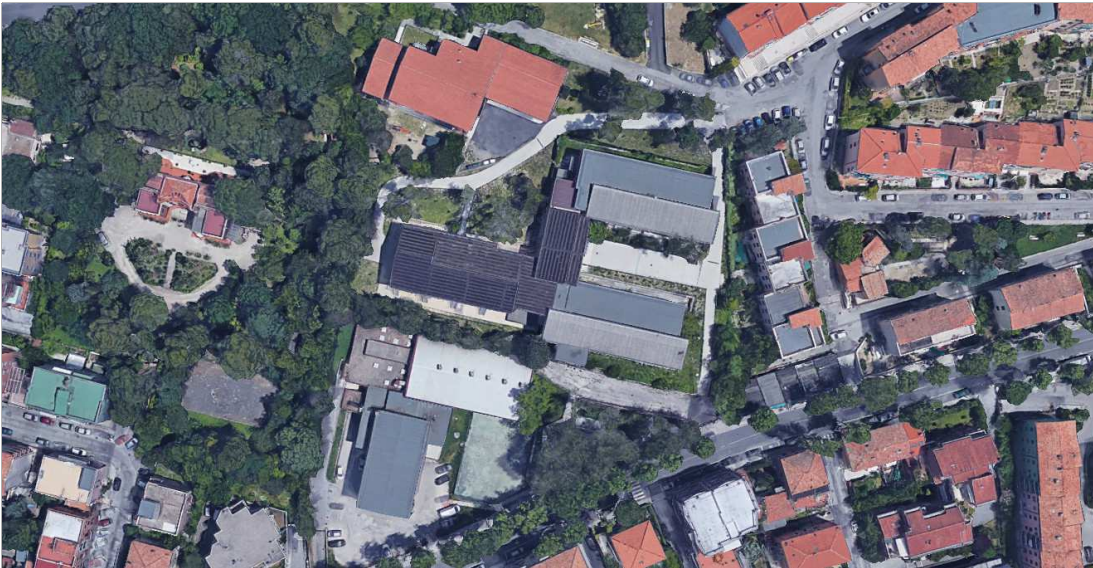




## COMUNE DI ANCONA

TITOLO OPERA : PROGETTO ESECUTIVO  
**DEI LAVORI DI ADEGAMENTO SISMICO DEL  
COMPLESSO SCOLASTICO "DOMENICO SAVIO"**  
**II INTERVENTO**

TAVOLA :  
**VERIFICA SISMICA**



# S 3

SCALA:

DATA:

APRILE 2019



COMUNE DI ANCONA

Responsabile del Procedimento: Ing. RICCARDO BORGOGNONI

**PROGETTISTA STRUTTURALE**

Dott. Ing. ROBERTO GIACCHETTI

Collaboratori: Ing. Alessandro Bianchi  
Ing. Alessia Montucchiari

Dott. Ing. Roberto Giacchetti  
Ingegnere Civile

## ***COMUNE DI ANCONA***

**COMPLESSO SCOLASTICO DOMENICO SAVIO  
Via Torresi, 48 - Ancona (AN)**



**Verifica Tecnica dei Livelli di Sicurezza Sismica  
ai sensi del DM 14 Gennaio 2008**

### **VERIFICA SISMICA**

*Responsabile della verifica:* Dott. Ing. Roberto Giacchetti

*Collaboratore* : Dott. Ing. Alessandro Bianchi

## **INDICE**

Verifiche di vulnerabilità del complesso edilizio delle Scuole Domenico Savio ad Ancona – Corpi A, B, C, D adibiti ad attività didattica e di segreteria.....	3
Descrizione generale .....	3
Livelli di conoscenza e relativo Fattore di Confidenza .....	4
La documentazione del progetto originario .....	4
Analisi dei carichi:.....	5
Definizione dell'azione sismica:.....	6
Combinazioni di analisi.....	6
Il modello di calcolo-note generali .....	7
L'analisi statica.....	9
La regolarità strutturale dei corpi di fabbrica.....	9
L'analisi modale della struttura .....	13
L'analisi statica non lineare .....	24
L'insorgere di crisi locali legate ai meccanismi fragili che generano di fatto il tipico andamento a dente di sega che caratterizza praticamente tutte le curve di pushover giustificano l'assunzione di un fattore $q = 1,5$ da adottarsi per l'analisi dinamica lineare.....	31
La valutazione della vulnerabilità sismica dei corpi di fabbrica .....	32
La valutazione della vulnerabilità sismica al danno severo per meccanismi duttili.....	32
La valutazione della vulnerabilità sismica al danno severo per i quattro corpi di fabbrica .....	32

## **Verifiche di vulnerabilità del complesso edilizio delle Scuole Domenico Savio ad Ancona – Corpi A, B, C, D adibiti ad attività didattica e di segreteria.**

### Descrizione generale

Vengono presentati in questa relazione i risultati relativi alla valutazione della vulnerabilità sismica del complesso edilizio denominato Scuola Domenico Savio, sito nel Comune di Ancona in via Torresi, 48.

Il complesso esaminato è caratterizzato dalla presenza 4 corpi di fabbrica separati da giunti tecnici (di spessore di 1 – 2 cm) una struttura in cemento armato progettata e costruita tra il 1964 ed il 1966, quando la città di Ancona era già classificata come zona sismica. Calcolata tenendo conto di forze orizzontali conformi a quelle previste dall'allora vigente normativa (Legge 25 novembre n. 1684 del 1962), la struttura è organizzata in modo da avere i telai resistenti diretti nella direzione y trasversale, mentre lungo la direzione x sono stati previsti, senza calcolo specifico, degli irrigidimenti locali ottenuti attraverso l'inserimento, in alcune specchiature di telaio, di setti controventanti in muratura di mattoni pieni a 2 e a 3 teste.

Gli edifici si sviluppano complessivamente su due elevazioni, e sono caratterizzati dalla presenza di una soletta in cemento non armato, che costituisce il piano terra destinato a ricevere aule, laboratori e locali di segreteria, un solaio di spessore 30 + 5 destinato a ricevere aule e locali attrezzati, un piano di copertura caratterizzato dalla presenza di due solai di cui uno adibito a controsoffitto in latero cemento di spessore 12 + 4 ed il solaio di copertura vero e proprio di spessore 16 x 4. In alcuni settori la copertura ha una falda inclinata, negli altri il solaio è piano e non praticabile.

Le sovrastrutture insistono su un sistema di fondazione progettato in gran parte con plinti isolati, di diversa forma geometrica e strutturale; la quota d'imposta dei plinti è tale che esiste una differenza di circa 1,5 – 2,0 metri tra il piano terra e il piano di fondazione stesso. Tale organizzazione genera di fatto la presenza di pilastri "corti" che, pur essendo interrati, risentono delle sollecitazioni sismiche provenienti dalla sovrastruttura e dunque entrano a tutti gli effetti nell'apparato resistente strutturale alle forze orizzontali.

Nei corpi di fabbrica B e C sono comunque presenti zone strutturali di fondazione caratterizzate dalla presenza di muri controterra in c.a., che, da una parte, sono serviti per ricavare dei locali interrati posti sotto la zona dell'ingresso principale destinati all'accoglimento dei servizi tecnici (caldaia, ecc..), dall'altra sono stati progettati in modo da permettere il superamento delle diverse quote d'imposta dei piani delle fondazioni dei quattro corpi. In effetti lo sviluppo delle fondazioni del complesso strutturale segue l'andamento acclive che caratterizza la morfologia del terreno di sedime, per cui i corpi si trovano ad essere fondati su tre quote differenti (vedi sezioni strutturali).

Le indagini in situ hanno messo in evidenza che la soletta di cemento non armato del piano terra è di fatto non solidarizzata alle strutture orizzontali del piano stesso, ma solamente appoggiata ad uno strato consistente di ghiaia costituente il vespaio. In alcune zone, le indagini endoscopiche hanno addirittura rivelato che la soletta neanche appoggia al substrato, ma tra la soletta stessa ed il vespaio si è venuta a

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

creare un vuoto. Ai fini dell'analisi tale particolare riveste una certa importanza perché di fatto conduce alla scelta di non considerare tra le masse sismiche quelle afferenti il piano terra stesso.

Ai fini dell'analisi sismica il sistema di fondazione, che mostra significativi problemi legati ad una cattiva interazione suolo-struttura (vedi relazioni sulle indagini in situ), è stato considerato comunque efficace.

### **Livelli di conoscenza e relativo Fattore di Confidenza**

I corpi oggetto dell'indagine sono stati modellati riproducendo la geometria strutturale che è stata rilevata congiuntamente attraverso le informazioni derivanti dai progetti strutturali disponibili, dalle indagini in situ direttamente eseguite, dagli elaborati fotografici completati durante i diversi sopralluoghi effettuati all'interno ed all'esterno del fabbricato.

Il numero di indagini eseguite e la conformità dei dettagli strutturali originari che si è potuta rilevare attraverso le indagini dirette su alcuni elementi strutturali, hanno permesso oggettivamente di definire affidabili le informazioni derivanti dal progetto originario stesso. Conseguentemente, si è potuto prendere atto della rispondenza sostanziale di alcuni importanti particolari costruttivi, fondamentali ai fini del calcolo, quali l'assenza di staffe con ganci risvoltati all'interno della sezione di calcestruzzo, e dunque operanti una limitata azione di confinamento per la sezione stessa.

Gli ancoraggi, pur non rispettando completamente i minimi normativi validi per le strutture nuove, possono essere considerati sufficientemente efficaci al fine dell'espletamento delle potenziali proprietà non lineari degli elementi.

In virtù della quantità di dati ottenuti attraverso l'elaborazione dei risultati delle prove e dei saggi effettuati in situ, la valutazione della vulnerabilità sismica è stata effettuata attraverso l'assegnazione dei seguenti valori medi delle resistenze:

Calcestruzzo:  $f_{cm} = 14,5$  Mpa (meccanismi duttili),  $f_{cdm} = 9,67$  Mpa (meccanismi fragili)

Acciaio:  $f_{ym} = 360$  MPa

I seguenti valori sono poi stati modificati a seconda del Fattore di Confidenza assegnato al corpo esaminato.

Di fatto, l'affidabilità e la numerosità dei dati conseguiti durante le indagini giustificano l'assegnazione di un livello di conoscenza pari ad LC2 e relativo Fattore di Confidenza uguale a 1,20 per tutti e quattro i corpi esaminati.

### **La documentazione del progetto originario**

Copia della documentazione originaria è in possesso dell'Amministrazione comunale stessa pertanto si rimanda ad essa per la visione delle distinte delle armature che caratterizzano gli elementi strutturali esaminati. Si tenga comunque conto che nel modello di calcolo sono state riprodotte le stesse quantità di armatura visibili nelle tavole originarie.

### **Analisi dei carichi:**

Per quello che riguarda l'analisi dei carichi è opportuno segnalare che dagli elaborati progettuali originari è stato possibile ottenere informazioni sufficientemente dettagliate ed affidabili per ricostruire il peso degli orizzontamenti:

➤ Soletta pensilina sul corpo D:

Peso proprio	500 kg/m <sup>2</sup>
Permanente	50 kg/m <sup>2</sup>
Neve	120 Kg/m <sup>2</sup>

➤ Solaio spessore 20 + 5 cm:

Peso proprio	325 kg/m <sup>2</sup>
Permanente	350 kg/m <sup>2</sup>
Accidentale (scuole)	300 kg/m <sup>2</sup>

➤ Solaio spessore (16 +4) + (12 + 3) cm (copertura + controsoffitto):

Peso proprio	455 kg/m <sup>2</sup>
Permanente	130 kg/m <sup>2</sup>
Neve	120 kg/m <sup>2</sup>

➤ Soletta spessore 16 + 4 cm sul corpo B (corpo scale):

Peso proprio	500 kg/m <sup>2</sup>
Permanente	80 kg/m <sup>2</sup>
Accidentale (scale)	400 Kg/m <sup>2</sup>

➤ Solaio spessore 30 + 5 cm:

Peso proprio	425 kg/m <sup>2</sup>
Permanente	350 kg/m <sup>2</sup>
Accidentale (scuole)	300 kg/m <sup>2</sup>

➤ Solaio spessore 12 + 3 cm (controsoffitto):

Peso proprio	195 kg/m <sup>2</sup>
Permanente	30 kg/m <sup>2</sup>

Accidentale                      0 kg/m<sup>2</sup>

Il peso delle tamponature esterne è stato stimato in base alla loro conformazione (2 fodere da 8 cm + 2 intonaci + isolante) ed è di circa 200 Kg/m<sup>2</sup>

I divisori interni (il cui peso è computato nei permanenti strutturali dei solai adibiti ad aule) sono stati considerati come carico uniformemente distribuito nel piano, ai sensi delle indicazioni riportate nel del DM08, relativamente alla categoria di elementi di peso Q<sub>k</sub> compreso tra 2,00 e 3,00 kN; pertanto è stato assegnato carico distribuito di 120 Kg/m<sup>2</sup>.

