

Analisi di vulnerabilità sismica della Chiesa di S.Maria della Misericordia - Correggio (RE)

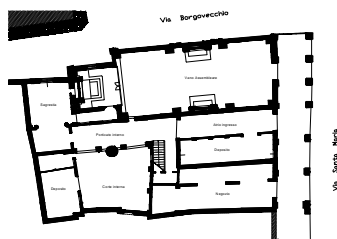
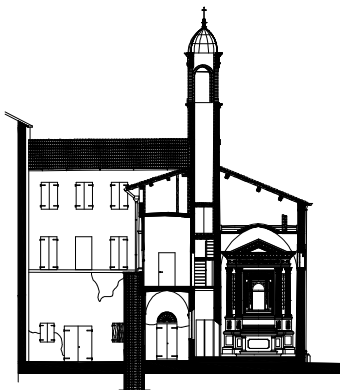
Autore: Ing. Corrado Prandi – Correggio (RE)

Hanno collaborato:

- **ing. Paolo Sattamino, Resp. Sett. Calcolo Strutturale e Geotecnico Harpaceas s.r.l.,**

- **ing. Adalgisa Zirpoli, Assistenza Tecnica Sett. Calcolo Strutturale e Geotecnico Harpaceas s.r.l.**

La costruzione della chiesa e dei locali contigui risale a 700 anni addietro, nel corso dei quali il fabbricato è stato interessato da molti interventi di modifica, aggiunte di elementi, riparazioni e variazioni agli accessi.



I locali erano dedicati all'accoglienza ed al conforto, hanno visto le principali vicende della vita religiosa, sociale e politica della cittadina ed i correggesi, nei secoli, hanno sempre cercato di intervenire per migliorare e mantenere S.Maria.

Negli ultimi anni si è attivato concretamente un Comitato per la messa in sicurezza della costruzione, particolarmente danneggiata dagli eventi sismici degli anni 1996 e 2000; lo scrivente è un componente di suddetto Comitato; ampie notizie storiche, elaborati grafici e tecnici, immagini, sono visionabili e scaricabili visitando il sito www.studioprandi.com/external.

La disponibilità di accurati rilievi geometrici, dei materiali e del quadro fessurativo, contenuti nelle tesi di laurea di motivati colleghi (1), unitamente alle estese informazioni storiche, ha consentito l'esecuzione di analisi strutturali fondate su dati attendibili; è stato necessario e molto utile eseguire continui sopralluoghi all'immobile per avere una adeguata consapevolezza e conferme delle informazioni derivate dal rilievo.

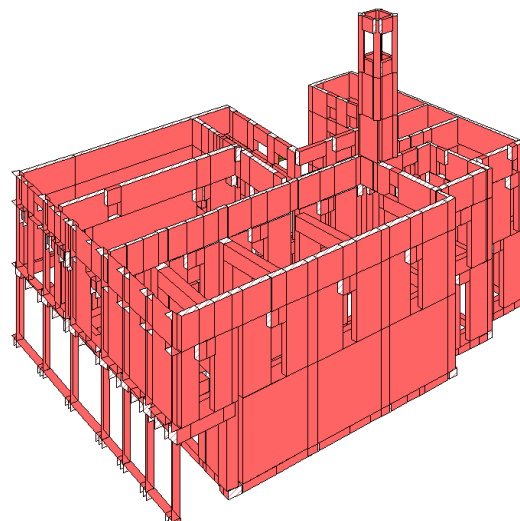
Come a volte accade, gli interventi del passato, eseguiti nel sicuro intento di dare all'immobile maggiore bellezza e rappresentatività, con la possibilità odierna di leggerne al vero le conseguenze, si sono rilevati strutturalmente impropri:

- la facciata principale, frutto di una sopraelevazione dell'originario porticato, è risultata inadeguatamente connessa alla parte interna, distaccandosi durante il sisma,
- l'arco murario sovrastante l'altare, privo o privato della catena per una migliore percezione liturgica, è pericolosamente instabile,
- lo scalone principale a rampe voltate, realizzato successivamente alla prima edificazione, soffre di instabilità riconducibili all'insufficiente contenimento della parete che lo delimita verso il cortile interno,
- il portico ed il loggiato sul cortile interno, dotati di pregevoli e snelle volte a crociera, a seguito del sisma sono stati completamente puntellati,
- la torre campanaria, sopraelevata due secoli addietro ed impostata su murature esistenti che solo in parte minore hanno continuità a terra, risulta vistosamente inclinata e lesionata,
- la nuova copertura della chiesa, eseguita nel 1980 in sostituzione di una copertura lignea ammalorata e spingente, utilizzando una nuova tipologia strutturale tanto solida quanto rigida, durante il sisma del 1996, da un lato ha favorito il crollo della contigua ampia e pregevole volta muraria a padiglione eseguita in foglio, dall'altro ha contenuto gli spostamenti della navata sottostante, mantenendone la stabilità.

