duttilità di tali pareti; ciò può essere conseguito mediante un allargamento della sezione dei muri, un miglioramento della qualità della malta e l'applicazione di intonaci armati con materiali fibrorinforzati.

Può aiutare certamente anche l'inserimento di cerchiature metalliche nell'ambito delle aperture presenti.

Le prime calcolazioni predittive indicano che l'unione di tutte queste tre tecniche di rinforzo conduce ad aumentare la capacità di spostamento nel push più critico di circa il 40%, con contemporanea riduzione della domanda di circa il 7,5%; combinando i due dati l'indice di rischio incrementerebbe di circa il 55%, senza tener conto del fatto che non si rileverebbero più i problemi legati al valore di q^* .