Per quello che riguarda i carichi accidentali, di cui in effetti si hanno notizie affidabili dai dati originari di progetto solo per quello che riguarda i piani praticabili, si è deciso di seguire le indicazioni normative, presenti nella tabella 3.1.II del DM 08.

Sono stati applicati i seguenti carichi accidentali:

- Scuole: 300 kg/m<sup>2</sup>;
- Carico da neve (DM 08):                      120 kg/m<sup>2</sup>.

### **Definizione dell'azione sismica:**

Conformemente ai dati desunti dalla caratterizzazione geologico-geotecnico-geofisica del suolo di fondazione, è stata assegnata nel modello una azione sismica tipica di un terreno di tipo E.

Ai sensi del DM08 è stata assegnata agli edifici una vita nominale V<sub>N</sub> pari a 50 anni, una classe d'uso pari a III e quindi un coefficiente d'uso pari ad 1,5. Non si è reso necessario applicare il coefficiente di amplificazione topografica S<sub>T</sub>.

L'azione sismica principale in una direzione è stata combinata con il 30% dell'azione sismica diretta nella direzione secondaria.

### **Combinazioni di analisi**

La valutazione della vulnerabilità sismica dei corpi di fabbrica è stata eseguita conformemente alla seguente procedura di analisi.

Prima dell'analisi sismica, è stata condotta una analisi statica dove i carichi gravitazionali sono stati combinati come se si trovassero nella situazione in cui è presente l'azione orizzontale, cioè:

$$\gamma_g + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove il significato dei termini presenti è conforme a quello desumibile dal §3.2.4 del DM08.

In questo modo è stato possibile valutare i corpi di fabbrica nella situazione statica che mediamente interessa il fabbricato durante l'azione sismica; è evidente che se questa combinazione di carico statico produce delle situazioni di mancata verifica è inutile procedere a qualsiasi valutazione sismica, a meno che non si ipotizzino degli interventi sugli elementi critici tendenti ad eliminare le suddette carenze.

Se la precedente combinazione è invece verificata l'analisi sismica diventa attuabile, per cui il modello di calcolo viene impostato in modo da eseguire tutte le operazioni di input preliminari alla definizione della corretta combinazione di analisi. In particolare ogni modello è stato impostato in modo che l'azione sismica sia combinata con quella statica così come è previsto dalla normativa vigente, tenendo conto dell'eccentricità accidentale di legge.

### **Il modello di calcolo-note generali**

In questo paragrafo vengono riportate tutte le informazioni di modellazione.

Il software di calcolo utilizzato per la verifica di vulnerabilità dei corpi di fabbrica è il CDS 2008b, della STS Software, che utilizza il solutore di calcolo CDS Warp.

Il software prevede l'inserimento da parte dell'utente dell'armatura di travi e pilastri.

Il modello è stato impostato in modo che le sollecitazioni di calcolo siano quelle in corrispondenza della fine dei tratti rigidi che caratterizzano l'intersezione tra i pilastri e le travi.

Il sisma verticale non è stato considerato.

La combinazione dei modi al fine di calcolare le sollecitazioni nell'analisi dinamica modale è la CQC.

Tutti i modelli di calcolo sono stati impostati in modo da eseguire sia una analisi statica non lineare (push over) sia una analisi lineare con fattore di struttura  $q$ . La motivazione di tale scelta risiede nella volontà da parte del progettista di catturare quante più informazioni possibili sul comportamento del modello, analizzando di volta in volta i dati uscenti dall'analisi, al fine di ottimizzare la qualità dei risultati della stessa.

Di fatto la procedura applicata al modello è stata la seguente:

- Prima di tutto è stata eseguita una analisi lineare per i carichi gravitazionali in combinazione sismica, attraverso la quale si è potuto valutare il grado di sicurezza strutturale in una "situazione" preliminare all'evento sismico.
- Si è poi eseguita un'analisi statica non lineare attraverso la quale sono state fatte opportune valutazioni circa l'andamento della risposta non lineare dell'edificio. E' stato così possibile capire subito se la struttura esaminata è in grado o meno di "esprimere le proprie capacità duttili" o se al contrario lavora principalmente in campo lineare. Inoltre, l'analisi è servita anche per integrare le valutazioni sulla regolarità strutturale nonché sulla classificazione degli elementi strutturali in cemento armato (duttile o fragile).
- successivamente è stata eseguita una analisi lineare con fattore di struttura  $q$ , il cui valore è stato determinato anche a seconda del comportamento duttile espresso dalla curva di capacità, pur essendo sempre rispettoso dei limiti imposti dalla normativa. In particolare, i meccanismi duttili (flessione e presso flessione) sono stati valutati utilizzando un fattore di struttura compreso tra 1,5 e 3,0, i meccanismi fragili (taglio) con un fattore di struttura  $q = 1,5$ .
- La comparazione dei risultati dell'analisi lineare e non lineare permette di esprimere giudizi più completi sull'affidabilità dei risultati uscenti dalle singole analisi.



**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

- Si sono valutati infine criticamente gli Indicatori di Rischio, confrontando quelli ottenuti dall'analisi lineare con fattore  $q$ , stimati in corrispondenza del sopraggiungere della prima crisi "significativa", intendendo con questo la prima crisi di un pilastro (per i meccanismi duttili e fragili per taglio) e la crisi di un nodo strutturale, con quelli ricavabili dall'analisi globale della curva di capacità uscente dai vari pushover eseguiti.

Agli elementi in cemento armato presenti nel modello sono stati assegnati i seguenti materiali:

- TRAVI:

$$f_{cm} = 14.5 \text{ Mpa}$$

$$f_{ym} = 360 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 115.000 \text{ kg/cm}^2 \text{ per analisi lineare}$$

$$E_c = 230.000 \text{ kg/cm}^2 \text{ per analisi statica non lineare}$$

$$E_y = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_y = 1\% \text{ per verifiche allo sl_u in analisi lineare}$$

$$\varepsilon_{y, car \max} = 4\% \text{ per analisi stati non lineare}$$

- PILASTRI:

$$f_{cm} = 14.5 \text{ Mpa}$$

$$f_{ym} = 360 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 115.000 \text{ kg/cm}^2 \text{ per analisi lineare}$$

$$E_c = 230.000 \text{ kg/cm}^2 \text{ per analisi statica non lineare}$$

$$E_y = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_y = 1\% \text{ per verifiche allo sl_u in analisi lineare}$$

$$\varepsilon_{y, car \max} = 4\% \text{ per analisi stati non lineare}$$

L'analisi statica non lineare è stata eseguita per 4 casi di analisi previsti dalla norma (16 analisi) caratterizzati da eccentricità nulle, imponendo al programma di calcolo di non fermarsi al primo collasso, ma di proseguire fino a raggiungere una configurazione di spostamento significativa; in questo modo è stato possibile spingere le curve in modo tale da far espletare le prime nonché più significative capacità non lineari presenti nella struttura.

La non linearità degli elementi strutturali è stata implementata trascurando il contributo confinante delle staffe, ma considerando efficaci gli ancoraggi delle armature che, dall'analisi dei particolari costruttivi a disposizione, sono stati considerati sufficientemente lunghi.

Dal punto di vista della modellazione delle armature a taglio, è importante sottolineare che si è implementato il contributo dei piegati presenti in maniera praticamente omogenea in tutte le travi dei fabbricati; l'operazione è stata attuata attraverso l'utilizzo di un foglio elettronico strutturato in modo da calcolare, per un concio di trave di lunghezza fissata in input, il passo delle staffe equivalenti a quello che si otterrebbe convertendo il contributo dei piegati in quello di staffe.

### **L'analisi statica**

Come precedentemente premesso, si è inizialmente effettuata un'analisi della vulnerabilità del fabbricato sotto una condizione di carico statica in combinazione sismica.

L'analisi è stata effettuata dunque tenendo conto di opportuni coefficienti  $\psi_{2,i}$  riduttivi dei carichi accidentali considerati; per il carico relativo alla destinazione d'uso principale si è usato un coefficiente pari a 0,6, mentre per la neve la nuova norma sismica prevede per strutture sotto i 1000 metri slm un contributo nullo.

La verifica condotta nel rispetto della metodologia agli stati limite, ha messo in evidenza la presenza di tre elementi presenti nel corpo D (2 travi al piano primo ed un pilastro sotto la copertura) che non risultano idonei a sopportare le sollecitazioni di taglio derivanti dai carichi utilizzati in questa fase di analisi. Poco peso in questa fase è stato dato alla mancanza di armatura a flessione perché essa da una parte non costituisce un problema di grande rilevanza in quanto affrontabile direttamente nella fase di analisi sismica dall'altra perché l'analisi statica è stata condotta utilizzando i coefficienti di sicurezza dei materiali che per la flessione non devono invece essere impiegati.

Nelle tavole grafiche allegate alla relazione sono evidenziati gli elementi critici, che hanno richiesto delle valutazioni progettuali specifiche ed immediate al fine di poter procedere con l'analisi di vulnerabilità.

Nelle tavole grafiche appena citate, gli elementi evidenziati in rosso necessitano di una integrazione di armatura esclusivamente a taglio.

Per le travi ed il pilastro appena menzionati è stato dunque previsto un intervento preliminare di integrazione di armatura taglio, tale da far soddisfare con sensibile abbondanza le verifiche al taglio statico, preparando così tali elementi ad affrontare l'incremento di sollecitazione dovuto al sisma.

In definitiva, eseguiti i precitati interventi di adeguamento statico è stato possibile lanciare l'analisi statica non lineare.

### **La regolarità strutturale dei corpi di fabbrica**

Prima di eseguire l'analisi sismica è utile valutare la regolarità strutturale.

CORPO A

Regolarità in pianta:

- a) *Pianta approssimativamente compatta e simmetrica rispetto alla distribuzione di masse e rigidezze:*  
Considerando che il corpo A sviluppa circa 31 metri in direzione X e 16 in direzione Y, si evince che in pianta la distribuzione di masse e rigidezze è sostanzialmente regolare.

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE								
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)
1	2,90	176,17	15,85	8,23	14,60	6,51	-1,25	-1,71
2	6,70	703,28	15,19	7,52	13,76	7,28	-1,43	-0,23
3	11,40	416,39	15,42	8,15	13,06	6,82	-2,36	-1,32

b) *Rapporto tra i lati di un rettangolo che inscrive la pianta inferiore a 4:*

$x = 31\text{m}; y = 16\text{m}; x/y = 1,93$  - La verifica è soddisfatta

c) *Rientri e sporgenze inferiori al 25% dell'area complessiva:*

Area di piano: 509 mq; rientri e sporgenze: 10 mq;

Rapporto = 1,9% - La verifica è soddisfatta

d) *Solai rigidi:*

La verifica è soddisfatta

Regolarità in altezza:

e) *Sistemi verticali a tutta altezza:*

La verifica è soddisfatta

f) *Massa e rigidezza costanti o senza brusche variazioni:*

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO											
Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	DIREZIONE X				DIREZIONE Y			
				Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)
1	2,90	176,17	0,0	210,05	3,65	57493	0,0	182,41	2,50	72965	0,0
2	6,70	703,28	299,2	201,76	9,17	22009	-61,7	176,36	6,95	25392	-65,2
3	11,40	416,39	-40,8	90,25	4,06	22228	1,0	83,67	4,45	18802	-26,0

La tabella riportata riporta variazioni di massa e rigidezza importanti – La verifica non è soddisfatta.

g) Non valutabile a priori

h) *Restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio contenute nei confronti della dimensione totale della pianta nella direzione esaminata;*

Ad eccezione dell'appendice di copertura a falde inclinate, non vi sono rientri e sporgenze importanti pertanto la verifica può ritenersi complessivamente soddisfatta.