Materiali

Propedeuticamente alla predisposizione del progetto generale di consolidamento e restauro dell'immobile, si è proceduto:

1. all'esecuzione di verifiche statiche con metodi speditivi e sommari che hanno portato ad individuare i livelli medi di sollecitazione delle murature, questi ultimi da considerare per i riscontri con i risultati derivati dalle successive analisi numeriche, meno intuitive,
2. all'analisi sismica globale in campo elastico dell'intero fabbricato operando una modellazione ad elementi finiti delle murature secondo lo schema a telaio equivalente, per ottenere risultati che permettessero l'individuazione delle zone della costruzione maggiormente gravate,
3. ad una analisi sismica locale in campo elastoplastico del campanile e murature contigue operando una modellazione ad elementi finiti al continuo, con utilizzo di elementi bidimensionali.



Recuperato lo spettro di risposta elastico del sito e considerato un terreno di tipo C, è stato assunto un fattore di struttura pari a 2,2 ed è stata lanciata l'analisi dinamica modale per le combinazioni dei carichi statiche e sismiche previste dalla norma, ottenendo modi di vibrare ben caratterizzati, deformate per singoli modi e forze d'inerzia nei nodi master di piano, utili per i dimensionamenti preliminari di un intervento sul campanile.

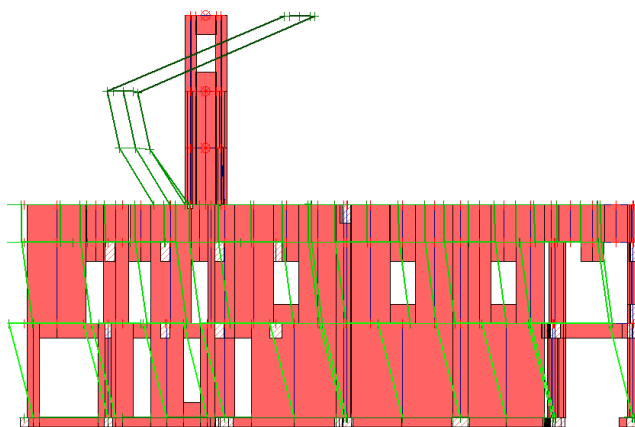
L'analisi elastica sismica globale

Nella modellazione a telaio equivalente sono state operate importanti semplificazioni:

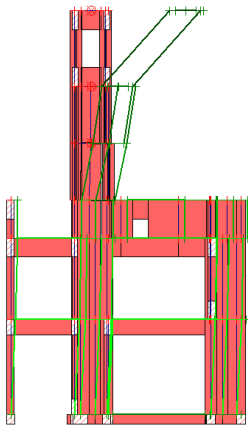
- limitazione nella disposizione delle murature secondo 3 direzioni, due delle quali tra loro ortogonali,
- modellazione degli archi con un elemento trave avente altezza pari alla metà della freccia dell'arco,
- inserimento nel doppio volume della navata della chiesa di un impalcato fittizio intermedio con trasferimento minimo di carico alle pareti,
- carichi equivalenti sulle pareti di bordo per considerare il contributo dei fabbricati in aderenza su due fronti,
- vincolo dei setti in fondazione secondo lo schema di trave su suolo elastico.
- assunzione dell'ipotesi di impalcati a comportamento rigido per tutti i livelli previsti nel modello,
- assunzione di uniformi caratteristiche meccaniche della muratura, pari al minimo valore proposto dalla norma vigente,

Modo	Autovalore (rad/sec) ²	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)		
				X	Y	Z
1	356.788	3.006	0.333	0.057	57.456	0.000
2	390.557	3.145	0.318	2.426	0.112	0.000
3	435.998	3.323	0.301	0.045	40.079	0.000
4	913.162	4.809	0.208	89.515	0.074	0.000

Materiali
Modo: 4 / 4 : T = 0.208 sec [Modi principali: X: 4, Y: 1]
Massa partecipante:
- in direzione X: 89.5 % (modo principale X) - Tot.: 92.0 % - Z(m) = 8.214
- in direzione Y: 0.1 % - Tot.: 97.7 % - Z(m) = 7.789



Materiali
 Modo: 1 / 4 : T = 0.333 sec [Modi principali: X: 4, Y: 1]
 Massa partecipante:
 - in direzione X: 0.1 % - Tot.: 0.1 % - Z(m) = 9.598
 - in direzione Y: 57.5 % (modo principale Y) - Tot.: 57.5 % - Z(m) = 8.768

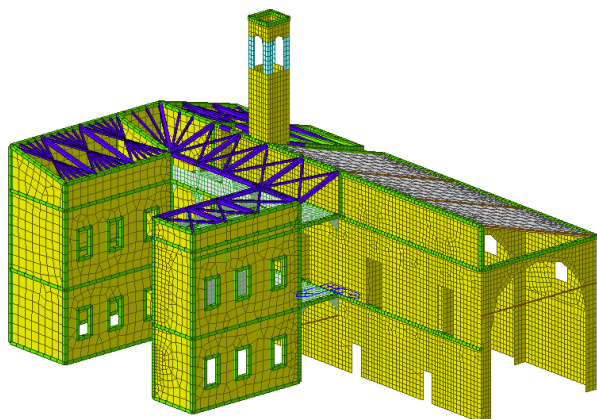
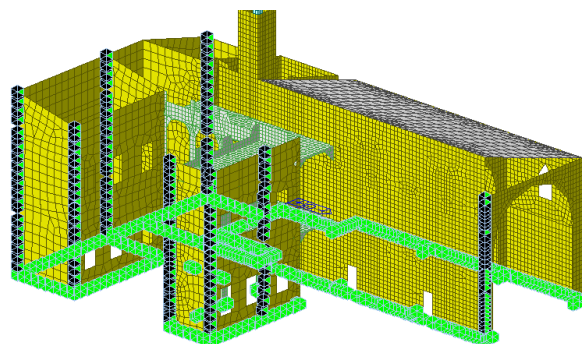


- muratura dei pilastri della cella campanaria, priva di confinamento ed interessata da nicchie per l'appoggio dell'incastellatura delle campane ($E=4.000 \text{ kg/cm}^2$);
- muratura meno antica e realizzata con leganti di qualità migliore (12.000 kg/cm^2);
- impalcato recente in acciaio e laterocemento ($E=300.000 \text{ kg/cm}^2$).

Il vincolamento esterno ha previsto l'incastro al livello delle fondazioni e vincoli secondo allineamenti verticali che potessero simulare il contenimento operato dalle murature delle costruzioni contigue.

L'analisi elastica sismica su un modello ridotto

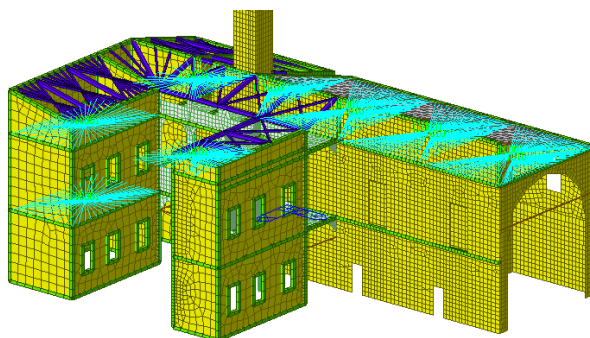
Con l'intenzione di ottenere maggiori informazioni sul comportamento del campanile, si è proceduto ad una modellazione limitata alla parte della costruzione significativa per la valutazione di quest'ultimo, impiegando elementi finiti bidimensionali disposti secondo una maglia molto fitta.



Si è attribuita l'opzione di piano rigido agli impalcati a volta o di copertura, ritenendola ragionevole per la presenza di spessori elevati di laterizio, compatti massetti di pavimentazione e connessione tra gli elementi lignei tale da mantenere le posizioni reciproche tra le pareti perimetrali.