**CORPO B**

Regolarità in pianta:

a) *Pianta approssimativamente compatta e simmetrica rispetto alla distribuzione di masse e rigidezze:*

Considerando che il corpo B sviluppa circa 46 metri in direzione X e 23,4 in direzione Y, si evince che in pianta la distribuzione di masse e rigidezze è fortemente irregolare.

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE								
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)
1	3,30	179,53	27,76	10,61	14,31	6,68	-13,44	-3,93
2	7,10	874,22	22,09	13,54	9,73	20,14	-12,36	6,60
3	12,15	652,00	24,11	13,92	15,62	18,17	-8,49	4,25

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

- b) *Rapporto tra i lati di un rettangolo che inscrive la pianta inferiore a 4:*  
 $x = 46\text{m}; y = 23,4\text{m}; x/y = 1,97$  - La verifica è soddisfatta
- c) *Rientri e sporgenze inferiori al 25% dell'area complessiva:*  
 Area di piano: 1074 mq; rientri e sporgenze: 338 mq;  
 Rapporto = 31,4% - La verifica non è soddisfatta
- d) *Solai rigidi:*  
 La verifica è soddisfatta

Regolarità in altezza:

- e) *Sistemi verticali a tutta altezza:*  
 I pilastri 117, 118 e 122 non si sviluppano per tutta l'altezza del fabbricato.
- f) *Massa e rigidità costanti o senza brusche variazioni:*

Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	DIREZIONE X				DIREZIONE Y			
				Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)
1	3,30	179,53	0,0	257,50	-0,03	-9115189	0,0	263,52	0,25	1042321	0,0
2	7,10	874,22	386,9	257,94	0,14	1860081	-120,4	259,25	0,30	853572	-18,1
3	12,15	652,00	-25,4	255,97	6,91	37053	-98,0	165,07	4,12	40037	-95,3

La tabella riportata riporta variazioni di massa e rigidità importanti – La verifica non è soddisfatta.

- g) Non valutabile a priori
- h) *Restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio contenute nei confronti della dimensione totale della pianta nella direzione esaminata;*  
 Ad eccezione dell'appendice di copertura a falde inclinate, non vi sono rientri e sporgenze importanti pertanto la verifica può ritenersi complessivamente soddisfatta.

**CORPO C**

Regolarità in pianta:

- a) *Pianta approssimativamente compatta e simmetrica rispetto alla distribuzione di masse e rigidità:*  
 Considerando che il corpo B sviluppa circa 10,17 metri in direzione X e 10,0 in direzione Y, si evince che in pianta la distribuzione di masse e rigidità è molto regolare.

BARICENTRI MASSE E RIGIDITÀ								
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)
1	3,70	119,19	5,06	5,10	5,20	5,18	0,14	0,08
2	7,30	100,49	5,03	5,10	5,08	5,18	0,05	0,08

- b) *Rapporto tra i lati di un rettangolo che inscrive la pianta inferiore a 4:*  
 $x = 10\text{m}; y = 10,17; y/x = 1,02$  - La verifica è soddisfatta
- c) *Rientri e sporgenze inferiori al 25% dell'area complessiva:*  
 Area di piano: 102 mq; rientri e sporgenze: 0 mq;  
 Rapporto = 0% - La verifica non è soddisfatta

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

d) *Solai rigidi:*

La verifica è soddisfatta

Regolarità in altezza:

e) *Sistemi verticali a tutta altezza:*

La verifica è soddisfatta.

f) *Massa e rigidezza costanti o senza brusche variazioni:*

<b>VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO</b>											
				DIREZIONE X				DIREZIONE Y			
Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)
1	3,70	119,19	0,0	57,23	9,36	6112	0,0	55,92	4,42	12659	0,0
2	7,30	100,49	-15,7	35,87	9,28	3864	-36,8	31,63	2,37	13337	5,4

La tabella riportata riporta variazioni di massa e rigidezza trascurabili – La verifica è soddisfatta.

g) Non valutabile a priori

h) *Restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio contenute nei confronti della dimensione totale della pianta nella direzione esaminata;*

Ad eccezione dell'appendice di copertura a falde inclinate, non vi sono rientri e sporgenze importanti pertanto la verifica può ritenersi complessivamente soddisfatta.

**CORPO D**

Regolarità in pianta:

a) *Pianta approssimativamente compatta e simmetrica rispetto alla distribuzione di masse e rigidezze:*

Considerando che il corpo D sviluppa circa 41,2 metri in direzione X e 16,2 in direzione Y, si evince che in pianta la distribuzione di masse e rigidezze è irregolare in direzione X regolare.

<b>BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE</b>								
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)
1	6,20	764,44	20,43	7,95	12,39	7,81	-8,04	-0,13
2	10,19	581,67	21,31	7,75	13,79	6,39	-7,52	-1,36

b) *Rapporto tra i lati di un rettangolo che inscrive la pianta inferiore a 4:*

$x = 41,2\text{m}$ ;  $y = 16,2\text{m}$ ;  $x/y = 2,54$  - La verifica è soddisfatta

c) *Rientri e sporgenze inferiori al 25% dell'area complessiva:*

Area di piano: 667 mq; rientri e sporgenze: 27,2 mq;

Rapporto = 4,0 % - La verifica è soddisfatta

d) *Solai rigidi:*

La verifica è soddisfatta

Regolarità in altezza:

e) *Sistemi verticali a tutta altezza:*

La verifica è soddisfatta

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

f) *Massa e rigidezza costanti o senza brusche variazioni:*

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO											
Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	DIREZIONE X				DIREZIONE Y			
				Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)
1	6,20	764,44	0,0	350,55	5,49	63838	0,0	204,75	2,45	83464	0,0
2	10,19	581,67	-23,9	190,67	3,03	63026	-1,3	117,04	3,08	37997	-54,5

La tabella riportata riporta variazioni di massa e rigidezza importanti – La verifica non è soddisfatta.

g) Non valutabile a priori

h) *Restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio contenute nei confronti della dimensione totale della pianta nella direzione esaminata;*

Tra i pilastri 14, 15, 21 e 22, vi è una piccola porzione strutturale che è caratterizzata da una sola elevazione anzichè due, tuttavia tale appendice strutturale non è significativa per l'intero corpo. Ad eccezione dell'appendice di copertura a falde inclinate, non vi sono dunque rientri e sporgenze importanti pertanto la verifica può ritenersi complessivamente soddisfatta.

## L'analisi modale della struttura

Al fine di verificare la correttezza dell'input della struttura, congiuntamente all'obiettivo di caratterizzare le proprietà dinamiche dell'edificio, si è lanciata l'analisi modale.

I parametri modali sono stati ottenuti nell'ipotesi di modulo elastico intero.

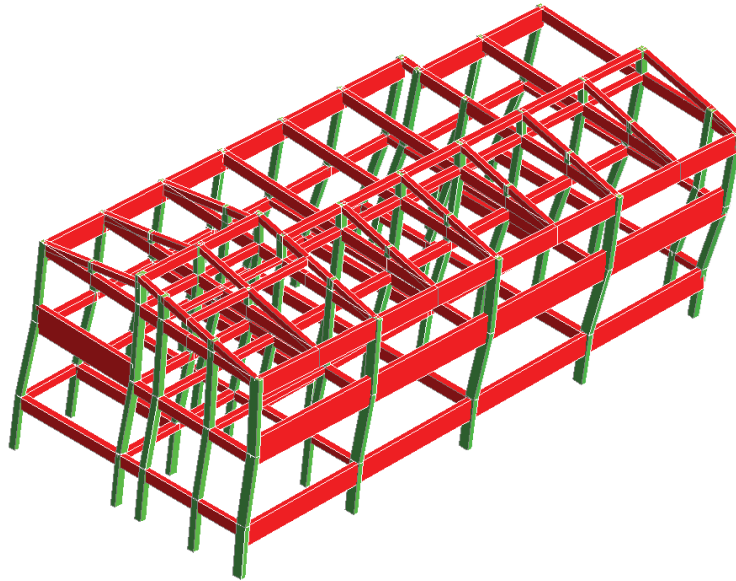
### CORPO A

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE													
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	10,978	0,57236	5,0	0,158	0,209	0,232	0,232	0,291	0,291	1	0,005237	0,000559	-,000183
										2	0,017798	0,001073	-,000655
										3	0,022805	0,001786	-,001013
2	11,371	0,55254	5,0	0,164	0,216	0,240	0,240	0,302	0,302	1	0,004703	0,002614	0,000162
										2	0,018414	0,008204	0,000771
										3	0,024726	0,012811	0,001138
3	13,824	0,45452	5,0	0,199	0,263	0,281	0,281	0,345	0,345	1	-,004956	0,011653	-,000542
										2	-,019719	0,042644	-,002042
										3	-,025825	0,059459	-,002848
4	34,501	0,18212	5,0	0,202	0,265	0,281	0,281	0,345	0,345	1	0,009039	0,003869	-,000355
										2	0,020598	0,007040	-,000637
										3	-,030023	-,003583	0,000423
5	37,964	0,16551	5,0	0,202	0,265	0,281	0,281	0,345	0,345	1	0,004490	0,007888	0,000407
										2	0,009811	0,014359	0,000767
										3	-,011554	-,018697	-,000750
6	44,106	0,14246	5,0	0,197	0,256	0,281	0,281	0,345	0,345	1	-,009441	0,021809	-,001164
										2	-,022008	0,043890	-,002340
										3	0,028059	-,052046	0,002688
7	85,796	0,07323	5,0	0,140	0,184	0,282	0,282	0,345	0,345	1	0,051720	0,023101	-,002056
										2	-,003676	-,004654	0,000373
										3	0,000699	0,001620	-,000140
8	94,723	0,06633	5,0	0,134	0,176	0,283	0,283	0,345	0,345	1	0,060330	-,019961	0,004186
										2	-,006030	0,003056	-,000524
										3	0,002230	-,000873	0,000204
9	104,664	0,06003	5,0	0,129	0,170	0,283	0,283	0,345	0,345	1	-,041194	0,117025	-,003829
										2	0,003923	-,012375	0,000432
										3	-,001305	0,004394	-,000139