Sono state attribuite diverse caratteristiche meccaniche del materiale costituente gli elementi, cercando di considerare i vari periodi di edificazione od il posizionamento in zone danneggiate o geometricamente critiche:

- muratura antica con caratteristiche meccaniche modeste che potessero sommariamente mettere in conto il degrado del legante, la presenza di fessurazioni diffuse e le connessioni solo parziali tra pareti trasversali ($E=6.000 \text{ kg/cm}^2$);



I carichi considerati nel calcolo sono i seguenti:

- sisma SLV $a_g/g = 0,152$
- neve 120 daN/m^2
- vento 40 "
- riempimento delle volte 350 daN/m^2
- fregi e decori 50 "

- manto di copertura 60 “
- murature 1800 daN/m³
- volte in laterizio 150 daN/m²
- impalcati di copertura 60 “

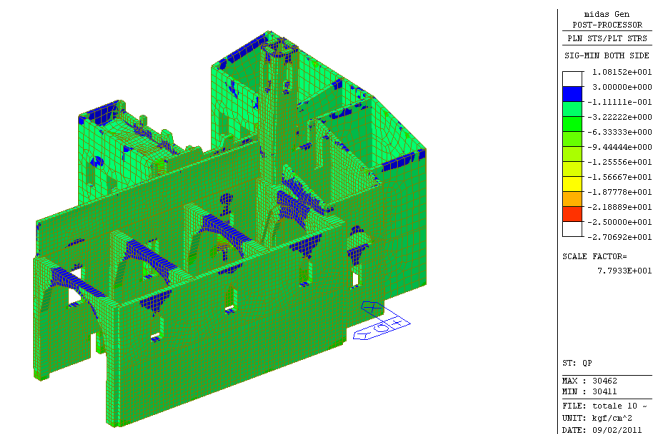
variabili

- su impalcati e volte di piano 200 “
- su volte scale 400 “
- su volte sottotetto 50 “

Sono stati eseguiti i seguenti tipi di analisi:

1. analisi elastic statica per soli carichi verticali
2. determinazione dei modi di vibrare
3. analisi elastica statica per carichi orizzontali proporzionali alle masse di nodo
4. analisi elastica dinamica modale

1) L'analisi elastica statica per carichi verticali ha permesso di ottenere soddisfacenti riscontri con lo stato tensionale determinato con i metodi speditivi e sommari iniziali.



L'esame delle tensioni principali di trazione e compressione (delimitate ai valori +3 kg/cm² e -25kg/cm²) mostrano come la struttura in buona parte esibisce tensioni inferiori ai limiti suddetti. Le parti più sollecitate sono quelle in corrispondenza della chiave dell'arco maggiore e della base del campanile.

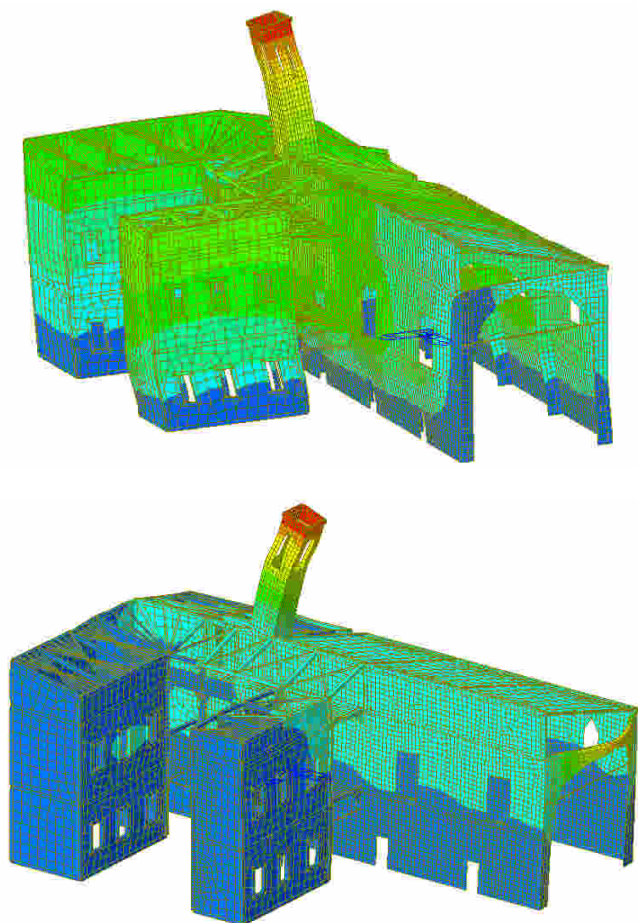
2) Nell'individuazione dei modi di vibrare, in considerazione dell'elevato numero di gradi libertà conseguente alla presenza di elementi truss e di elementi bidimensionali lastra/piastra, per

l'estrazione degli autovalori è stato impiegato in metodo di Ritz.

Le masse sismiche sono generate applicando coefficienti unitari ai carichi permanenti e pari a 0,8 ai carichi variabili.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX				
EIGENVALUE ANALYSIS									
Mode		Frequency		Period	Tolerance				
No		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)					
1		18.3706	2.9238	0.3420	0.0000e+000				
2		20.8016	3.3107	0.3021	0.0000e+000				
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT									
Mode		TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X	
No		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1		76.3752	76.3752	0.1328	0.1328	0.0000	0.0000	0.0250	0.0250
2		0.3269	76.7021	32.0690	32.2017	0.0000	0.0000	21.0929	21.1180
Mode		TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X	
No		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1		1002.4773	1002.4773	1.7170	1.7170	0.0000	0.0000	3.3552	3.3552
2		4.2913	1006.7686	414.7043	416.4213	0.0000	0.0000	2825.5511	2828.9063

I principali modi di vibrare sono particolarmente significativi in quanto oltre a movimentare le percentuali maggiori delle masse, hanno periodo corrispondente ai massimi valori di spettro.

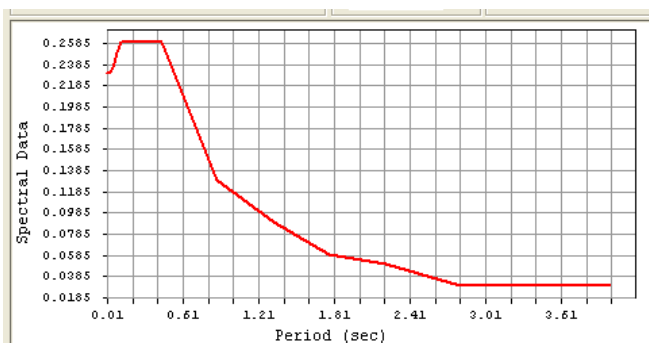


I modi di vibrare principali evidenziano chiaramente la rilevanza degli spostamenti del campanile rispetto al resto della costruzione, ciò in coerenza al livello di danneggiamento riscontrabile al vero.

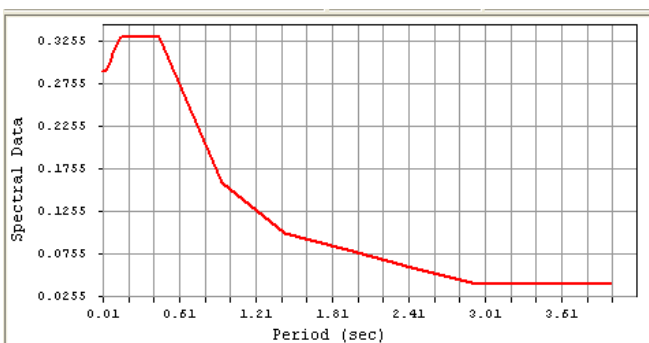
3) analisi elastica statica per carichi orizzontali proporzionali alle masse di nodo

Vengono determinati gli spettri di progetto per il comune di Correggio(RE), considerando un terreno di tipo C ed un fattore di struttura pari a 2.2

Spettro SLV
Valore max=0.26 ag/g



Spettro SLC
Valore max =0.33 ag/g



Questa analisi considera la struttura soggetta ad azioni laterali nelle due direzioni X ed Y determinate calcolando per ogni nodo le masse derivanti dal "peso sismico" calcolato secondo la normativa NTC2008 . In corrispondenza di ogni nodo della struttura viene calcolata la forza d'inerzia moltiplicando la corrispondente massa sismica per la massima accelerazione orizzontale derivata dagli spettri di progetto per SLV e SLC.

4) analisi elastica dinamica modale

Diversamente dall'analisi precedente, per la determinazione delle forze d'inerzia, le masse sismiche per ciascun modo vengono ridotte in base al fattore di partecipazione modale

Viene ottenuto un soddisfacente riscontro dei risultati ottenuti con le analisi 3) e 4):

Sommatoria delle reazioni alla base per SLV (ag/g = 0,26)