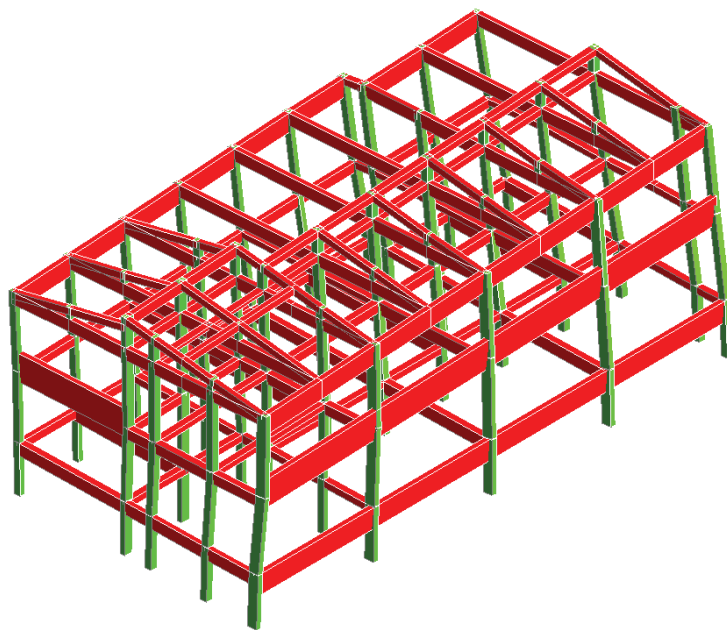
**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.								
SISMA DIREZIONE: 0°								
Massa eccitata (t): 1295.82			Massa totale (t): 1295.82			Rapporto: .99		
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	30,097	100,00	905,85	1	8,29	-2,88	-51,11	10,21
				2	111,51	-43,56	-460,84	94,17
				3	90,25	-40,21	-597,03	94,84
2	15,907	52,85	253,03	1	2,27	3,49	16,59	
				2	33,91	53,51	308,73	
				3	24,59	48,30	316,70	
3	4,255	14,14	18,11	1	0,11	-0,65	15,87	
				2	3,67	-9,77	184,20	
				3	1,31	-7,73	164,22	
4	6,028	20,03	36,33	1	3,57	-0,52	-22,43	
				2	30,23	-3,15	-99,55	
				3	-23,60	2,07	74,87	
5	0,781	2,60	0,61	1	0,04	0,55	2,94	
				2	0,62	4,01	19,31	
				3	-0,50	-2,77	-14,78	
6	0,516	1,71	0,27	1	0,00	-0,09	4,30	
				2	0,45	-0,85	26,37	
				3	-0,37	0,64	-19,11	
7	8,298	27,57	68,86	1	28,34	-3,91	-178,94	
				2	-10,69	1,68	76,26	
				3	1,80	-0,53	-21,40	
8	3,328	11,06	11,08	1	4,29	7,68	104,76	
				2	-1,38	-3,25	-44,52	
				3	0,22	0,89	12,17	
9	1,302	4,32	1,69	1	0,63	-3,65	31,04	
				2	-0,18	1,51	-10,76	
				3	0,03	-0,34	1,92	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.								
SISMA DIREZIONE: 90°								
Massa eccitata (t): 1295.82			Massa totale (t): 1295.82			Rapporto: .99		
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	12,415	45,05	154,12	1	-3,42	1,19	21,08	20,58
				2	-46,00	17,97	190,09	189,85
				3	-37,23	16,58	246,26	191,21
2	27,557	100,00	759,39	1	3,93	6,04	28,73	
				2	58,75	92,69	534,85	
				3	42,61	83,67	548,66	
3	15,181	55,09	230,48	1	-0,37	2,30	-56,63	
				2	-13,10	34,84	-657,17	
				3	-4,67	27,60	-585,89	
4	0,947	3,44	0,90	1	-0,56	0,08	3,52	
				2	-4,75	0,49	15,64	
				3	3,71	-0,33	-11,76	
5	8,213	29,81	67,46	1	0,46	5,83	30,92	
				2	6,57	42,20	203,07	
				3	-5,23	-29,07	-155,36	
6	2,042	7,41	4,17	1	0,01	0,34	-17,01	
				2	-1,78	3,36	-104,34	
				3	1,47	-2,53	75,61	
7	1,178	4,28	1,39	1	-4,02	0,56	25,41	
				2	1,52	-0,24	-10,83	
				3	-0,26	0,08	3,04	
8	5,662	20,55	32,06	1	7,30	13,07	178,22	
				2	-2,35	-5,52	-75,73	
				3	0,38	1,51	20,70	
9	6,773	24,58	45,87	1	-3,27	19,01	-161,52	
				2	0,91	-7,83	55,98	
				3	-0,14	1,79	-9,99	

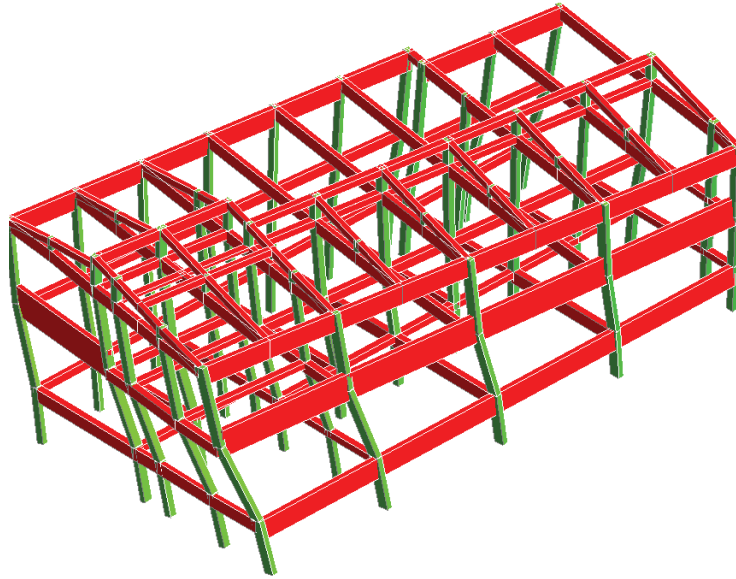


Modo 1



Modo 2





Modo 3

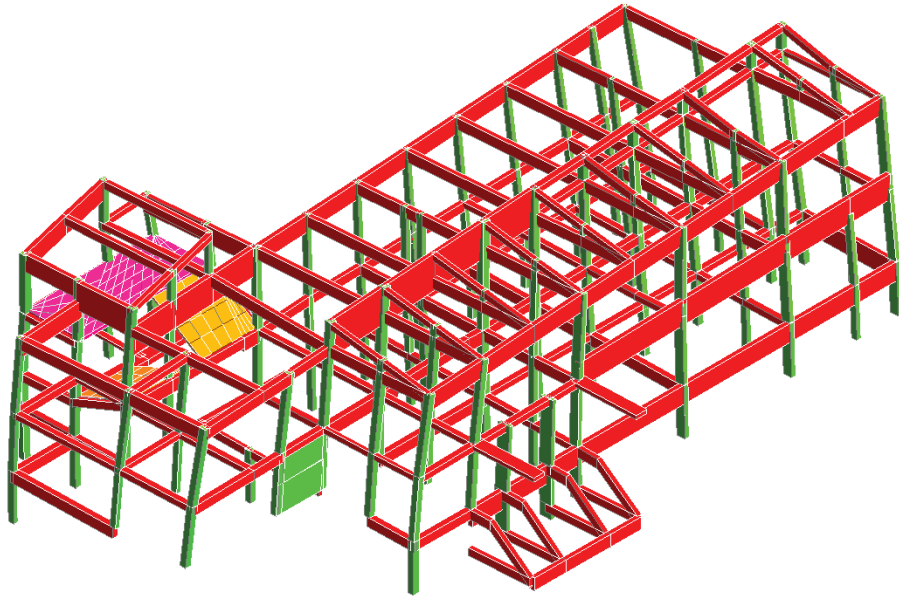
CORPO B

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE													
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	14,773	0,42530	5,0	0,202	0,265	0,468	0,468	0,575	0,575	1	0,000993	-,001232	0,000121
										2	0,014261	-,005646	0,000695
										3	0,036249	-,015309	0,001580
2	24,069	0,26105	5,0	0,202	0,265	0,468	0,468	0,575	0,575	1	-,000037	-,000206	0,000017
										2	-,000592	-,000302	-,000059
										3	0,029229	-,003055	-,000469
3	33,181	0,18936	5,0	0,202	0,265	0,468	0,468	0,575	0,575	1	-,000264	0,000164	-,000029
										2	-,003298	0,002836	-,000158
										3	-,022069	0,074034	-,001967
4	38,009	0,16531	5,0	0,202	0,265	0,468	0,468	0,575	0,575	1	0,003544	-,004807	0,000468
										2	0,027777	-,010275	0,001361
										3	-,018302	0,013423	-,000968
5	92,723	0,06776	5,0	0,135	0,178	0,363	0,363	0,442	0,442	1	0,000721	-,002973	0,000320
										2	-,031552	0,048392	-,001097
										3	0,001959	-,002945	0,000081
6	114,159	0,05504	5,0	0,125	0,164	0,348	0,348	0,424	0,424	1	0,015176	-,037186	0,003333
										2	-,002137	-,006818	0,000027
										3	0,000669	-,000209	0,000050
7	137,706	0,04563	5,0	0,117	0,155	0,337	0,337	0,410	0,410	1	0,002691	-,003152	0,000333
										2	0,010173	0,033636	-,001265
										3	-,000066	-,000543	0,000025
8	206,548	0,03042	5,0	0,104	0,139	0,319	0,319	0,389	0,389	1	0,075036	0,011750	0,000364
										2	-,001040	0,000003	-,000017
										3	0,000147	-,000015	0,000004
9	356,573	0,01762	5,0	0,094	0,125	0,304	0,304	0,370	0,370	1	-,058266	0,171426	-,004610
										2	0,000132	-,000353	0,000008
										3	-,000029	0,000087	-,000002

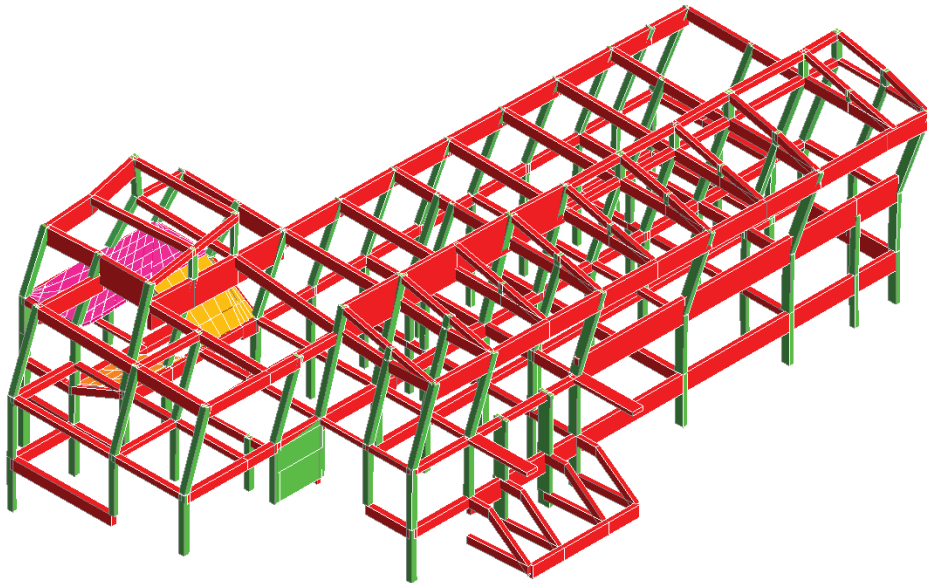
**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

SISMA DIREZIONE: 0°								
Massa eccitata (t): 1705.75			Massa totale (t): 1705.75			Rapporto:1		
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	13,481	57,48	181,73	1	-0,33	2,42	57,17	
				2	26,80	53,52	1686,73	
				3	58,62	93,79	2369,38	
2	23,452	100,00	550,00	1	-0,43	0,53	14,61	
				2	1,97	-15,38	-302,18	
				3	255,97	-102,76	-467,95	
3	2,470	10,53	6,10	1	0,01	-0,13	-2,84	
				2	-1,17	-0,67	-51,40	
				3	4,01	20,05	-114,55	
4	4,783	20,39	22,87	1	-0,57	3,29	78,28	
				2	18,31	38,73	1189,16	
				3	-7,03	-14,49	-440,78	
5	14,541	62,00	211,44	1	2,53	-5,60	-136,56	
				2	77,13	-111,57	250,80	
				3	-2,88	3,44	-39,56	
6	5,830	24,86	33,99	1	7,35	-20,16	-505,43	
				2	4,44	11,04	155,10	
				3	0,04	-1,33	-24,61	
7	23,445	99,97	549,69	1	-1,19	8,63	200,61	
				2	188,71	39,31	-204,80	
				3	-2,15	0,32	20,00	
8	12,132	51,73	147,18	1	49,52	15,21	52,60	
				2	-2,73	-1,29	-46,98	
				3	0,22	0,22	5,02	
9	1,661	7,08	2,76	1	0,85	-3,94	14,39	
				2	-0,01	0,08	0,11	
				3	0,00	-0,01	0,03	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.								
SISMA DIREZIONE: 90°								
Massa eccitata (t): 1705.75			Massa totale (t): 1705.75			Rapporto:1		
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	23,724	100,00	562,85	1	-0,59	4,27	100,61	
				2	47,16	94,19	2968,49	
				3	103,16	165,07	4169,87	
2	10,711	45,15	114,73	1	0,20	-0,24	-6,67	
				2	-0,90	7,02	138,01	
				3	-116,91	46,93	213,73	
3	16,650	70,18	277,23	1	0,06	-0,90	-19,16	
				2	-7,87	-4,51	-346,54	
				3	27,06	135,20	-772,24	
4	12,293	51,82	151,13	1	-1,47	8,45	201,21	
				2	47,07	99,55	3056,64	
				3	-18,08	-37,25	-1132,99	
5	21,538	90,78	463,88	1	-3,75	8,30	202,27	
				2	-114,24	165,26	-371,48	
				3	4,26	-5,10	58,60	
6	5,147	21,69	26,49	1	-6,49	17,80	446,19	
				2	-3,92	-9,75	-136,92	
				3	-0,03	1,17	21,73	
7	6,105	25,73	37,27	1	-0,31	2,25	52,24	
				2	49,14	10,24	-53,33	
				3	-0,56	0,08	5,21	
8	3,649	15,38	13,32	1	14,89	4,58	15,82	
				2	-0,82	-0,39	-14,13	
				3	0,07	0,07	1,51	
9	7,672	32,34	58,86	1	-3,92	18,22	-66,48	
				2	0,05	-0,36	-0,51	
				3	0,00	0,06	-0,14	