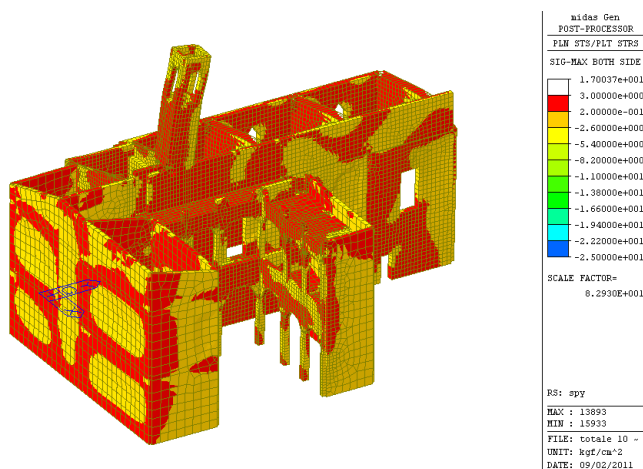
	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
4)			
1°modo (73,67%)	2604	110	0
2°modo (32,06%)	108	1079	0
3)			
	3458	0	0
	0	3458	0

Masse sismiche totali = 13304 kN

$$2604/0,7367/13304 = 0,266$$

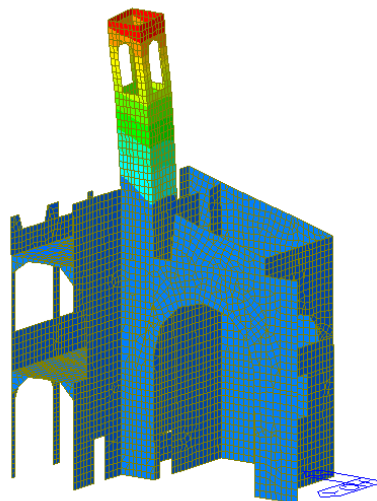
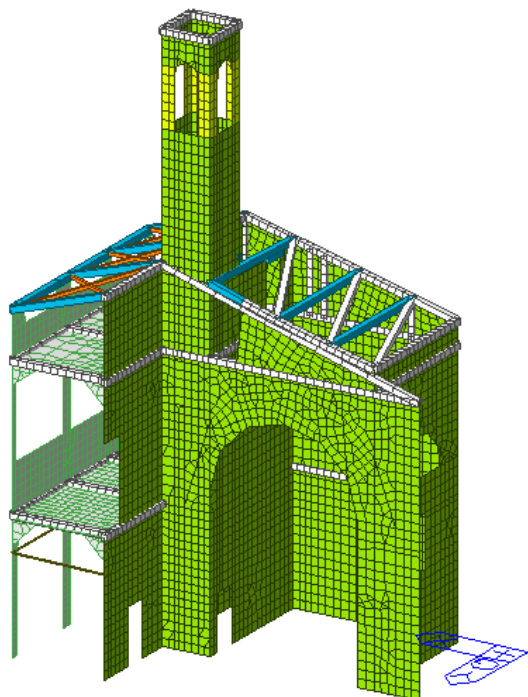
$$1079/0,3206/13304 = 0,253$$

$$3458/13304 = 0,260$$



Dall'analisi delle tensioni su una faccia delle pareti, nella combinazione di carico involuppo di carichi verticali quasi permanenti, forze sismiche proporzionali alle masse e forze sismiche proporzionali ai modi di vibrare, si evidenzia la diffusione delle zone in trazione (in rosso).

Analisi di un modello parziale



midas Gen
POST-PROCESSOR
DISPLACEMENT

RESULTANT

3.68475e-002
3.34977e-002
3.01479e-002
2.67982e-002
2.34484e-002
2.00986e-002
1.67488e-002
1.33991e-002
1.00493e-002
6.69954e-003
3.34977e-003
0.00000e+000

SCALE FACTOR=
2.5986E+001

CB: -rsy

MAX : 92276
MIN : 16

FILE: campanile -
UNIT: m
DATE: 09/02/2011

Azioni laterali sul modello per SLV

Il modello parziale è stato generato allo scopo di valutare la capacità portante del campanile, tenendo conto del comportamento non lineare delle murature. Questa valutazione viene fatta svolgendo una serie di analisi statiche non lineari (pushover) caratterizzate dai seguenti carichi:

- forze d'inerzia proporzionali alle masse allo stato limite SLV e secondo x, y,
- forze d'inerzia dinamiche modali allo stato limite SLV e secondo x,y.

Ad ognuno di questi schemi di carichi laterali verrà aggiunta la combinazione quasi permanente dei carichi verticali.

Le azioni laterali agenti su questo modello parziale derivano dal precedente modello globale.

La maggiore partecipazione modale per il modo 2 (a prevalente spostamento in Y) si ha in corrispondenza dei nodi della parte del campanile che si stacca dalla struttura principale e nei nodi degli archi della navata principale; è un modo che eccita poca massa rispetto a quella globale (circa 32%), ma interessa le parti più danneggiate e che si intende verificare.

nb x,y = forze proporzionali alle masse sismiche
rs x,y = forze di inerzia da analisi modale

direzione X

Load	Concent (kgf)	Beam (kgf)	Floor (kgf)	Pressure (kgf)	Self Weight (kgf)	Sum (kgf)
qp nbx sl	-3.515e+004	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	-3.515e+004
qp nby sl	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000
qp rsx sl	-4.287e+004	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	-4.287e+004
qp rsy sl	-1.599e+003	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	-1.599e+003
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kgf)	Beam (kgf)	Floor (kgf)	Pressure (kgf)	Self Weight (kgf)	Sum (kgf)
	-7.963e+004	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	-7.963e+004

Direzione Y

Load	Concent (kgf)	Beam (kgf)	Floor (kgf)	Pressure (kgf)	Self Weight (kgf)	Sum (kgf)
qp nbx sl	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000
qp nby sl	-3.515e+004	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	-3.515e+004
qp rsx sl	4.652e+002	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	4.652e+002
qp rsy sl	-1.816e+004	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	-1.816e+004
SUMMATION OF TOTAL LOAD PRINTOUT						
	Concent (kgf)	Beam (kgf)	Floor (kgf)	Pressure (kgf)	Self Weight (kgf)	Sum (kgf)
	-5.285e+004	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	0.000e+000	-5.285e+004

Caratteristiche meccaniche della muratura

- E = 6000 daN/cm²
- ν = 0,25
- f_c mattone = 50 daN/cm²
- f_c malta = 25 "
- f_t mattone = 7,5 "
- f_t malta = 3,0 "

Opzioni per l'analisi statica non lineare

Viene adottato un metodo di analisi statica non lineare con controllo in forza, non avendo a disposizione nodi master di piano ai quali applicare un controllo in spostamento.

Lavorando con un controllo in forza, disponiamo come azione di riferimento dei tagli massimi al piede, derivati dalla precedente analisi elastica.

Volendo portare la struttura prima al comportamento non lineare e poi al collasso, i casi di carico prevedono una amplificazione con un coefficiente pari a 2 dei valori derivati dall'analisi elastica.

Il modello costitutivo della muratura implementato, prevede che la curva di capacità non presenti un tratto discendente, dato che il comportamento non lineare viene ottenuto abbattendo il valore del modulo elastico per quelle parti di muratura che abbiano raggiunto i valori di tensione stabiliti come corrispondenti al raggiungimento del limite elastico, si ha quindi la necessità di stabilire un criterio per posizionare il punto finale in corrispondenza del quale interrompere l'analisi.

Nel caso in esame il punto finale è fatto corrispondere al raggiungimento di un limite in termini di spostamento tra due piani di riferimento:

- Limite spostamento relativo 0.3%H (NTC2008)
- H di riferimento = differenza di altezza tra la sommità del campanile e la quota alla quale il campanile si isola dal corpo principale del fabbricato = 19.15-11.9=7.25 m
- Limite di drift
5*limite SLD = 5*7.25*3/1000 = 10.8 cm

Il punto della curva di capacità in cui viene raggiunto il limite elastico della struttura, per ogni caso di carico non lineare, è lo step di analisi in corrispondenza del quale si ha l'inesco del comportamento non lineare del materiale.

Trattandosi di un'analisi svolta con un numero elevato di elementi plate, è probabile che in diversi step si inneschino fenomeni locali che portino a singolarità nei valori di tensione (in particolare la principale di trazione); viene svolta pertanto una valutazione manuale step per step per capire se queste zone sono effettivamente zone di concentrazione anomala di tensione (a causa ad esempio di mesh non regolari) oppure effettivi inneschi di non linearità.

Per ogni curva di capacità è individuato il punto finale di coordinate F^*_{bu} e d^*_{bu} relativo al limite di drift precedentemente calcolato.

Ogni curva di capacità viene scalata secondo il parametro gamma Γ (*fattore di partecipazione del primo modo di vibrare*) ottenendo la curva di capacità di una struttura equivalente ad un solo grado di libertà;

$\Gamma = 1$ nel caso di forze proporzionali alle masse
 $\Gamma = \Phi_T \times M \times \tau = 1,2$ " ai modi

Φ_T = autovettore trasposto derivante dall'analisi modale, normalizzato rispetto alla matrice di massa

M = matrice di massa diagonale

τ = vettore direzionale relativo alla direzione del sisma

Per impiegare gli spettri di risposta elastici ed ottenere informazioni su accelerazioni e spostamenti, per ogni stato limite, le curve di capacità delle strutture equivalenti vengono approssimate, applicando il criterio dell'equivalenza delle aree, a curve bilineari equivalenti (con uguali aree sottese e uguale dissipazione energetica).