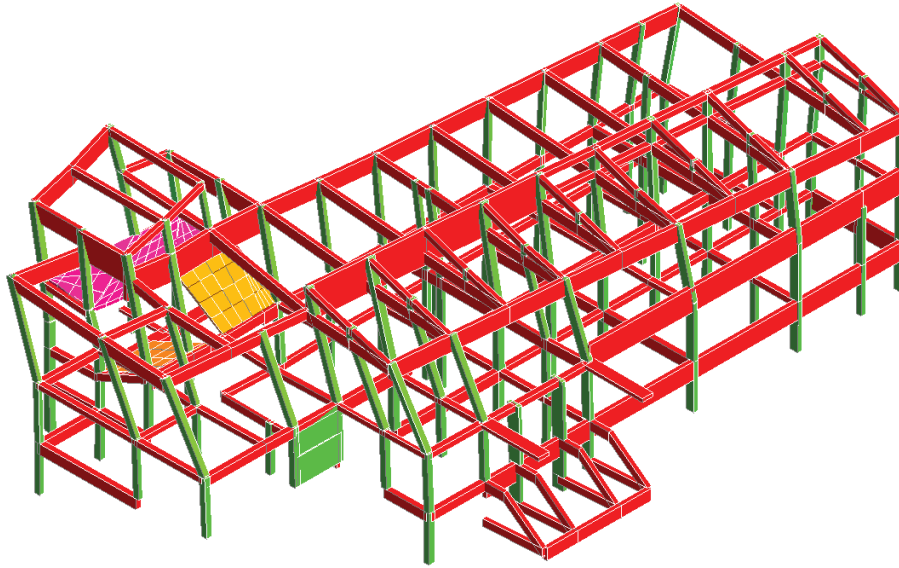


Modo 1



Modo 2

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**



Modo 3

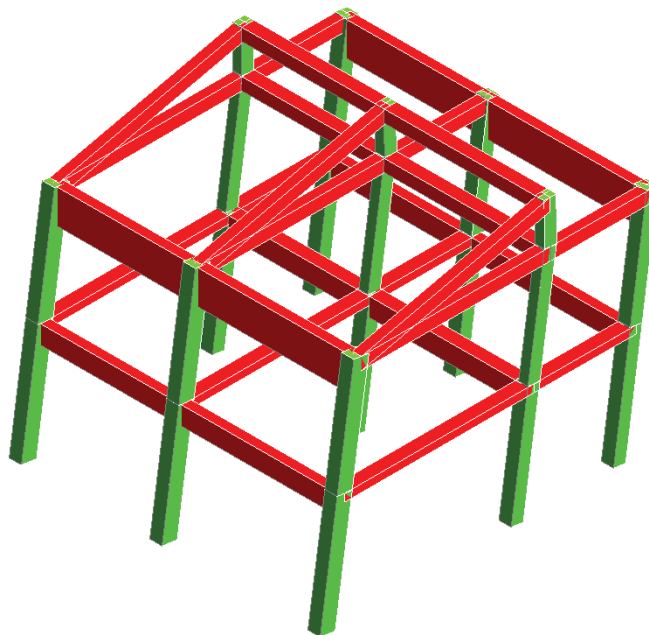
**CORPO C**

PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE													
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	13,702	0,45856	5,0		0,282	0,291	0,291			1	0,044559	-,000634	0,000120
										2	0,088503	-,001001	0,000193
2	20,559	0,30562	5,0		0,282	0,291	0,291			1	0,048742	-,064454	0,009627
										2	0,077185	-,100274	0,015345
3	21,356	0,29422	5,0		0,282	0,291	0,291			1	0,014082	0,036490	0,002781
										2	0,023679	0,054420	0,004698
4	55,436	0,11334	5,0		0,220	0,292	0,292			1	0,081793	-,001189	0,000284
										2	-,049169	0,001142	-,000258
5	67,719	0,09278	5,0		0,201	0,292	0,292			1	0,020360	0,051056	0,004129
										2	-,014392	-,040661	-,002902
6	73,995	0,08491	5,0		0,193	0,292	0,292			1	-,070533	0,091721	-,014131
										2	0,052804	-,069474	0,010528

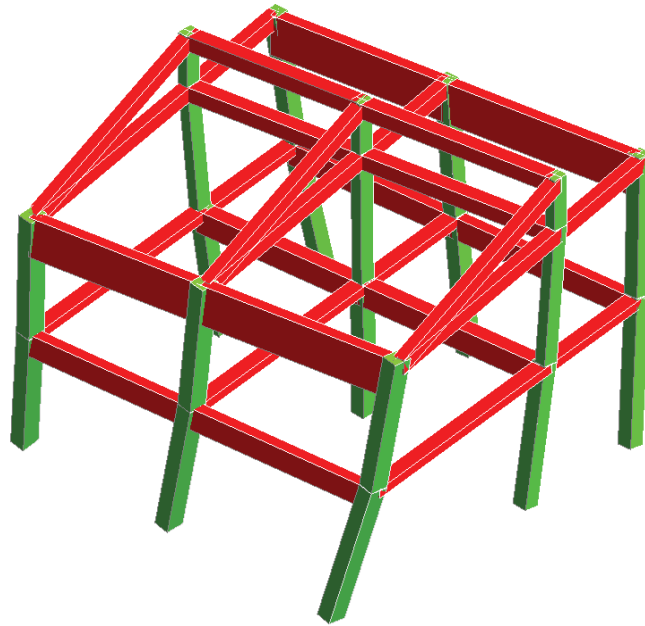
FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.									
SISMA DIREZIONE: 0°									
Massa eccitata (t): 219,68    Massa totale (t): 219,68    Rapporto: 1									
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)	
1	14,033	100,00	196,91	1	21,36	-0,01	3,27	11,71	
				2	35,87	-0,01	4,88	19,48	
2	0,154	1,10	0,02	1	0,00	0,08	-1,37		
				2	0,00	0,10	-1,82		
3	0,041	0,29	0,00	1	0,00	-0,07	-0,09		
				2	0,00	-0,09	-0,14		
4	4,768	33,98	22,73	1	13,33	0,04	2,32		
				2	-6,69	-0,02	-1,47		
5	0,041	0,29	0,00	1	0,00	-0,10	-0,14		
				2	0,00	0,07	0,09		
6	0,090	0,64	0,01	1	0,00	0,06	-1,18		
				2	0,00	-0,04	0,74		

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

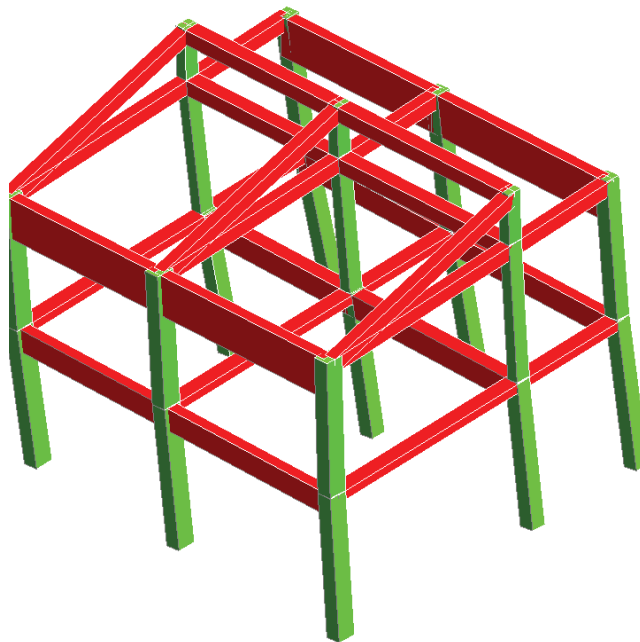
FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.								
S I S M A   D I R E Z I O N E :   90°								
Massa eccitata (t): 219,68			Massa totale (t): 219,68			Rapporto: 1		
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,006	0,04	0,00	1	-0,01	0,00	0,00	11,45
				2	-0,02	0,00	0,00	19,04
2	4,193	30,23	17,58	1	0,05	2,29	-37,30	
				2	0,14	2,82	-49,74	
3	13,871	100,00	192,40	1	-0,05	24,29	31,99	
				2	-0,12	31,63	48,77	
4	0,014	0,10	0,00	1	0,04	0,00	0,01	
				2	-0,02	0,00	0,00	
5	3,021	21,78	9,13	1	-0,07	7,57	10,44	
				2	0,04	-4,90	-6,57	
6	0,756	5,45	0,57	1	0,04	0,53	-9,91	
				2	-0,02	-0,37	6,19	



Modo 1



Modo 2



Modo 3

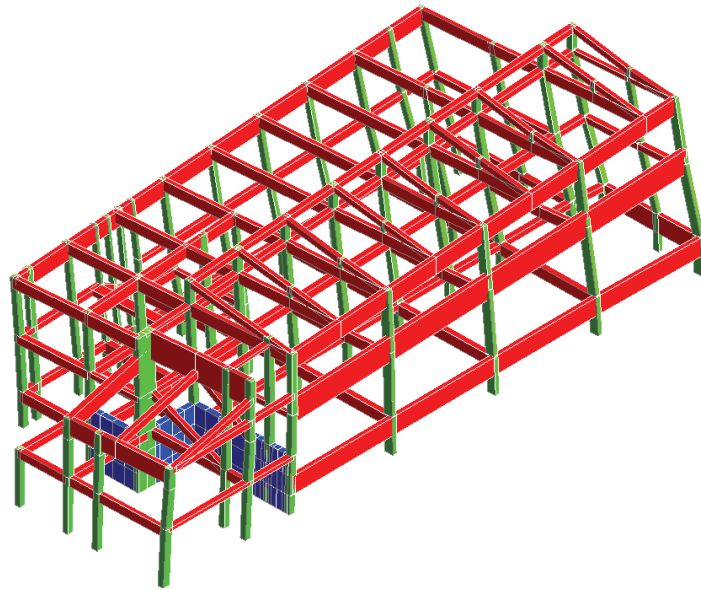
**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

CORPO D

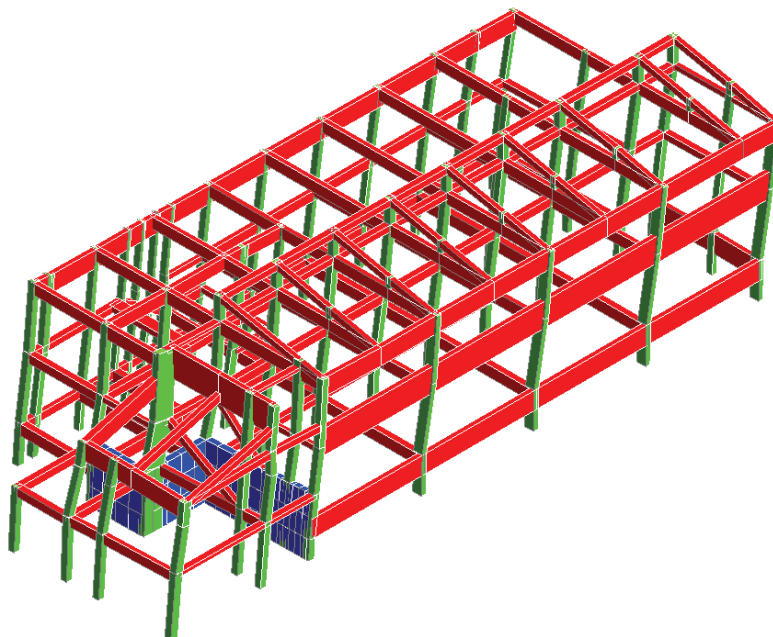
PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE													
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	13,588	0,46240	5,0		0,255	0,279	0,279	0,342	0,342	1	0,008533	-0,007887	0,001130
										2	0,011292	-0,009762	0,001709
2	19,330	0,32505	5,0		0,261	0,279	0,279	0,342	0,342	1	0,021202	0,002448	0,000004
										2	0,031214	0,008802	-0,00253
3	26,894	0,23362	5,0		0,261	0,279	0,279	0,342	0,342	1	0,012817	-0,033096	0,001170
										2	0,019858	-0,070640	0,002183
4	47,830	0,13136	5,0		0,242	0,279	0,279	0,342	0,342	1	0,003226	-0,005070	0,001384
										2	-0,005556	0,010689	-0,001281
5	59,500	0,10560	5,0		0,215	0,280	0,280	0,342	0,342	1	0,020941	0,025647	-0,000582
										2	-0,020462	-0,011645	0,000171
6	71,502	0,08787	5,0		0,196	0,280	0,280	0,342	0,342	1	-0,026635	0,054870	-0,001898
										2	0,021260	-0,037974	0,001375

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.								
SISMA DIREZIONE: 0°								
Massa eccitata (t): 1346.11			Massa totale (t): 1346.11			Rapporto:1		
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	1,468	4,14	2,15	1	0,14	-4,75	-92,49	131,61
				2	0,46	-6,34	-110,05	164,56
2	35,478	100,00	1258,67	1	159,89	19,15	137,72	
				2	190,67	19,59	-332,92	
3	4,407	12,42	19,42	1	3,30	-8,62	99,20	
				2	2,11	-17,23	104,41	
4	3,398	9,58	11,55	1	5,63	-16,82	-290,26	
				2	-2,41	9,16	179,64	
5	6,873	19,37	47,23	1	37,55	20,19	25,77	
				2	-24,34	-8,95	-5,22	
6	2,662	7,50	7,08	1	6,58	-9,16	91,79	
				2	-4,60	3,76	-56,08	

FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.								
SISMA DIREZIONE: 90°								
Massa eccitata (t): 1346.11			Massa totale (t): 1346.11			Rapporto:1		
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	27,114	100,00	735,18	1	-2,56	87,71	1708,60	295,30
				2	-8,53	117,04	2032,83	369,22
2	3,921	14,46	15,38	1	17,67	2,12	15,22	
				2	21,07	2,17	-36,80	
3	21,058	77,66	443,44	1	-15,78	41,19	-473,99	
				2	-10,07	82,31	-498,90	
4	8,075	29,78	65,20	1	-13,38	39,97	689,74	
				2	5,73	-21,78	-426,87	
5	5,854	21,59	34,27	1	31,98	17,20	21,95	
				2	-20,74	-7,62	-4,44	
6	7,255	26,76	52,64	1	-17,94	24,97	-250,21	
				2	12,53	-10,24	152,85	

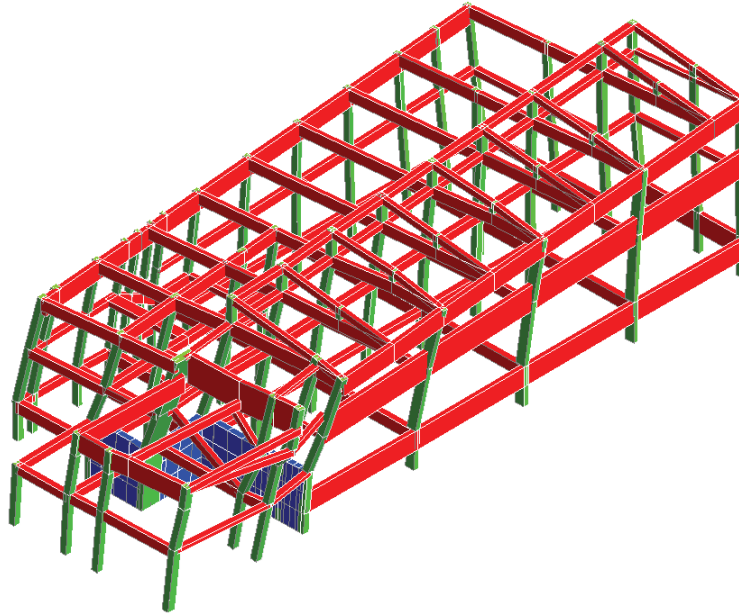


Modo 1



Modo 2





Modo 3

### L'analisi statica non lineare

Come precedentemente accennato l'analisi statica non lineare è stata eseguita per ottenere alcune informazioni preliminari all'analisi lineare.

In primo luogo, lanciando 4 push over, è stato possibile ottenere informazioni sul comportamento non lineare delle strutture nonché sulla classificazione degli elementi in c.a. di cemento armato.

Il programma nel condurre l'analisi statica non lineare, tiene conto sia delle capacità flessionali degli elementi sia di quelle a taglio, considerando anche l'eventuale variazione del carico assiale (sui pilastri). In questo modo, man mano che il pushover progredisce gli elementi possono andare in crisi o per taglio o per flessione o per pressoflessione sia duttile che fragile.

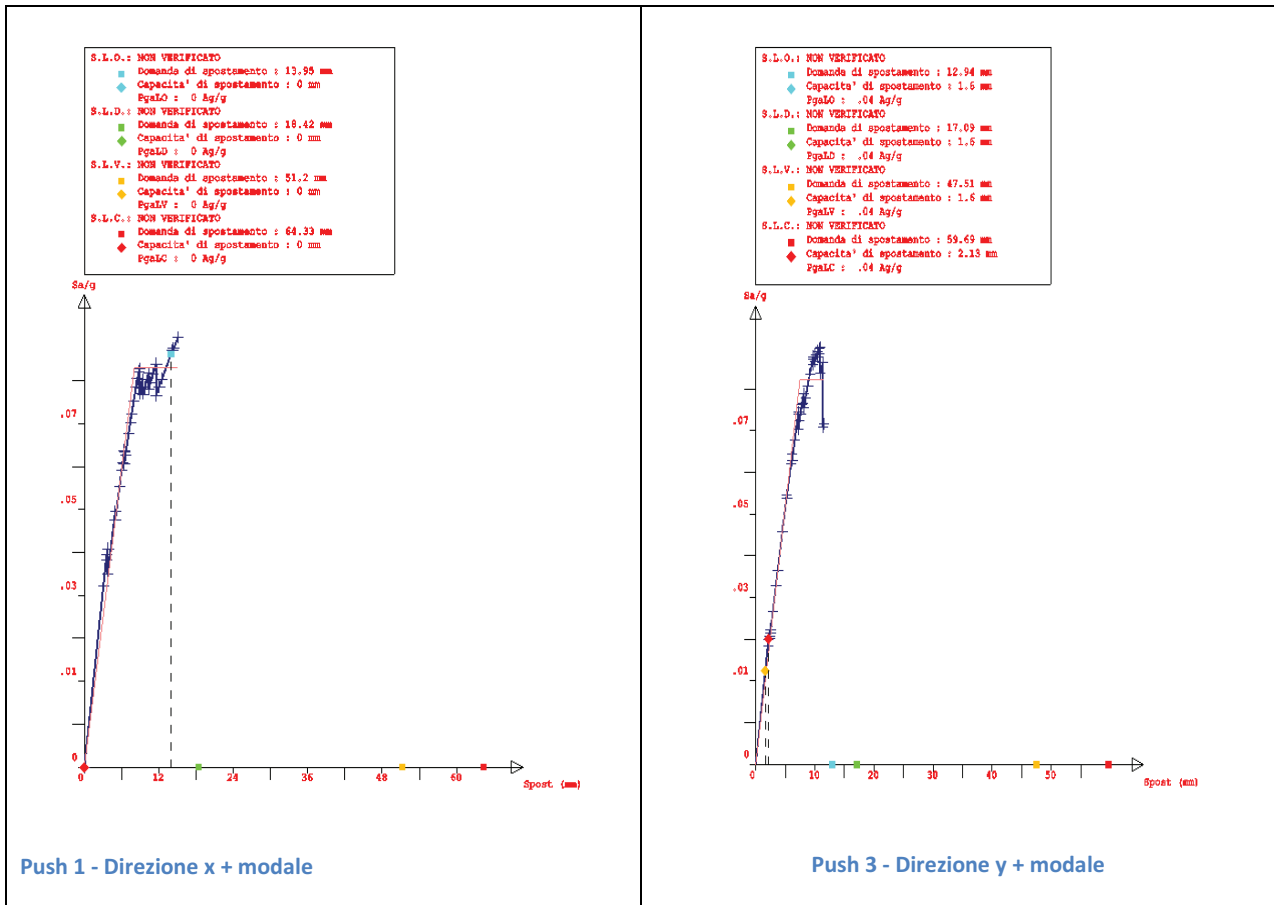
E' proprio lo screening sugli elementi che vanno in crisi per pressoflessione fragile che consente di verificare la presenza di elementi fragili nei confronti dei meccanismi comunemente duttili.

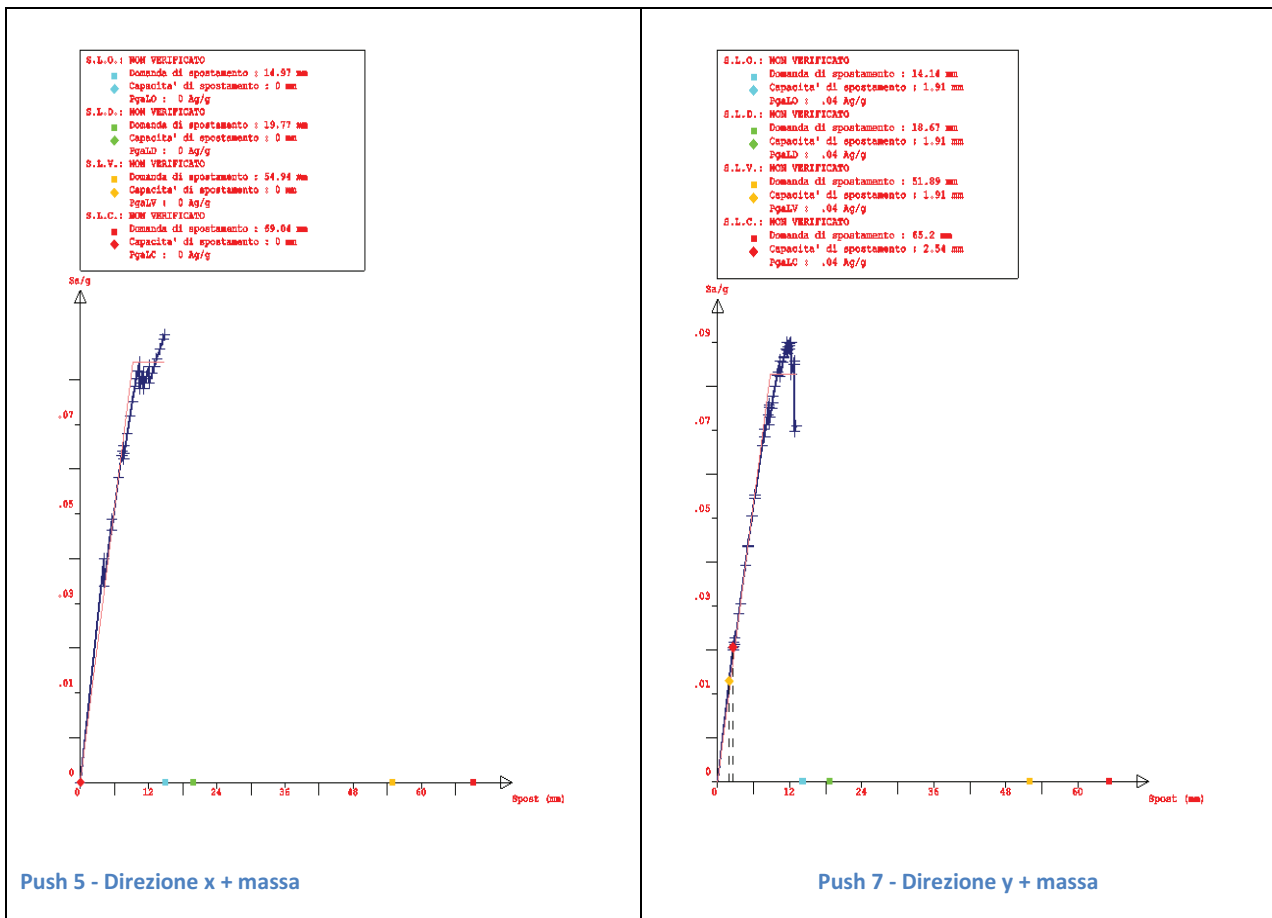
Si tenga presente che in questa analisi si è volutamente esclusa la verifica sui nodi, che per le finalità del caso non è utile.