La forza F^*y (450 KN - SLV) e lo spostamento d^*y (0,06 m - SLV) corrispondenti al passaggio da fase elastica a non elastica nella curva bilineare equivalente, sono stati individuati tramite una procedura iterativa, seguendo le indicazioni riportate nella Circolare NTC2008 (7.3.4.1).

La rigidezza del tratto elastico della struttura bilineare equivalente è pari a:

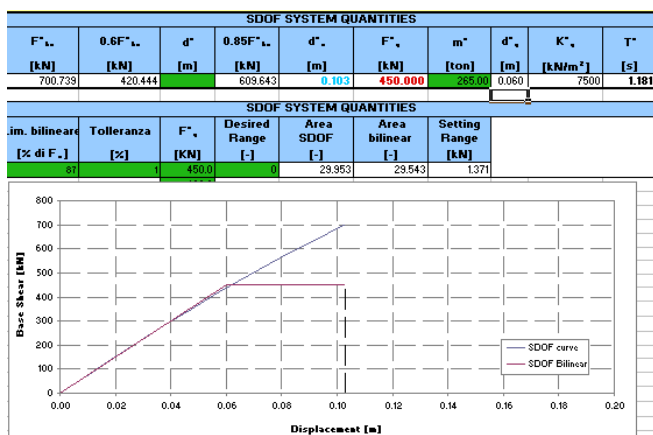
$$k^* = F^*y / d^*y$$

Il periodo proprio della stessa è pari a:

$$T^* = 2\pi (m^*/k^*)^{1/2} = 1,181 \text{ sec (SLV)}$$

Dalla curva dello spettro elastico in accelerazione per il sito in esame, noto il periodo T^* della struttura, si determina la richiesta in accelerazione per i vari stati limite $S^*_e(T^*)$; analogamente gli spettri elastici in spostamento permettono di determinare le corrispondenti richieste in spostamento $S^*_{de}(T^*)$.

Impiegando lo spettro elastico in spostamento corrispondente allo stato limite SLV, si ottiene la domanda in spostamento $d = 0,0884 \text{ m}$.



Per tenere conto del comportamento elasto-plastico della struttura equivalente, pur impiegando spettri di risposta elastici:

se $T^* \geq T_c$

$d^*_{max} = d^*_{e,max}$

se $T^* < T_c$

$d^*_{max} = d^*_{e,max} / q^* \times (1 + (q^* - 1) \times T_c / T^*) \geq d^*_{e,max}$

essendo $q^* = S^*_e(T^*) / F^* y$

se $q^* < 1$ $d^*_{max} = d^*_{e,max}$

La richiesta in spostamento per la struttura reale prevede che la richiesta derivata dallo spettro elastico venga moltiplicata per il fattore di partecipazione Γ .

	SLO	SLD	SLV	SLC	
TB	0.14	0.14	0.15	0.15	
TC	0.41	0.43	0.44	0.45	
TD	1.77	1.82	2.22	2.43	
a_g (m/s ²)	0.429	0.54	1.52	2.03	PGA
F_0	2.501	2.50	2.55	2.52	
S	1.50	1.50	1.46	1.39	
η	1.00	1.00	1.00	1.00	

	SLO	SLD	SLV	SLC	
$S^*_e(T^*)$	0.57	0.75	2.12	2.71	m/sec ²
$S^*_{De}(T^*)$	0.0198	0.0261	0.0737	0.0941	m
T_c	0.41	0.43	0.44	0.45	sec
$T^* > T_c$	Si	Si	Si	Si	Si
q^*	0.336	0.443	1.251	1.596	
$q^* > 1$	No	No	Si	Si	
$d^*_{e,max}$	0.0198	0.0261	0.0737	0.0941	m
d^*_{max}	0.0451	0.0468	0.0737	0.0941	m
d^*_{max}	0.0198	0.0261	0.0737	0.0941	m
$d = d^* \times \Gamma$	0.0238	0.0313	0.0884	0.1129	m

Nel caso in esame la domanda in spostamento per la struttura reale per lo stato limite SLV (m 0,0884) è inferiore alla capacità calcolata (m 0,103).