Nei seguenti grafici sono riportate le curve di capacità per il sistema SDOF in formato ADRS (spostamento – accelerazione) dove più che il risultato di verifica interessa lo studio dell'andamento della curva, sulla quale si faranno brevi considerazioni.

CORPO A

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**





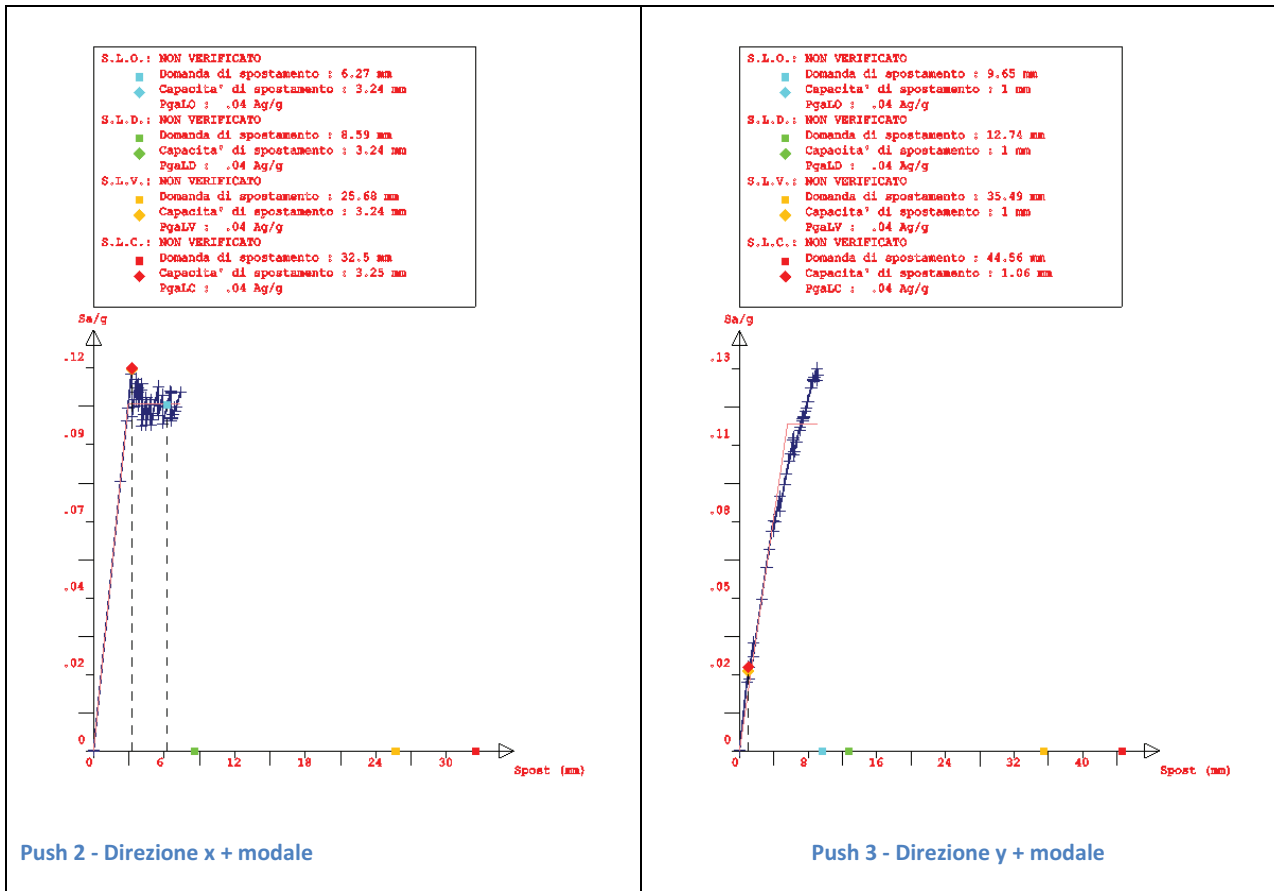
L'andamento delle curve denuncia sostanzialmente la mancanza di un comportamento duttile della struttura che non riesce ad esplicare capacità di spostamento laterale significative.

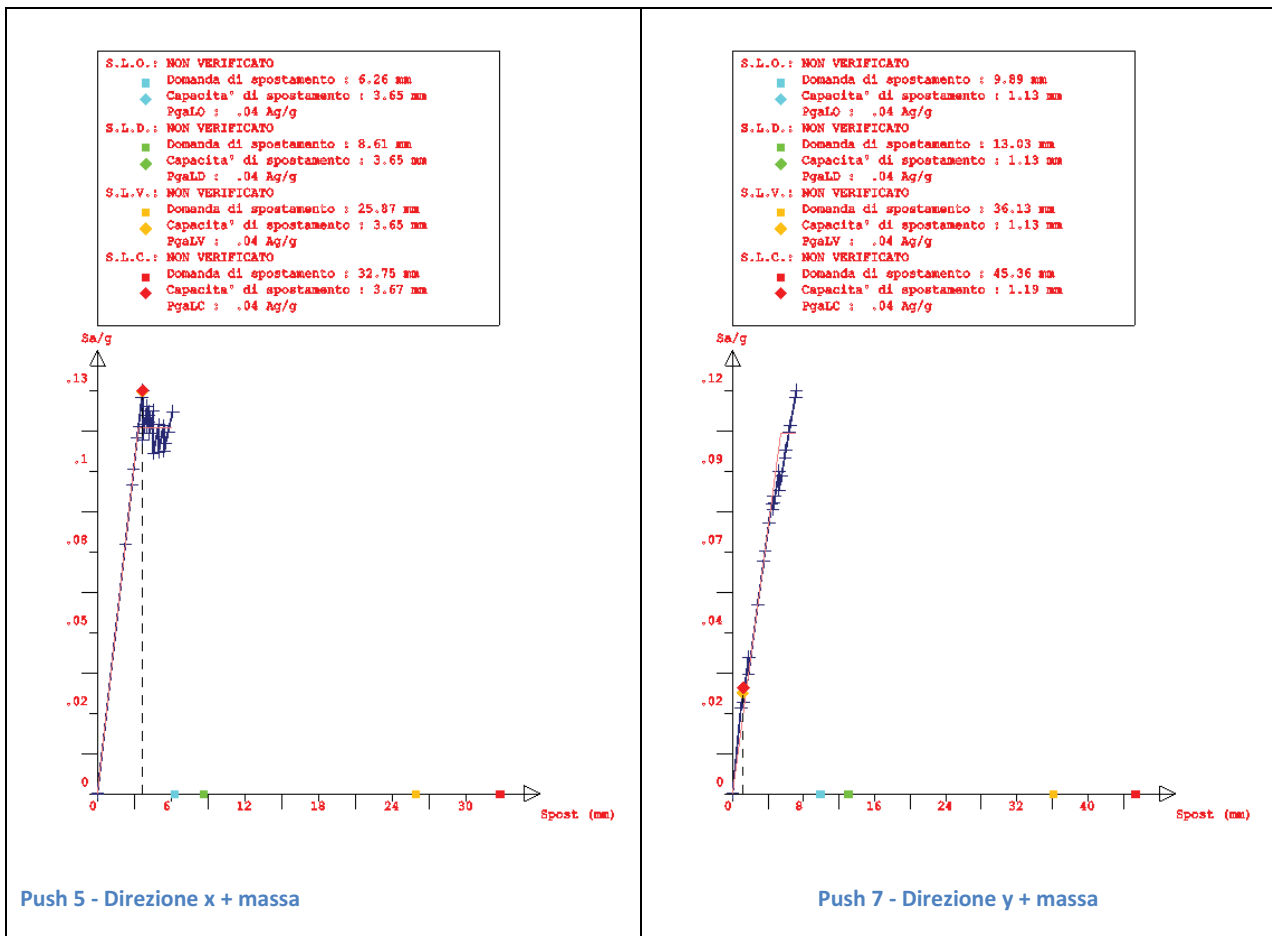
E' evidente il sopraggiungere praticamente repentino di alcune crisi locali legate ai meccanismi fragili di taglio, che condizionano fortemente il comportamento globale dell'edificio.

Ciò premesso per giustificare l'assunzione di un fattore di struttura  $q = 1,5$  anche per i meccanismi duttili.

CORPO B

Dott. Ing. Roberto Giacchetti  
Ingegnere Civile





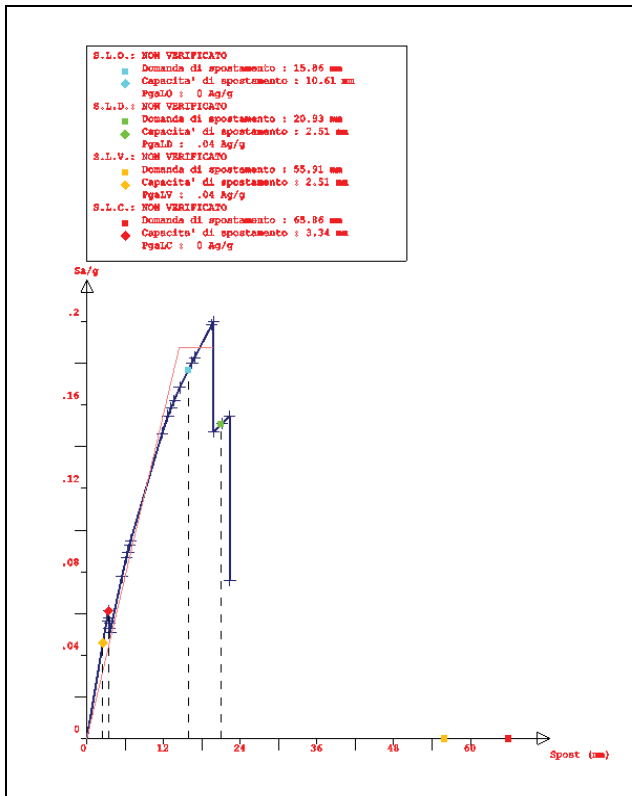
L'andamento delle curve denuncia sostanzialmente la mancanza di un comportamento duttile della struttura che non riesce ad esplicare capacità di spostamento laterale significative.

E' evidente il sopraggiungere praticamente repentino di alcune crisi locali legate ai meccanismi fragili di taglio, che condizionano fortemente il comportamento globale dell'edificio.

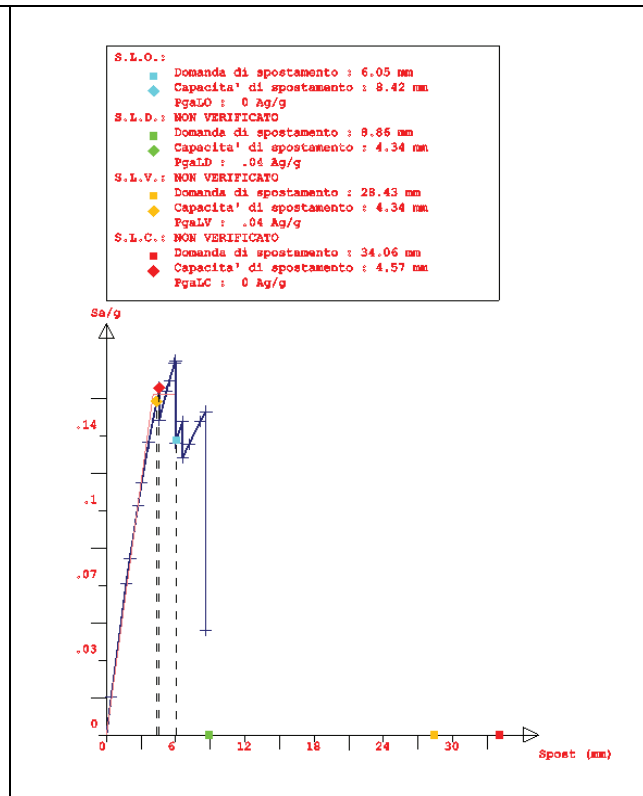
Ciò premesso per giustificare l'assunzione di un fattore di struttura  $q = 1,5$  anche per i meccanismi duttili.

Come si vedrà tale risultato è estendibile a tutti gli edifici esaminati.

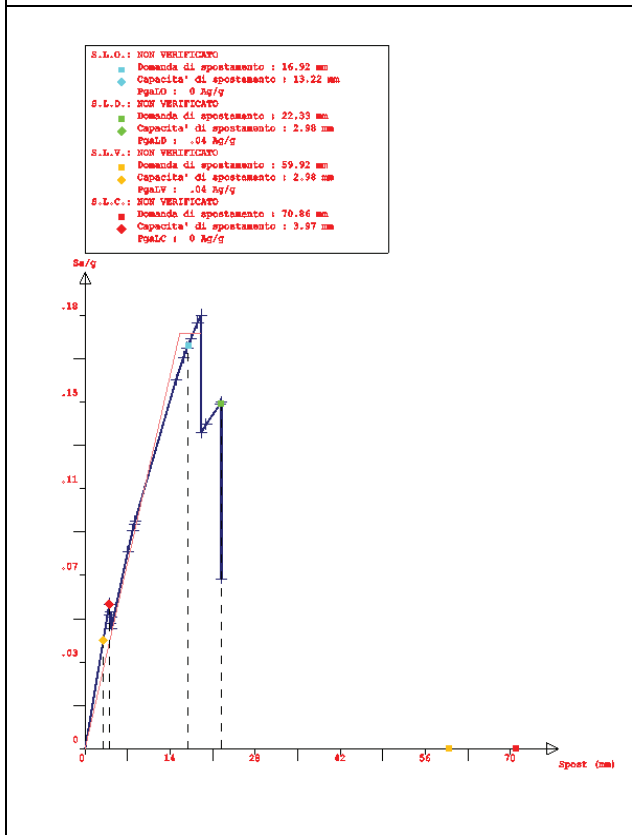
CORPO C



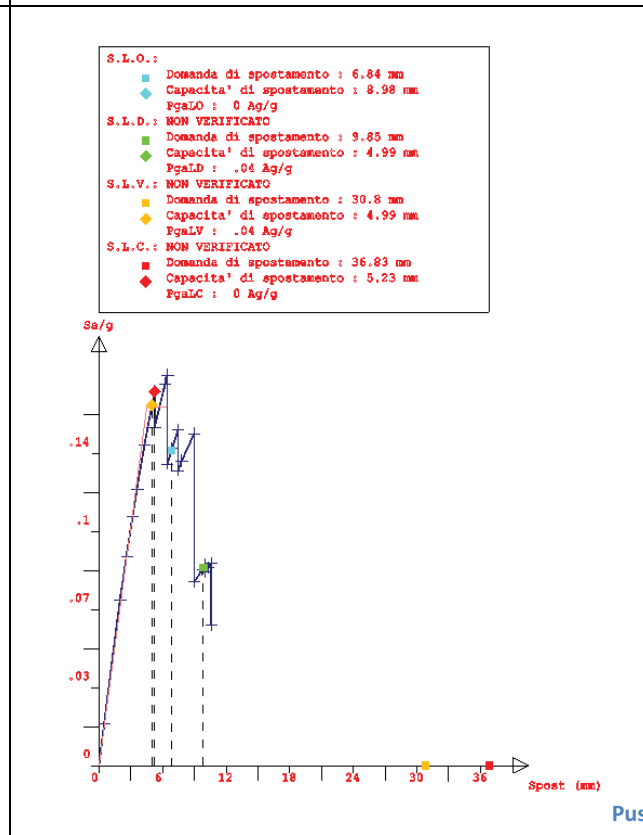
Push 3 - Direzione x + modale



Push 3 - Direzione y + modale



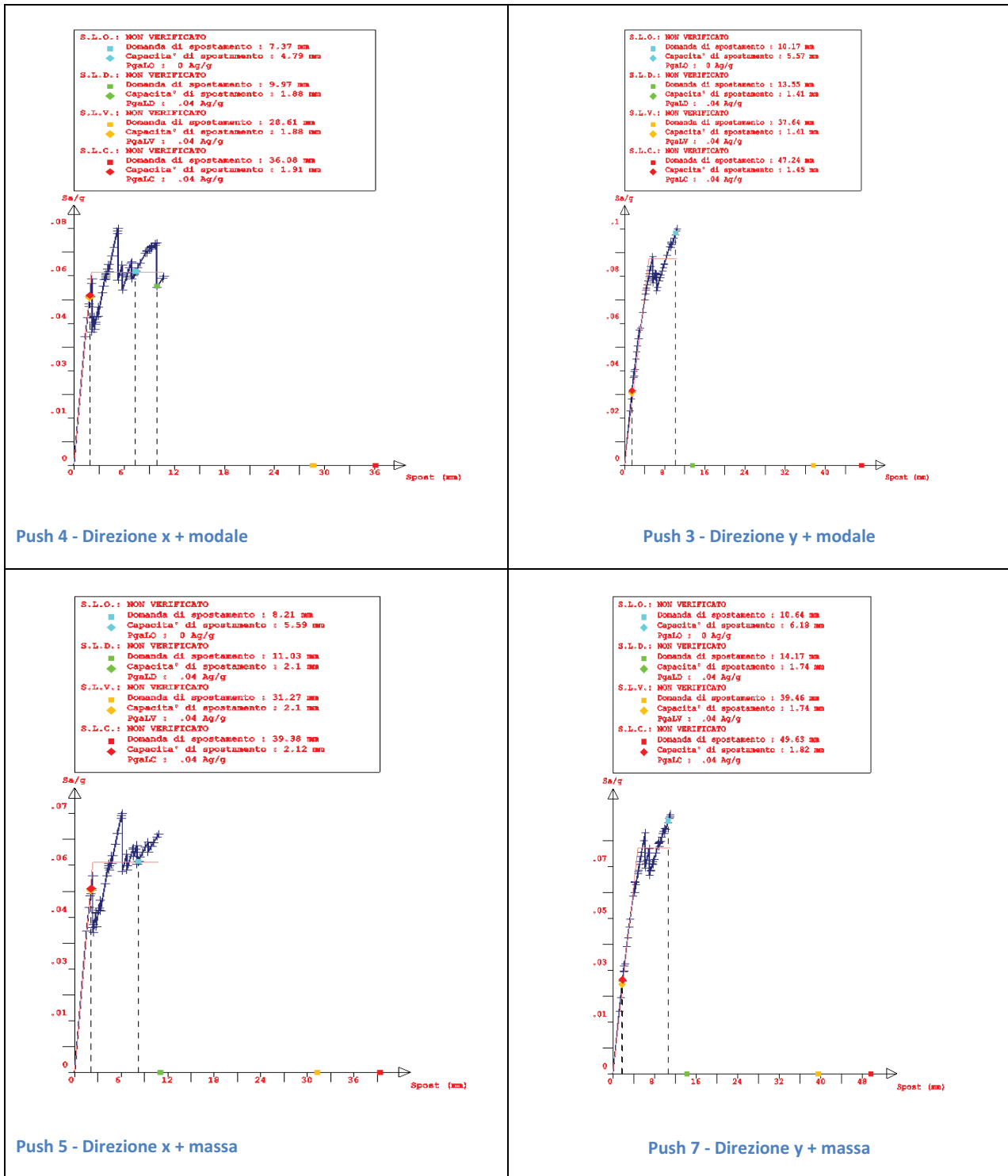
Push 5 - Direzione x + massa



Push 5 - Direzione y + massa

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

CORPO D



L'insorgere di crisi locali legate ai meccanismi fragili che generano di fatto il tipico andamento a dente di sega che caratterizza praticamente tutte le curve di pushover giustificano l'assunzione di un fattore  $q = 1,5$  da adottarsi per l'analisi dinamica lineare.



## **La valutazione della vulnerabilità sismica dei corpi di fabbrica**

La valutazione della vulnerabilità sismica dei corpi di fabbrica viene eseguita in conformità con le procedure previste dal DM 14 gennaio 2008.

La finalità delle verifiche è quella di determinare il valore del periodo di ritorno  $T_{R,C}$  corrispondente al sisma che i singoli corpi riescono a sopportare limitatamente allo stato limite di salvaguardia della vita SLV. Gli stati limite di esercizio sono trascurati (vedi anche le indicazioni contenute nel DM08 dove la verifica agli stati limite di danno limitato può essere omessa).

Una volta determinato il valore del periodo di ritorno limite la verifica si conclude con la determinazione dell'Indicatore di Rischio, dato dal rapporto tra il valore di  $T_{R,C}$  e il valore dell'accelerazione del periodo di ritorno di riferimento  $T_{R,D}$  che nel nostro caso corrisponde a 712 anni, il tutto elevato ad un esponente pari a 0,41. che nei casi in questione è 0,21 g per il danno severo e 0,084 per il danno limitato. Si tenga presente che per norma non si può scendere sotto un

$T_{R,C} = 30$  anni.

## **La valutazione della vulnerabilità sismica al danno severo per meccanismi duttili**

Nel modello di calcolo comprensivo delle modifiche progettuali preliminari prima citate, è stata lanciata l'analisi sismica lineare attraverso l'utilizzo di uno spettro elastico ridotto del fattore di struttura  $q = 1,5$

L'input sismico è evidentemente comprensivo del fattore di amplificazione dovuto alla categoria di terreno, che nel caso in questione è tipo E.

Rispettando rigorosamente i criteri procedurali richiesti dalla norma, si è tenuto conto dell'eccentricità accidentale spostando di + o - 5% la posizione del centro di massa.

## **La valutazione della vulnerabilità sismica al danno severo per i quattro corpi di fabbrica**

Come precedentemente accennato si esegue l'analisi sismica lineare con spettro di progetto funzione di un fattore di struttura  $q=1,5$ .

Nelle tavole grafiche allegate al progetto è possibile visualizzare in modo sintetico ma funzionale, l'esito delle verifiche condotte sui quattro corpi di fabbrica.

Ad eccezione del corpo C che risulta adeguato, gli altri corpi presentano degli elementi strutturali che non possiedono una sufficiente resistenza alle azioni orizzontali afferenti al sisma meno gravoso previsto dalla norma ( $T_R = 30$  anni).

Pur non essendo particolarmente diffusa, tale carenza è comunque imputabile ai meccanismi fragili ( i più significativi sismicamente parlando) per cui è assolutamente necessario attribuire loro un peso rilevante ai fini sismici.

Per avere un quadro della situazione più esaustivo, si è voluto analizzare il progress damage, intendendo con questo l'evidenziazione degli elementi che vanno in crisi facendo aumentare la forza sismica. L'analisi è

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

stata spinta fino ad un sisma con periodo di ritorno pari a 200 anni, oltre il quale non si è ritenuto significativo spingere l'indagine per la contemporanea presenza di numerosi elementi che sono andati in crisi.

E' su questi che sarà dunque necessario riporre l'attenzione per aumentare le risorse di sicurezza dei corpi di fabbrica.

In termini generali, ad eccezione del piccolo corpo C, tutti i corpi di fabbrica possiedono alcuni elementi che non resistono alle azioni imposte da un sisma di limitata "forza", andando in crisi per taglio. La carenza è di fatto attribuibile alla scarsa quantità di staffe presenti nei pilastri (mediamente 1  $\phi$  6 ogni 15 – 20 cm).

I meccanismi fragili condizionano fortemente la resistenza strutturale complessiva, mentre quelli flessionali sembrano poco significativi; d'altronde sia pilastri che travi possiedono un buon quantitativo di armatura a flessione, che in effetti danno ad essi sia delle buone capacità resistive sia delle buone, ma potenziali, capacità duttili.

Allo stato dei fatti i tre corpi di fabbrica critici hanno un Indice di rischio che assume questo valore:

$$I_R = \left( \frac{T_{R\_C}}{T_{R\_D}} \right)^{0,41} = \left( \frac{30}{712} \right)^{0,41} = 0,273$$

In termini di accelerazione di aggancio allo spettro i risultati sono i seguenti:

$$I_R = \frac{a_{g\_C}}{a_{g\_d}} = \frac{0,042}{0,202} = 0,208$$

Si ricorda infine un passo contenuto nelle "Istruzioni per l'applicazione del nuovo DM08", particolarmente significativo per l'interpretazione dei risultati derivanti dalle verifiche e particolarmente utile al fine della gestione dei risultati di verifica ottenuti.

*"Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento.*

*Per le opere pubbliche strategiche con finalità di protezione civile o suscettibili di conseguenze rilevanti in caso di collasso, date le possibili implicazioni economiche e sociali degli esiti delle verifiche, è opportuno che le stesse siano anche esaminate da revisori non intervenuti nella valutazione.*

*È evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità*

**Dott. Ing. Roberto Giacchetti**  
**Ingegnere Civile**

*dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito."*